

# Zur Ermüdung von Stahlbetonbrücken

**Report**

**Author(s):**

Fehlmann, Patrick

**Publication date:**

2012

**Permanent link:**

<https://doi.org/10.3929/ethz-a-007216527>

**Rights / license:**

[In Copyright - Non-Commercial Use Permitted](#)

**Originally published in:**

IBK Bericht 335

# **Zur Ermüdung von Stahlbetonbrücken**

Patrick Fehlmann

Institut für Baustatik und Konstruktion  
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

Zürich  
Februar 2012



# Vorwort

Das zunehmende Alter unseres Strassennetzes, die tendenziell steigenden Achslasten, die bessere Auslastung der Ladekapazitäten und die bis zur Sättigung zunehmenden Frequenzen des Schwerverkehrs führen dazu, dass Ermüdung auch bei Strassenbrücken zu einem realistischen Gefährdungsbild wird, wie dies bei Eisenbahnbrücken längst der Fall ist. Im Vergleich zum Stahl sind die gesicherten Kenntnisse über Ermüdung im Stahlbeton rudimentär. Deshalb sind die entsprechenden Normvorschriften im Sinne des Vorsorgeprinzips konservativ, so dass es im Rahmen einer Überprüfung häufig nicht gelingt, die Ermüdungssicherheit einer Strassenbrücke für ihre Restnutzungsdauer nachzuweisen.

Patrick Fehlmann hat sich in seiner Promotionsarbeit das Ziel gesetzt, diesen unbefriedigenden Zustand zu verbessern. Er hat für beide beteiligten Baustoffe Beton und Betonstahl eigene Dauer-schwingversuche durchgeführt und damit die Datenbasis aus der Literatur ergänzt. Die Krönung war jedoch der durch die cemsuisse grosszügig unterstützte Grossversuch, der es erlaubte, an einer Rahmenbrücke im Massstab 1:2 die Phänomene der Ermüdung und insbesondere das sukzessive Versagen der einzelnen Bewehrungsstäbe zu studieren. Das von Patrick Fehlmann entwickelte Rechenmodell stützt sich auf die klassische Stahlbetontheorie und die allgemein anerkannte lineare Schadensakkumulation zur Berechnung des Ermüdungsschadens im Betonstahl. Es erlaubt, die Ermüdung von biegebeanspruchten Stahlbetontragwerken zu simulieren und zeigt eine gute Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen. Ingenieure, die über grundlegende Programmierkenntnisse verfügen, können das Modell selbständig implementieren, für ihre Problemstellung anpassen und die Ermüdung sowie die daraus resultierende Schädigung simulieren.

Es ist mir ein Anliegen, insbesondere der cemsuisse, aber auch allen anderen an diesem Forschungsprojekt Beteiligten für ihr Engagement und ihre Unterstützung zu danken.

Zürich im Februar 2012

Thomas Vogel



# Kurzfassung

Bei der Überprüfung bestehender Stahlbetonbrücken hinsichtlich ihrer Tragsicherheit stehen meistens die Biege- und Querkrafttragsicherheit einzelner Bauteile im Vordergrund. In jüngster Zeit haben Berichte über die zukünftige Entwicklung des Verkehrs auf Schiene und Strasse und die mögliche Zulassung von Fahrzeugen mit höheren Achslasten auch Diskussionen zur Ermüdungsproblematik bei Stahlbetonbrücken neu entfacht. Verschiedene neuere Forschungsarbeiten zeigen, dass bei Brücken mit zunehmendem Alter eine erhöhte Wachsamkeit bezüglich Ermüdungsschäden angezeigt sein kann. Insbesondere bei stark beanspruchten Bauteilen, welche sich bereits in schadhaftem Zustand befinden, könnte Ermüdung im Zusammenspiel mit anderen Schädigungsmechanismen wie beispielsweise Korrosion zum Versagen einzelner Bewehrungsstäbe führen. Aus diesem Grund muss die Ermüdungssicherheit in vielen Fällen ebenso in Frage gestellt werden.

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der Erforschung des Ermüdungsverhaltens von Stahlbetontragwerken. Ein Überblick über die wichtigen Forschungsergebnisse der letzten gut 100 Jahre zeigt, dass die phänomenologischen Aspekte der Ermüdung von Stahlbeton durch die bisherige Forschung bereits gut abgedeckt werden. Hingegen ist es bis heute nicht gelungen, diese in zahlreichen Experimenten beobachteten Phänomene hinreichend zu begründen und einer Ursache zuzuordnen. Unter Berücksichtigung dieser vorhandenen Resultate sowie der Erkenntnisse aus dem eigenen Grossversuch werden die Phänomene auf anerkannte Grundlagen der Stahlbetontheorie zurückgeführt. Auf dieser Basis wird ein transparentes physikalisch-mechanisches Modell für das Ermüdungsverhalten von Stahlbetonquerschnitten entwickelt. Die Besonderheit des Modells liegt darin, dass den einzelnen Bewehrungsstäben im Modell eine zufallsverteilte Ermüdungsfestigkeit zugewiesen wird, so dass auch das Bauteilverhalten nach dem Versagen der ersten Bewehrungsstabes erfasst werden kann.

Bisherige experimentelle Untersuchungen wurden grösstenteils an gegenüber realen Bauteilen stark idealisierten Versuchskörpern durchgeführt. Anhand dieser Experimente können Rückschlüsse auf das Verhalten des realen Bauteils gezogen werden; über das integrale Ermüdungsverhalten eines Bauwerks lassen sich jedoch nur bedingt Erkenntnisse ableiten. Das Gefährdungsbild der Ermüdung lässt sich deshalb für ein gesamtes Bauwerk nur schwer charakterisieren. Mittels des bereits erwähnten Grossversuchs am Modell einer Rahmenbrücke mit nahezu realen Abmessungen und Dauerschwingversuchen an freischwingenden Stäben aus neuem und altem Betonstahl wird aufgezeigt, dass die Ermüdung bei bestehenden Stahlbetonbrücken ein reales Gefährdungsbild darstellen kann.

Die Entwicklung der Ermüdungsnachweise in den schweizerischen Tragwerksnormen sowie ein Vergleich mit den Nachweiskonzepten anderer Normenwerke widerspiegeln die grossen Unsicherheiten in den vorhandenen Grundlagen. Diese Hintergrundinformationen zusammen mit Resultaten von bereits ausgeführten und eigenen Versuchen sowie dem daraus entwickelten Berechnungsmodell ermöglichen die Erarbeitung eines Konzeptes zur Überprüfung bestehender Brücken bezüglich ihrer Ermüdungssicherheit.

# Abstract

When assessing the structural safety of existing reinforced concrete bridges, the focus is usually set on the flexural and shear load-bearing capacity. Recently, reports on the future development of road and rail traffic and the possibility of vehicles with higher axial load limits have relaunched the discussion on fatigue in reinforced concrete bridges. Current research reveals that with the increasing age of bridges, special attention has to be paid to fatigue. In combination with other damage processes, such as corrosion, fatigue could lead to the failure of single reinforcing bars in highly stressed members. Therefore, the issue of fatigue safety should not be ignored.

This thesis is concerned with the fatigue behavior of reinforced concrete structures. Important research carried out during the past decade already covers the phenomenological aspects of fatigue in structural concrete. However, so far, research has neither been able to sufficiently explain the observed phenomena, nor relate them to specific causes. In this thesis, the results of previous research and the findings of a large-scale test carried out by the author were used to link the phenomena of fatigue to widely recognized theoretical principles of structural concrete. Subsequently, a transparent physical-mechanical model for the fatigue behavior of reinforced concrete sections is developed. The model assigns probabilistically distributed fatigue strengths to the single reinforcing bars, so that the structural behavior can also be described after the failure of the first reinforcing bar.

Previous fatigue tests were usually carried out on highly idealized specimens. These tests led to conclusions concerning the behavior of real members. However, they were only able to provide a limited insight on the integral fatigue behavior of whole structures, which made it difficult to characterize the hazard scenario ‘fatigue’ for an entire structure. Together with additional fatigue tests on unbonded new and old reinforcing bars, the aforementioned large-scale test on a frame bridge with almost realistic dimensions confirms that fatigue is indeed an issue for existing reinforced concrete bridges.

The development of the fatigue design criteria stipulated in the Swiss design codes as well as the wide range of design concepts in other design codes reflect the large uncertainties concerning the fatigue behavior of reinforced concrete structures. This background information and the results of existing and own experiments provide the basis for a new approach for assessing fatigue in existing bridges.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1	Ausgangslage und Problemstellung	1
1.2	Abgrenzung	3
1.3	Verständigung	4
<b>2</b>	<b>Geschichtlicher Rückblick</b>	<b>11</b>
2.1	Ermüdung metallischer Werkstoffe	11
2.2	Ermüdung von Stahlbetonbauteilen	15
<b>3</b>	<b>Werkstoff- und Verbundverhalten</b>	<b>19</b>
3.1	Beton	19
3.1.1	Einachsige Druckbeanspruchung	19
3.1.2	Einachsige Zugbeanspruchung	20
3.1.3	Zeitabhängiges Verhalten	21
3.1.4	Ermüdungsverhalten	21
3.2	Betonstahl	31
3.2.1	Statisches Verhalten	31
3.2.2	Ermüdungsverhalten	32
3.3	Verbund	37
3.3.1	Statisches Verhalten	37
3.3.2	Ermüdungsverhalten	38
<b>4</b>	<b>Eigene Versuche</b>	<b>41</b>
4.1	Versuche zur Ermüdungsfestigkeit von Betonstählen	42
4.1.1	Fragestellung	42
4.1.2	Probenmaterial	42
4.1.3	Versuchsplanung und -durchführung	43
4.1.4	Auswertung	43
4.1.5	Erkenntnisse	47
4.2	Grossversuch an einem Stahlbetonrahmen	49
4.2.1	Problemstellung und Zielsetzung	49
4.2.2	Abgrenzung	50
4.2.3	Versuchskörper und dessen Vergleich mit realen Brücken	50
4.2.4	Versuchsablauf	53
4.2.5	Interpretation und Vergleich der Versuchsergebnisse	54
4.2.6	Erkenntnisse	73
<b>5</b>	<b>Modell für das Ermüdungsverhalten biegebeanspruchter Stahlbetonquerschnitte</b>	<b>77</b>
5.1	Grundlagen, Idealisierungen und Annahmen	77
5.2	Modellbildung	78
5.2.1	Geometrie und Einwirkungen	80



5.2.2	Materialgesetze	80
5.2.3	Iterative Bestimmung der Dehnungsebene	84
5.2.4	Schadensakkumulation	85
5.2.5	Restphase	86
5.2.6	Ergebnisse anhand eines fiktiven Anwendungsbeispiels	86
5.3	Parameterstudie	89
5.3.1	Übersicht der Modellparameter	89
5.3.2	Einfluss von Beanspruchung und Ermüdungsfestigkeit	89
5.3.3	Einfluss der Anzahl Bewehrungsstäbe	93
5.4	Verifizierung des Modells	94
5.4.1	Versuche von Schläfli	94
5.4.2	Versuche von Lambotte et al.	98
5.5	Erkenntnisse und Ausblick	102
<b>6</b>	<b>Nachweis der Ermüdungssicherheit von Stahlbetontragwerken</b>	<b>105</b>
6.1	Normen und Richtlinien	105
6.2	Überprüfung bestehender Brücken	107
6.2.1	Konzept	107
6.2.2	Anwendungsbeispiel 1: Überprüfung einer Plattenbrücke	110
6.2.3	Anwendungsbeispiel 2: Überprüfung einer Konsolplatte	113
6.3	Entwurf und Ausführung neuer Brücken	116
<b>7</b>	<b>Forschungsbedarf und Schlussfolgerungen</b>	<b>117</b>
7.1	Forschungsbedarf	117
7.1.1	Schädigungsmechanismen	117
7.1.2	Einwirkungen	118
7.1.3	Methoden für die Zustandserfassung	118
7.2	Schlussfolgerungen	119
	<b>Bezeichnungen</b>	<b>121</b>
	<b>Literatur</b>	<b>125</b>
<b>Anhang A</b>	<b>Modellrechnungen Versuche Schläfli</b>	<b>133</b>
<b>Anhang B</b>	<b>Modellrechnungen Versuche Lambotte et al.</b>	<b>139</b>

# 1 Einleitung

*„Der Zweifel ist der Beginn der Wissenschaft. Wer nichts anzweifelt, prüft nichts. Wer nichts prüft, entdeckt nichts. Wer nichts entdeckt, ist blind und bleibt blind.“*

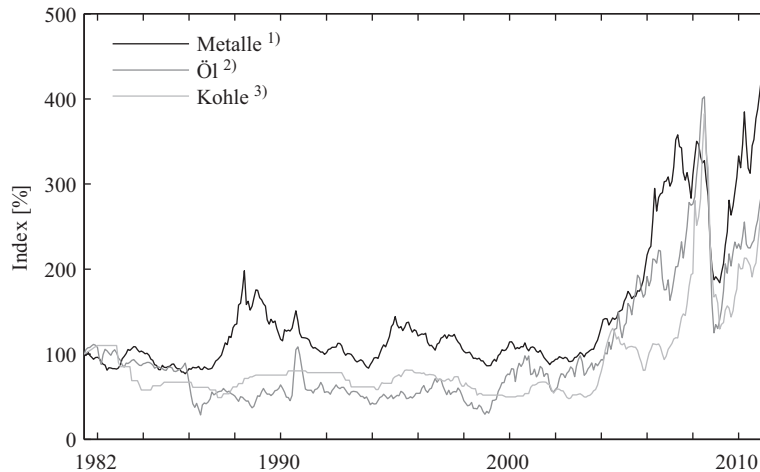
*Teilhard de Chardin (1881 – 1955)*

## 1.1 Ausgangslage und Problemstellung

Heute (im Jahr 2011) sind Ressourcen zum Bauen bereits ein knappes Gut. Die Rohstoff- und Energiepreise sind in den letzten Jahren stetig gestiegen (vgl. Bild 1.1). Eine Umkehr dieses Trends ist in naher Zukunft nicht absehbar. Deshalb sind wir gezwungen, sparsam mit den verbleibenden Ressourcen umzugehen und diese gezielt einzusetzen. Gleichzeitig findet in vielen Ländern eine Landflucht statt, was zu einer Platznot in den Städten führt. Trotzdem sind heute Bestrebungen im Gange, den Schutz unberührter Natur zu verstärken (z. B. die Alpen) und neue Gebiete unter Schutz zu stellen (z. B. die Regenwälder). Diese Gegebenheiten führen zu einer Reihe von Herausforderungen und Zielkonflikten, mit denen die Menschheit heute und in den kommenden Jahrzehnten konfrontiert ist und sein wird. Für uns Bauingenieure bestehen die grössten Herausforderungen in der Erhaltung unserer gebauten Umwelt und im Entwerfen und Planen von Bauwerken für extreme Situationen an extremen Standorten. Die Anforderungen dabei werden immer vielfältiger (Robustheit, Modifizierbarkeit, Umweltverträglichkeit, Unterhaltsminimierung, Ästhetik etc.). Die Gefährdungsbilder, für die Bauwerke ausgelegt werden, sind heute zahlreicher und detaillierter denn je. Eines dieser Gefährdungsbilder, um das es in dieser Arbeit geht, ist die Ermüdung. Beispiele für ermüdungsbeanspruchte Bauwerke sind Windkraftanlagen (On- und Offshore), Offshore-Bohrplattformen, Hochhäuser und Türme, Brücken, Seilbahnen, Masten, Start- und Landebahnen von Flugzeugen sowie Maschinenfundamente und Kranbahnen.

Für den weitaus grössten Teil der Neubauten werden bewährte Materialien wie Stahl, Holz und Beton eingesetzt. Dank intensiver Forschungstätigkeit im Bereich dieser Werkstoffe ist es uns heute möglich, sie immer stärker auszunutzen und versteckte Reserven zu aktivieren. Komplexe Tragwerksmodelle können mittels Computer schnell ausgewertet werden, was diesen Trend weiter begünstigt. Eine Folge all dieser Entwicklungen ist, dass die Werkstoffe grösseren Spannungswechseln ausgesetzt sind und deshalb schneller ermüden.

Die Nutzung von Verkehrsinfrastrukturbauten wie Strassen- und Bahnbrücken aber auch Flugpisten ist infolge der Globalisierung und des steigenden Bedürfnisses nach Mobilität in den letzten Jahrzehnten stark angestiegen. Die Anzahl Überfahrten und die Lasten selbst haben auf den Brücken des Schweizer Nationalstrassennetzes zugenommen und werden weiter zunehmen [15; 69]. Analysen zur Auswirkung neuer Lastmodelle mit grösseren Achslasten auf bestehende Strassen- und Bahnbrücken haben die Diskussion der Ermüdung von Stahlbetontragwerken neu entfacht [87]. Nicht zuletzt deshalb wird die Frage der Ermüdungssicherheit zunehmend an Aktualität gewinnen.



Quelle: Index Mundi, www.indexmundi.com. Zeitperiode: 01.06.1981 – 01.06.2011.

- 1) Commodity metals price index; 100% = 57.39 Indexpunkte
- 2) Crude oil (petroleum), dated Brent; 100% = 33.25 US\$/barrel
- 3) Australian thermal coal; 100% = 50.40 US\$/t

Bild 1.1: Preisentwicklung ausgewählter Rohstoffe zwischen 1981 und 2011.

Obwohl Forschungs- und Handlungsbedarf schon lange erkannt sind, ist die Menge an Grundlagen im Bereich der Ermüdung von Stahlbetonbauten nach wie vor klein. Während im Stahl- und Maschinenbau die benötigten Grundlagen für die Zustandserfassung eines ermüdungsgefährdeten Details bekannt sind, fehlen im Betonbau vergleichbare Kenntnisse. Die Vorschriften in den aktuellen Normenwerken beruhen folglich auf einer sehr schmalen Wissensbasis, was bei der Beurteilung bestehender Betonbauten bezüglich ihrer Ermüdungssicherheit Schwierigkeiten bereitet. Es ist heute weder möglich, den Ist-Zustand eines Bauteils bezüglich Schädigung durch Ermüdung zu erfassen, noch eine Prognose für dessen Restlebensdauer abzugeben. Die Forschung hat sich bis jetzt im Wesentlichen auf Untersuchungen der Ermüdungsphänomene bei den Einzelkomponenten Beton und Bewehrungsstahl konzentriert. Versuche an Bauteilen oder richtigen Bauwerken wurden nur wenige durchgeführt. Viele Phänomene konnten zwar in Versuchen beobachtet, deren Ursache aber nicht gefunden oder gar mittels physikalischer Modelle erklärt werden. Diese Lücke könnte geschlossen werden, indem die Phänomene auf anerkannte Grundlagen der Stahlbetontheorie zurückgeführt werden und auf dieser Basis ein Modell für das Ermüdungsverhalten von Stahlbeton entwickelt wird.

Lange Zeit herrschte die Meinung vor, dass Ermüdung im konstruktiven Ingenieurbau bei Stahlbauten sehr wohl eine Rolle spielen würde nicht aber bei Betonbauten. Neueste Untersuchungen haben jedoch gezeigt, dass nicht nur bei speziellen Bauteilen aus Stahlbeton wie z. B. Maschinenfundamenten sondern auch bei Teilen von Brücken Spannungswechsel auftreten können, die ermüdungsrelevant sind. Demzufolge können mit zunehmendem Alter Schäden infolge Ermüdung nicht ausgeschlossen werden. Trotzdem sind bis heute in der Schweiz keine Schäden an Brücken infolge Ermüdung bekannt. Mögliche Erklärungen für diese Diskrepanz sind das niedrige Durchschnittsalter der Nationalstrassenbrücken von ca. 36 Jahren, das Nicht-Erkennen versteckter Schäden oder das Zuordnen vorhandener Schäden zu anderen Ursachen wie beispielsweise Korrosion.

Auf dem Schweizer Strassennetz existieren viele Rahmenbrücken zur Überquerung kleiner Hindernisse wie Bäche, Ortsstrassen, Fussgänger- und Radwege (vgl. Bild 1.2). Diese einfeldrigen Brücken weisen Spannweiten von rund 3 bis 15 m auf, wobei die meisten im Bereich von 4 bis 10 m liegen. Bei diesen Brücken handelt es sich um integrale Brücken, also Brücken ohne Dilatationsfugen und Fahrbahnübergänge. Insbesondere bei der Überfahrt von schweren Lastwagen erfährt die Bewehrung in

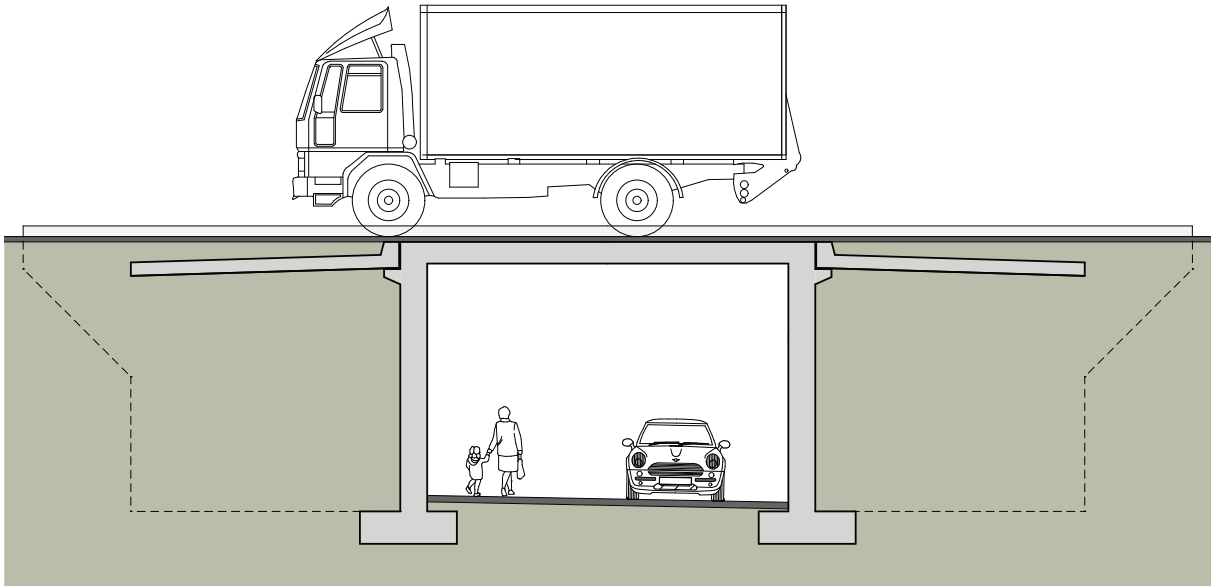


Bild 1.2: Rahmenbrücke als Autobahnunterführung; Längsschnitt.

den Rahmenecken und in Feldmitte ermüdungswirksame Spannungswechsel. Im Zuge von Instandsetzungen wurde in den letzten Jahren zudem festgestellt, dass die Bewehrung in den Rahmenecken in manchen Fällen nicht sauber verlegt worden war. Sie liegt häufig zu tief, was höhere Spannungsdifferenzen und somit ein schlechteres Ermüdungsverhalten zur Folge hat.

Der Grossteil der bisherigen experimentellen Untersuchungen wurde an gegenüber realen Bauteilen stark idealisierten Versuchskörpern durchgeführt. Über das Ermüdungsverhalten eines Bauwerks lassen sich aus solchen Untersuchungen nur bedingt Erkenntnisse ableiten. Folglich lässt sich das Gefährdungsbild der Ermüdung nur schwer charakterisieren, was für die Praxis unbefriedigend ist. Dem Autor bot sich die Gelegenheit, einen Laborversuch an einem Rahmen mit realen Bauteilabmessungen durchzuführen. Ein Kapitel dieser Arbeit ist deshalb den eigenen experimentellen Arbeiten gewidmet. Über den Versuch und die Ergebnisse wird zudem ausführlich in [32] berichtet. Zusammen mit den Werkstoffversuchen an altem und neuem Betonstahl sollte der Grossversuch zu neuen Erkenntnissen über das Ermüdungsverhalten eines in der Schweiz weit verbreiteten Brückentyps beitragen. Gewisse Erkenntnisse lassen sich aber auf andere Tragwerke übertragen.

## 1.2 Abgrenzung

Das Ermüdungsverhalten eines Tragwerks losgelöst von den Einwirkungen zu betrachten, ist unmöglich. Im Zuge dieser Arbeit soll aber das Tragverhalten im Vordergrund stehen. Fragen zur Einwirkungsseite werden deshalb nur am Rande behandelt. Weiterhin werden nur schlaff bewehrte Bauwerke und Bauteile betrachtet. Bei vorgespannten Bauteilen ergeben sich zusätzliche Fragestellungen, welche in dieser Arbeit nicht behandelt werden. Ebenfalls nur am Rande betrachtet wird die Ermüdung infolge Querkraftbeanspruchung bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung.

### 1.3 Verständigung

Fachwörter sind bei ihrer ersten Nennung im Text durch kursive Schrift hervorgehoben. Namen von Personen und wörtlich übernommene Zitate sind ebenfalls kursiv geschrieben. Im Folgenden werden die in dieser Arbeit verwendeten Fachwörter im Zusammenhang mit Ermüdung definiert. Selbst im deutschen Sprachgebrauch existiert für ein und dieselbe Sache eine Vielzahl von Fachausdrücken, die als Synonyme zu verstehen sind. Die hier verwendeten Ausdrücke sind in der Regel die im Bauingenieurwesen gebräuchlichen.

In technischen Wörterbüchern [12] wird die *Ermüdung* definiert als „*Strukturveränderung eines Werkstoffes durch Dauerbelastung an der Stelle, wo später der Bruch eintritt*“.

*Radaj* und *Vormwald* [91] verwenden die folgende Definition: „*Unter Ermüdung wird Werkstoffschädigung, Risseinleitung und Rissfortschritt unter zeitlich veränderlicher, häufig wiederholter Beanspruchung verstanden*“.

*Ermüdung* kann demzufolge als Prozess verstanden werden, bei dem eine Werkstoffprobe unter wiederholter Beanspruchung eine *Schädigung* erfährt und schliesslich versagt, auch wenn die Höhe der Beanspruchung unterhalb der statischen Festigkeit des Werkstoffs liegt. *Schädigung* wird dabei als ein Prozess verstanden, welcher einen *Schaden* verursacht.

Zur Beschreibung der Beanspruchung einer Probe werden die Begriffe *Mittelspannung*  $\sigma_m$ , *Unterspannung*  $\sigma_{min}$ , *Oberspannung*  $\sigma_{max}$ , *Spannungsdifferenz*  $\Delta\sigma$  (auch *Spannungsschwingbreite*) und *Spannungsamplitude*  $\sigma_a$  verwendet (vgl. Bild 1.3). Dabei gelten die folgenden Zusammenhänge:

$$\sigma_m = \frac{1}{2}(\sigma_{max} + \sigma_{min}) \tag{1.1}$$

$$\sigma_a = \frac{1}{2}(\sigma_{max} - \sigma_{min}) \tag{1.2}$$

$$\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min} = 2 \sigma_a \tag{1.3}$$

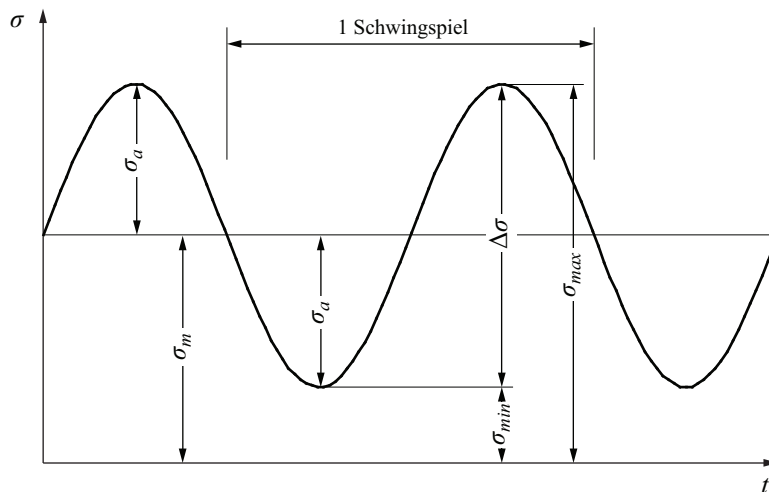


Bild 1.3: Bezeichnungen zur Beschreibung der Beanspruchung im Dauerschwingversuch.

Zur Beschreibung des Beanspruchungsniveaus wird das *Spannungsverhältnis*  $R$  verwendet, welches definiert ist als Verhältnis von Unter- zu Oberspannung.

$$R = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} \quad (1.4)$$

Mit dem *Spannungsintensitätsverhältnis*  $S$  kann die Beanspruchung im Verhältnis zur (meist statischen Kurzzeit-) Festigkeit eines Werkstoffs beschrieben werden.

$$S_{min} = \frac{\sigma_{min}}{f_{stat}} \quad \text{bzw.} \quad S_{max} = \frac{\sigma_{max}}{f_{stat}} \quad (1.5)$$

Die möglichen Beanspruchungsfälle im Dauerschwingversuch sind in Bild 1.4 definiert. Bleibt die Beanspruchung einer Probe während des ganzen Versuchs konstant, so spricht man von einem *Einstufenversuch*. Bei einem *Mehrstufenversuch* hingegen wird die Beanspruchung während des Versuchs gemäss einer vorgegebenen Abfolge stufenweise variiert. Beim *Betriebsfestigkeitsversuch* schliesslich wird die Probe einer betriebsähnlichen Beanspruchung unterworfen. Häufig wird bei diesem Versuchstyp eine zufallsverteilte Beanspruchung erzeugt, um die Beanspruchung im Betrieb zu simulieren.

Der Zusammenhang zwischen Mittelspannung und ertragbarer Spannungsamplitude bei gegebener Bruchlastwechselzahl wird in sogenannten *Dauer- und Zeitfestigkeitsschaubildern* dargestellt. Verschiedene Varianten der Darstellung wurden u. a. entwickelt von *Haigh* [46], *Smith* [114], *Goodman* [41] und *Moore* und *Kommers* [72]. Während heute im Maschinenbau primär das Schaubild nach *Haigh* verwendet wird, sind im Bauingenieurwesen die Schaubilder nach *Smith* und *Goodman* üblicher. Die letzteren werden auch zur Beschreibung der Ermüdungsfestigkeit von reinem Beton genutzt (vgl. Kap. 3.1.4) und sind in Bild 1.5 dargestellt. In der Darstellung nach *Smith* wird die ertragbare Ober- und Unterspannung über der Mittelspannung aufgetragen, in der Darstellung nach *Goodman* die ertragbare Oberspannung über der Unterspannung. Für praktische Anwendungen werden die Schaubilder in der Regel linearisiert und durch die Fließgrenze begrenzt, so wie in Bild 1.5 dargestellt.

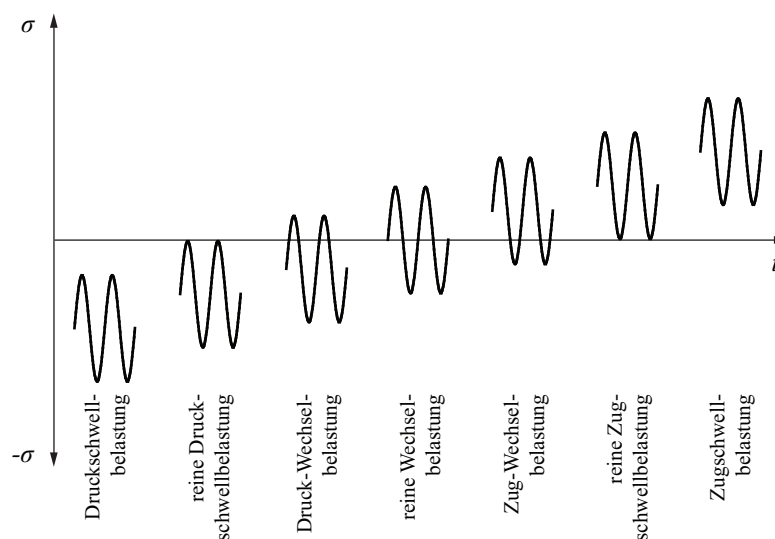


Bild 1.4: Beanspruchungsfälle im Dauerschwingversuch. Neu gezeichnet nach *van Mier* [125].

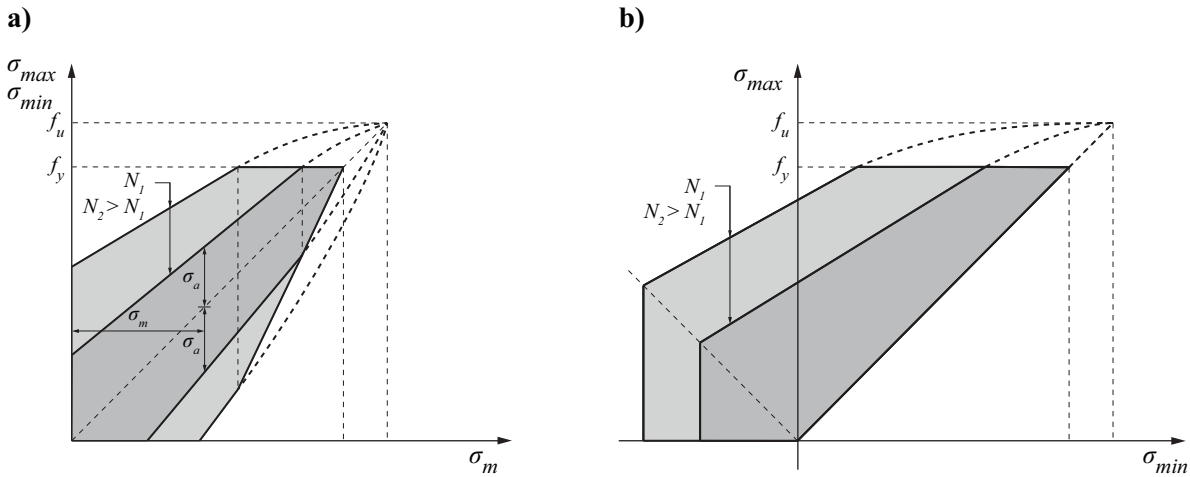


Bild 1.5: Dauer- und Zeitfestigkeitsschaubild für metallische Werkstoffe mit Fließgrenze: (a) nach Smith; (b) nach Goodman.

Trägt man von Versuchen mit verschiedenen Spannungsdifferenzen die *Bruchlastwechselzahl*  $N_B$  und die pro Versuch konstante *Spannungsdifferenz*  $\Delta\sigma$  in einem Diagramm mit doppeltlogarithmischen Achseneinteilungen ein, erhält man die sogenannte *Wöhlerlinie* (auch *Wöhlerkurve*, *S-N-Kurve*) (vgl. dazu Kap. 2 und 3). Gelegentlich wird die Ordinate mit der Spannungsdifferenz auch linear skaliert. Die Wöhlerlinie lässt sich in die drei Bereiche der *Kurzzeitfestigkeit*, der *Langzeitfestigkeit* und der *Dauerfestigkeit* unterteilen (Bild 1.6). Im englischen Sprachgebrauch wird unterschieden zwischen *Low-Cycle* und *High-Cycle Fatigue*. Eine mögliche Abgrenzung dieser Bereiche mit Beispielen von betroffenen Bauwerken ist gemäss einem Vorschlag von Hsu [56] in Bild 1.7 dargestellt. Allerdings können Bauteile von Brücken wie z. B. Fahrbahn- oder Konsolplatten innerhalb ihrer Lebensdauer wesentlich mehr als  $10^7$  Lastwechseln unterworfen sein und liegen somit im Bereich der hochzyklischen Ermüdung.

Ein Versagen im Bereich der Kurzzeitfestigkeit tritt auf, wenn die Fließ- bzw. Streckgrenze der Probe im Dauerschwingversuch überschritten wird und plastische Verformungen auftreten. Die *Zeitfestigkeit* ist diejenige Spannungsdifferenz, welche eine Probe bei einer definierten (endlichen) *Lastwechselzahl*  $N$  aushält. Häufig wird  $N = 10^5$  als Beginn der Zeitfestigkeit angegeben. Die *Dauerfestigkeit*  $\Delta\sigma_D$  ist diejenige Spannungsdifferenz, bei der eine Probe theoretisch unendlich viele Lastwechsel ertragen kann. Dasselbe gilt für Beanspruchungen unterhalb der Dauerfestigkeit. Für praktische Anwendungen wird eine materialabhängige *Grenzlastwechselzahl*  $N_D$  definiert, ab welcher der Werkstoff als *quasi-dauerfest* gilt. Für hochfeste Werkstoffe liegt die Grenzlastwechselzahl bereits bei  $2 \cdot 10^5$  Lastwechseln und für ferritisch-perlitische Stähle bei  $1 \dots 5 \cdot 10^6$  Lastwechseln. Bei einigen metallischen Werkstoffen wie z. B. Aluminium und -legierungen geht man davon aus, dass sie aufgrund ihres atomaren Aufbaus keine Dauerfestigkeit besitzen. Für solche Metalle wird die Grenzlastwechselzahl bei  $10^7$  Lastwechseln angesetzt.

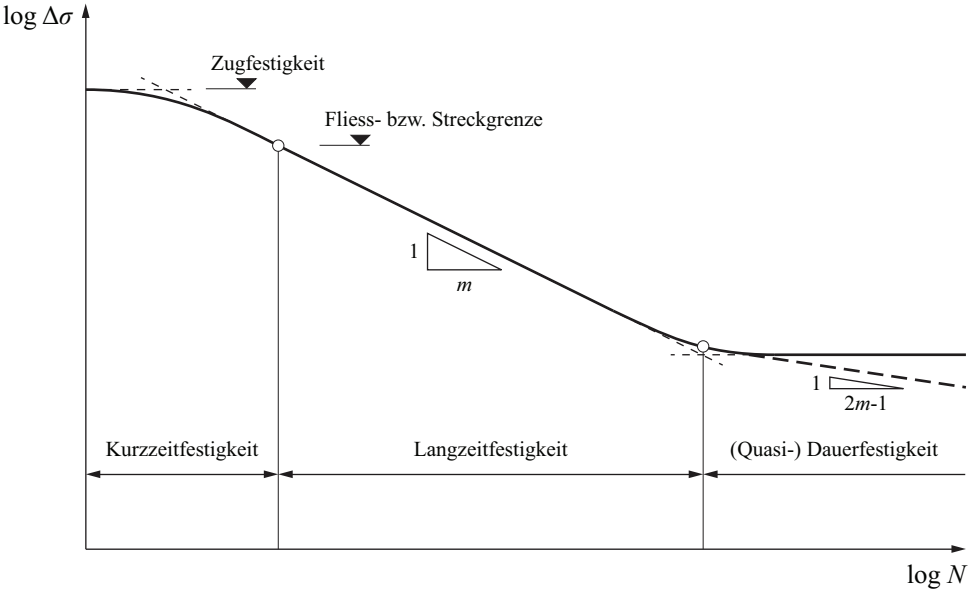


Bild 1.6: Qualitativer Verlauf und Bereiche der Wöhlerlinie.

Im Beton- und Stahlbau wird die Wöhlerlinie im doppeltlogarithmischen Massstab als trilinear mit Knicken bei den Übergängen der Bereiche angenommen. Im Bereich der Kurzzeitfestigkeit wird sie durch die statische Festigkeit des Materials beschrieben. Der Bereich der Langzeitfestigkeit entspricht einer Geraden mit konstanter Neigung, welche durch die Gleichung von *Basquin* definiert ist [10]. In ihrer Ursprungsform lautet diese

$$S = CR^n \tag{1.6}$$

wobei  $C$  und  $n$  materialabhängige Parameter sind,  $R$  die Bruchlastwechselzahl und  $S$  die Maximalspannung beschreiben. In der hier verwendeten Notation erhält man Gl. (1.7).

Low-Cycle Fatigue	High-Cycle Fatigue		Super-High-Cycle Fatigue	
Erdbeben ausgesetzte Bauwerke	Start- und Landebahnen	Autobahn- und Bahnbrücken	Bauwerke von Schnellbahnen	Bauwerke im Meer
	Brücken	Betondecken von Autobahnen Eisenbahnschwellen		
			$5 \cdot 10^7$	$5 \cdot 10^8$
			$N [-]$	

Bild 1.7: Arten der Ermüdungsbeanspruchung und mögliche betroffene Bauwerke. Neu gezeichnet nach *Hsu* [56].



$$N_B = C \cdot \Delta\sigma^{-m} \tag{1.7}$$

$m$  beschreibt in diesem Fall die Steigung der Geraden im doppelt-logarithmischen Wöhlerdiagramm.

Bei Annahme einer Dauerfestigkeit läuft die Kurve horizontal aus. Weil bei Versuchsreihen auch vereinzelt Brüche bei sehr hohen Lastwechselzahlen auftreten, wurde von *Haibach* [45] anstelle der Dauerfestigkeit eine *Quasidauerfestigkeit* vorgeschlagen. Die Kurve läuft in diesem Bereich nicht horizontal aus, sondern besitzt eine gegenüber dem Zeitfestigkeitsbereich verminderte Neigung von  $2 \cdot m - 1$  (vgl. Bild 1.6).

Die Beanspruchung eines Bauteils ist häufig komplexer als diejenige einer Probe im Dauerschwingversuch. Grösse und Häufigkeit der Spannungswechsel variieren zufällig. Verschiedene Schädigungshypothesen wurden vorgeschlagen, um die Teilschäden, welche durch einen Lastwechsel mit einer bestimmten Spannungsamplitude entstehen, zu einem Gesamtschaden aufzusummieren. Praktische Bedeutung erlangt hat jedoch nur die Hypothese der *linearen Schadensakkumulation* wie sie von *Palmgren* [82] und später erneut von *Miner* [71] vorgeschlagen worden ist. Gemäss der *Palmgren-Miner-Regel* (engl. *Miner's Rule*) verursacht jeder Lastwechsel mit einer Spannungsdifferenz, die grösser ist als die Dauerfestigkeit, einen *Teilschaden*  $d_i$ . Dieser Teilschaden wird bezogen auf die Anzahl Lastwechsel, welche bei dieser Spannungsdifferenz zum Bruch führen würden. Es gilt also

$$d_i = \frac{1}{N_{B,i}} \tag{1.8}$$

Durch Aufsummieren der Teilschäden erhält man die *Schadenssumme*  $D$ . Die Reihenfolge, in der die verschiedenen Spannungsdifferenzen auftreten, wird nicht berücksichtigt. Gemäss *Palmgren* und *Miner* tritt das Versagen ein, wenn die Schadenssumme den Wert 1 erreicht.

$$D = \sum_{i=1}^n d_i < 1 \tag{1.9}$$

Obwohl die Palmgren-Miner-Regel ab 1950 regelmässig angezweifelt worden ist und später in Versuchen an realen Bauteilen gezeigt werden konnte, dass ein Ermüdungsversagen bereits bei Schadens-

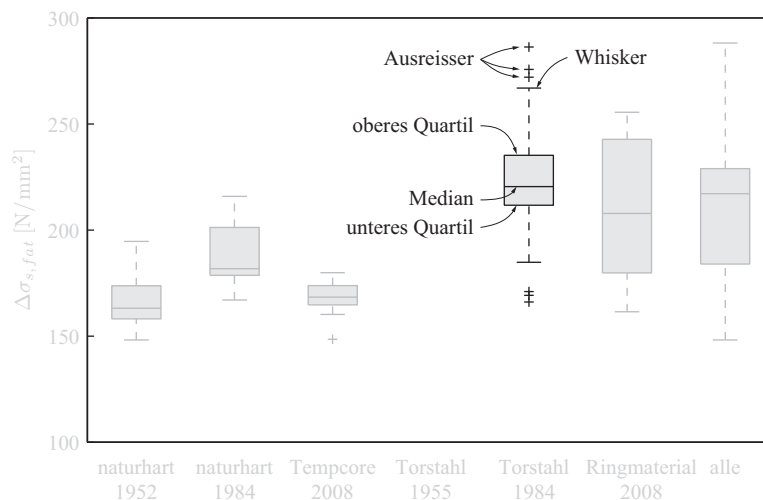


Bild 1.8: Boxplot mit Bezeichnungen der Elemente.

summen von 0.1 und kleiner eintreten kann [100], wird die Regel mit einer kritischen Schadenssumme von 1 in vielen Tragwerksnormen [18; 105; 106; 108] als richtig vorausgesetzt. Dies gilt auch für den häufig empfohlenen Ansatz, verschiedene Spannungsdifferenzen mittels eines Betriebslastfaktors durch eine äquivalente Spannungsdifferenz zu ersetzen und für diese die Bruchlastwechselzahl zu ermitteln.

Zur Darstellung von Daten, die Streuungen aufweisen, wird in dieser Arbeit der sogenannte *Boxplot* verwendet. Ein Beispiel für einen Boxplot mit den Bezeichnungen der verschiedenen Elemente ist in Bild 1.8 dargestellt. Durch die *Box* werden die mittleren 50% der Daten repräsentiert. Sie ist begrenzt durch das obere und das untere *Quartil*. Die Höhe der Box wird deshalb als *Interquartilsabstand* bezeichnet. Die sogenannten *Whisker* stellen die ausserhalb der Box liegenden Daten dar. Ihre Länge entspricht im Maximum dem 1.5-fachen des Interquartilsabstands. Werte, welche ausserhalb der Whiskerlänge liegen, werden als *Ausreisser* bezeichnet.



## 2 Geschichtlicher Rückblick

„*The engineer has been, and is, a maker of history.*”

*James Kip Finch* (1883 – 1967)

*Schütz* [100] hat die Geschichte der Forschung im Bereich der Ermüdung anhand zahlreicher Forschungsarbeiten aus verschiedenen Fachgebieten zusammengetragen. In diesem Kapitel soll chronologisch auf die wichtigsten Persönlichkeiten und deren Bedeutung für das Bauingenieurwesen aus heutiger Sicht eingegangen werden. Am Schluss dieses Kapitels werden auch einige Forschungsarbeiten an Stahl- und Spannbetonbauteilen vorgestellt. Für die bisherige Forschung im Bereich des Werkstoffverhaltens von Beton und Betonstahl wird auf das Kapitel 3 verwiesen.

### 2.1 Ermüdung metallischer Werkstoffe

In der ersten Hälfte des 18. Jahrhunderts wurden die ersten Fälle von Ermüdungsschäden bekannt. Arbeiter stellten fest, dass immer wieder Schäden an denselben Teilen ihrer Werkzeuge und Maschinen auftraten. Schnell begannen die Forscher jener Zeit, solche Fälle zu sammeln, deren Ursache zu erforschen und Abhilfe zu schaffen. So entwickelte *Albert* [2] um 1838 als erster einen Prüfstand für die Förderketten in den Clausthal-Minen. Diese Ketten hatten häufig beim normalen Gebrauch versagt. Später wurden sie deshalb durch dreilitzige Drahtseile ersetzt, welche *Albert* als Alternative zu den Ketten erfunden hatte.

Mit dem rasanten Ausbau des Eisenbahnnetzes und dem wachsenden Verkehrsaufkommen nahmen auch die Schäden am Rollmaterial stark zu (siehe Bild 2.1). Zugunglücke mit vielen Todesopfern waren keine Seltenheit [115]. *Rankine* und *York* waren die ersten, die Überlegungen und Versuche zur Ermüdungsfestigkeit von Zugsachsen anstellten. Alle Forscher jener Zeit stellten fest, dass Ermüdungsschäden von Querschnittübergängen ausgingen. Die meisten hielten auch fest, dass Bauteile, die der Ermüdung ausgesetzt sind, stärker ausgebildet werden müssen, als es die statische Bemessung erforderte.

Der bekannteste Name in der ganzen Geschichte der Ermüdung ist wahrscheinlich bis heute derjenige *August Wöhlers*. Bereits 1858 gelang es ihm die Beanspruchungen von Zugachsen während der Fahrt zu messen und mit denjenigen aus statischen Belastungsversuchen zu vergleichen. Er stellte schon bald fest, dass die gemessenen Beanspruchungen diejenigen aus den statischen Versuchen übertrafen und entdeckte so, was uns heute als dynamischer Faktor oder *Stossfaktor* bekannt ist. Er wusste aber auch, dass solch grosse Lastwechsel weniger als einmal pro zurückgelegte Meile des Zuges auftraten. *Wöhler* empfahl deshalb, die Achsen so auszulegen, dass sie die von ihm gemessenen Beanspruchun-

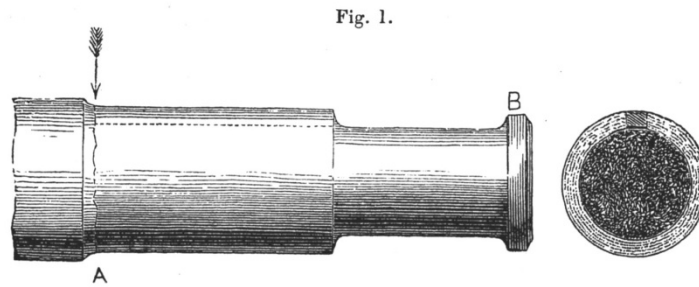


Bild 2.1: Zeichnung eines Ermüdungsschadens an einer Achse, von *Glynn* um 1844 [40].

gen mindestens so viele Male aushalten konnten, wie eine Achse während ihres Lebens Meilen zurücklegen sollte. Mit anderen Worten hatte *Wöhler* hiermit die Dimensionierung auf Zeitfestigkeit erfunden. Dieses Bemessungsprinzip findet insbesondere im Leichtbau bis heute Anwendung.

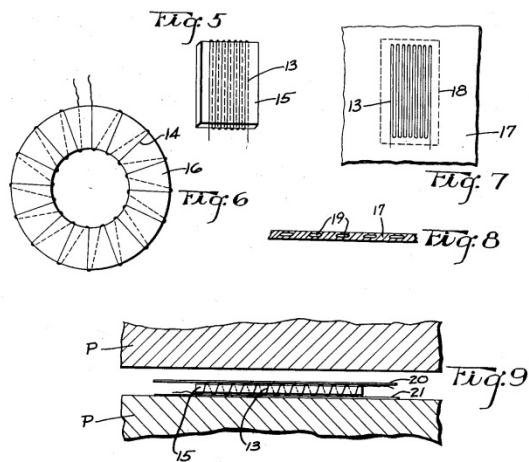
Die heute im Ingenieurwesen häufig verwendeten *Wöhlerlinien* gehen allerdings nicht auf *Wöhler* sondern auf dessen Nachfolger an der Mechanisch-Technischen Versuchsanstalt Berlin, *Spangenberg*, zurück. *Spangenberg* hat im Gegensatz zur heute gebräuchlichen Darstellung die Lastwechselzahl und die Spannungen linear dargestellt. Erst *Basquin* stellte die *Wöhlerlinien* im doppeltlogarithmischen Diagramm dar. Ihr Verlauf lässt sich durch die *Basquin-Gleichung* beschreiben. Dieser Ansatz wird heute in den meisten Normenwerken des konstruktiven Ingenieurbaus zur Beschreibung der Zeitfestigkeit von Bau- und Bewehrungsstahl verwendet.

In den Jahren 1905 bis 1920 sind wegen ihrer Bedeutung für das Bauingenieurwesen vor allem die Namen *Smith* und *Haigh* zu erwähnen. Ihre Arten der Darstellung des Zusammenhangs zwischen Art und Grösse der Belastung und Dauerfestigkeit sind insbesondere im Werkstoffwesen bis heute gebräuchlich. In der Luftfahrttechnik wurden in England während des 1. Weltkriegs Versuche unternommen, um die Schwingfestigkeit von Flugzeugteilen durch vergrösserte Ausrundungsradien bei verschiedenen Konstruktionsdetails zu erhöhen. Ausserdem stellte *Griffith* einen Ansatz zur Beschreibung des Rissfortschritts in spröden Materialien auf und legte so den Grundstein für die Bruchmechanik [44]. Allerdings sollte es noch bis in die 1950er-Jahre dauern, ehe *Griffiths* Theorien Fuss fassten.

In der Zeit vor und auch während des 2. Weltkrieges wurde intensiv auf dem Gebiet der Ermüdung geforscht. Zahlreiche Flugzeugabstürze aufgrund ermüdeteter Konstruktionsdetails aber auch die Erfindungen von neuen Geräten zur Messung der Beanspruchungen unter Betriebslasten trieben die Forschung voran. Die Forschungsergebnisse aus jener Zeit bilden einen grossen Teil der Grundlagen, die bis heute verwendet werden. Wie auch schon *Wöhler* erkannten viele Forscher, dass für die Dimensionierung eines Bauteils auf Ermüdung die Kenntnis der Spannungen unter Betriebslasten erforderlich ist. Solche sogenannten *Lastkollektive* wurden erstmals in England an Fahrzeugfedern und später auch in Deutschland an landwirtschaftlichen Maschinen gemessen. Bald waren neue Messgeräte erforderlich, welche in der Lage waren, die Dehnungen in Bauteilen während des Betriebs zu messen. In den 1930er-Jahren ermöglichten es die Erfindungen des induktiven Dehnungsmessers und des elektrischen Dehnmessstreifens, *Lastkollektive* automatisch während vieler Betriebsstunden zu messen und aufzuzeichnen (vgl. Bild 2.2).

Im 2. Weltkrieg wurden bereits im grossen Stil Messungen an Flugzeugen durchgeführt. Die so gesammelten Daten waren wiederum Input für neue Laborversuche, insbesondere in der Flugzeugindustrie. Im Bauwesen wurde insbesondere in Deutschland viel geforscht, namentlich durch *Lehr*, *Thum*, *Gassner* und *Graf*. Sie konzentrierten sich vor allem auf die Entwicklung mechanischer Verfahren zur Verbesserung der Schwingfestigkeit von metallischen Werkstoffen (z. B. Kugelstrahlen). Weitere

a)



b)

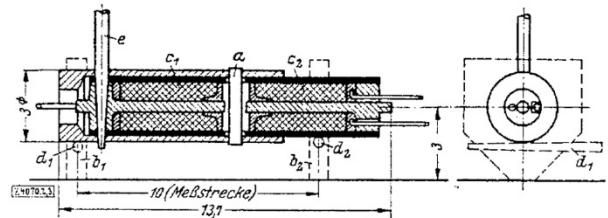


Bild 2.2: Geräte zur Messung der Dehnung: (a) Ausschnitt aus der Patentzeichnung des Dehnmessstreifens von *Simmons* [113]; (b) induktiver Dehnungsmesser der Deutschen Versuchsanstalt für Luftfahrt [119].

wichtige Forschungsgebiete waren die Schwingfestigkeit von Niet- und Schweissverbindungen im Brücken- und Hochbau und der Einfluss der Korrosion auf die Schwingfestigkeit. *Gassner* führte um 1939 den ersten Mehrstufenversuch durch, in dem er Flugzeugteile durch Lastkollektive beanspruchte. Ebenfalls ab 1939 wurden bei praktisch allen Flugzeugherstellern Betriebsfestigkeitsversuche durchgeführt. Trotzdem kam es im 2. Weltkrieg zu vielen Flugzeugabstürzen, bei denen die Ursache ein ermüdetes Konstruktionsdetail war.

Dass die Resultate von Ermüdungsversuchen stark streuen, wurde zwar bemerkt, doch lange wusste man nicht mit diesem Problem umzugehen. Erst in den 1940er- und 1950er-Jahren versuchten namhafte Mathematiker wie *Weibull* [127; 128], *Gumbel* und *Freudenthal* [35] die bereits 1927 durch *Moore* und *Kommers* [72] erwähnte Streuung der Bruchlastwechselzahlen durch geeignete statistische Verteilungen zu beschreiben.

Der wirtschaftliche Aufschwung, der in den USA und in Europa schon kurz nach Ende des 2. Weltkriegs einsetzte, begünstigte die Erforschung der Ermüdung. Einerseits waren in der Industrie Maschinen von Ermüdungsschäden betroffen und andererseits gab es viele verheerende Flugzeugabstürze, die die Menschheit aufschreckten. Wegen der steigenden Mobilität und der Erfindung der schnellen Düsenflugzeuge erlebte der Flugverkehr in jener Zeit einen regelrechten Boom. Auch die Automobilindustrie begann aufgrund zunehmender Ermüdungsschäden an Fahrzeugen mit der Erforschung der Ermüdung.

Die sicherlich bekanntesten auf Ermüdungsversagen zurückzuführenden Unglücke jener Zeit waren die Abstürze zweier *de Havilland DH 106 Comet* bei Neapel und Elba 1954. Die *Comet* war das erste zivile Düsenflugzeug der westlichen Welt und reduzierte die Reisezeit auf rund die Hälfte (siehe Bild 2.3). Durch das Aufsteigen bis zu einer Dienstgipfelhöhe von 12'800 m wurde der Rumpf der *Comet* viel stärker beansprucht als dies bei Propellerflugzeugen der Fall war. Wie spätere Untersuchungen gezeigt haben, war ein schlagartiges Aufreißen des Rumpfes, welches seinen Ursprung an einem der Fenster hatte, die Ursache für die Abstürze [5].

a)



b)

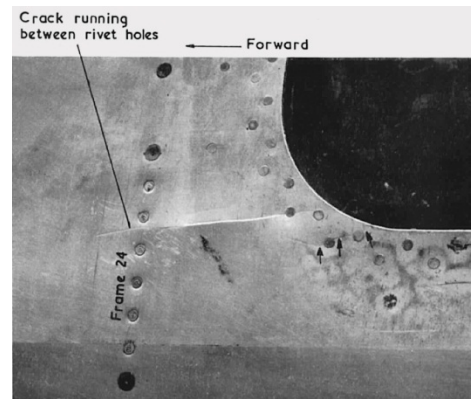


Bild 2.3: *De Havilland DH 106 Comet*: (a) Originalaufnahme der *Comet G-ALYP*, abgestürzt am 10. Januar 1954 bei Elba, mit Genehmigung des Fotografen *M. Clarkson*; (b) Riss in einer Fensterecke, Bild aus dem Untersuchungsbericht [5].

Die Unfälle mit den *Comet* führten zu einer ganzen Reihe neuer Vorschriften und Zulassungsprüfungen für Flugzeuge. Komplexe Versuche mit Bauteilen und ganzen Flugzeugen waren die Folge. In England wurden neue Messgeräte entwickelt, die in der Lage waren, während des Fluges gesammelte Daten über Lastkollektive online auszuwerten. Neue Sicherheitsüberlegungen führten im Flugzeugbau zur Anwendung der sogenannten *Fail-Safe*-Bauweise. Ist ein Bauteil *fail-safe* ausgelegt, so darf dessen Versagen nicht zu einer Gefährdung der Flugsicherheit führen. Die ersten auf das Prinzip *fail-safe* ausgelegten Flugzeuge waren die *Lockheed L-188 Electra*, die *Boeing 707* und die *Douglas DC-8*.

1958 lieferte *Irwin* den bruchmechanischen Ansatz, der es unter anderem erlaubte, den Rissfortschritt in einem Werkstoff bei wiederholter Belastung zu beschreiben [59]. Er modifizierte dafür den Ansatz von *Griffith*, der diesen bereits in den 1920er-Jahren aufgestellt hatte. Eine wichtige Rolle spielt dabei der *Spannungsintensitätsfaktor*  $K$ , der von der Geometrie des Körpers, von der Risslänge und von der Größe und Richtung der Spannungen abhängig ist. *Irwins* Ansatz sollte die Grundlage für zahlreiche weitere Veröffentlichungen auf dem Gebiet der linear-elastischen Bruchmechanik in den kommenden Jahren bilden.

1961 veröffentlichte *Paris* seine Hypothese über den Rissfortschritt unter wiederholter Belastung [83]. Seine Gleichung

$$\frac{da}{dN} = C \cdot \Delta K^m \quad (2.1)$$

$$\Delta K = K_{max} - K_{min} \quad (2.2)$$

wird heute oft als *Paris' Law* bezeichnet, wobei  $a$  die Risslänge,  $N$  die Anzahl Lastwechsel,  $\Delta K$  die Differenz des Spannungsintensitätsfaktors und  $C$  und  $m$  experimentelle Konstanten bezeichnen. Obwohl häufig zur Vorhersage der Restlebensdauer verwendet, bildet diese Gleichung die komplexen Vorgänge beim Rissfortschritt zu einfach ab. Sie liefert dann auch konservative Werte für die Lebensdauer [97]. Andere, später entwickelte Ansätze wie z. B. derjenige von *Erdogan* und *Ratwani* [27] oder *Forman* und *Rettu* [34] beschreiben die Rissfortschrittskurve genauer und sind somit besser geeignet zur Berechnung der Restlebensdauer. Einen wesentlichen Beitrag zur Rissfortschrittsvorhersage lieferte *Elber* 1968 [26] mit seiner Dissertation zum Risschliessen. *Elbers* Entdeckungen waren Anstoss für

zahlreiche weitere Forschungsprojekte zum Thema Risschliessen und bilden die Grundlage für viele heute gebräuchliche Ansätze zur Beschreibung des Rissfortschritts in Metallen.

Bis etwa 1970 wurde die Forschung im Bereich der Ermüdung zum grossen Teil durch die Maschinen-, Fahrzeug- und Flugzeugindustrie vorangetrieben und getragen. Unterdessen haben der Entwurf und die Bemessung von ermüdungsgerechten Bauteilen auch Eingang in vielen anderen Gebieten gefunden so z. B. im konstruktiven Ingenieurbau, im Offshore Engineering, im Schiffsbau oder bei der Entwicklung von Fahrrädern.

## 2.2 Ermüdung von Stahlbetonbauteilen

Das grosse Interesse an der Forschung im Bereich der Ermüdung metallischer Werkstoffe in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts vermochte zunächst nicht auf andere Werkstoffe überzuspringen. Die ersten Forschungsarbeiten, welche sich mit der Ermüdung von zementgebundenen Werkstoffen beschäftigten, kamen erst ca. 50 Jahre später um die Jahrhundertwende. *Considère* untersuchte um 1898 wohl als einer der ersten die Festigkeiten von bewehrten Mörtel- und Betonprismen [22; 23]. Um die damals kritischen Ingenieure von der Tauglichkeit des neuen Werkstoffs *Eisenbeton* zu überzeugen, führte er nicht nur statische sondern auch dynamische Versuche durch. Da jedoch das statische Tragverhalten des Eisenbetons noch weitgehend unerforscht war und grundlegende Modelle fehlten, sahen sich die Forscher nicht im Stande, auf das Problem der dynamischen Beanspruchung von Stahlbeton einzutreten. Man erkannte aber, dass beim Ermüdungsverhalten des unbewehrten Betons Forschungsbedarf bestand.

Ab 1910 nahm die Zahl der Veröffentlichungen zum Thema Ermüdung von Beton stark zu. Bis zum 2. Weltkrieg gab es bereits zahlreiche Versuchsreihen in Europa und in den USA. Auch *Berry* arbeitete zu dieser Zeit bereits an Vier-Punkt-Biegeversuchen mit 4 m langen, unterschiedlich bewehrten Balken (vgl. Bild 2.4). Leider sind seine Veröffentlichungen [13] heute kaum mehr zu finden, doch die wichtigsten Ergebnisse seiner Versuche wurden von *Saliger* zusammengefasst [98]. Die wichtigsten Schlüsse, welche *Berry* aus seinen Versuchen zog, sind die folgenden: Die Traglast eines Eisenbetonbalkens wird auch durch millionenfache Lastwechsel nicht wesentlich beeinflusst, der Verbund zwischen Beton und Eisen wird durch wiederholte Belastung nicht geschädigt und die wiederholten Lastwechsel führen zu keiner Veränderung der Lage der neutralen Achse.

*Heim* untersuchte den Einfluss des Betonalters auf die Verformungen unter wiederholter Belastung und das Riss- und Verformungsverhalten von Biegebalken. Er entdeckte, dass die Biegebalken nach einer anfänglichen Phase mit starkem Risswachstum und ausgeprägter Zunahme der bleibenden Verformungen in einen Beharrungszustand übergehen, genauso, wie *Mehmel* es bei seinen Prismenversuchen festgestellt hatte (vgl. Kap. 3). Betrug die Oberlast weniger als die Hälfte der statischen Risslast, so traten auch nach einer Million Lastwechsel keine Risse auf. Lag sie jedoch bei drei Viertel der statischen Risslast, so traten bei wiederholter Belastung Risse auf. Während *Heim* den Übergang in den Beharrungszustand bei älteren Versuchskörpern nach wenigen Lastwechseln (ca. 15'000) feststellte, waren es bei jungen Versuchskörpern bedeutend mehr Lastwechsel (ca. 500'000). *Treiber* setzte diese Versuchsreihe an grösseren Balken fort und untersuchte neben dem Einfluss des Betonalters auch den Einfluss dynamischer Beanspruchungen auf die Traglast. Er stellte fest, dass wiederholte Beanspruchungen die Traglast nicht beeinflussen, solange die kritische Spannung weder im Beton der Biegedruckzone noch im Bewehrungsstahl überschritten wird. Weitere Untersuchungen an Biegebalken,



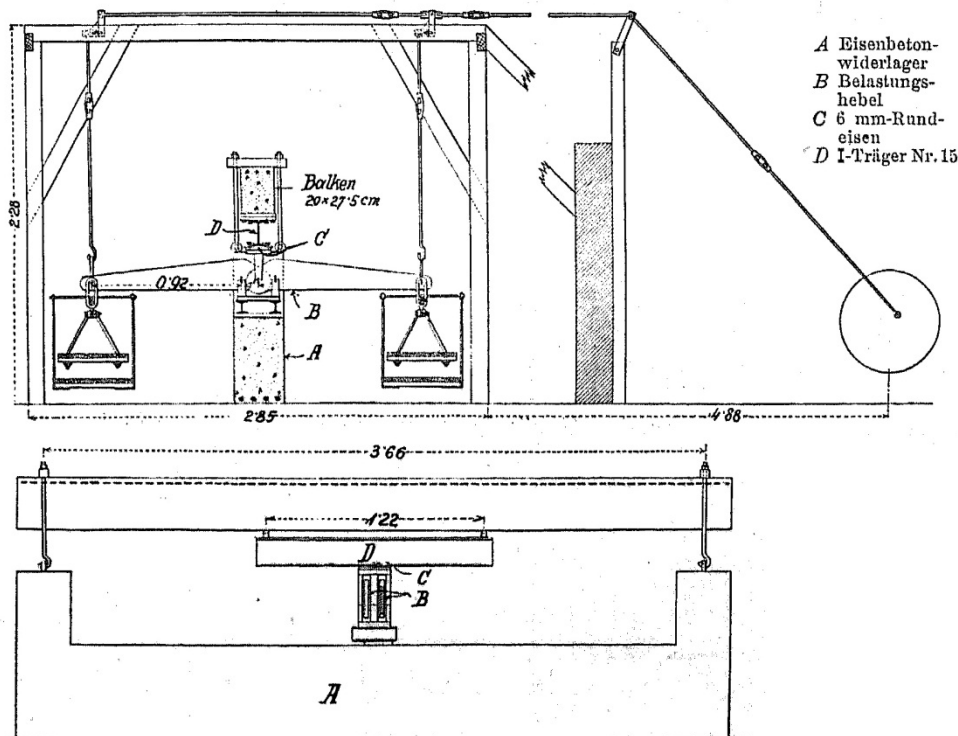


Bild 2.4: Berrys Vorrichtung für die Versuche mit wiederholter Be- und Entlastung. Aus *Beton und Eisen*, 1909 [13].

welche zu ähnlichen Ergebnissen führten, wurden in derselben Zeit auch von *Hübner* [58] in Lausanne und *Saliger* [98] in Wien durchgeführt.

In seinem Generalreferat am 2. Kongress der *Internationalen Vereinigung für Brücken und Hochbau* von 1936 [39] fasste *Gehler* die Erkenntnisse für die Praxis wie folgt zusammen:

„In Übereinstimmung mit früheren Versuchen von *Probst* und *Mehmel-Karlsruhe* und *Roß-Zürich* ergab sich, dass die Widerstandsfähigkeit des Betons gegen oftmals wiederkehrende Lasten (im Falle der sogenannten Ursprungsbelastung) bei Druck, Zug und Biegung mindestens die Hälfte der beim gewöhnlichen Druckversuch auftretenden Festigkeit ist. Ähnlich wie bei Baustahl wird dann, wenn zu den oftmals wiederkehrenden Lasten statische Vorlasten hinzutreten, die Schwingungsweite, die noch beliebig oft ertragen werden kann, kleiner als ohne Vorlast. Bei in dieser Weise dynamisch beanspruchten Balken ist auf einen möglichst hohen Krümmungshalbmesser an den Abbiegestellen und auf eine besonders sorgfältige Verankerung der Endhaken im Beton zu achten.“

Die hier zitierten Erkenntnisse sind bis heute anerkannt und fanden Eingang in diversen aktuellen Normenwerken des Betonbaus. Trotz grosser Unterschiede bei den Versuchskörpern, der Versuchsdurchführung und der Auswertung machten viele Forscher dieselben Beobachtungen und kamen zu gleichen oder zumindest ähnlichen Schlussfolgerungen. Diese erste Forschungsphase endete mit dem Beginn des 2. Weltkriegs. Die grundlegenden Phänomene bei der Ermüdung von Beton waren damals zwar bereits bekannt; deren Ursache jedoch konnte in vielen Fällen nicht erklärt werden.

Zwischen 1940 und 1950 muss aufgrund der praktisch nicht vorhandenen Publikationen davon ausgegangen werden, dass keine (zivile) Forschung im Bereich der Ermüdung von Stahlbeton betrieben wurde. In den 1950er-Jahren wurden die Forschungstätigkeiten langsam wieder aufgenommen und dauern bis heute an. Der State of the Art-Report des *CEB* [123] enthält eine Vielzahl an wesentlichen Ergebnissen von Forschungsarbeiten zwischen 1958 bis 1988 und Fallstudien zu (möglichen) Ermü-

dingungsschäden an verschiedenen Bauwerken. Auffallend ist die zunehmende Spezialisierung innerhalb des Forschungsgebietes. Der Bericht enthält Kapitel über unbewehrten Beton (inkl. Leichtbeton), Betonstahl und Spannsysteme, das Verhalten des Bauteils bzw. des Verbundwerkstoffs Stahlbeton, bruchmechanische Ansätze, Einwirkungen und damals gültige Normen. Erstmals wurden auch zerstörungsfreie Prüfmethode (Ultraschall, Schallemissionsanalyse) eingesetzt, um Schädigungsprozesse im Zusammenhang mit Ermüdung zu erfassen.

Dem Tragverhalten des Stahlbetonbauteils unter Ermüdungseinwirkung widmeten sich einige interessante Forschungsprojekte, z. B. *Chang* und *Kesler* [21], *Lambotte, Baus et al.* [64], *Okamura* und *Ueda* [80], *Frey* [36], *Schläfli* [99] und *Johansson* [60]. Mehrheitlich wurden Balken mit unterschiedlichen Schlankheiten und Bewehrungsgraden getestet. Nebst Biegeversagen wurden auch verschiedene Arten von Querkraftversagen und Versagen des Verbunds beobachtet. Bemerkenswert ist, dass sich infolge dynamischer Belastung bei vielen Versuchen andere Versagensmodi einstellten als beim äquivalenten statischen Kurzzeitversuch. Dies ist darauf zurückzuführen, dass Risse infolge der Ermüdung wachsen und neu entstehen, was zu zusätzlichen Verformungen und Spannungumlagerungen führt. In [21] beispielsweise wird von Balken berichtet, welche unter statischer Belastung infolge Biegung versagten unter dynamischer Belastung hingegen infolge Querkraft. Im Kapitel 5.4 wird detailliert auf ausgewählte Versuchsreihen an Stahlbetonbauteilen eingegangen.

Im Stahlbau existieren bereits seit einiger Zeit numerische, auf bruchmechanischen Ansätzen basierende Modelle zur Analyse ermüdungskritischer Details (siehe z. B. [85]). Solche Modelle sind in der Praxis schon lange etabliert und bilden die Grundlage für die Zustandsbeurteilung und die Vorhersage der Restlebensdauer von Tragwerken aus Stahl. Im Betonbau hingegen läuft die Integration der Bruchmechanik sehr viel langsamer ab, so dass dem praktischen Ingenieur bis heute keine mit dem Stahlbau vergleichbaren Hilfsmittel zur Verfügung stehen. *Bazant* [11] führt dies darauf zurück, dass es im Betonbau im Gegensatz zum Stahl- und Flugzeugbau keine so spektakulären und politisch diskutierten Schadensfälle gibt. Ausserdem sind die Sicherheitsfaktoren im Betonbau so hoch, dass ein Schadensfall in der Regel aufgrund einer Kombination mehrerer Ursachen entsteht. Auch wenn für eine davon die Begründung in der Bruchmechanik (Massstabeffekte) liegt, so gibt es genügend andere Ursachen, mit denen das Versagen erklärt werden kann.

Der Überblick dieser Forschungsarbeiten zeigt, dass die phänomenologischen Aspekte der Ermüdung von Stahlbeton durch die bisherige Forschung gut abgedeckt werden. Hingegen ist es bis heute nicht gelungen, die in zahlreichen Experimenten beobachteten Phänomene hinreichend zu begründen und einer Ursache zuzuordnen. Einen Beitrag zur Schliessung dieser Lücke leistet Kapitel 5, indem die Phänomene auf anerkannte Grundlagen der Stahlbetontheorie zurückgeführt und so ein Modell für das Ermüdungsverhalten von Stahlbetonquerschnitten entwickelt werden kann.

Der Grossteil der bisherigen experimentellen Untersuchungen wurde an gegenüber realen Bauteilen stark idealisierten Versuchskörpern durchgeführt. Diese Experimente am Modell erlauben es, Rückschlüsse auf das Verhalten des realen Bauteils zu ziehen. Über das integrale Ermüdungsverhalten eines Bauwerks lassen sich aus solchen Untersuchungen jedoch nur bedingt Erkenntnisse ableiten. Folglich lässt sich das Gefährdungsbild der Ermüdung nur schwer charakterisieren, was für die Praxis unbefriedigend ist. Zusammen mit den in Kapitel 4.1 dokumentierten Werkstoffversuchen sollte der in Kapitel 4.2 beschriebene Grossversuch an einem Bauwerk mit nahezu realen Abmessungen zu neuen Erkenntnissen auf diesem Gebiet verhelfen.



## 3 Werkstoff- und Verbundverhalten

„Beobachte das Schwimmen der Fische im Wasser und du wirst den Flug der Vögel in der Luft begreifen.“

Leonardo da Vinci (1452 – 1519)

Im vorliegenden Kapitel werden die mechanischen Eigenschaften von Beton und Betonstahl sowie deren Zusammenwirken erläutert. Die Schwerpunkte liegen dabei beim Werkstoffverhalten unter nicht ruhender Beanspruchung und dem Aufzeigen der Unterschiede im Gegensatz zu einer rein statischen Beanspruchung. Dieses Kapitel beinhaltet ausserdem die Grundlagen für das folgende Kapitel der Modellbildung.

### 3.1 Beton

Das Verhalten von Beton unter einachsiger Druckbeanspruchung wird ausführlich behandelt von *Seelhofer* in [111], dasjenige unter einachsiger Zugbeanspruchung von *Sigrist* in [112]. Bei den Kapiteln 3.1.1 und 3.1.2 handelt es sich um eine Zusammenfassung der wichtigsten Aspekte, soweit es für die vorliegende Problemstellung nötig ist.

#### 3.1.1 Einachsige Druckbeanspruchung

Der Widerstand von Beton unter einachsiger Druckbeanspruchung wird durch den Parameter der *Zylinderdruckfestigkeit*  $f_{cc}$  bzw. der *Würfeldruckfestigkeit*  $f_{cw}$  beschrieben. Die Würfeldruckfestigkeit verliert jedoch zunehmend an Bedeutung, da unterdessen fast alle Normenwerke auf der Zylinderdruckfestigkeit basieren und der Versuch zu ihrer Ermittlung somit international weit verbreitet ist. Solche Druckfestigkeitsprüfungen sind genormte Standardtests und können schnell und einfach durchgeführt werden. Der Standardzylinder hat Abmessungen von  $h = 300$  mm und  $\varnothing = 150$  mm. Häufig wird deshalb nur die Druckfestigkeit als relevante Kenngrösse ermittelt und die anderen Parameter mittels Schätzformeln bestimmt. Infolge von Massstabeffekten ist die einachsige Betondruckfestigkeit im Bauteil kleiner als die Zylinderdruckfestigkeit. In [76] wird folgender Zusammenhang zwischen *effektiver Festigkeit* im Bauteil  $f_c$  und Zylinderdruckfestigkeit  $f_{cc}$  vorgeschlagen:

$$f_c = 2.7 f_{cc}^{2/3} \leq f_{cc} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.1)$$

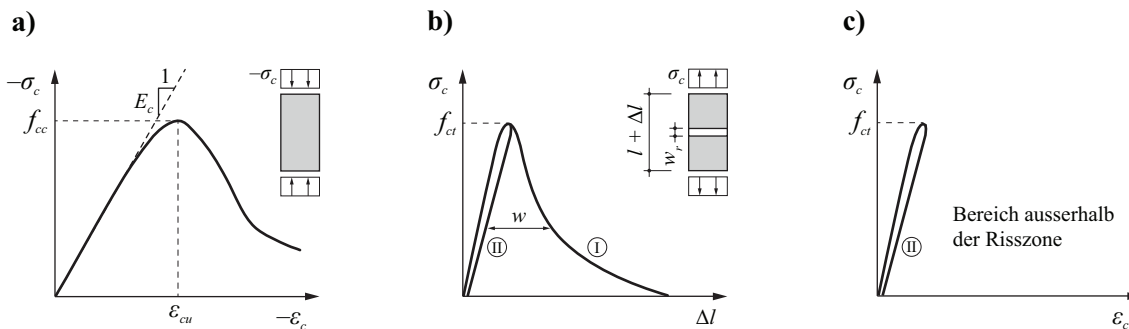


Bild 3.1: Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Beton unter einachsiger Beanspruchung: (a) Druckbeanspruchung; (b) und (c) Zugbeanspruchung gemäss dem *Fictitious Crack Model* nach *Hillerborg* [49; 50]; neu gezeichnet nach [112].

Bei tiefen Druckbeanspruchungen verhält sich Beton annähernd linear-elastisch. Der E-Modul  $E_c$  kann in diesem Bereich wie in Bild 3.1 (a) dargestellt bestimmt werden. Gemäss einer groben Schätzformel beträgt er

$$E_c = k_E f_{cc}^{1/3} \quad E_c \text{ und } f_{cc} \text{ in } [\text{N/mm}^2] \quad (3.2)$$

wobei  $k_E$  in Abhängigkeit der Zuschlagseigenschaften zwischen 6'000 und 12'000 betragen kann [102]. Bei höherer Belastung wird das Verhalten aufgrund der vermehrten Mikrorissbildung zunehmend nicht-linear und die Steifigkeit nimmt ab bis schliesslich der Bruch eintritt. Im weggesteuerten Versuch lässt sich nach dem Überschreiten der Bruchstauchung ein entfestigendes Verhalten beobachten. Die Bruchstauchung  $\epsilon_{cu}$  beträgt gemäss einem Vorschlag von *Popovics* [89] ungefähr

$$\epsilon_{cu} \approx -0.9 f_{cc}^{1/4} \quad \epsilon_{cu} \text{ in } [\%], f_{cc} \text{ in } [\text{N/mm}^2] \quad (3.3)$$

### 3.1.2 Einachsige Zugbeanspruchung

Beton hat im Vergleich zu seiner Druckfestigkeit eine geringe *Zugfestigkeit*  $f_{ct}$ , welche einer grossen Streuung unterworfen ist. Für normalfeste Betone ist die Zugfestigkeit ca. 10 Mal kleiner als die Zylinderdruckfestigkeit. Trotzdem hat die Zugfestigkeit eine praktische Bedeutung z. B. bei Fragen der Rissbreiten, der Risseverteilung, der Verformungen und der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung. Die Zugfestigkeit  $f_{ct}$  kann mittels Direktzugversuch bestimmt werden. Da dieser sehr aufwändig ist, wird häufig auf Spaltzug-, Biegezug- oder Stempeldruckversuche zurückgegriffen. Für jeden dieser Versuche existieren Umrechnungsgleichungen zur Bestimmung der Zugfestigkeit  $f_{ct}$ , welche aus Vergleichen mit Direktzugversuchen abgeleitet worden sind. Die Zugfestigkeit  $f_{ct}$  kann für normalfeste Betone aufgrund der Zylinderdruckfestigkeit mittels Gl. (3.4) abgeschätzt werden [92].

$$f_{ct} = 0.3 f_{cc}^{2/3} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (3.4)$$

Das Spannungs-Dehnungsverhalten bei einachsiger Zugbeanspruchung kann bis zum Bruch in guter Näherung als linear angenommen werden. Der Bruch erfolgt spröd, doch im weggesteuerten Versuch lässt sich danach, wie beim Verhalten unter einachsiger Druckbeanspruchung, ein entfestigendes Verhalten beobachten. Das Versagen findet in einer lokal begrenzten Bruchzone des Versuchskörpers statt,

während der Rest elastisch bleibt. Dieser Effekt wurde bereits 1968 von *Evans* und *Marathe* [28] beschrieben.

Ein häufig verwendetes Modell zur Beschreibung des Betons unter einachsiger Zugbeanspruchung ist das *Fictitious Crack Model* von *Hillerborg* [49; 50]. Dabei wird ein auf Zug beanspruchter Betonstab betrachtet. Kurz vor dem Versagen bildet sich eine Risszone, in der das Material zerstört wird. Die Verformungen lokalisieren sich in diesem fiktiven Riss mit der Breite  $w_r$ . Dadurch wird der Rest des Stabes entlastet, die Dehnungen in diesen Bereichen nehmen ab. Die grundlegenden Beziehungen des *Fictitious Crack Model* sind in Bild 3.1 (b) und (c) dargestellt.

### 3.1.3 Zeitabhängiges Verhalten

Das zeitabhängige Verhalten des Betons wird durch die Prozesse des *Kriechens* und des *Schwindens* bestimmt. *Kriechen* bedeutet Veränderungen im Verzerrungszustand des Betons infolge andauernder Belastung. *Schwinden* ist unabhängig von Belastung und Temperatureinwirkungen und hat eine Volumenabnahme des Betons zur Folge. Man unterscheidet zwei Arten des Schwindens, das *Trockenschwinden* infolge Austrocknens des Zementleims und das *autogene Schwinden* infolge Hydratation des Zements. Im Zusammenhang mit der Ermüdung von Stahlbeton hat das Schwinden eine gewisse Relevanz, weil infolge behinderter Schwindverformungen Risse entstehen können. Das Kriechen ist für den Grossteil der bleibenden Verformungen eines Bauteils unter andauernder oder nicht ruhender Belastung verantwortlich und bestimmt somit das zeitabhängige Verformungsverhalten des Bauteils in hohem Masse.

### 3.1.4 Ermüdungsverhalten

Die Ermüdungsfestigkeit von Beton ist von zahlreichen Parametern abhängig, welche in Bild 3.2 zusammengefasst sind. In der vorliegenden Arbeit kann der Grossteil dieser Parameter nicht diskutiert werden. Dafür sei auf die Sachstandsberichte [70; 75; 123; 129] sowie die Dissertationen von *Hordijk* [55] und *Hohberg* [52] verwiesen. Im Folgenden werden einige Ergebnisse von Forschungsarbeiten vorgestellt und die wichtigsten Phänomene bei der Ermüdung von Beton in erster Linie qualitativ behandelt.

#### **Ermüdungsfestigkeit und Dauerfestigkeit**

*Mehmel* fand mit seinen Versuchen an Betonprismen unter Druckschwellbeanspruchung bereits in den 1920er-Jahren heraus, dass es bei der wiederholten axialen Beanspruchung des reinen Betons eine *kritische Spannung* gibt. Er gibt für diese Werte zwischen 47 und 60% der statischen Druckfestigkeit an und interpretiert sie als Dauerfestigkeit des Betons [90]. In den USA beschäftigten sich *Clemmer* und *Crepps* mit der Ermüdungsfestigkeit von Beton unter Biegebeanspruchung. Sie ermittelten die Ermüdungsfestigkeit bei 40 bis 60% der statischen Biegefestigkeit [75]. Auslöser für diese Arbeiten waren zahlreiche Ermüdungsschäden an Betondecken von Strassen. *Holmen* [53] berichtet von Versuchen, bei denen die Ermüdungsfestigkeit bei 2 Mio. Lastwechseln und einer Unterspannung von Null zwischen 57 und 67% der statischen Festigkeit betrug. In [123] wird deshalb die Schlussfolgerung gezogen, dass die relative Ermüdungsfestigkeit, ausgedrückt als Verhältnis zur statischen Festigkeit, für Zug-, Biegezug- und Druckbeanspruchung und wohl auch für andere Arten der Beanspruchung in etwa dieselbe sein muss.

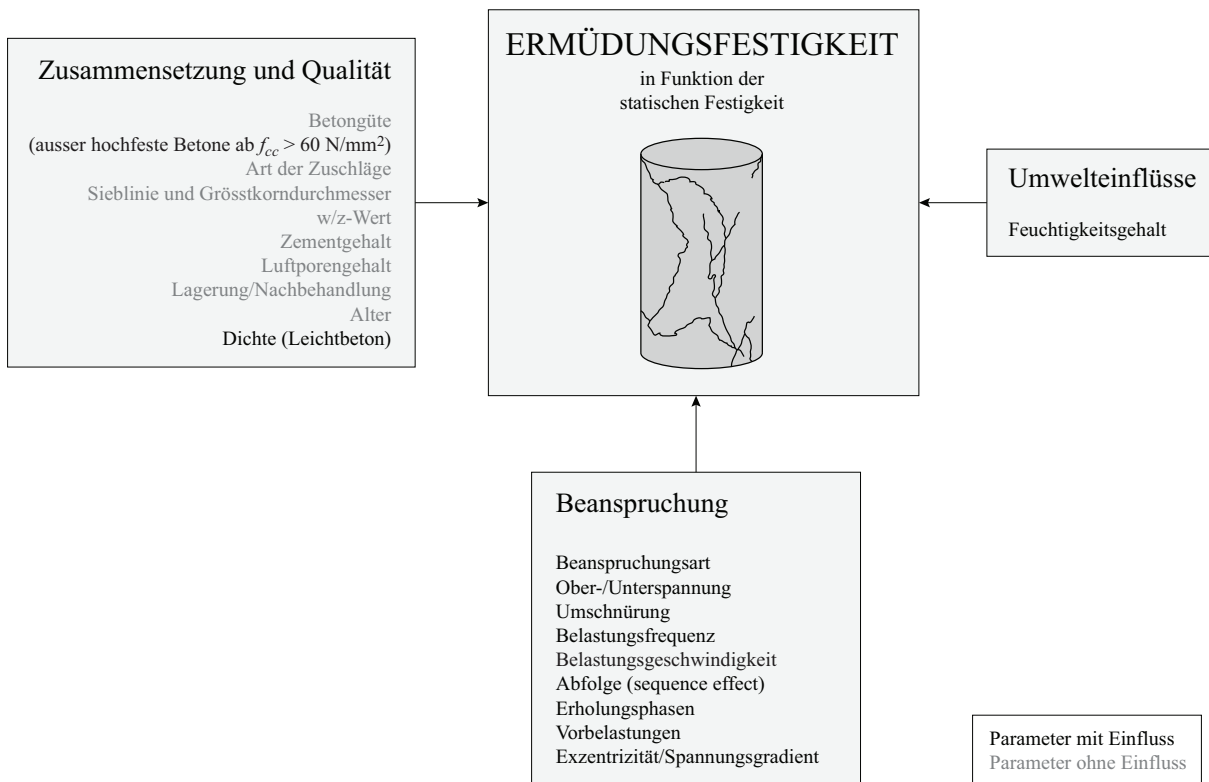


Bild 3.2: Einfluss untersuchter Parameter auf die Ermüdungsfestigkeit von Beton. Basierend auf [52; 55; 62; 123].

Basierend auf den zitierten Literaturstellen lässt sich Gl. (3.5) formulieren.

$$f_{fat} = 0.4 \dots 0.7 f_{stat} \quad \text{bei } N = 2 \cdot 10^6, \text{ für alle Arten der Beanspruchung} \quad (3.5)$$

Bis heute konnte für Beton keine Dauerfestigkeit festgestellt werden, auch nicht in Versuchen mit bis zu  $10^7$  Lastwechseln [53]. Selbst bei solch hohen Lastwechselzahlen wurden vereinzelt Brüche beobachtet. Theoretisch wird die Dauerfestigkeit bei ca. 25% der statischen Festigkeit vermutet, da das Mikrorisswachstum erst bei höheren Beanspruchung einsetzt [74]. Dieser Bereich mit sehr hohen Bruchlastwechselzahlen scheint bis heute experimentell nicht erschliessbar zu sein. Aus diesem Grund kann man beim Beton nur von einer *Quasidauerfestigkeit* sprechen.

Die Resultate von Ermüdungsversuchen an Beton sind starken Streuungen unterworfen. Diese sind jedoch hauptsächlich in der Streuung der statischen Festigkeit begründet [25; 53; 124]. Auch Einflüsse wie Betonrezeptur, Alter, Nachbehandlung etc. beeinflussen die statische und die Ermüdungsfestigkeit in gleichem Masse, d.h. die relative Ermüdungsfestigkeit wird durch diese Faktoren nicht beeinflusst.

Anders als bei metallischen Werkstoffen ist die Ermüdungsfestigkeit des Betons nicht nur von der aufgetragenen Spannungsdifferenz sondern auch von der Ober- bzw. Unterspannung abhängig. Bei einer Darstellung in Form von Wöhlerlinien bedeutet dies, dass man anstelle einer Kurve eine Kurvenschar erhält. Der Zusammenhang zwischen Ober- und Unterspannung und Bruchlastwechselzahl lässt sich deshalb besser in einem *Goodman-* oder *Smith-Diagramm* (vgl. Bild 3.3) darstellen.

*Aas-Jakobsen* [1] hat aus seinen Versuchen eine  $S-N-R$ -Beziehung für Beton abgeleitet. Diese hat die Form

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cc}} = 1 - \beta(1 - R) \log N_B \quad \text{für } 0 \leq R \leq 1 \quad (3.6)$$

In *Aas-Jakobsens* Versuchen betrug  $\beta = 0.064$ . *Tepfers* und *Kutti* [118] bestimmten  $\beta$  zu 0.0685 für Versuche mit Beton unter Druckschwellbeanspruchung. *Tepfers* [117] zeigte mittels Spaltzugversuchen an Betonwürfeln, dass die Gleichung auch für zugbeanspruchten Beton anwendbar ist. Dabei fand er für  $\beta$  ungefähr denselben Wert wie für eine Druckschwellbeanspruchung ( $\beta = 0.0685$ ). Somit ist Gl. (3.6) zur Bestimmung der Lebensdauer von Beton unter den häufigsten Beanspruchungsarten einsetzbar. Die Auswertung für verschiedene Spannungsverhältnisse  $R$  ist in Bild 3.4 (a) dargestellt.

Obwohl Gl. (3.6) einfach anzuwenden ist, weist sie einige Nachteile auf, über die in [56] berichtet wird. Für grosse Spannungsverhältnisse nähert sich die rechte Seite der Gleichung dem Wert 1 an und  $\sigma_{c,max}$  wird zur Konstante. Die Abhängigkeit der Betonfestigkeit von der Einwirkungsdauer bleibt in Gl. (3.6) somit unberücksichtigt. *Hsu* [56] schlägt deshalb einen bilinearen Ansatz vor, der die Einwirkungsdauer bzw. die Belastungsfrequenz berücksichtigt. Für den Bereich der niederzyklischen Ermüdung lautet dieser

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cc}} = 1.2 - 0.2R - 0.133(1 - 0.779R) \log N - 0.053(1 - 0.445R) \log T \quad (3.7)$$

und für den Bereich der hochzyklischen Ermüdung

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cc}} = 1 - 0.0662(1 - 0.556R) \log N - 0.0294 \log T \quad (3.8)$$

wobei  $T$  die Periode ( $1/f$ ) in Sekunden bezeichnet. Der Ort des Übergangs zwischen niederzyklischem und hochzyklischem Bereich kann bestimmt werden zu

$$\log N = 3 - 0.353 \log T \quad (3.9)$$

$$N = 10^{(3 - 0.353 \log T)} \quad (3.10)$$

Die Auswertung des Ansatzes nach *Hsu* für eine Frequenz von 1 Hz ist in Bild 3.4 (b) dargestellt. Im Vergleich zu Gl. (3.6) ist bei diesem Ansatz  $\sigma_{c,max}$  für ein Spannungsverhältnis  $R = 1$  nicht eine Konstante sondern eine Funktion von  $\log N$  und  $\log T$ , was die Abhängigkeit von der Einwirkungsdauer zum Ausdruck bringt.



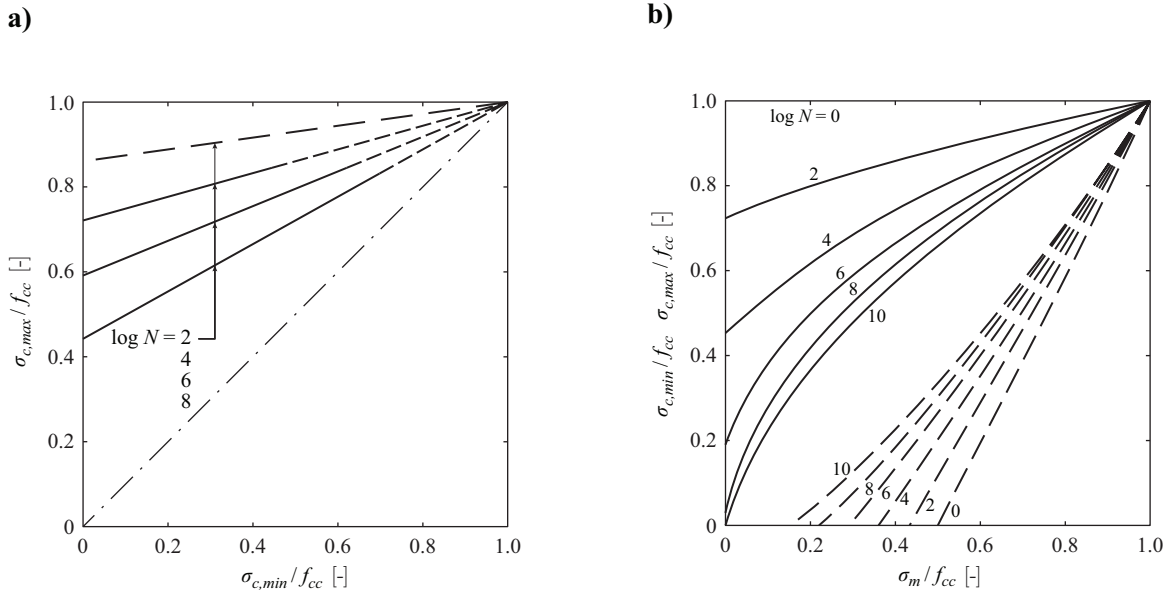


Bild 3.3: Darstellung der Ermüdungsfestigkeit von Beton: (a) im Goodman-Diagramm; (b) im Smith-Diagramm. Neu gezeichnet nach *Tepfers* und *Kutti* [118].

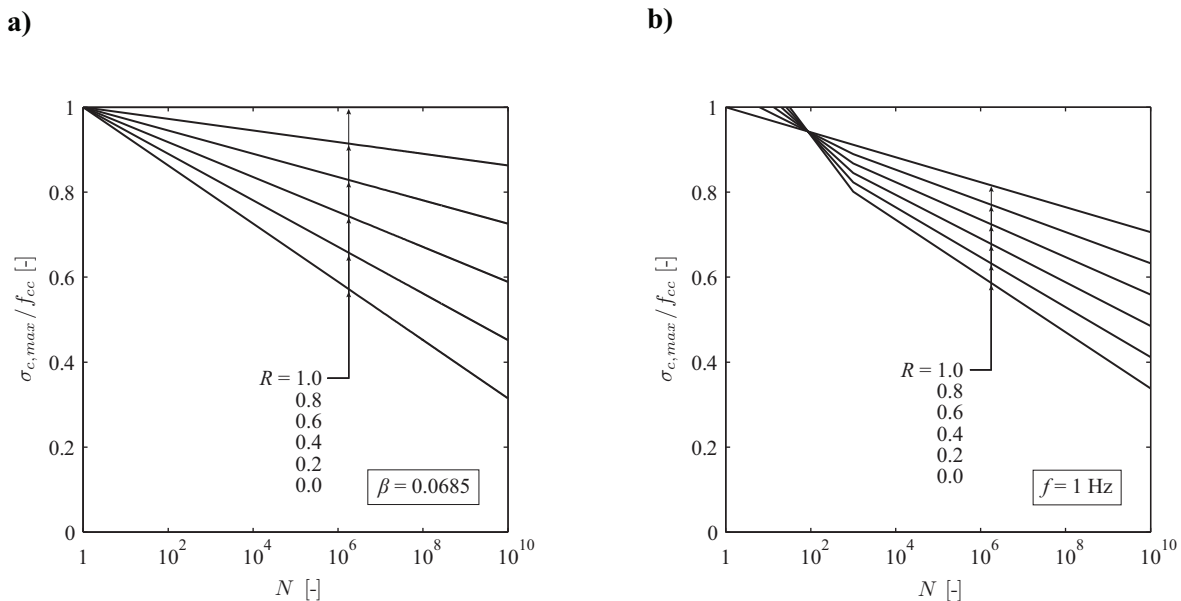


Bild 3.4: *S-N-R*-Beziehungen für Beton: (a) nach *Tepfers* und *Kutti* [118] basierend auf der Gleichung von *Aas-Jakobsen* [1]; (b) nach dem bilinearen Ansatz von *Hsu* [56].

*Ople* und *Hulsbos* [81] untersuchten den Einfluss eines Spannungsgradienten, wie er z. B. in der Biegedruckzone von Balken auftritt. Sie verwendeten unbewehrte Betonprismen, welche einerseits statisch und dynamisch und andererseits zentrisch und exzentrisch belastet wurden. Sie stellten fest, dass die Ermüdungsfestigkeit bei exzentrischer Belastung im Durchschnitt um 17% höher war als bei zentrischer Belastung. Mittels dieser Erkenntnis konnte auch erklärt werden, warum der Beton in Biegedruckzonen höhere Ermüdungsfestigkeiten aufweist als in Zonen mit zentrischer Druckbelastung. Dieser Sachverhalt wird in Bild 3.5 verdeutlicht.

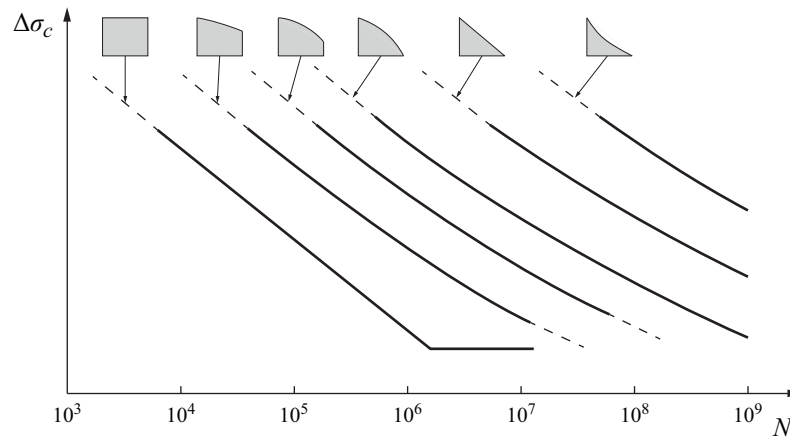


Bild 3.5: Schematische Darstellung der Betriebsfestigkeitskurven von Beton für verschiedene Exzentrizitäten der Normalkraft. Neu gezeichnet nach [62].

### Spannungs-Dehnungsverhalten

Das Spannungs-Dehnungsverhalten unter Druckschwellbelastung wurde intensiv durch *Mehmel* [68; 90] und *Gaede* [38] untersucht. Bei der Erstbelastung besitzt die Spannungs-Dehnungslinie eine konkave Form. Innerhalb von wenigen Lastwechseln streckt sie sich zur Geraden, was eine Versteifung des Betons im oberen Bereich der Spannung bedeutet. Bei niedrigen Oberspannungen ( $\sigma_{c,max} \leq 0.5..0.6 f_{cc}$ ) verharrt die Kurve sehr lange in diesem geraden Zustand. Bei hohen Oberspannungen schreitet die Versteifung im oberen Spannungsbereich fort und die ursprünglich konkave Kurve wird konvex (vgl. Bild 3.6). Der Entlastungsast verläuft während des ganzen Versuchs konvex.

Dieselben Beobachtungen machte *van Ornum* bereits um 1903 (vgl. Bild 3.7). Er führte wohl als erster Ermüdungsversuche an Würfeln aus Zement und solchen aus Beton durch. Die Untersuchungen von *Mehmel* sowie diejenigen von *Graf* und *Brenner* [42; 43] bestätigten die Beobachtungen *van Ornums* bezüglich einer Krümmungsumkehr der Spannungs-Dehnungslinie. Die Gründe dafür wurden allerdings kontrovers diskutiert. Die Belastungs- und Entlastungslinien beschreiben eine Hystereseschleife. Diese ist zu Versuchsbeginn nicht geschlossen, schliesst sich aber mit zunehmender Lastwechselzahl

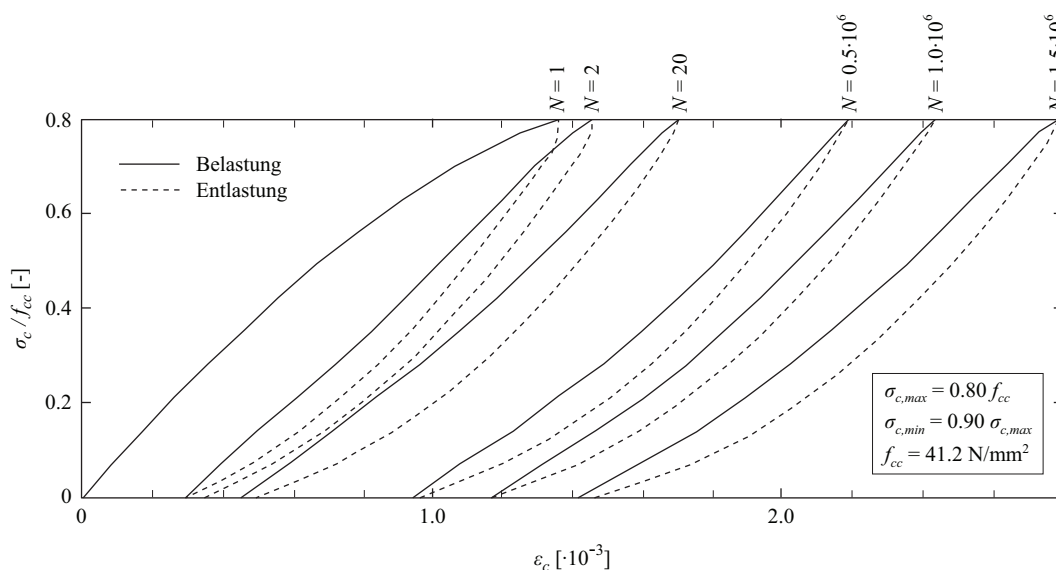


Bild 3.6: Spannungs-Dehnungslinien eines Betonzylinders unter Druckschwellbelastung bei verschiedenen Lastwechselzahlen. Neu gezeichnet nach *Mehmel* und *Kern* [68].

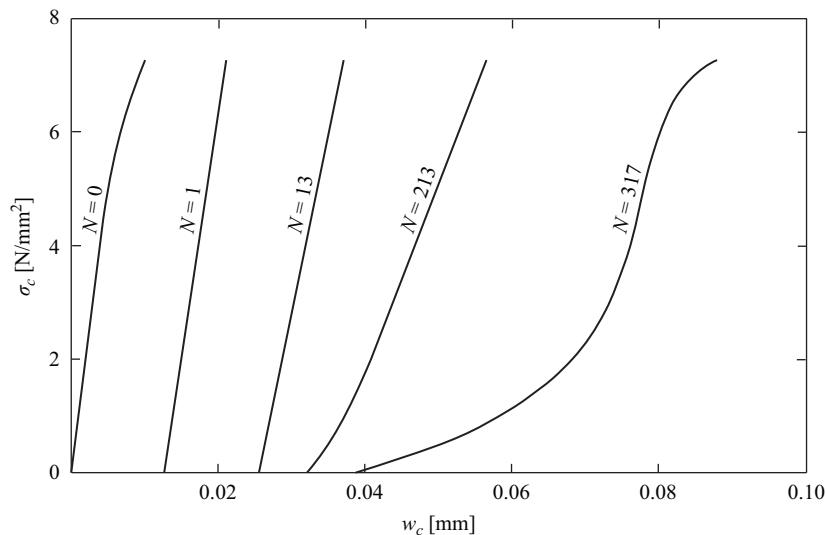


Bild 3.7: Spannungs-Verformungsverhalten eines Betonwürfels unter Druckschwellbelastung bei verschiedenen Lastwechselzahlen. Neu gezeichnet nach *van Ornum* [126].

immer mehr, d.h. die Zunahme der bleibenden Stauchungen nimmt ab. *Ban* [8] hat bereits 1933 ein Mass für die Ermüdungsschädigung einer Probe definiert, welches auf der Veränderung der Hystereseschleife basiert.

Die unter nicht ruhender Beanspruchung auftretenden Deformationen setzen sich zusammen aus einem elastischen und einem zeitabhängigen Anteil (Schwinden, Kriechen).

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{c,el} + \varepsilon_{c,t} \quad (3.11)$$

Bei einer Entlastung geht ein Teil der Kriechdehnungen zurück (Erholungseffekt), der grösste Teil dieser Dehnungen ist jedoch irreversibel. Dieser Teil der Deformationen wird auch als *Schwellkriechen* bezeichnet. Der Verlauf der Dehnungszunahmen ist qualitativ in Bild 3.8 dargestellt. Bei Beanspruchungen unterhalb einer Quasidauerfestigkeit flachen die Kurven mit zunehmender Lastwechselzahl ab und scheinen gegen einen Wert zu streben. Allerdings konnte auch in Versuchen mit bis zu  $10^7$  Lastwechseln keine vollständige Stabilisierung der Verformungszunahme beobachtet werden; der plastische Anteil nahm weiterhin langsam zu. Bei höheren Beanspruchungen besitzen die Kurven einen Wendepunkt, ab welchem die Dehnungszunahme immer stärker anwächst, bis schliesslich der Bruch eintritt [38]. Diese Charakteristik der Kurvenverläufe wurde für Druck-, Zug- und auch Biegebeanspruchungen ermittelt.

Das Ermüdungsleben von Beton lässt sich anhand dieser Charakteristik in drei Phasen unterteilen: In der ersten Phase nimmt die Zunahme der Dehnungen pro Lastwechsel mit zunehmender Lastwechselzahl ab. Diese erste Phase mündet in eine zweite Phase, in der die Zunahmerate klein und annähernd linear ist. Die dritte Phase beginnt kurz vor dem Bruch und ist gekennzeichnet durch eine rasch wachsende Dehnungsrate. Die Abnahme des E-Moduls folgt denselben Gesetzmässigkeiten. Die drei Phasen können auch hier klar unterschieden werden. Die Dauer der einzelnen Phasen ist variabel. *Holmen* [53] gibt dafür 10%, 70% und 20% der Ermüdungslebensdauer an. In Versuchen von *Witteveen* und *Fehlmann* [130] hat sich gezeigt, dass der Zeitpunkt des Übergangs von Phase II zu Phase III auch von der Höhe der Beanspruchung abhängig ist. Bei diesen Versuchen dauerten die Phasen 15%, 65-78% und 7-20% der Ermüdungslebensdauer.

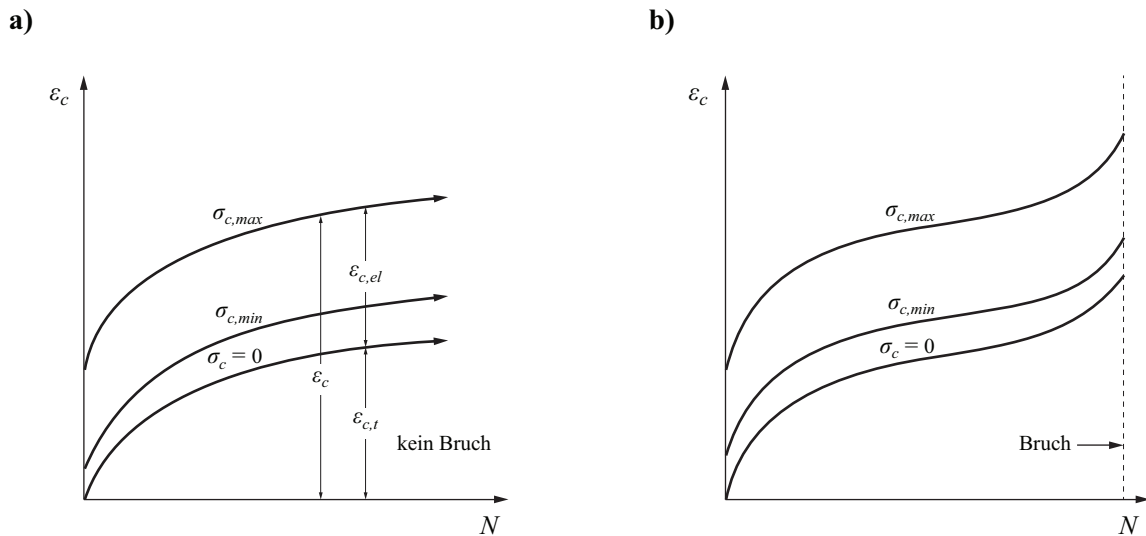


Bild 3.8: Stauchung in Abhängigkeit der Lastwechselzahl: (a) Proben ohne Bruch; (b) Proben mit Bruch. Neu gezeichnet und modifiziert nach Gaede [38].

Holmen [53] hat die Hypothese aufgestellt, dass der Verlauf der Dehnungen unabhängig ist von der Bruchlastwechselzahl, solange ein Versuch nicht länger als einige Stunden dauert. Die Gesamtdehnung beschreibt er, wie auch in Gl. (3.11) ausgedrückt, als Summe aus einem Anteil infolge der nicht ruhenden Beanspruchung und einem zeitabhängigen Anteil, der eine Kriechverformung infolge einer charakteristischen Spannung beschreibt.

Basierend auf seinen Versuchen hat Holmen den folgenden Ansatz für den Verlauf der Dehnungen formuliert. Der Anteil aus nicht ruhender Beanspruchung ergibt sich zu

$$\varepsilon_{c,el} = \frac{1}{E_{c0}} \left| S_{max} + 3.180 (1.183 - S_{max}) \sqrt{\frac{N}{N_B}} \right| \quad \text{für } 0 < \frac{N}{N_B} \leq 0.1 \quad (3.12)$$

$$\varepsilon_{c,el} = \frac{1.110}{E_{c0}} \left| 1 + 0.677 \frac{N}{N_B} \right| \quad \text{für } 0.1 < \frac{N}{N_B} \leq 0.8 \quad (3.13)$$

wobei  $E_{c0}$  den Sekantenmodul bei der Erstbelastung bezeichnet, welcher gemäss Gl. (3.14) berechnet werden kann.

$$E_{c0} = \frac{S_{max}}{\varepsilon_{c,max,0}} \quad (3.14)$$

$\varepsilon_{c,max,0}$  beschreibt dabei die maximale Dehnung bei der Oberspannung. Für den zeitabhängigen Anteil lautet der Ansatz

$$\varepsilon_{c,t} = 0.413 S_c^{1.184} \ln(t + 1) \quad (3.15)$$

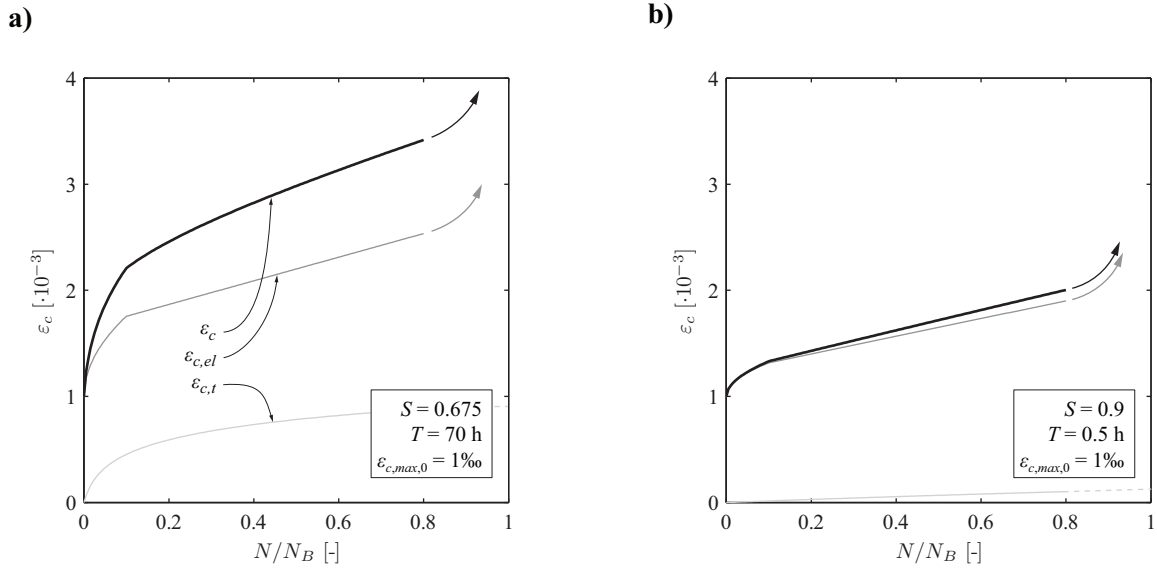


Bild 3.9: Verlauf der Dehnungen nach dem Ansatz von *Holmen* [53]: (a) für niedrige Spannungsintensität und lange Versuchsdauer; (b) für hohe Spannungsintensität und kurze Versuchsdauer.

$S_c$  bezeichnet eine charakteristische Spannungsintensität, welche als Summe aus der mittleren Spannungsintensität  $S_m$  und dem quadratischen Mittelwert (*root-mean-square*) der Spannungsintensität gebildet wird.  $t$  ist die Dauer des Versuchs in Stunden. In Gl. (3.15) kann folglich eingesetzt werden

$$S_c = S_m + \frac{1}{2\sqrt{2}}(S_{max} - S_{min}) \tag{3.16}$$

$$S_c = \frac{1}{2}(S_{max} + S_{min}) + \frac{1}{2\sqrt{2}}(S_{max} - S_{min}) \tag{3.17}$$

Die Auswertung der Gl. (3.12) bis (3.17) für verschiedene Parameter ist in Bild 3.9 dargestellt. Es ist gut ersichtlich, dass niedrige Spannungsintensitäten zu einem grösseren Dehnungszuwachs führen als hohe Spannungsintensitäten. Während der zeitabhängige Anteil bei einer Versuchsdauer  $< 1$  h praktisch vernachlässigbar ist, macht er bei längerer Versuchsdauer einen grossen Teil der Gesamtdehnung aus.

*Hordijk* [55] hat festgestellt, dass in der zweiten Phase des Ermüdungslebens eine starke Abhängigkeit zwischen der Dehnungsrate (Dehnungszunahme pro Lastwechsel) und der Bruchlastwechselzahl besteht. Somit konnte er basierend auf der Veränderung der Dehnung ein Versagenskriterium für den Beton formulieren

$$\epsilon_{cu} = \frac{d\epsilon_c}{dN} N_B = \frac{d\epsilon_c}{dt} \frac{dt}{dN} N_B = \dot{\epsilon}_c \frac{N_B}{f} \tag{3.18}$$

wobei  $N_B$  die Bruchlastwechselzahl und  $f$  die Frequenz in Hz bedeuten. Der Logarithmus der Bruchdehnung kann geschrieben werden als

$$\log \epsilon_{cu} = \log \dot{\epsilon}_c + \log N_B - \log f \tag{3.19}$$

wobei

$$\log \dot{\varepsilon}_c + \log N_B = C \quad \text{für } f = \text{const.} \quad (3.20)$$

$$\log \varepsilon_{cu} = C - \log f \quad (3.21)$$

und  $C$  eine experimentell zu bestimmende Konstante bezeichnet.

Dass die Steifigkeit des Betons mit zunehmender Lastwechselzahl abnimmt, hat bereits *van Ornum* in seinen Versuchen beobachtet. Der Ansatz, ein Bruchkriterium basierend auf der Steifigkeitsänderung zu formulieren, wurde von diversen Autoren verfolgt. Einer der neusten Ansätze wurde von *Park* für druckschwellbeanspruchten Beton vorgeschlagen [84]. Die einzelnen Hysteresekurven bewegen sich dabei innerhalb einer Umhüllenden, welche durch das statische Spannungs-Dehnungsverhalten des Betons beschrieben wird. Als Mass für den Ermüdungsschaden wird die plastische Dehnung  $\varepsilon_p$  verwendet. Das Ermüdungsversagen tritt ein, wenn die Hysteresekurve den absteigenden Ast der Umhüllenden schneidet (vgl. Bild 3.10). *Park* geht dabei davon aus, dass sich die Mittelachsen aller Hysteresekurven eines Versuchs im selben Punkt schneiden. Mittels dieser Annahmen lassen sich Beziehungen für den E-Modul und die Versagensdehnung  $\varepsilon_{pu}$  formulieren. *Plizzari et al.* [88] haben ein ähnliches Modell für zugschwellbeanspruchten Beton entwickelt. *Hohberg* [52] weist allerdings darauf hin, dass diese Modelle kaum praktisch anwendbar sind, unter anderem wegen den grossen Streuungen bei der Ermittlung der Spannungs-Dehnungsbeziehung von Beton und den zahlreichen Faktoren, die die Lage des Schnittpunkts beeinflussen.

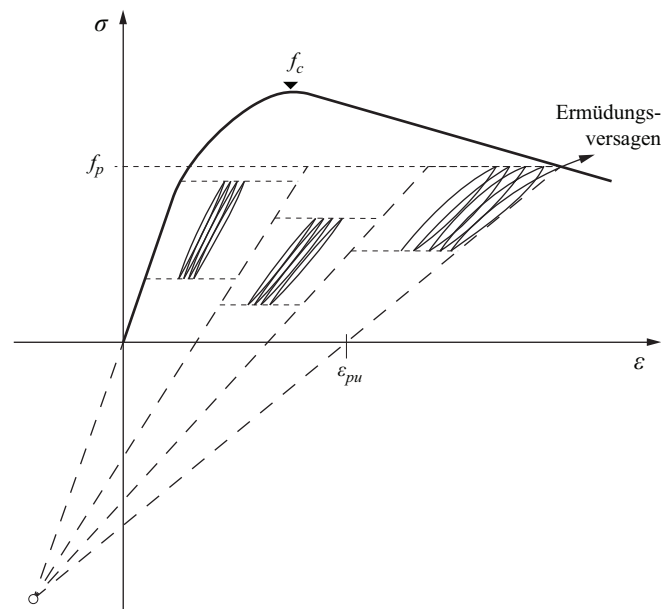


Bild 3.10: Idealisierte Spannungs-Dehnungsbeziehung und Bruchkriterium für druckschwellbeanspruchten Beton nach *Park*. Neu gezeichnet und modifiziert nach [84].

### **Schadensakkumulation**

Im Mehrstufenversuch wird der Versuchskörper durch mehrere Blöcke mit einer zuvor festgelegten Anzahl von Lastwechseln beaufschlagt. Die Beanspruchung ist konstant pro Block und unterschiedlich von Block zu Block. *Hilsdorf* und *Kesler* [51] haben in Mehrstufenversuchen mit zwei unterschiedlichen Beanspruchungsniveaus als erste festgestellt, dass die Abfolge der Blöcke einen Einfluss auf die Ermüdungslebensdauer des Betons hat. Prüfkörper, welche sie zuerst auf einem bestimmten hohen und danach auf einem tieferen Beanspruchungsniveau geprüft hatten, wiesen eine kürzere Lebensdauer auf als bei umgekehrter Abfolge der Blöcke. Diesen Effekt bezeichneten sie als *Sequence Effect*.

Das eigentliche Ziel der Versuche von *Hilsdorf* und *Kesler* war es, die Anwendbarkeit der linearen Schadensakkumulation nach *Palmgren* und *Miner* für Beton zu überprüfen. Eine Reihe weiterer Versuche mit derselben Fragestellung wurde in den folgenden Jahren u. a. auch von *Holmen* [53] durchgeführt. Es zeigte sich, dass die nach *Palmgren-Miner*-Regel berechnete Bruchlastwechselzahl sowohl eine zu konservative als auch – wie in den meisten Fällen – viel zu unsichere Prognose sein kann. Von den genannten Autoren wurden in der Folge Modifizierungen der *Palmgren-Miner*-Regel vorgeschlagen, welche den *Sequence Effect* berücksichtigen.

Trotz der vielen Bedenken zur Anwendbarkeit der *Palmgren-Miner*-Regel für Beton kommt *Cornelissen* im Sachstandsbericht des *CEB* von 1988 [123] zum Schluss, dass die *Palmgren-Miner*-Regel mit einer Schadenssumme von 1 als Versagenskriterium für reinen Beton ausreichend genau ist für praktische Anwendungen des Betonbaus.

### **Verfahren zur Berechnung der Ermüdungslebensdauer**

Bis etwa 1960 basierten (nicht nur im Betonbau) sämtliche Analyseverfahren auf den im Bauteil auftretenden Spannungen, empirisch bestimmten Wöhlerlinien und der linearen Schadensakkumulation nach *Palmgren* und *Miner*. Für praktische Anwendungen sind diese Verfahren nach wie vor sehr wichtig, bilden sie doch die Grundlage für viele aktuelle Normvorschriften betreffend Ermüdung. Später wurden Verfahren entwickelt, welche auf Dehnungen bzw. Verformungen, konstitutiven Beziehungen oder Bruchmechanik basieren. Für Metalle anwendbare Gesetze zur Beschreibung des Rissfortschritts sind zahlreich vorhanden (siehe z. B. [77]) und können auch für Bewehrungsstahl verwendet werden. Für Beton hingegen etablierte sich ein neuer Forschungszweig, die Bruchmechanik. Der bruchmechanische Ansatz wurde und wird bis heute von zahlreichen Forschern untersucht und für die Betonbauweise adaptiert. Da die Anwendbarkeit der linearen Bruchmechanik für Beton sehr begrenzt ist, formulierten *Hillerborg et al.* um 1976 als erste ein nicht-lineares Modell [48]. Auf eine Diskussion der zahlreichen weiteren Ansätze und Forschungsergebnisse in diesem interessanten und sehr komplexen Fachgebiet wird an dieser Stelle verzichtet.

### 3.2 Betonstahl

Stahlbetonbauteile sind schlaff bewehrt mit Einlagen aus Betonstahl, welche vorwiegend auf Zug beansprucht werden. Die am häufigsten eingesetzten Erzeugnisse sind Stäbe, Matten und Ringmaterial. Tragverhalten und Verformungsvermögen eines Bauteils werden stark beeinflusst durch die Festigkeit und die Duktilität des Betonstahls. Dessen wichtigsten, mechanischen Eigenschaften werden in einachsigen Zugversuchen ermittelt.

#### 3.2.1 Statisches Verhalten

Alle Betonstähle zeigen bis zum Erreichen der *Fliessgrenze*  $f_{sy}$  ein linear-elastisches Verhalten mit einem *Elastizitätsmodul*  $E_s$  von 200...205 kN/mm<sup>2</sup>. Aufgrund ihrer Spannungs-Dehnungscharakteristik können zwei Gruppen von Betonstählen unterschieden werden: solche mit und solche ohne *Fliessplateau*. Betonstähle, die warmgewalzt, vergütet oder mikrolegiert sind, sowie solche, die einen niedrigen Kohlenstoffgehalt haben, weisen nach dem Erreichen der Fliessgrenze  $f_{sy}$  ein Fließplateau auf. Ist dieses erreicht, verharrt die Spannung auf einem praktisch konstanten Wert, während die Dehnung weiter zunimmt bis zum *Verfestigungsbeginn*  $\epsilon_{sv}$ . Im Bereich der Verfestigung nimmt die Spannung wieder weiter zu, während der tangentielle *Verfestigungsmodul*  $E_{sh}$  abnimmt bis die *Zugfestigkeit*  $f_{su}$  und die zugehörige *Bruchdehnung*  $\epsilon_{su}$  erreicht sind. Kaltverformte Betonstähle und solche mit hohem Kohlenstoffgehalt zeigen in ihrem Spannungs-Dehnungsverhalten kein Fließplateau. Da in diesem Fall keine Fliessgrenze bestimmt werden kann, wird stellvertretend die 0.2%-Dehngrenzenspannung verwendet. Dabei handelt sich um diejenige Spannung, bei der nach einer vollständigen Entlastung eine Dehnung von 0.2% bleibt.

Für praktische Anwendungen im Betonbau werden die Stoffgesetze des Betonstahls im Allgemeinen vereinfacht. Die Spannungs-Dehnungsbeziehung wird für alle Betonstahl-Sorten als bilinear angenommen. Im verfestigenden Bereich wird mit einem Verfestigungsmodul

$$E_{sh} = \frac{f_{su} - f_{sy}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sv}} \tag{3.22}$$

gerechnet. Typische Spannungs-Dehnungsbeziehungen von Betonstahl sind in Bild 3.11 dargestellt.

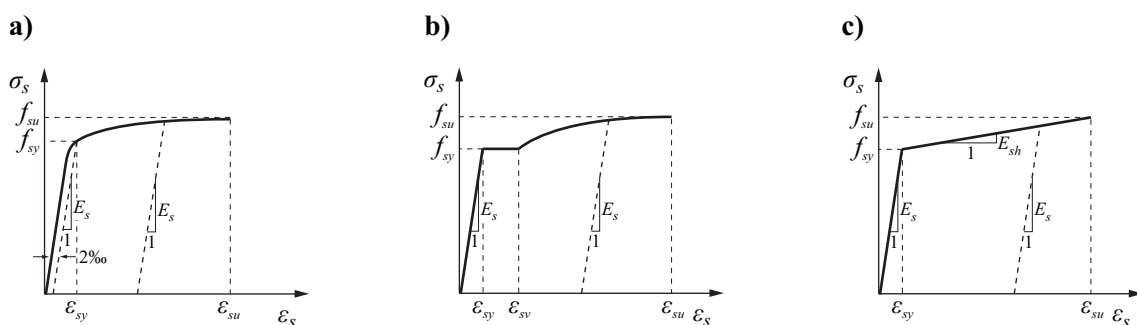


Bild 3.11: Spannungs-Dehnungsbeziehung von Betonstahl: (a) Stähle ohne Fließplateau; (b) Stähle mit Fließplateau; (c) bilineare Idealisierung.



### 3.2.2 Ermüdungsverhalten

Während in der Zeit vor dem 2. Weltkrieg das Ermüdungsverhalten des Bewehrungsstahls nicht explizit erforscht worden war, wurde es zwischen 1960 und 1980 intensiv untersucht. Eine Übersicht bieten der Rückblick von *Tilly* [120] und der Sachstandsbericht des *CEB* [123]. Die Forschungstätigkeit wurde ausgelöst einerseits durch die Ausdehnung der Stahlbetonbauweise auf neue Anwendungsgebiete insbesondere Offshore-Bohrplattformen [54] und andererseits durch die Einführung neuer Bewehrungsstahl-Produkte mit höheren Festigkeiten. Weiterhin wurde festgestellt, dass die Ermüdungsfestigkeit der Bewehrung von der Art der Fertigung, der Oberflächenbeschaffenheit und anderen Parametern wesentlich beeinflusst wird und teilweise viel niedriger war als man bisher angenommen hatte (vgl. Bild 3.12).

Auf dem Markt sind Betonstähle mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften und Qualitäten erhältlich. Zum Ermüdungsverhalten einzelner Betonstahlsorten wurden deshalb zahlreiche Arbeiten veröffentlicht, auf welche hier nicht im Detail eingegangen werden soll. Andere Arbeiten beschäftigten sich vor allem mit den Einflüssen von Korrosion, Schweißungen, Oberflächenbeschaffenheit bzw. Rippengeometrie und mit den verschiedenen Prüfverfahren.

#### Ermüdungsvorgang bei metallischen Werkstoffen

Der Ermüdungsvorgang kann bei metallischen Werkstoffen physikalisch in drei Phasen unterteilt werden, nämlich in die der *Risseinleitung*, des *stabilen Rissfortschritts* und des *instabilen Rissfortschritts* (vgl. Bild 3.13). Für den Betonbau haben diese Phasen eine untergeordnete Bedeutung, da der Betonstahl im Beton verborgen ist. In Laborversuchen ist es aber möglich, die Bruchflächen mikroskopisch zu untersuchen. Solche Untersuchungen wurden im Rahmen von Dauerschwingversuchen an alten und neuen Betonstählen durchgeführt. Über die Ergebnisse wird in Kap. 4.1 berichtet.

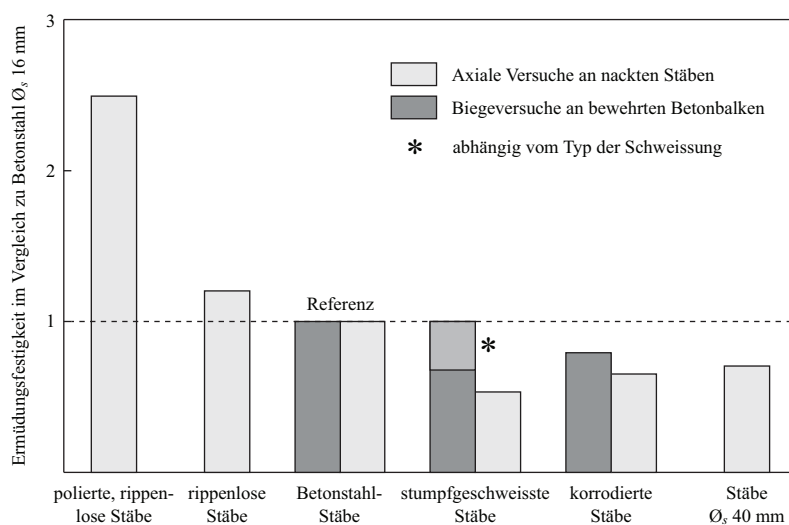


Bild 3.12: Schematische Darstellung der Einflüsse von Oberflächenbeschaffenheit, Schweißungen, Korrosion und Durchmesser im Vergleich zu Stäben von Betonstahl  $\text{Ø}_s = 16 \text{ mm}$ . Neu gezeichnet nach *Tilly* [120].

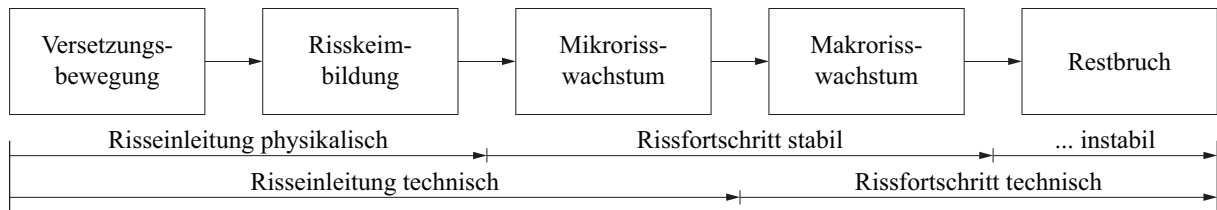


Bild 3.13: Ermüdungsvorgang bei metallischen Werkstoffen nach Radaj und Vormwald [91].

### Ermüdungsfestigkeit und Dauerfestigkeit

Der Hauptparameter, der die Ermüdungseigenschaften von Betonstahl beschreibt, ist die Spannungsdifferenz, welche eine Probe bei einer endlichen Anzahl Lastwechsel aushält. Die Ermüdungsfestigkeit (bezogen auf eine bestimmte Lastwechselzahl) eines Betonstahls wird deshalb meistens mittels Einstufenversuchen ermittelt, in denen die Bruchlastwechselzahl  $N_B$  für verschiedene Spannungsdifferenzen  $\Delta\sigma$  bestimmt wird. Die Ergebnisse werden ins Wöhler-Diagramm eingetragen (vgl. Bild 3.14). Die Wöhlerlinie kann danach grafisch oder mittels Regression konstruiert und die Ermüdungsfestigkeit für beliebige Lastwechselzahlen abgelesen werden. Aufwändiger und deshalb viel seltener ist es, einbetonierte Bewehrungsstäbe in Biegebalken zu prüfen. Diese Methode hat aber den Vorteil, dass das Ermüdungsverhalten nicht für den Betonstahl als Einzelkomponente sondern als Teil eines Bauteils ermittelt wird.

Zwischen dem Grossteil der Laborversuche und den tatsächlichen Bedingungen am Bauwerk besteht eine Diskrepanz. In den Versuchen werden die Spannungsdifferenzen häufig relativ gross gewählt, so dass bis zu einer Lastwechselzahl von  $N = 5 \cdot 10^6$  mit einem Versagen gerechnet werden kann. Bei praktischen Anwendungen treten im Gegensatz dazu sehr viel grössere Lastwechselzahlen mit kleineren Spannungsdifferenzen auf (vgl. Bild 3.15). Dieser Bereich konnte bis heute experimentell nicht erschlossen werden. Eine Extrapolation der bestehenden Versuchsdaten in diesen Bereich ist mit grossen Unsicherheiten behaftet.

Im Zeitfestigkeitsbereich wird die Ermüdungsfestigkeit durch die Basquin-Gleichung mit einer Steigung von  $m$  beschrieben. Gemäss dem Vorschlag von Haibach [45] wird beim Betonstahl anstelle einer Dauerfestigkeit eine Quasidauerfestigkeit mit einer Neigung der Geraden von  $2 \cdot m - 1$  angesetzt. Die Grenzlastwechselzahl wird in der Literatur unterschiedlich angegeben und liegt bei  $N_D = 1 \dots 5 \cdot 10^6$ . Die zugehörige Spannungsdifferenz wird mit  $\Delta\sigma_{s,D}$  bezeichnet. Typische Werte für die Parameter zur Beschreibung der Wöhlerlinie von Betonstahl sind in Tabelle 3.1 angegeben.

Herkunft	Detail	$N^*$ [-]	$\Delta\sigma_{s,N^*}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$m$ [-]	$N_D$ [-]	$2 \cdot m - 1$ [-]
Model Code 2010	Gerade Stäbe $\varnothing_S \leq 16$ mm	$10^6$	210	5	$10^6$	9
	Gerade Stäbe $\varnothing_S = 40$ mm <sup>1)</sup>	$10^6$	160	5	$10^6$	9
EC 2 (EN 1992-1-1)	Gerade Stäbe	$10^6$	162.5	5	$10^6$	9
SIA D 0133	Gerade Stäbe $\varnothing_S \leq 20$ mm	$10^6$	202	4	$5 \cdot 10^6$	7
	Gerade Stäbe $20 < \varnothing_S < 40$ mm	$10^6$	166.5	4	$5 \cdot 10^6$	7

<sup>1)</sup> Für Durchmesser zwischen 16 und 40 mm können die Werte interpoliert werden.

Tabelle 3.1: Parameter zur Beschreibung der Wöhlerlinie von Betonstahl-Stäben aus Model Code 2010 [20], EN 1992-1-1 [107] und SIA D 0133 [101].

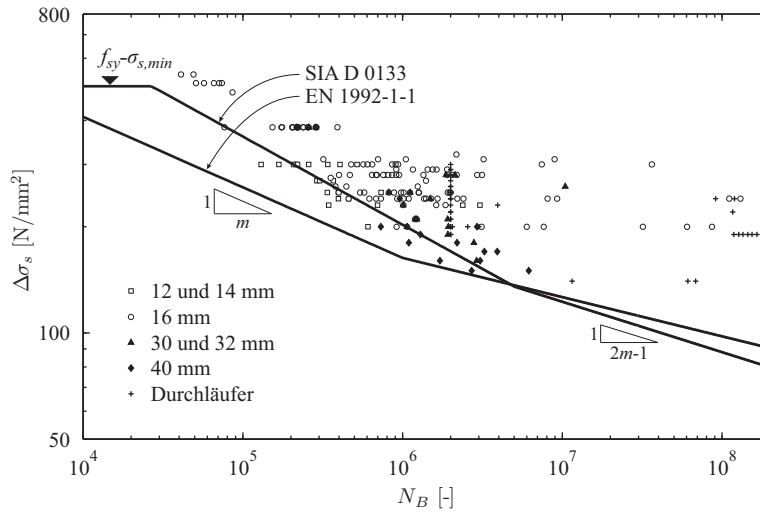


Bild 3.14: Resultate von Dauerschwingversuchen an Betonstahl-Stäben [31; 33; 121] und Betriebsfestigkeitskurven aus SIA D 0133 [101] und EN 1992-1-1 [107].

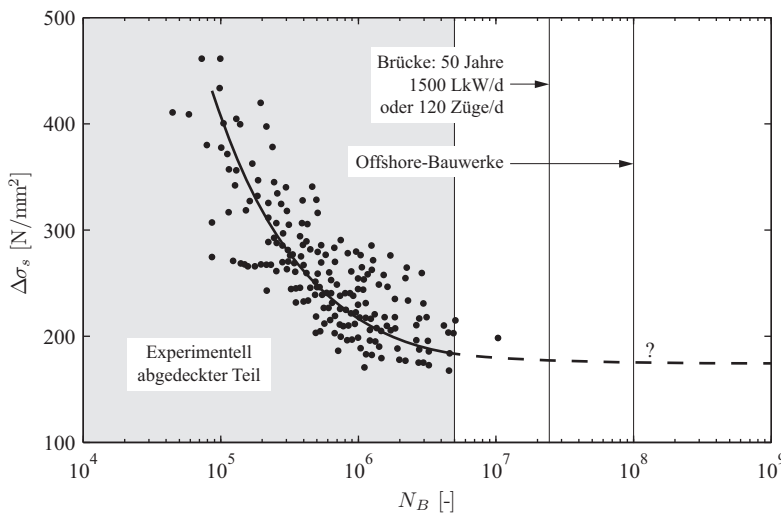


Bild 3.15: Resultate von verschiedenen Versuchsreihen im Vergleich mit den am Bauwerk auftretenden Lastwechseln. Neu gezeichnet nach Tilly [121] und modifiziert.

**Einflüsse auf die Ermüdungsfestigkeit**

Bei den heute üblichen, gerippten Betonstählen wird die Ermüdungsfestigkeit durch die Kerbwirkung der Rippen bestimmt. Durch das Aufwalzen der Rippen kann die Ermüdungsfestigkeit des glatten Stabes wesentlich verschlechtert werden (vgl. Bild 3.12), da dieser Prozess die Bildung von Mikrorissen begünstigt. Massgebend sind auch die Rippengeometrie und scharf eingeprägte Werkszeichen, die einen ausgesprochen negativen Einfluss auf das Ermüdungsverhalten haben [78]. Insofern haben Fließgrenze und Bruchfestigkeit bei geripptem Stahl keinen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit. Bei früher oft verwendeten, glatten Stäben hingegen steigt die Ermüdungsfestigkeit proportional mit der Festigkeit. Über den Einfluss der Mittelspannung liegen kontroverse Versuchsergebnisse vor. Während der Einfluss von einigen Forschern in Versuchen an nackten, frei schwingenden Stäben nachgewiesen werden konnte, wird er von anderen in Frage gestellt. In Versuchen an Stäben unter wirklichkeitsnahen

Beanspruchungs- und Umgebungsbedingungen und insbesondere an einbetonierten Stäben konnte lediglich ein geringer bis gar kein Einfluss der Mittelspannung festgestellt werden [120].

In Bild 3.16 ist die Streuung der nominellen Ermüdungsfestigkeit von sechs Betonstahl-Produkten wiedergegeben, die zwischen 1952 und 2008 hergestellt worden sind. Als Datenbasis dienten die Resultate von 112 Dauerschwingversuche an freischwingenden Stäben aus den Versuchsreihen von *Fernández Canteli et al.* [33] und *Fehlmann und Vogel* [31]. Der Stabdurchmesser variiert zwischen 10 und 20 mm. Bei den Stahlsorten, wo zwei Versuchsreihen vorliegen (Torstahl und naturhart), sind Mittelwerte und Streuungen der beiden Versuchsreihen ähnlich gross. Die Auswertung lässt folglich den Schluss zu, dass die nominelle Ermüdungsfestigkeit und die Grösse der Streuung in erster Linie vom Herstellungsverfahren beeinflusst werden. Das Produktionsjahr scheint hingegen einen vernachlässigbaren Einfluss zu haben.

Die Ermüdungsfestigkeit ist, wie auch die statische Festigkeit, einem Massstabeffekt unterworfen. Mit zunehmendem Stabdurchmesser nehmen die Oberfläche und somit die Wahrscheinlichkeit für Fehlstellen zu. Aus diesem Grund fällt die Ermüdungsfestigkeit von Stäben mit gerippter Oberfläche mit wachsendem Durchmesser ab [73] (vgl. auch Bild 3.14). Bei Stählen mit glatter Oberfläche wurde dieser Effekt in manchen Versuchsreihen bestätigt, in anderen aber auch nicht [37]. Bei einbetonierten Stäben scheint der Einfluss des Stabdurchmessers vernachlässigbar zu sein [95].

Abgebogene Stäbe weisen eine niedrigere Lebensdauer auf als gerade Stäbe. Dies ist zum einen darauf zurückzuführen, dass es beim Abbiegen an den Übergängen Stabschaft/Rippe zu örtlich hohen plastischen Verformungen kommt, was die Kerbwirkung der Rippen erhöht. Zum anderen entstehen auf der Krümmungsinneseite Zugeigenspannungen, die die gleiche Wirkung wie eine erhöhte Mittelspannung haben. Diese Zugeigenspannungen werden jedoch durch die zyklische Belastung teilweise wieder abgebaut. Der massgebende Parameter zur Beschreibung der Reduktion der Ermüdungsfestigkeit ist das Verhältnis Biegerollendurchmesser  $d_i$  zu Stabdurchmesser  $\varnothing_s$ . Ab einem Verhältnis  $d_i/\varnothing_s = 25$  ist der Einfluss der Krümmung vernachlässigbar [79] (vgl. Bild 3.17).

Übergreifungsstösse weisen dieselbe Ermüdungsfestigkeit auf wie durchgehende, gerade Stäbe [9]. Schweissungen hingegen setzen die Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls stark herab [96]. Betonstahlmatten verfügen aufgrund der geschweissten Kreuzungspunkte (Heftschweissungen) über schlechte

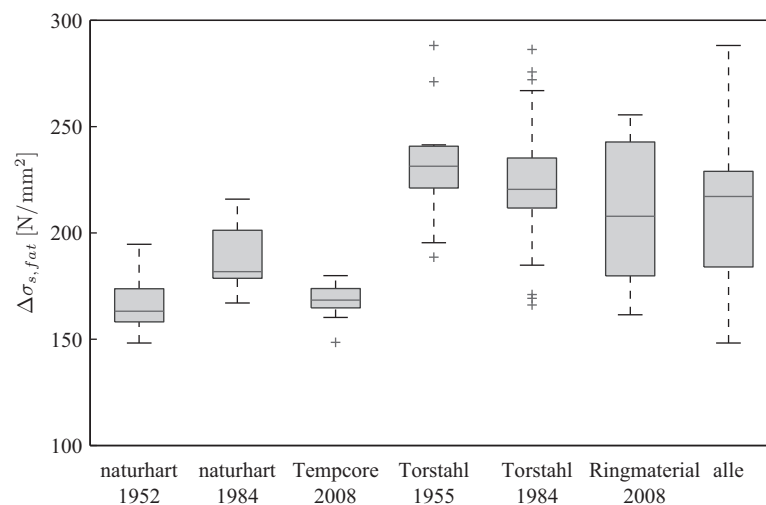


Bild 3.16: Nominelle Ermüdungsfestigkeit verschiedener Produkte von Betonstahl-Stäben. Daten aus [31] und [33].

Ermüdungseigenschaften und sollten deshalb nicht bei dynamisch beanspruchten Bauteilen eingesetzt werden.

Bei Korrosion muss zwischen *Oberflächenkorrosion* und tief in den Stab reichender *Lochfrasskorrosion* unterschieden werden. Während bei Stäben mit Oberflächenkorrosion kein schlechteres Ermüdungsverhalten nachgewiesen werden konnte, wiesen Stäbe mit Lochfrasskorrosion klar tiefere Werte der Ermüdungsfestigkeit auf. Dies ist in den bei Lochfrass an den Korrosionsnarben auftretenden Spannungsspitzen begründet. Untersuchungen an lochfrasskorrodierten Bewehrungsstäben haben gezeigt, dass die Ermüdungsfestigkeiten kleiner waren, als man sie aufgrund des Restquerschnitts erwartet hätte. Ein Verlust an Querschnittsfläche bis 25% minderte die Ermüdungsfestigkeit im Mittel um den Faktor 1.35, ein stärkerer Korrosionsangriff um den Faktor 1.7 [62]. Weiterhin wurde festgestellt, dass die Werte der Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungsstäben unter realen Bedingungen oftmals tiefer sind, als die im Labor ermittelten. Wenn der Beton an den Rissufern karbonatisiert ist oder größere Luftporen enthält, wird ein Angriff durch Korrosion möglich. Aufgrund einer solchen kombinierten Beanspruchung versagt der Stahl schneller, man spricht von *Schwingungsrisskorrosion*.

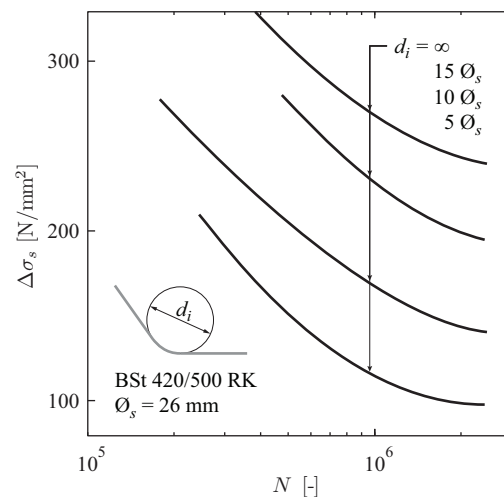


Bild 3.17: Einfluss der Krümmung auf die Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl-Stäben. Neu gezeichnet nach *Spitzner* [116] und modifiziert.

### 3.3 Verbund

#### 3.3.1 Statisches Verhalten

Die Interaktion von Beton und Bewehrung in einem Stahlbetonbauteil wird als *Verbund* bezeichnet. Dieser wird durch zahlreiche Faktoren wie Oberflächenbeschaffenheit und Rippengeometrie des Betonstahls, Lage der Bewehrung während des Betonierens, Abstand der Bewehrungsstäbe, Betonfestigkeiten, Art des Spannungszustands im Beton und Bewehrungsüberdeckung beeinflusst [93]. Die Eigenschaften des Verbunds sind ausschlaggebend für Rissbreiten und -abstände sowie das Mass der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen auf Zug. Die Steifigkeiten im gerissenen Zustand und die daraus abgeleiteten globalen Tragwerksverformungen werden durch die Verbundwirkung direkt beeinflusst [3].

Die Spannungsübertragung zwischen Beton und Bewehrung kann vereinfacht durch eine über den Stabumfang gleichmässig wirkende nominelle *Verbundschubspannung*  $\tau_b$  und die zugehörige Relativverschiebung zwischen Beton und Bewehrung, den *Schlupf*  $\delta_b$ , beschrieben werden. Sogenannte Verbundschubspannungs-Schlupfbeziehungen wurden experimentell mittels Auszugsversuchen von diversen Autoren bestimmt.

Bei der Querschnittsanalyse im gerissenen Zustand wird im Allgemeinen der Zustand im Riss betrachtet. Bei Annahme einer Betonzugfestigkeit  $f_{ct} = 0$  ist alleine die Bewehrung für die Übertragung der Zugkräfte im Riss verantwortlich. Mit zunehmender Entfernung vom Riss werden die Zugkräfte in der Bewehrung sukzessive abgebaut und dafür Zugkräfte im zwischen den Rissen liegenden Beton aufgebaut (vgl. Bild 3.18). Die Stahldehnung bzw. -spannung ist im Riss entsprechend maximal und nimmt mit zunehmender Entfernung vom Riss ab. Das Integral der Stahldehnung über die Länge entspricht einer mittleren Stahldehnung  $\varepsilon_{sm}$ . Durch Multiplikation mit dem Rissabstand erhält man die Rissbreite  $w_r$ . Das Verhältnis zwischen maximaler und mittlerer Stahldehnung charakterisiert die Mitwirkung des Betons an der Zugsteifigkeit des gerissenen Stahlbetons und wird als *Zugversteifung* (engl. *Tension Stiffening*) bezeichnet. Es gilt

$$\varepsilon_{smax} = \varepsilon_{sm} + \Delta\varepsilon_{s,ts} \quad (3.23)$$

und

$$w_r = s_r \varepsilon_{sm} \quad (3.24)$$

Mittels des von *Marti et al.* [66] entwickelten Zuggurtmodells lassen sich die die Zugsteifigkeit des gerissenen Betonquerschnitts beeinflussenden Parameter auf einfache Art und Weise einwandfrei erfassen. Das ursprüngliche Modell wurde für ein zentrisch bewehrtes und beanspruchtes Zugglied entwickelt. *Burns* hat das Zuggurtmodell für Biegebeanspruchungen weiterentwickelt. Für die komplette Herleitung sei auf die Dissertation [17] verwiesen. Für ein Zugglied mit konstanten Querschnittseigenschaften beträgt die durchschnittliche Reduktion der Stahldehnungen

$$\Delta\varepsilon_{s,ts} = \frac{\lambda f_{ct}(1 - \rho_{ef})}{2\rho_{ef}E_s} \quad (3.25)$$

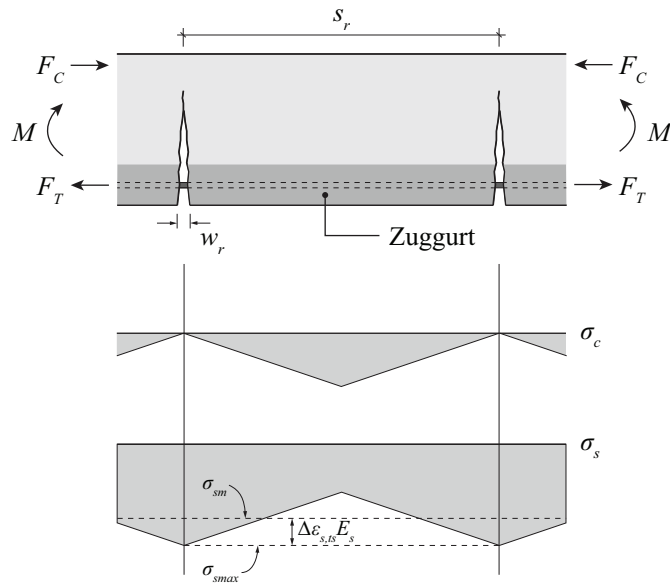


Bild 3.18: Verteilung der Betonzug- und Stahlzugspannungen im Zuggurt eines Biegeelements.

wobei der Faktor  $\lambda$  zwischen 0.5 und 1.0 gewählt werden kann. Für den Fall einer reinen Biegebeanspruchung ( $N=0$ ) lässt sich der effektive Bewehrungsgehalt des Zugglieds durch Gleichsetzen der Stahlspannungen im Zustand II des betrachteten Biegeelements und derjenigen des Zuggurts im Moment des Reissens formulieren und man erhält Gl. (3.26).

Durch Einsetzen von Gl. (3.26) in Gl. (3.25) kann somit die Dehnungs- bzw. Spannungsreduktion im Betonstahl infolge der Zugversteifung bestimmt werden.

$$\rho_{ef} = \left[ \frac{n I_I (d - x_{II})}{I_{II} (h - x_I)} - n + 1 \right]^{-1} \quad (3.26)$$

### 3.3.2 Ermüdungsverhalten

Aufgrund einer dynamischen Beanspruchung verändern sich die Verbundeigenschaften und in der Folge auch das Riss- und Verformungsverhalten des Bauteils. Hierbei muss unterschieden werden zwischen einer wiederholten Belastung (gleichbleibendes Vorzeichen) und einer Wechselbelastung (sich umkehrendes Vorzeichen). Letztere tritt vor allem bei Erdbebenbeanspruchungen auf und betrifft den niederzyklischen Bereich der Ermüdung, welcher hier nicht näher betrachtet wird.

Im Falle einer monotonen Laststeigerung versagt der Verbund, wenn die Verbund Schubspannung die *Verbundfestigkeit*  $\tau_{bu}$  erreicht hat. Eine wiederholte Beanspruchung bewirkt eine stetige Vergrößerung des Schlupfs ohne einen Anstieg der Verbund Schubspannung. Überschreitet der Schlupf im dynamischen Versuch den der Verbundfestigkeit zugeordneten Schlupf  $\delta_b(\tau_{bu})$ , tritt das Versagen nach wenigen Lastwechseln ein. Ein Versagen kann demzufolge auch bei Verbund Schubspannungen auftreten, die kleiner sind als die Verbundfestigkeit  $\tau_{bu}$  [6].

Die erreichte Bruchlastwechselzahl nimmt mit zunehmender Oberspannung bei gleichbleibender Unterspannung ab (vgl. Bild 3.19). Dasselbe gilt bei einer Erhöhung der Unterspannung. Folglich kann die Ermüdungsfestigkeit des Verbunds analog zu derjenigen des Betons als Funktion von Mittelspannung und Spannungsdifferenz beschrieben werden. Der Stabdurchmesser und die Betonfestigkeit hin-

gegen scheinen keinen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit des Verbunds zu haben (vgl. Bild 3.19) [94]. Für die lineare Schadensakkumulation nach der Palmgren-Miner-Regel gelten dieselben Ausführungen wie für den unbewehrten Beton (vgl. Kap. 3.1.4) [6].

Die Charakteristik der Kurven für den Schlupf in Abhängigkeit der Anzahl Lastwechsel ist dieselbe wie für druckschwellbeanspruchten Beton (vgl. Bild 3.8). Wird das Versuchsende durch ein Versagen des Verbundes erreicht, so sind ebenfalls die drei Phasen der Verformungszunahme (bzw. Schlupfzunahme) beobachtbar. Die Schlupfzunahme setzt sich, analog zur Dehnungszunahme beim druckschwellbeanspruchten Beton, aus einem elastischen und einem zeitabhängigen Anteil aus Kriechen zusammen. Anstelle des reinen Betonkriechens tritt hier das Verbundkriechen. Bei länger dauernden Versuchen ohne Versagenseintritt nähert sich die Schlupfkurve asymptotisch einem Grenzwert an (vgl. Bild 3.20). Aus den Resultaten von Ermüdungsversuchen an Bauteilen kann geschlossen werden, dass der zugversteifende Anteil des Betons aufgrund von Schädigungen des Verbunds bereits innerhalb der ersten Lastwechsel stark abnimmt. Danach folgt eine moderate aber sukzessive Abnahme, bis die Zugversteifung schliesslich gar nicht mehr vorhanden ist.

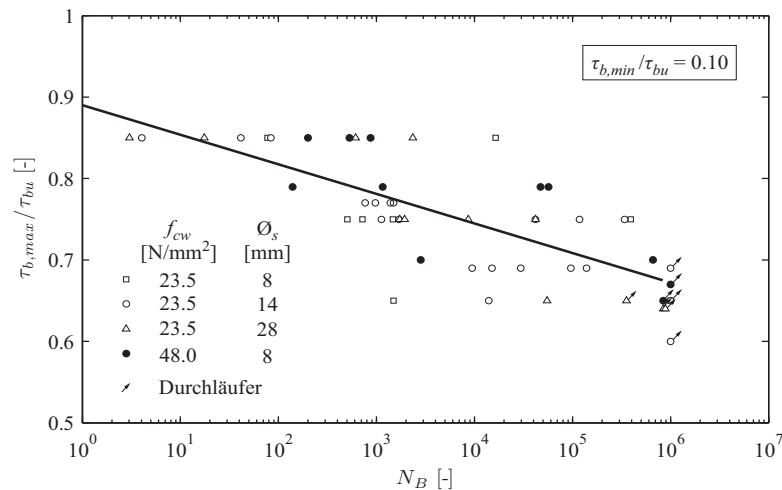


Bild 3.19: Dauerschwingversuche am Verbund. Neu gezeichnet nach *Rehm* und *Eligehausen* [94].

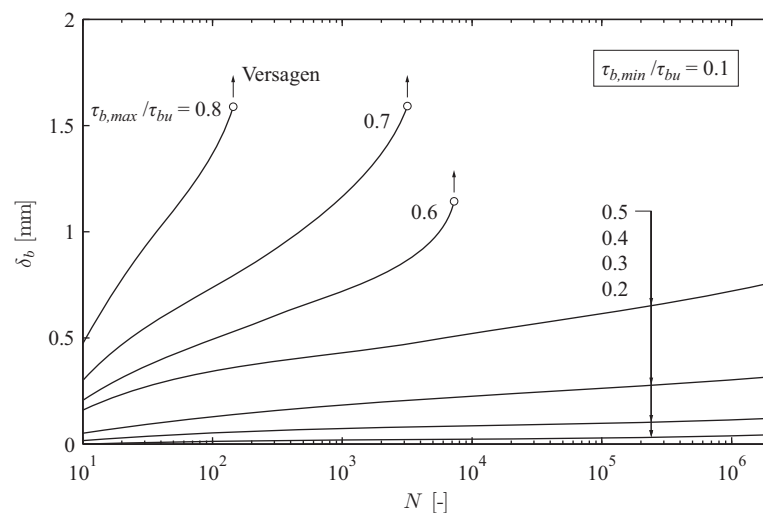


Bild 3.20: Schlupf in Abhängigkeit der Lastwechselzahl. Neu gezeichnet nach *Balázs et al.* [7].





## 4 Eigene Versuche

*„Professor Dr. Ing. E. Probst sagte in einem Vortrag über Vergangenheit und Zukunft des Eisenbetonbaues u. a. folgendes: Jeder, der sich mit Eisenbetonbau beschäftigt, sollte vorher gewisse Erfahrungen durch Ausführung von Versuchen sammeln. Er muss selbst Beton herstellen und alle Erscheinungen, die als Besonderheiten des Eisenbetons anzusehen sind, gründlich kennen lernen, bevor er sich damit in der Praxis abgibt; dann wird er wissen, dass mit der Berechnung der auftretenden Spannungen der geringste Teil des Eisenbetonstudiums erledigt ist. Versuche müssen jedoch statische Untersuchungen sein und keine Materialprüfungen. Sie müssen so ausgeführt werden, dass sie die Denkarbeit nicht ersetzen, sondern sie vorteilhaft ergänzen, wenn der Ingenieur nicht zur Maschine werden soll. Ferner muss man verlangen, dass nur statische Untersuchungen an vollkommenen, in natürlicher Grösse ausgeführten Bauwerken vorgenommen werden, und dass die Vorbereitungen den Fortschritten in Wissenschaft und Praxis entsprechen. Goethe sagte in seinen Gesprächen mit Eckermann: Wie können Experimente die Wahrheit beweisen, da der Grund ihrer Lehre falsch ist? [...]“*

Fritz Hübner (1881 – 1957) aus [57]

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse von zwei experimentellen Forschungsarbeiten präsentiert, die der Verfasser an der ETH Zürich durchgeführt hat. Die erste Arbeit widmet sich der Ermüdungsfestigkeit verschiedener Sorten von Betonstahl. Die Versuchsreihe umfasst Dauerschwingversuche an freischwingenden Stäben aus neuem und altem Betonstahl. Auszüge dieses Kapitels wurden im Rahmen eines Beitrags in der Zeitschrift *Beton- und Stahlbetonbau* publiziert [31].

In der zweiten Arbeit wurde das Ermüdungsverhalten von Rahmenbrücken aus Stahlbeton untersucht. Dies geschah anhand eines Grossversuchs mit einem Versuchskörper, welcher im Vergleich zu einer realen Brücke im Massstab 1:2 gefertigt wurde. Das Kapitel beinhaltet eine Zusammenfassung der wichtigsten Erkenntnisse und Interpretationen der Beobachtungen und Messwerte. Detaillierte Angaben zum Versuch und zur Auswertung sowie die Resultate können dem Versuchsbericht [32] entnommen werden.

## 4.1 Versuche zur Ermüdungsfestigkeit von Betonstählen

### 4.1.1 Fragestellung

Bei der Überprüfung von hinsichtlich Ermüdung kritischen Bauteilen spielt die Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls eine zentrale Rolle. Trotzdem existieren weltweit nur wenig publizierte Versuchsreihen zu diesem Thema, und der Grossteil stammt aus den Jahren 1960 bis 1980 (vgl. auch Kap. 3.2.2). Am Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich war die Ermüdungsfestigkeit von Beton- und Spannstählen im Rahmen von zwei Forschungsprojekten in den Jahren 1978 und 1980 detailliert untersucht worden. Der Abbruch zweier Brücken aus den 1950er-Jahren eröffnete 2008 die Möglichkeit, die Ermüdungsfestigkeit von zwei bisher nicht untersuchten Betonstahlsorten experimentell zu bestimmen. Zusätzlich sollte die Ermüdungsfestigkeit neuer Produkte untersucht und ein Vergleich mit den älteren Produkten aus den Jahren 1950 bis 1985 angestellt werden. Mittels mikroskopischer Untersuchungen der Bruchflächen sollte festgestellt werden, ob die von diversen Autoren als wichtigster Faktor für die Ermüdungsfestigkeit bezeichnete Oberflächenbeschaffenheit und Rippengeometrie auch bei den hier untersuchten Stahlsorten massgebend ist.

### 4.1.2 Probenmaterial

Der Abbruch zweier Brücken in den Jahren 2007/2008 ermöglichte die Entnahme von Bewehrungsstäben. Beide Brücken waren in den 1950er-Jahren erstellt worden. Der *Ponte Moesa* in Roveredo, Kanton Graubünden war mit einem naturharten Betonstahl der Sorte *Box*, hergestellt durch die *Monteforno Stahl- und Walzwerke AG* in Bodio, bewehrt. Die entnommenen Stäbe stammen aus der oberen ( $\varnothing_s = 12$  mm) und unteren ( $\varnothing_s = 16$  mm) Querbewehrung der Fahrbahnplatte. Die zweite Brücke, eine Rahmenbrücke in Vogelsang, Kanton Aargau, war mit einem kaltverformten (gedrehten) *Torstahl 40* der *von Moos'schen Eisenwerke AG*, Luzern (heute *Swiss Steel AG*) bewehrt. Stäbe der oberen Bewehrung ( $\varnothing_s = 10$  mm) der Fahrbahnplatte wurden ausgebaut. Bei beiden Brücken kann davon ausgegan-

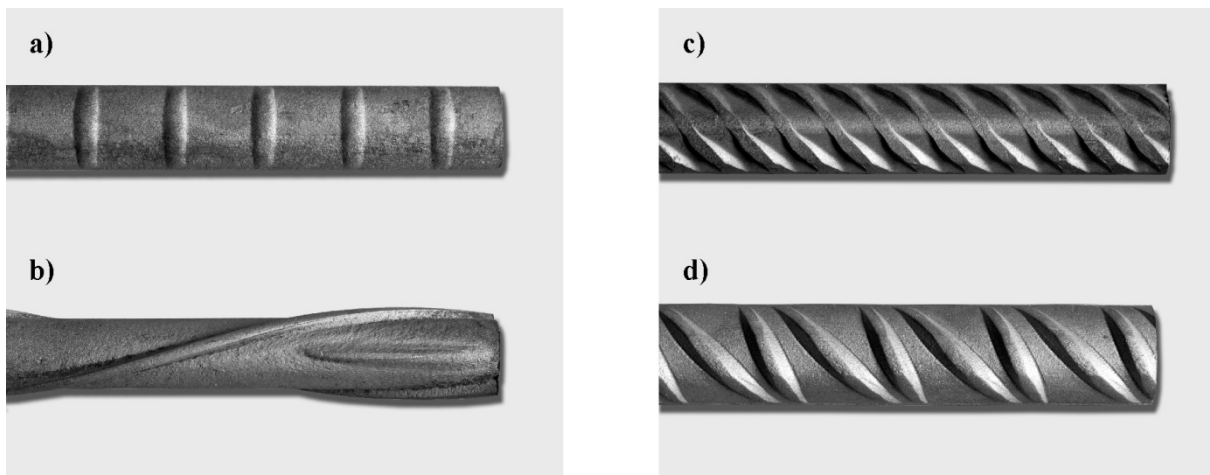


Bild 4.1: Typenbilder der geprüften Betonstähle: (a) naturharter Stahl *Box*,  $\varnothing_s = 12$  mm; (b) kaltverformter *Torstahl 40*,  $\varnothing_s = 10$  mm; (c) Ringmaterial *topar-R*,  $\varnothing_s = 12$  mm; (d) aus der Walzhitze vergüteter *BSW Tempcore*,  $\varnothing_s = 14$  mm.

gen werden, dass die ausgebauten Bewehrungsstäbe keine ermüdungsrelevanten Spannungswechsel infolge nicht ruhender Beanspruchungen erfahren haben, da es sich nicht um Bewehrung einer Haupttragrichtung handelt.

Um Vergleichsresultate zu erhalten, wurden weitere Versuche mit neuem Betonstahl in Form von Ring- und Stabmaterial durchgeführt. Hierfür wurden die Produkte *topar-R* der *Stahl Gerlafingen AG* und *BSW Tempcore* der *Badischen Stahlwerke GmbH* verwendet. Eine Übersicht der geprüften Stäbe ist in Tabelle 4.1 enthalten. Bild 4.1 zeigt die Typenbilder der geprüften Betonstähle. Die Probenlänge betrug ca.  $l = 1$  m.

### 4.1.3 Versuchsplanung und -durchführung

Das Versuchsprogramm umfasste insgesamt 53 Stäbe. Da der Dauerfestigkeitsbereich mit dieser geringen Probenanzahl nicht untersucht werden kann, wurden die Schwingbreiten und das untere Lastniveau vorgängig so festgelegt, dass Brüche im Bereich der Zeitfestigkeit auftreten sollten. Das Ziel war die Bestimmung der nominellen Ermüdungsfestigkeit. Die Versuche wurden einstufig durchgeführt, d. h. die Spannungsdifferenz wurde pro Versuch konstant gehalten und betrug  $\Delta\sigma_s = 200 \dots 300$  N/mm<sup>2</sup>. Pro Spannungsdifferenz wurden wenn möglich mindestens drei Stäbe derselben Sorte geprüft. Die Unterspannung lag in allen Versuchen bei  $\sigma_{s,min} = 50$  N/mm<sup>2</sup>. Aus zeitlichen Gründen war es in den meisten Fällen nicht möglich, mehr als  $2 \cdot 10^6$  Lastwechsel pro Stab zu fahren. Wenn ein Stab nach Ablauf dieser Lastwechselzahl nicht gebrochen war, wurde er als Durchläufer gewertet.

Die Dauerschwingversuche wurden parallel mit zwei Prüfmaschinen durchgeführt. Zum einen mit einem hydraulischen Pulsator *Amsler* und zum anderen mit einer Universalprüfmaschine *Schenck Hydropuls*. Die Prüffrequenz betrug in beiden Fällen 6 Hz. Aufgrund der Einspannung ergab sich die freie Prüflänge zu  $l_f = 0.75$  m. Von den 53 geprüften Stäben konnten deren 45 für die Auswertung herangezogen werden. Die anderen Stäbe sind entweder in der Nähe der Einspannung gebrochen, oder es traten während des Versuchs Probleme auf, die zu einem Versuchsabbruch führten.

### 4.1.4 Auswertung

#### Visuelle Analyse der Bruchstellen

Mit einigen wenigen Ausnahmen hatten alle Brüche ihren Ursprung im Bereich einer Rippe bzw. an der Rippenwurzel, von wo aus sich der Riss fortpflanzte. Dies ist in Bild 4.2 gut zu erkennen und bestätigt den vielfach als einen der für die Ermüdungsfestigkeit wichtigsten genannten Faktoren, die Rippengeometrie. Die Probekörper der neuen Stahlsorten *topar-R* und *BSW Tempcore* verfügten alleamt über mindestens ein Walzzeichen in Form einer bestimmten Abfolge von dickeren Rippen. Bei keinem der Probekörper ging der Bruch vom Walzzeichen aus. Der ebenfalls häufig genannte negative Einfluss von Walzzeichen war in diesen Versuchen somit nicht festzustellen.

Bild 4.3 (a) und (b) zeigen dieselbe Bruchfläche. In Bild 4.3 (a) sind die drei Zonen eines Ermüdungsbruches gut zu erkennen: Der eigentliche Ermüdungsbruch hat eine glatte Struktur, besteht nur aus einer, meist senkrecht zur Stabachse stehenden Trennfläche und sieht von blossem Auge betrachtet sehr homogen aus. Im Übergangsbereich wird das Material zwischen Ermüdungsbruch und Verformungsbruch zunehmend rauer und unregelmässiger (vgl. Bild 4.3 (b)). Der *Rest-* oder *Verformungsbruch* setzt sich aus zahlreichen Trennflächen zusammen, die im Raum unterschiedlich orientiert sind. Das Material ist sehr rau und die plastischen Verformungen, die mit dem Bruch einhergegangen sind,

sind deutlich sichtbar. Bei einer seitlichen Betrachtung des gebrochenen Stabes ist im Bereich des Verformungsbruches häufig eine Einschnürung infolge der plastischen Verformung erkennbar (vgl. Bild 4.2 (b)).

Produkt	Typ	Herkunft Werk	$\varnothing_s$	Geprüfte Stäbe
			[mm]	[Anz.]
Box	naturhart	Ponte Moesa Monteforno Stahl- und Walzwerke AG	12	8
			16	3
Torstahl 40	kaltverformt	Vogelsang von Moos'sche Eisenwerke AG	10	22
topar-R	warmgewalztes Ringmaterial	neu Stahl Gerlafingen AG	12	10
BSW Tempcore	aus der Walzhitze vergütet	neu Badische Stahlwerke GmbH	14	10

Tabelle 4.1: Herkunft und Eigenschaften der Prüfkörper.

In Bild 4.4 (a) sind die sogenannten *Rastlinien* oder *Rissfortschrittsbänder* in der Zone des Ermüdungsbruches zu sehen. Diese entstehen während der Phase der Makrorissausbreitung. Rastlinien sind charakteristisch für einen Ermüdungsbruch und lassen das zyklische Risswachstum auf der Bruchfläche erkennen. Bei den meisten Bewehrungsstählen sind sie jedoch nicht makroskopisch ausgeprägt und dementsprechend nur bei einer starken Vergrößerung erkennbar. Das Ende der Rissausbreitungsphase ist erreicht, wenn die Spannung im Restquerschnitt die Fließgrenze des Materials erreicht. In der Zone des Verformungsbruchs entsteht durch die plastische Verformung eine wabenförmige Struktur (vgl. Bild 4.4 (b)). Aus diesem Grund wird der Verformungsbruch auch häufig als *Wabenbruch* bezeichnet.



Bild 4.2: Ermüdungsbrüche von Betonstahl-Stäben: (a) aus warmgewalztem Ringmaterial; (b) aus naturhartem Stahl. Längsansicht und Draufsicht auf beide Bruchflächen.

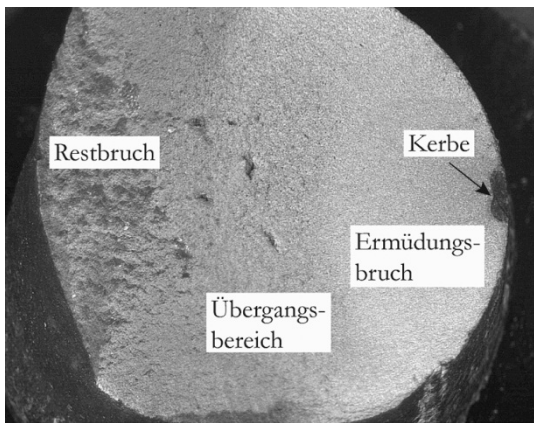
### Ermüdungsfestigkeit

Die Versuchsergebnisse der einzelnen Stäbe sind in Bild 4.5 wiedergegeben. Die Mittelwerte und weitere Kennzahlen zu den einzelnen Versuchsreihen sind in der Tabelle 4.2 zusammengefasst. Zusätzlich sind die Resultate von drei weiteren Versuchsreihen [33; 122; 131] als Vergleich aufgeführt. Die nominelle Ermüdungsfestigkeit ist auf  $N = 2 \cdot 10^6$  Lastwechsel bezogen und wurde unter Annahme einer Steigung von  $m = 4$  der Zeitfestigkeitsgeraden für jeden gebrochenen Stab mittels Gl. (4.1) berechnet.

$$\Delta\sigma_{s,fat} = \Delta\sigma_s \left( \frac{N_B}{2 \cdot 10^6} \right)^{1/m} \quad (4.1)$$

Während die Produkte *Box* und *BSW Tempcore* relativ niedrige Ermüdungsfestigkeiten von rund  $170 \text{ N/mm}^2$  aufweisen, liegt diejenige des *topar-R* und des *Torstahl 40* bei  $210$  bzw.  $230 \text{ N/mm}^2$ , was rund  $25 - 35\%$  höher ist. Der Grund für das ausserordentlich gutmütige Verhalten des *Torstahl 40* ist vermutlich die Rippengeometrie. Die sich um den Stab windenden, fast in Längsrichtung verlaufenden

a)



b)

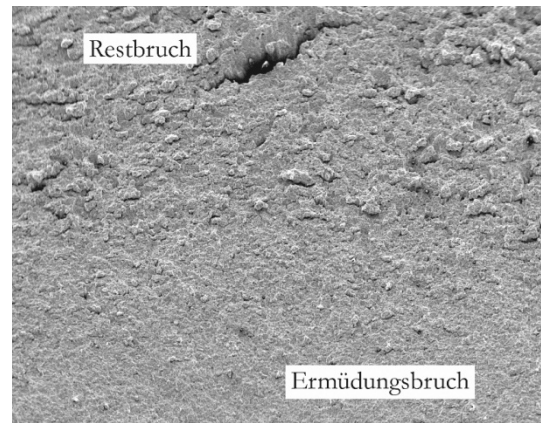
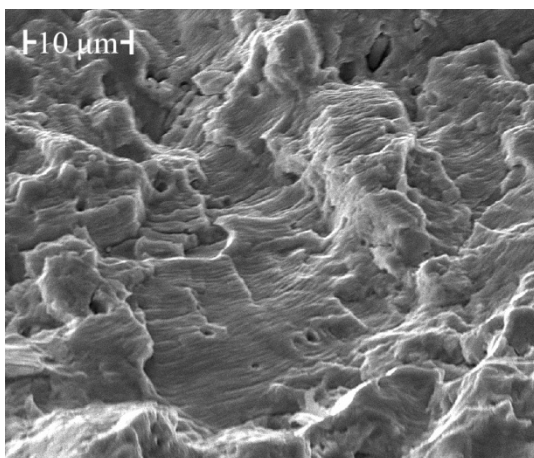


Bild 4.3: Bruchfläche eines Stabes aus naturhartem Stahl: (a) Makroskopische Aufnahme; (b) ESEM-Aufnahme des Übergangsbereichs.

a)



b)

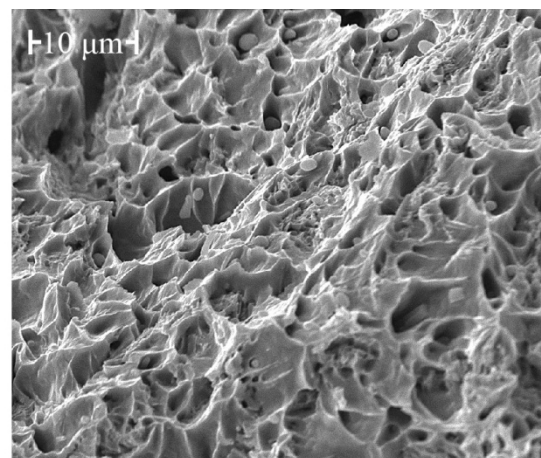


Bild 4.4: ESEM-Aufnahmen der Bruchfläche eines Stabes aus kaltverformtem *Torstahl*: (a) Ermüdungsbruch; (b) Verformungsbruch.

Rippen des *Torstahl 40* scheinen die Ermüdung weit weniger negativ zu beeinflussen als die Schräg- bzw. Querrippen der anderen Stahlsorten.

In den eigenen Untersuchungen nimmt das Verhältnis Ermüdungsfestigkeit zu Fließgrenze mit steigender Fließgrenze ab. Dieselbe Tendenz gilt auch für das Verhältnis der Ermüdungsfestigkeit zur Zugfestigkeit. Betonstähle mit einer hohen Zugfestigkeit weisen also keine signifikant höhere Ermüdungsfestigkeit auf als solche mit einer niedrigen Zugfestigkeit. Dieser Effekt zeigt sich vor allem beim Produkt *BSW Tempcore*, bei dem die Ermüdungsfestigkeit nur gerade 25% der Zugfestigkeit beträgt. Absolut gesehen weist der *BSW Tempcore* aber eine ähnliche Ermüdungsfestigkeit wie die Produkte *Box* oder *Box ultra* auf. *Zheng et al.* [5] hingegen haben genau den gegenteiligen Effekt festgestellt. In ihrer Versuchsreihe zeigte das Produkt *Tempcore 400Y* klar bessere Ermüdungseigenschaften als anders fabrizierte Bewehrungsstähle mit vergleichbaren Zugfestigkeiten.

Im Gegensatz zu den übrigen Versuchsreihen wurden von *Fernández Canteli et al.* auch Versuche durchgeführt, bei denen die Oberspannung die Fließ- bzw. Streckgrenze des Stahls erreichte. Bei diesen Versuchen im Bereich der Kurzzeitfestigkeit betrug die Bruchlastwechselzahl weniger als  $10^5$ . Bei den Versuchen, die mit ähnlichen Spannungsdifferenzen durchgeführt worden sind, ist eine gute Übereinstimmung vorhanden. Einige Werte des naturharten Stahls (*Box*) bewegen sich am unteren Rand der Resultate, was auf vereinzelte Kerben zurückzuführen ist, die vermutlich beim Verlegen der Stäbe entstanden sind. Die spätere Generation des naturharten Stahls (*Box ultra*) weist eine leicht höhere Ermüdungsfestigkeit auf. Die Werte des *Torstahl 40* bewegen sich am oberen Rand der Punktwolke und stimmen auch gut mit den Werten des *Torstahl* von *Fernández Canteli et al.* und denjenigen von *Tilly* und *Moss* überein. Die Resultate des Ringmaterials und des Tempcore-Stahls (*topar-R* und *BSW Tempcore*) reihen sich im Mittelfeld ein. Im Vergleich zum *Tempcore 400Y* zeigt der *BSW Tempcore* jedoch eine deutlich niedrigere Ermüdungsfestigkeit. Der Grund dafür könnte die unterschiedliche Rippengeometrie sein.

Die Streuung der Resultate ist gross, was bei Dauerschwingversuchen zu erwarten ist. Bei den hier untersuchten Produkten liegt sie zwischen 1 und 16% des Mittelwerts. Die mittels Tempcore-Verfahren hergestellten Stähle zeigen eine ausserordentlich kleine Streuung bei der Ermüdungsfestigkeit. Bei kaltverformtem und Ringmaterial hingegen ist die Streuung am grössten.

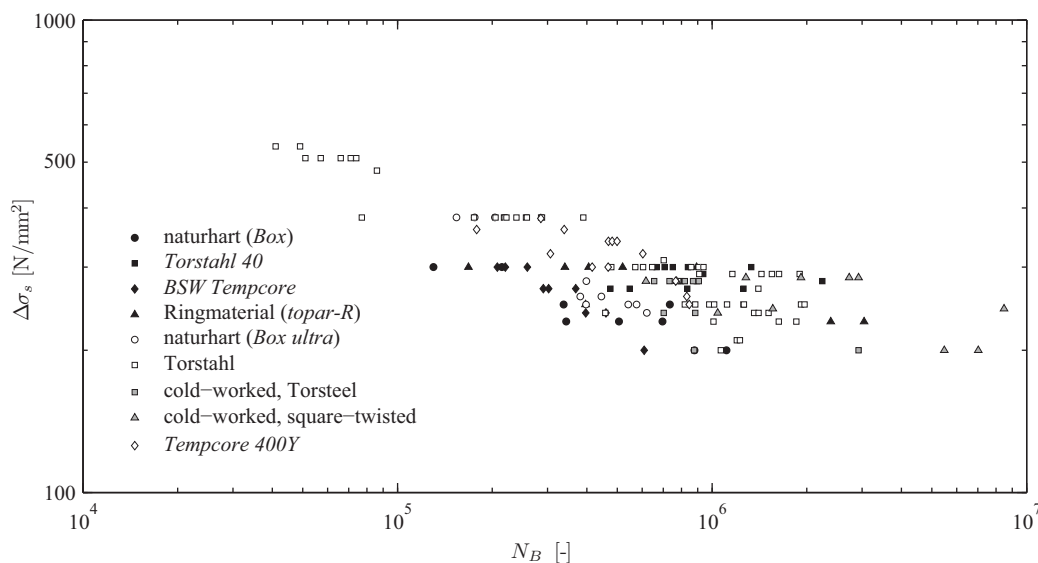


Bild 4.5: Versuchsergebnisse der gebrochenen Stäbe von eigenen und früheren Versuchen [33; 122; 131] im doppelt-logarithmischen Wöhlerdiagramm.

Erzeugnis / Produkt	$\emptyset$	$\Delta\sigma_{s,fat}^{1)}$	$f_{sy}$	$f_{su}$	$f_{su}/f_{sy}$	$\Delta\sigma_{s,fat}/f_{sy}$	$\Delta\sigma_{s,fat}/f_{su}$
	[mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]
Torstahl 40	10	233 ± 25.5	414	510	1.23	0.56	0.46
naturhart / Box	12	167 ± 13.3	351	543	1.55	0.48	0.31
Ringmaterial / topar-R	12	210 ± 33.2	518	587	1.13	0.41	0.36
BSW Tempcore	14	168 ± 8.8	544	663	1.22	0.31	0.25

Eigene Versuche

Torstahl	20	223 ± 23.3	460	480	1.04	0.48	0.46
naturhart / Box ultra	20	187 ± 15.2	460	560	1.22	0.41	0.33

Fernández Canteli et. al. [33]

cold worked, Torsteel	16	208 ± 22.6	k. A.	k. A.	-	-	-
cold worked, square twisted	16	264 ± 47.2	k. A.	k. A.	-	-	-

Tilly und Moss [122]

Tempcore 400Y	16	236 ± 3.3	438	521	1.19	0.54	0.45
Tempcore 400Y	32	206 ± 7.8	443	537	1.21	0.47	0.38

Zheng und Abel [131]

<sup>1)</sup> Mittelwert und Standardabweichung der nominellen Ermüdungsfestigkeit bei  $N = 2 \cdot 10^6$

Tabelle 4.2: Versuchsergebnisse und Vergleich mit früheren Versuchen.

#### 4.1.5 Erkenntnisse

Die für die Untersuchungen verwendete Versuchsbasis umfasst Resultate von 45 eigenen und 100 Versuchen von anderen Autoren. Damit Einflüsse wie z. B. die Rippengeometrie auf die Ermüdungsfestigkeit auch quantitativ untersucht werden könnten, wäre eine weitaus grössere Probenzahl erforderlich. Aus diesem Grund können auf der Grundlage der hier beschriebenen Versuche nebst der statistischen Auswertung von Bruchlastwechselzahl und Spannungsdifferenz nur qualitative Aussagen gemacht werden. Weiterhin gilt es zu bedenken, dass in den eigenen Versuchen pro Produkt nur Stäbe aus ein und demselben Produktionslos geprüft worden sind. Eine Erweiterung des Probenumfangs auf mehrere Produktionslose hätte vermutlich eine Vergrößerung der Streuung der Versuchsergebnisse zur Folge gehabt.

Der Einfluss der Oberflächenbeschaffenheit und Rippengeometrie hat sich im Zuge der durchgeführten Versuche erneut als einer der wichtigsten Parameter für die Ermüdungsfestigkeit herausgestellt. Weiterhin konnte gezeigt werden, dass der Herstellungsprozess einen grossen Einfluss auf die Ermüdungseigenschaften eines Betonstahls hat. Produkte, welche auf gleiche oder ähnliche Weise hergestellt wurden, weisen unabhängig von ihrem Produktionsjahr und ihrer Herkunft ähnliche Ermüdungsfestigkeiten mit einer ähnlichen grossen Streuung auf.

Bei der statischen Überprüfung von bestehenden Stahlbeton-Tragwerken werden für die Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls häufig die in den Normen für Neubauten vorgeschlagenen Werte angesetzt. Die nominelle Ermüdungsfestigkeit bei  $N = 2 \cdot 10^6$  Lastwechseln beträgt für Stäbe mit einem Durchmesser  $\emptyset_S \leq 16$  mm 170 N/mm<sup>2</sup> nach SIA 262(2003) [105], 150 N/mm<sup>2</sup> nach EN 1992-1-1 [107] und



194 N/mm<sup>2</sup> gemäss Model Code 2010, First Draft [20]. Ein Vergleich dieser Normwerte mit den Werten in Tabelle 4.2 zeigt, dass die Normen in den meisten Fällen konservative Werte der Ermüdungsfestigkeit vorschlagen, was für die Bemessung von Neubauten aufgrund der grossen Unsicherheiten zweckmässig und sinnvoll ist. Bei der Überprüfung bestehender Tragwerke sollte in Fällen, in denen sich die Ermüdungssicherheit als kritisch herausstellt, der Wert für die Ermüdungsfestigkeit bei Kenntnis des Betonstahl-Produkts aktualisiert werden. Allerdings muss bedacht werden, dass die Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls aufgrund von Korrosion oder mechanischen Beschädigungen der Stahloberfläche gegenüber den neuwertigen Stäben stark reduziert sein kann.

Für die Praxis wäre eine Tabelle mit den Ermüdungsfestigkeiten der häufig verwendeten Betonstahl-Produkte sicher hilfreich. Sofern die Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls im Rahmen von Überprüfungen und Instandsetzungen mittels geeigneter Versuche aktualisiert wird, sollten die Werte unbedingt gesammelt und veröffentlicht werden. Weiterhin ist es nötig, den Bereich der hochzyklischen Ermüdung mit Bruchlastwechselzahlen  $N_B > 10^7$  und kleinen Spannungsdifferenzen experimentell zu erschliessen. Solche Beanspruchungen sind den im Bauteil tatsächlich vorkommenden häufig weitaus ähnlicher als die Beanspruchung im Zeitfestigkeitsbereich. Weitere Erkenntnisse für die Praxis werden in Kapitel 6 erörtert.

## 4.2 Grossversuch an einem Stahlbetonrahmen

### 4.2.1 Problemstellung und Zielsetzung

Bereits in 10 bis 20 Jahren werden die Brücken des Schweizer Nationalstrassennetzes ein Alter erreichen, ab welchem bei gewissen Brückentypen und Konstruktionsdetails Ermüdungsschäden nicht ausgeschlossen werden können. Auf dem Schweizer Strassennetz existieren viele Rahmenbrücken zur Überquerung kleiner Hindernisse wie Bäche, Ortsstrassen, Fussgänger- und Radwege. Diese einfeldrigen Brücken weisen Spannweiten von 3 bis 15 m auf, wobei rund 70% im Bereich von 4 bis 10 m liegen. Recherchen haben ergeben, dass alleine auf den Nationalstrassen im Kanton Aargau ca. 120 solche Objekte existieren. Schweizweit wurden mittels der Kunstbauten-Datenbank (*KUBA-DB*) des Schweizerischen Bundesamts für Strassen (*ASTRA*) ca. 1'100 Brücken dieses Typs erfasst [30]. Bei den untersuchten Brücken handelt es sich um integrale Brücken, also Brücken ohne Dilatationsfugen und Fahrbahnübergänge. Der Sachstandsbericht zum Thema integrale Brücken [61] enthält sowohl eine Übersicht der Forschung in diesem Bereich als auch viele wertvolle Erkenntnisse, die nicht nur für die Projektierung sondern auch für die Überprüfung solcher Brücken hilfreich sind.

Das Verhältnis von Verkehrslasten zu ständigen Lasten ist bei diesem Brückentyp im Vergleich zu grösseren Brücken gross, d. h. die Verkehrslasten verursachen starke Veränderungen bei den Schnittgrössen. Insbesondere bei der Überfahrt von schweren Lastwagen kann die Bewehrung in den Rahmenecken und in Feldmitte grosse Spannungswechsel erfahren. Im Zuge von Instandsetzungen wurde in den letzten Jahren zudem festgestellt, dass die Bewehrung in den Rahmenecken in manchen Fällen nicht sauber verlegt worden war. Sie liegt vielfach zu tief, was grössere Spannungsdifferenzen und somit ein schlechteres Ermüdungsverhalten zur Folge hat.

Der hier beschriebene Versuch sollte für einen weit verbreiteten Brückentyp zeigen, wie der Versagensprozess infolge Ermüdung abläuft und welche Bauteile bzw. konstruktiven Details kritisch sind bezüglich Ermüdungsschäden. Zentral waren die Messung der im Prüfkörper auftretenden Beton- und Stahldehnungen sowie das periodische Festhalten der Rissbilder. Eine durch die Versuche repräsentier-

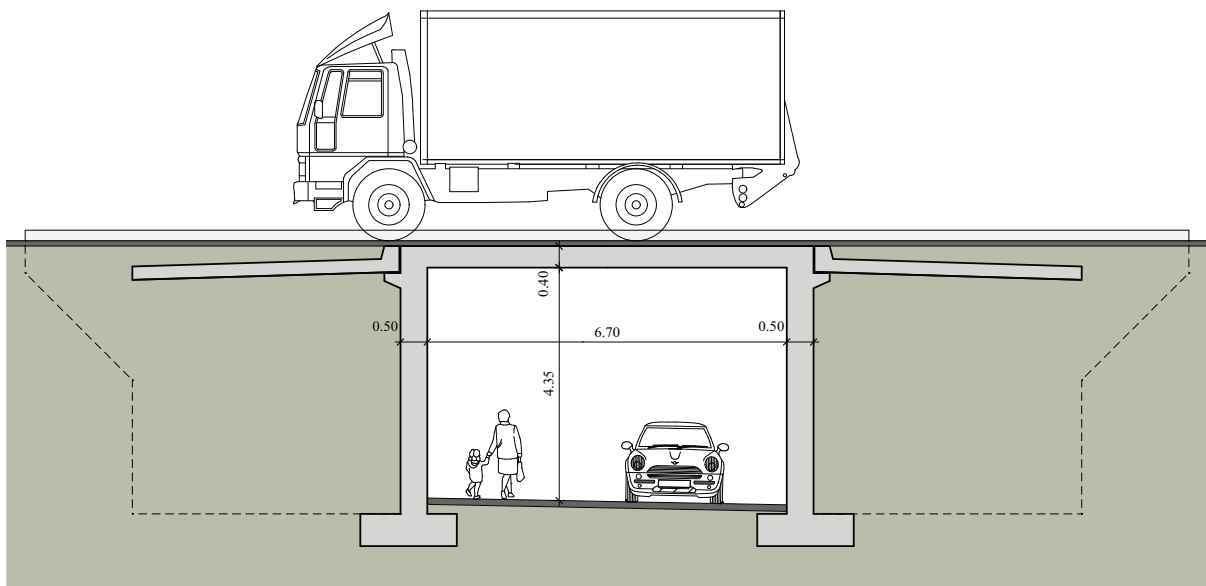


Bild 4.6: Längsschnitt einer durch die Versuche repräsentierten Brücke. Abmessungen in m.

te Brücke ist in Bild 4.6 dargestellt. Der Laborversuch bot zudem die Möglichkeit, Erfahrungen mit Verfahren der zerstörungsfreien Prüfung zu sammeln, welche im Feld erst wenig oder gar nicht erprobt sind. Durch eine Kombination einzelner Verfahren konnten die Vorteile der Methoden optimal ausgenutzt werden.

#### 4.2.2 Abgrenzung

Das Ziel des Forschungsprojekts war es, das Ermüdungsverhalten von bestehenden Stahlbetonbrücken zu erforschen. Dieses Kapitel beschränkt sich aufgrund des in der Problemstellung erläuterten Sachverhalts auf bestehende Rahmenbrücken mit kurzen Spannweiten aus schlaff bewehrtem Beton. Der Fokus liegt dabei auf dem Verhalten der Bewehrung und weniger auf demjenigen des Betons. Weiterhin wird nur die Ermüdung als Gefährdungsbild betrachtet. Dass andere, hier nicht behandelte Gefährdungsbilder im Rahmen einer Zustandserfassung ebenso eine Rolle spielen, ist selbstverständlich.

Das Ermüdungsverhalten eines Tragwerks losgelöst von den Einwirkungen zu betrachten ist unmöglich. Im Zuge des Forschungsprojekts sollte aber das Tragwerksverhalten im Vordergrund stehen. Fragen zur Einwirkungsseite wurden deshalb nur am Rande behandelt.

#### 4.2.3 Versuchskörper und dessen Vergleich mit realen Brücken

Im Versuchsbericht [32] wird das Vorgehen zur Bestimmung der Dimensionen und der Bewehrung des Versuchskörpers in Kap. 2.1 erläutert. In diesem Kapitel soll kurz auf die Untersuchung der 121 Brücken im Kanton Aargau eingegangen und die Eigenschaften des Versuchskörpers mit denjenigen gebauter Brücken verglichen werden. Teile dieses Kapitels wurden im Rahmen des *7th International PhD Symposium in Civil Engineering* publiziert [30].

Um eine Idee davon zu bekommen, wie viele Rahmenbrücken es gibt und wie diese konstruiert sind, wurde für die Nationalstrassen im Kanton Aargau eine Datenbank erstellt. Die Wahl fiel aus folgenden Gründen auf diesen Kanton:

- Einige Abschnitte gehören zu den am stärksten befahrenen in der Schweiz [16].
- Der Anteil an Schwerverkehr liegt mit 14% relativ hoch [29].
- Der im Kanton Aargau liegende Abschnitt der A1 gehört zu den ältesten im Schweizer Nationalstrassennetz; der Grossteil der Brücken wurde in den Jahren 1962 – 1968 realisiert.
- Der Anteil des Kantons Aargau am gesamten Schweizer Nationalstrassennetz beträgt 5.7%, wovon die A1 (Zürich – Bern) den grössten Teil repräsentiert [16].

Insgesamt wurden 121 Objekte in die Datenbank aufgenommen, die im Zusammenhang mit den Nationalstrassen realisiert worden waren. Für jedes Objekt wurden Position, Baujahr, Verkehrsträger, Hindernis, Länge, Breite und Tragwerkstyp erfasst. Berücksichtigt wurden Brücken, die lediglich über ein Feld verfügen. Diese lassen sich in fünf Kategorien einteilen (vgl. Bild 4.7). Bei den Kategorien a bis d handelt es sich um Rahmenbrücken, d.h. ihre Fahrbahnplatte ist biegesteif mit den Widerlagerwänden verbunden. Der Vollständigkeit halber wurden auch Plattenbrücken berücksichtigt, bei denen Fahrbahnplatte und Widerlagerwände gelenkig verbunden sind (Kategorie e).

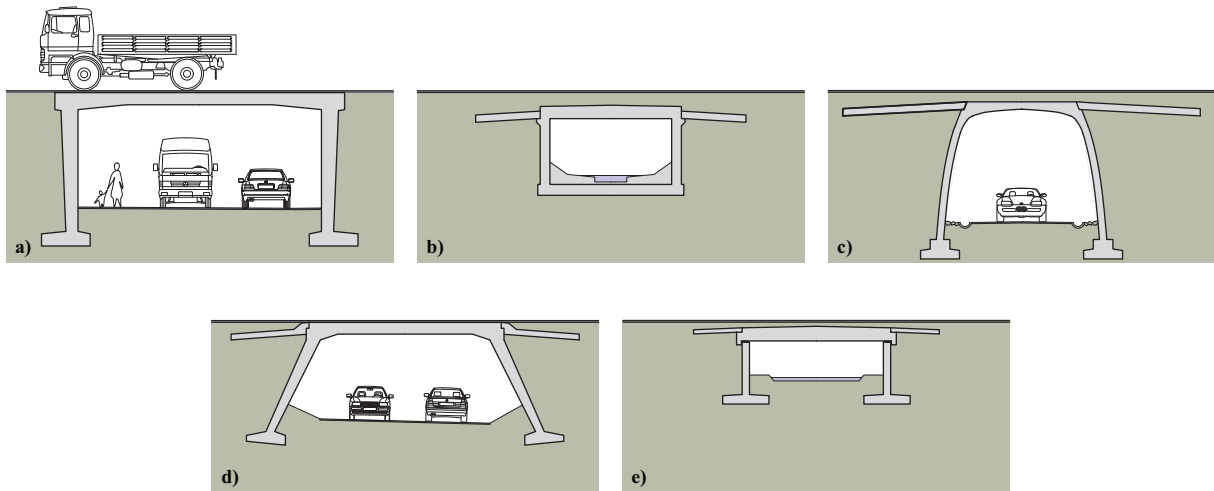


Bild 4.7: Typen von einfeldrigen Brücken: (a) Rechteckrahmen; (b) geschlossener Rahmen; (c) Gewölberahmen; (d) Trapezrahmen; (e) Plattenbrücke.

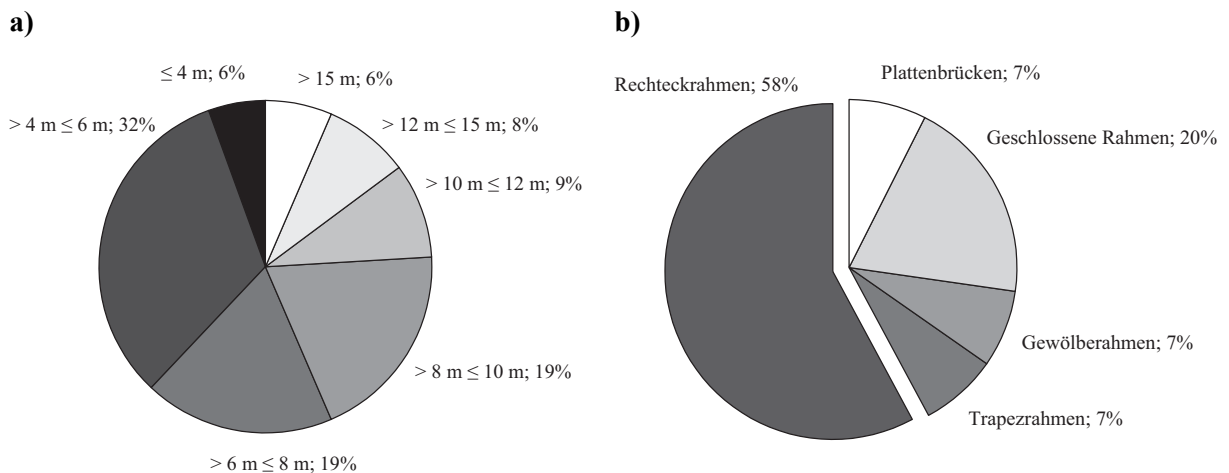


Bild 4.8: Einfeldrige Brücken auf Nationalstrassen im Kanton Aargau: (a) Häufigkeit der Spannweiten; (b) Häufigkeit der Tragwerkstypen.

Rund 60% der Brücken sind Rechteckrahmen, womit dieser klar der dominierende Tragwerkstyp ist (vgl. Bild 4.8 (b)). Rechteckrahmen werden häufig verwendet, um untergeordnete Strassen zu überbrücken. An zweiter Stelle stehen die geschlossenen Rahmen, die häufig für Personenunterführungen oder Bachdurchlässe zur Anwendung kommen. Die weiteren Typen sind Spezialfälle und spielen deshalb eine untergeordnete Rolle. Mehr als die Hälfte der erfassten Brücken sind Bestandteil der Autobahnen. Das Gefährdungsbild der Ermüdung dürfte jedoch auch für Brücken auf Zubringern und Hauptstrassen (Kantonsstrassen) von Bedeutung sein, da diese teilweise ebenfalls ein hohes Verkehrsaufkommen aufweisen.

Die Spannweiten reichen von 3 bis 30 m, wobei 70% der Brücken solche zwischen 4 und 10 m aufweisen (vgl. Bild 4.8 (a)). Dieser Bereich der Spannweiten reicht aus, um eine ein- oder zweispurige Strasse oder ein kleines Gewässer zu überbrücken. Die Auswertung zeigt, dass dies auch die häufigsten Hindernisse sind, bei denen Rahmenbrücken zur Anwendung kommen. Die Verteilung des Baujahres zeigt eine starke Bautätigkeit in den Jahren 1960 bis 1970. In dieser Zeit wurde mit dem Bau der Schweizer Nationalstrassen begonnen und der weitaus grösste Teil des Netzes realisiert. Bei

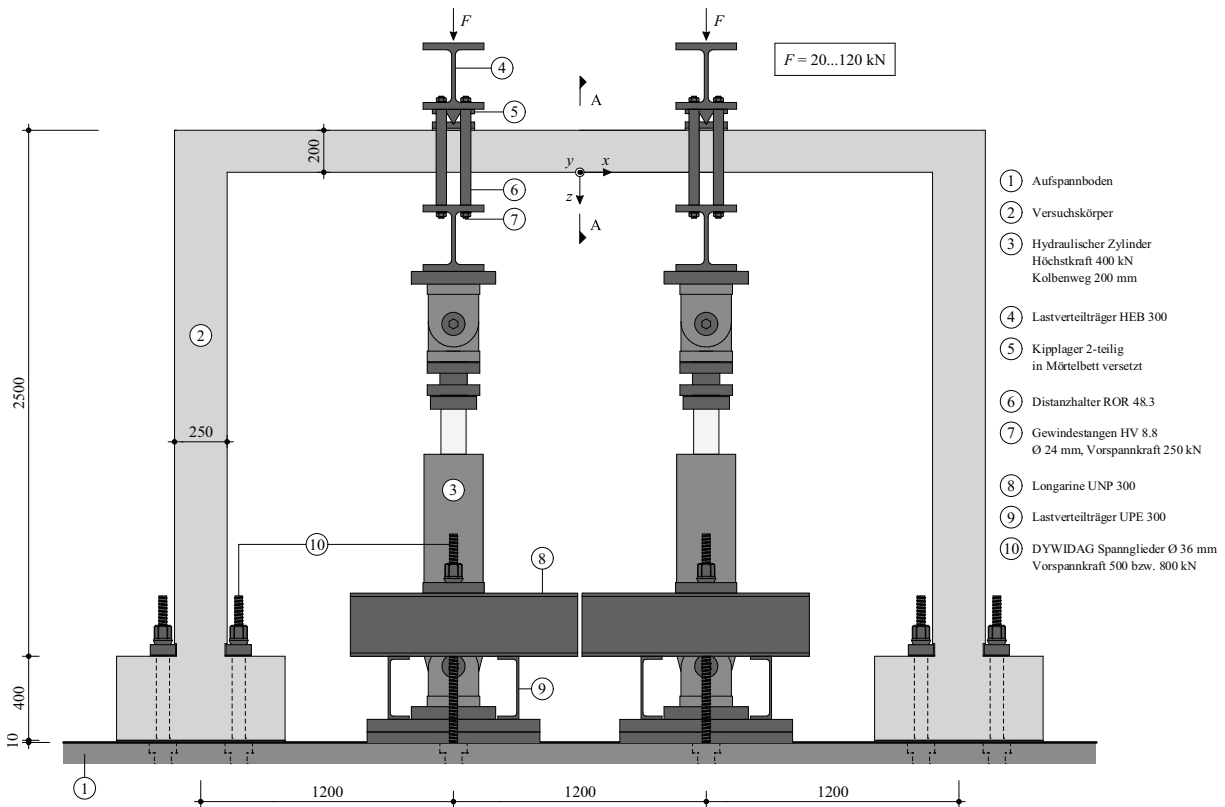


Bild 4.9: Ansicht des Versuchsaufbaus. Abmessungen in mm.

einem Viertel der Objekte lagen keine Angaben über das Baujahr vor. Die geografische Lage dieser Objekte lässt aber darauf schliessen, dass der Grossteil der Periode 1961 bis 1970 zugeordnet werden muss, was diese zur weitaus gewichtigsten macht. Auf der A1 beträgt das Durchschnittsalter der Brücken 43 Jahre, auf der A3 hingegen lediglich 31 Jahre (Stand 2011).

Aufgrund dieser Erkenntnisse wurden für die weiteren Untersuchungen nur noch Rechteckrahmen im Spannweitenbereich von 4 bis 10 m betrachtet. Tabelle 4.3 zeigt eine Übersicht mit den Daten der neun genauer untersuchten Brücken und des Versuchskörpers (vgl. Bild 4.9). Alle Brücken sind Rechteckrahmen ohne Vouten und weisen Spannweiten zwischen 5.4 und 8.5 m auf. Für den Versuchskörper wurden die Abmessungen und die Bewehrung in den beiden Schnitten R1 und R2 (vgl. Bild 4.12) so gewählt, dass sie möglichst nahe an den Mittelwerten der untersuchten Brücken liegen. Somit ist gewährleistet, dass die Versuche die hier untersuchte Menge von Brücken repräsentieren.

Baujahr	Spannweite	Breite	Wandhöhe	Schiefe	Dicke Riegel	Dicke Stiel	Bewehrung			
							Schnitt R1		Schnitt R2	
							untere		obere	
	$l$	$b$	$h_{Wand}$	$\alpha$	$t_{Riegel}$	$t_{Wand}$	$a_s$	$\rho$	$a_s$	$\rho$
	[m]	[m]	[m]	[°]	[m]	[m]	[mm <sup>2</sup> /m]	[%]	[mm <sup>2</sup> /m]	[%]
1965	5.50	18.30	5.60	90.0	0.40	0.50	2'600	0.650	2'749	0.687
1965	6.50	30.35	5.55	76.7	0.40	0.50	1'901	0.475	3'801	0.950
1964	6.60	25.50	5.25	65.5	0.42	0.60	1'901	0.453	2'081	0.496
1976	6.50	21.00	5.90	78.2	0.36	0.50	1'736	0.482	3'409	0.947
1967	5.40	33.50	3.60	87.5	0.40	0.40	1'717	0.429	1'728	0.432
1971	6.45	35.53	5.68	90.0	0.45	0.45	2'094	0.465	4'126	0.917
1967	8.40	30.75	5.20	90.0	0.40	0.40	1'791	0.448	3'704	0.926
1968	6.40	26.50	5.30	89.2	0.40	0.40	2'036	0.509	3'054	0.763
1963	8.50	24.75	5.95	39.0	0.35	0.50	1'414	0.404	2'759	0.788

1967	6.69	27.35	5.34	78.5	0.40	0.47	1'910	0.479	3'046	0.767
±4.03	±1.09	±5.68	±0.70	±17.0	±0.03	±0.07	±327	±0.071	±802	±0.196

Mittelwerte und Standardabweichungen

2010	7.20	3.00	5.00	90.0	0.40	0.50	1'414	0.524	1'963	0.727
------	------	------	------	------	------	------	-------	-------	-------	-------

Versuchskörper im Massstab 1:1

Tabelle 4.3: Geometrie und Bewehrung der neun untersuchten Rahmenbrücken und des Versuchskörpers.

#### 4.2.4 Versuchsablauf

Die Belastung wurde vorgängig so festgelegt, dass der Bewehrungsstahl in den Rahmenecken Spannungswechsel in der Höhe von  $\Delta\sigma_s = 220 \text{ N/mm}^2$  erfahren sollte. Da als Bewehrungsstahl das Produkt *topar-R* (Ringmaterial) verwendet wurde, konnte davon ausgegangen werden, dass dieser Wert über der Dauerfestigkeit liegt, welche  $\Delta\sigma_{s,D} \approx 170 \text{ N/mm}^2$  beträgt (vgl. Tabelle 4.2). Im Feldquerschnitt (R1) bestand die untere Bewehrung aus 18 Stäben und die obere im Eckquerschnitt (R2) aus 25 Stäben. Unter der Annahme, dass die Ermüdungsfestigkeit der einzelnen Stäbe eine Standardabweichung von  $30 \text{ N/mm}^2$  aufweist, beträgt die nominelle Ermüdungsfestigkeit des schwächsten Stabes ca.  $\Delta\sigma_{s,fat} = 180 \text{ N/mm}^2$ . Somit konnte mit dem Versagen einzelner Stäbe bereits ab ca. 1 Mio. Lastwechseln gerechnet werden. Um in den Rahmenecken eine Spannungsdifferenz von  $\Delta\sigma_s = 220 \text{ N/mm}^2$  zu erzeugen, war rechnerisch eine Belastungsdifferenz von  $\Delta F = 100 \text{ kN}$  nötig. Da für ein einwandfreies Funktionieren der Belastungseinrichtung eine gewisse Grundlast nötig war, wurden die Zylinderkräfte auf  $F_{min} = 20 \text{ kN}$  bzw.  $F_{max} = 120 \text{ kN}$  festgelegt.

Der Versuchsablauf umfasste sowohl fest verdrahtete, kontinuierliche Messungen als auch eine Reihe von periodischen Messungen. Dazu gehörten die Deformetermessungen, detaillierte Messungen der Rissbreiten mittels Rissmassstab und Risslupe, Markieren von Rissen mit Filzstift und das Festhalten des Rissbilds in Fotografien. Periodische Messungen wurden nach 0, 1, 50'000, 200'000, 500'000, 1 Mio., 2 Mio. und 2.484 Mio. Lastwechseln durchgeführt. Der Versuchsablauf ist schematisch in Bild 4.10 dargestellt. Die Überwachung des Versuchskörpers basierte auf einer Kombination zweier zerstörungsfreier Prüfmethode: Zur ständigen Überwachung und für die Detektion möglicher Brüche

in der Bewehrung kam die Schallemissionsanalyse zur Anwendung. Bei Feststellung eines potentiellen Bruches wurde der Versuch angehalten. In der Folge wurde versucht, den Bruch mittels des magnetischen Streufeldverfahrens zu lokalisieren und zu verifizieren. Weil mit Schäden an der Bewehrung erst im fortgeschrittenen Versuch gerechnet werden konnte, wurden die Untersuchungen mit dem magnetischen Streufeldverfahren ab 1 Mio. Lastzyklen intensiviert.

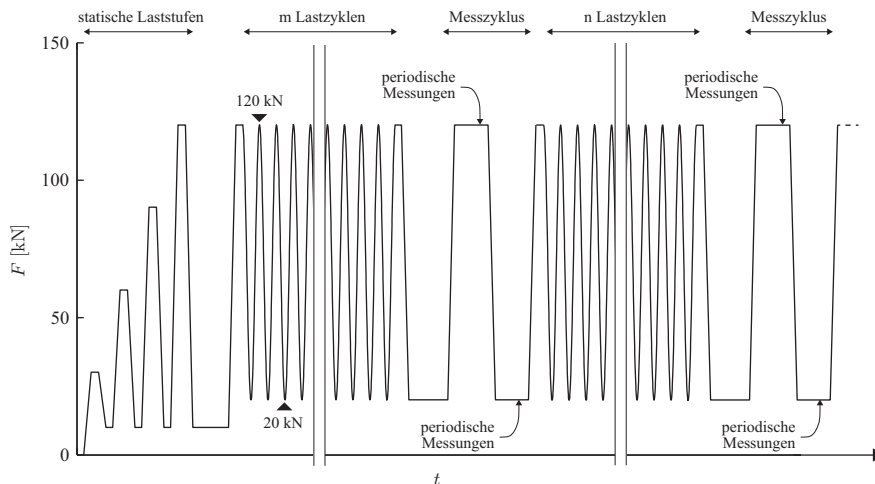


Bild 4.10: Versuchsablauf schematisch.

#### 4.2.5 Interpretation und Vergleich der Versuchsergebnisse

Die Auswertung der Versuche und die Resultate sind im Versuchsbericht [32] dargelegt. Aus diesem Grund werden an dieser Stelle die Interpretation und der Vergleich der Resultate in den Mittelpunkt gestellt.

Da es sich bei Ermüdungsnachweisen in der Regel um Nachweise auf Gebrauchsniveau handelt, ist die Kenntnis der unter Gebrauchslasten auftretenden Spannungen bzw. Spannungswechsel zentral. Die rechnerische Ermittlung dieser Spannungen ist – abhängig von Tragwerk und Randbedingungen – komplex und mit grossen Unsicherheiten behaftet. Für die Spannungsverteilung im Tragwerk sind auch Eigenspannungszustände, welche sich beispielsweise aus Bauvorgängen, Lagereinsenkungen, Temperaturdifferenzen, Kriechen und Schwinden etc. ergeben, von Bedeutung. Bei der Bemessung können diese im Rahmen der Plastizitätstheorie beliebig angenommen oder gar vernachlässigt werden, da sie nur den Verformungsbedarf nicht aber die Traglast eines Systems beeinflussen. Im Gegensatz dazu ist die Kenntnis der Eigenspannungszustände für die Beschreibung des Tragwerksverhaltens auf Gebrauchsniveau wesentlich.

In diesem Kapitel werden die Versuchsergebnisse und die berechneten Resultate gegenübergestellt. Für die Berechnungen wurden unterschiedliche Annahmen getroffen und die Parameter variiert. Die Auswertung zeigt, unter welchen Annahmen die Versuchsergebnisse am besten abgebildet werden können. Um die Relation zwischen den Einwirkungen im Versuch (Massstab 1:2) und denjenigen an einer realen Brücke herzustellen, werden die Auswirkungen im Versuch mit denjenigen infolge des Lastmodells 1 für Strassenverkehr der Norm SIA 261(2003) verglichen.

### Einwirkungen im Versuch und Vergleich mit dem Lastmodell 1 für Strassenverkehr der Norm SIA 261(2003)

Natürlich drängt sich die Frage auf, in welcher Relation die im Versuch gefahrenen Lastdifferenzen zu den am realen Bauwerk auftretenden stehen. Die tatsächlichen Achslasten werden in der Schweiz zurzeit bei acht automatischen Wägestationen (WIM = *Weight in Motion*) auf den Nationalstrassen erfasst. Eine teilweise Auswertung und Interpretation dieser Daten ist in [69] enthalten. Da das Schwerkraftgewicht in den vorliegenden Untersuchungen auf der Widerstandsseite und weniger auf der Einwirkungsseite gelegt wurde, wird auf einen Vergleich mit den WIM-Daten verzichtet und stattdessen ein Vergleich mit dem Lastmodell 1 für Strassenverkehr der Norm SIA 261(2003) [104] durchgeführt.

Die in den Vergleichsrechnungen berücksichtigten Einwirkungen am Versuchskörper und deren Kombinationen sind in Tabelle 4.4 dargestellt. Da der Versuchskörper im Massstab 1:2 gefertigt wurde, muss das Lastmodell 1 für einen Vergleich der Auswirkungen ebenfalls skaliert werden. Dafür wurden die in Tabelle 4.5 zusammengefassten Massstabsgesetze verwendet. Sämtliche Grössen wurden so skaliert, dass die am Versuchskörper auftretenden Spannungen denjenigen am realen Bauwerk entsprechen.

Einwirkung	Art der Last	Grösse
Eigengewicht Riegel bzw. Stiel	verteilte Last	7.5 bzw. 9.4 kN/m
Nutzlast max.	2 Einzellasten	2 · 120 kN
Nutzlast min.	2 Einzellasten	2 · 20 kN

Einwirkungskombination	Berücksichtigte Einwirkungen
Oberlast	Eigengewicht + Nutzlast max.
Unterlast	Eigengewicht + Nutzlast min.

Tabelle 4.4: Einwirkungen und Einwirkungskombinationen für Vergleichsrechnungen.

Grösse	Skalierungsfaktor $\beta$	
Einzellasten	$(1:2)^2$	0.25
Dimensionen (Strecken)	$(1:2)$	0.50
Streckenlasten		
Flächenlasten, Spannungen	$(1:2)^0$	1.00

Tabelle 4.5: Massstabsgesetze.



Mit Hilfe der Massstabgesetze ergibt sich die Geometrie des Lastmodells 1 wie in Bild 4.11 dargestellt. Die Lasten betragen entsprechend

$$\alpha \cdot \beta \cdot Q_{k1} = 1.0 \cdot 0.25 \cdot 300 = 75 \text{ kN}$$

$$\alpha \cdot \beta \cdot q_{k1} = 1.0 \cdot 1.00 \cdot 9.0 = 9.0 \text{ kN/m}^2$$

Der Beiwert  $\alpha$  wird zu 1 angenommen. Die fiktive Fahrstreifenbreite beträgt 3 m für Brücken mit einer Breite grösser als 6 m, d.h. 1.5 m im Massstab 1:2. Die Breite des Versuchskörpers entspricht somit genau der fiktiven Fahrstreifenbreite. Für die folgenden Berechnungen wurden die Einzellasten analog zum Versuch gleichmässig über die ganze Breite des Fahrstreifens verteilt. In Brückenlängsrichtung werden die Lasten nur innerhalb des Fahrstreifens abgetragen. Die Plattenwirkung wird also vernachlässigt, was angesichts der meist sehr schwachen Bewehrung in Querrichtung als gerechtfertigt erscheint.

In Bild 4.12 sind der Versuchskörper mit seinen Abmessungen und die im Laufe der Versuchsplanung definierten Nachweisschnitte dargestellt. Da der Versuchskörper lediglich einen Streifen einer Rahmenbrücke abbildet und Platteneffekte vernachlässigt werden, ist eine Betrachtung anhand der Balkentheorie zulässig (vgl. Versuchsbericht, Kap. 2.1). Für die Berechnung der Schnittkräfte wurde der Versuchskörper in einem Stabstatikprogramm als zweidimensionales Stabmodell eingegeben (siehe Bild 4.13). Die Stabachsen entsprachen dabei den Schwerpunktsachsen des Versuchskörpers. Die Stiele bestanden aus je vier, der Riegel aus acht Stäben. Dies ermöglichte eine Variation der Biegesteifigkeit in den einzelnen Elementen. Die Stielfüsse wurden auf OK Fundament voll eingespannt modelliert.

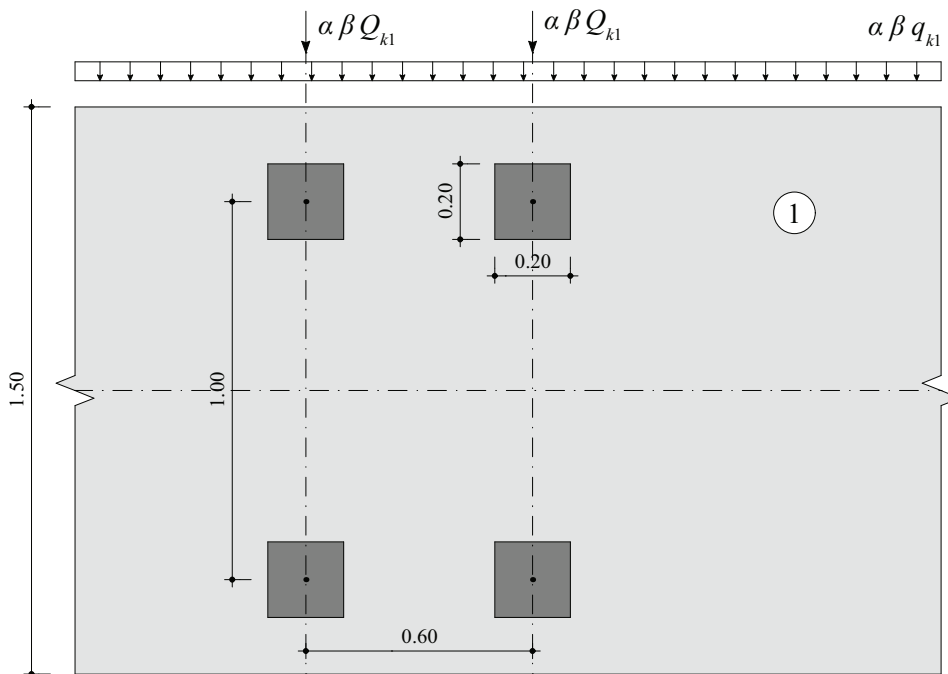


Bild 4.11: Lastmodell 1 der Norm SIA 261(2003) im Massstab 1:2. Abmessungen in m.

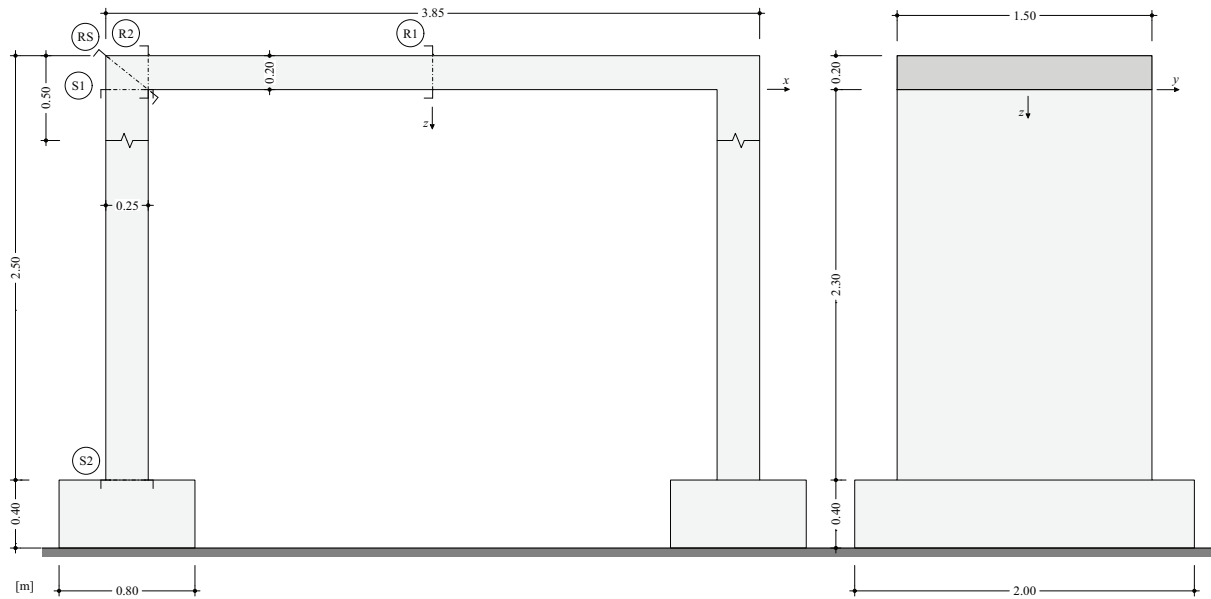


Bild 4.12: Dimensionen des Versuchskörpers und Bezeichnung der Nachweisschnitte. Abmessungen in m.

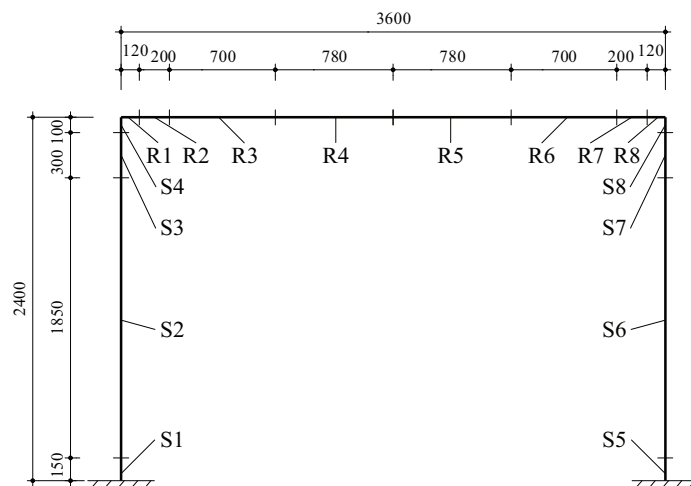


Bild 4.13: Für die Berechnungen verwendetes Stabmodell mit Bezeichnung der Stäbe. Abmessungen in mm.

Zustand	Stäbe	Biegesteifigkeit
ungerissen	alle	$E_c I_{id}^I$
teilweise gerissen	S1, S2, S5, S6, R3, R6	$E_c I_{id}^I$
	S3, S4, S7, S8, R1, R2, R4, R5, R7, R8	$0.25 E_c I_{id}^I$

Tabelle 4.6: Stabsteifigkeiten.

Die Berechnung der Schnittkräfte erfolgte zum einen am ungerissenen Modell mit einer konstanten Biegesteifigkeit der Stäbe und zum anderen an einem teilweise gerissenen Modell. Bei letzterem wurde die Biegesteifigkeit einzelner Stäbe reduziert, um den gerissenen Zustand erfassen zu können. Die verwendeten Stabsteifigkeiten sind aus Tabelle 4.6 ersichtlich.

Basierend auf diesen Grundlagen und Annahmen wurden am homogen-elastischen Stabmodell (vgl. Bild 4.13) die Schnittkräfte für den Versuch und das Lastmodell 1 bestimmt. In Bild 4.14 sind die Momente infolge der Unter- und Oberlast im Versuch und infolge der Einzellasten des Lastmodells 1 dargestellt. Da die Momente aus ständigen Lasten für das Ermüdungsverhalten der Bewehrung unbedeutend sind, wurde auf deren Darstellung verzichtet. Beim Lastmodell 1 für Strassenverkehr wurden in Anlehnung an das Ermüdungslastmodell der Norm SIA 261(2003) nur die Einzellasten berücksichtigt.

Ein Vergleich der Schnittkräfte zeigt, dass diese dieselbe Grössenordnung aufweisen. Die Differenz des Gesamtmoments beträgt im Versuch

$$\Delta M_{tot} = \Delta M_{Eck} + \Delta M_{Feld} = 64.8 + 49.2 = 114.0 \text{ kNm}$$

und infolge Lastmodell 1

$$\Delta M_{tot} = \Delta M_{Eck} + \Delta M_{Feld} = 56.0 + 56.5 = 112.5 \text{ kNm}$$

Somit konnte gezeigt werden, dass die Auswirkungen im Versuchskörper während des Versuchs in etwa denjenigen infolge des Lastmodells 1 der Norm SIA 261(2003) entsprachen.

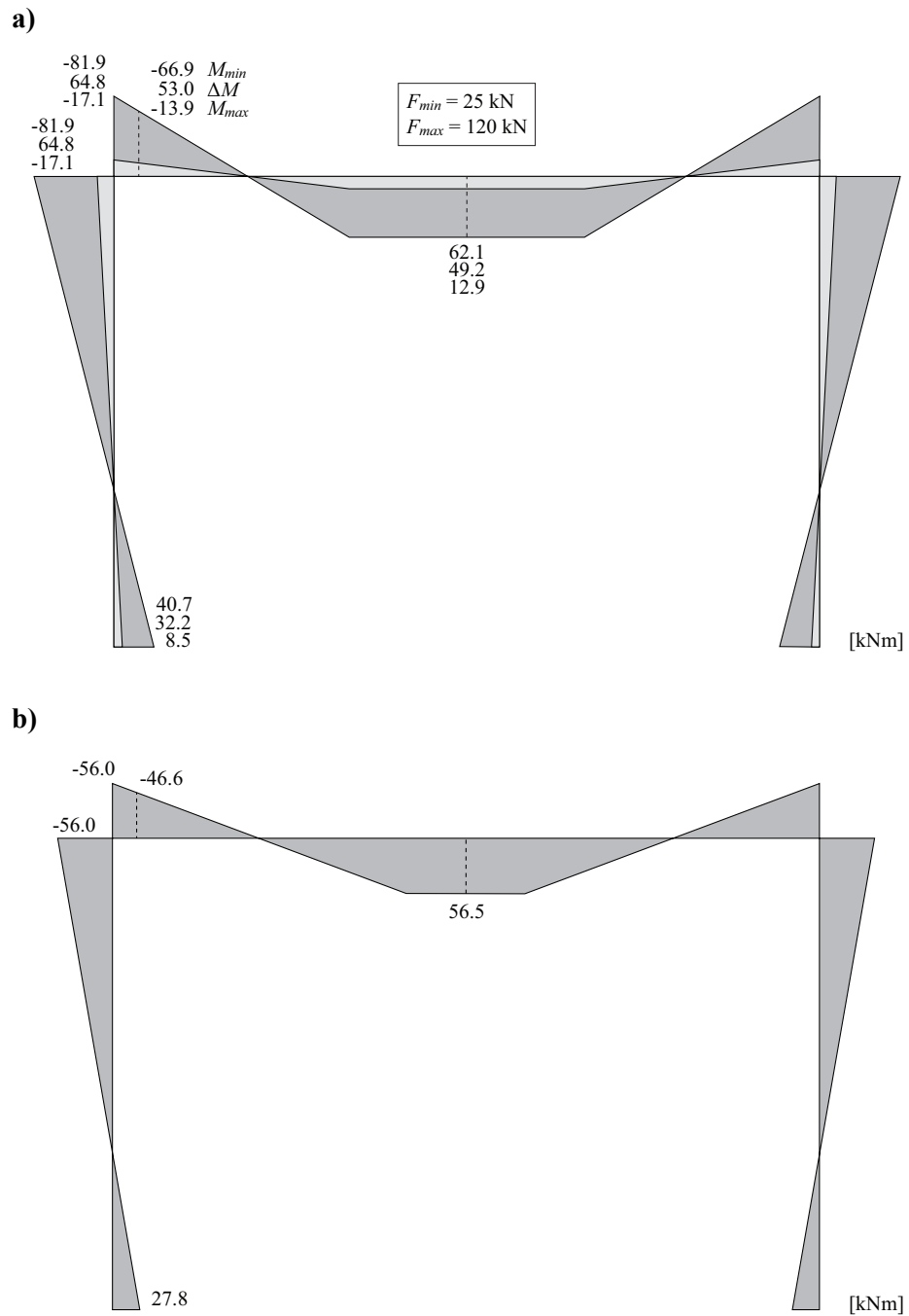


Bild 4.14: Momente am homogen-elastischen Rahmen: (a) im Versuch; (b) infolge Einzellasten des Lastmodells 1 für Strassenverkehr der Norm SIA 261(2003).

### Auswirkungen von Erddruck und Temperaturänderungen

Die Einwirkungen Erddruck und Temperatur müssen bei Rahmenbrücken gekoppelt betrachtet werden. Aufgrund von Temperaturänderungen erfährt der Riegel eine Längenänderung. Da die Biegesteifigkeit der Stiele sehr viel kleiner ist als die axiale Steifigkeit des Riegels, kann sich diese Längenänderung fast uneingeschränkt einstellen. Die Rahmenwände bewegen sich folglich im Herbst vom Erdreich weg, was zu einem aktiven Erddruck führt. Im Frühling stellt sich entsprechend der passive Erddruck ein. Untersuchungen haben gezeigt, dass die Erddrücke infolge dieser zyklischen Verformungen auch wesentlich höher sein können als der aktive bzw. passive Erddruck (Verdichtungsdruck) [61].

Die Erddrücke verursachen kleine Momente in den Rahmenstielen und eine zusätzliche Normalkraft im Riegel. Vertikale Nutzlasten führen zu sehr kleinen horizontalen Verformungen der Rahmenstiele. Der infolge dieser Verformungen aktivierte Erddruck ist vernachlässigbar. Grössere Erddrücke (aktive und passive) können aus horizontalen Einwirkungen wie Anfahr- und Bremskräften entstehen.

Die Auswirkungen des Erddrucks wurden im Versuch vernachlässigt. Die Temperatur im Labor bewegte sich während der gesamten Versuchszeit zwischen 18 und 30 °C. Diese Temperaturänderungen führten zu sehr kleinen aber messbaren Verformungen des Versuchskörpers.

Da die Einwirkungen, welche Veränderungen beim Erddruck hervorrufen, nicht direkt an diejenigen gekoppelt sind, welche die grossen Spannungswechsel verursachen, spielt der Erddruck für die Beurteilung der Ermüdungssicherheit eine untergeordnete Rolle. Die Auswirkungen des Erddrucks haben zwar einen Einfluss auf die absoluten Spannungsverhältnisse im Bauwerk, ihr Einfluss auf die Spannungsdifferenzen ist aber vernachlässigbar. Dasselbe gilt auch für Auswirkungen infolge von Temperaturänderungen.

### Vergleich mit Versuchsergebnissen

Im Folgenden sollen die am Stabmodell ermittelten Auswirkungen mit den im Versuch gemessenen verglichen werden. Für die Querschnittsanalysen wurden die in Tabelle 4.7 angegebenen Werte der Biegesteifigkeit verwendet. Somit ergeben sich die beiden Berechnungsszenarien ungerissen/gerissen und teilweise gerissen/teilweise gerissen (vgl. Tabelle 4.8). Der Einfluss der wiederholten Belastung wird im Berechnungsmodell vorderhand vernachlässigt, d.h. die berechneten Grössen sind unabhängig von der Anzahl Lastwechsel.

Da die auftretenden Normalkräfte klein sind, sind ihre Auswirkungen auf die Spannungen im Versuchskörper vernachlässigbar ( $\sigma_c(N) \leq 0.3 \text{ N/mm}^2$ ). Aus diesem Grund werden vorderhand nur Momente respektive Krümmungen betrachtet. Für den initial spannungsfreien, elastischen Querschnitt gilt

$$M = EI \chi \tag{4.2}$$

wobei die Krümmung  $\chi$  aus den im Versuch mittels Deformetern gemessenen Betonranddehnungen berechnet werden kann. Die Bestimmung der Biegesteifigkeit  $EI$  des Versuchskörpers ist allerdings anhand der gemessenen Grössen nicht möglich. Aus diesem Grund macht es im Folgenden Sinn, Krümmungen anstatt Momente zu vergleichen. Dafür wurden die am Stabmodell bestimmten Momente mittels Gl. (4.2) und den in Tabelle 4.7 definierten Werten der Biegesteifigkeit in Krümmungen umgerechnet.

Zustand	Stäbe	Biegesteifigkeit
gerissen	alle	$E_c I_{id}^{II}$
teilweise gerissen	S1, S2, S5, S6, R3, R6	$E_c I_{id}^I$
	S3, S4, S7, S8, R1, R2, R4, R5, R7, R8	$E_c I_{id}^{II}$

Tabelle 4.7: Stabsteifigkeiten für die Querschnittsanalyse.

Szenario	Ermittlung der Schnittkräfte	Querschnittsanalyse
homogen	ungerissen	gerissen
inhomogen	teilweise gerissen	teilweise gerissen

Tabelle 4.8: Berechnungsszenarien.

Wie auch im Versuchsbericht sollen der Zustand zu Beginn des dynamischen Versuchs ( $N = 1$ ) und der Zustand bei 2 Mio. Lastwechseln ( $N = 2 \cdot 10^6$ ) betrachtet werden. In Bild 4.17 sind die zu Beginn des dynamischen Versuchs aus der Deformermessung berechneten Krümmungen den anhand des Modells berechneten gegenübergestellt. Während die Krümmungen mit dem homogenen Szenario in den ungerissenen Bereichen teilweise stark überschätzt werden, bildet das inhomogene Szenario die tatsächlichen Krümmungen sehr gut ab.

In den Eckbereichen des Riegels gibt es Abweichungen, welche auf die Verteilung der Risse zurückzuführen sind. Die Verformungen konzentrieren sich an diesen Stellen allesamt auf einen grossen Riss. Dieser liegt innerhalb der ersten bzw. letzten Messstrecke ( $x = -1.8$  m bzw.  $1.8$  m), was dort eine grosse Krümmung zur Folge hat (vgl. Bild 4.15 und Bild 4.17 (a)). In der zweiten bzw. zweitletzten Messstrecke ( $x = -1.6$  m bzw.  $1.6$  m) entstand hingegen kein bzw. nur ein kleiner Riss, was dazu führt, dass dort eine sehr kleine Krümmung gemessen wird. Dies zeigt, dass bei der Berechnung von lokalen Verzerrungszuständen aus globalen Auswirkungen wie z. B. Momenten am Gesamtsystem Vorsicht geboten ist. Ein auf diese Weise ermittelter Verzerrungszustand ist ein Mittelwert, welcher innerhalb eines willkürlich festgelegten Streckenabschnitts gilt. Lokal können die Verzerrungen und damit auch die Stahlspannungen stark vom Mittelwert abweichen.

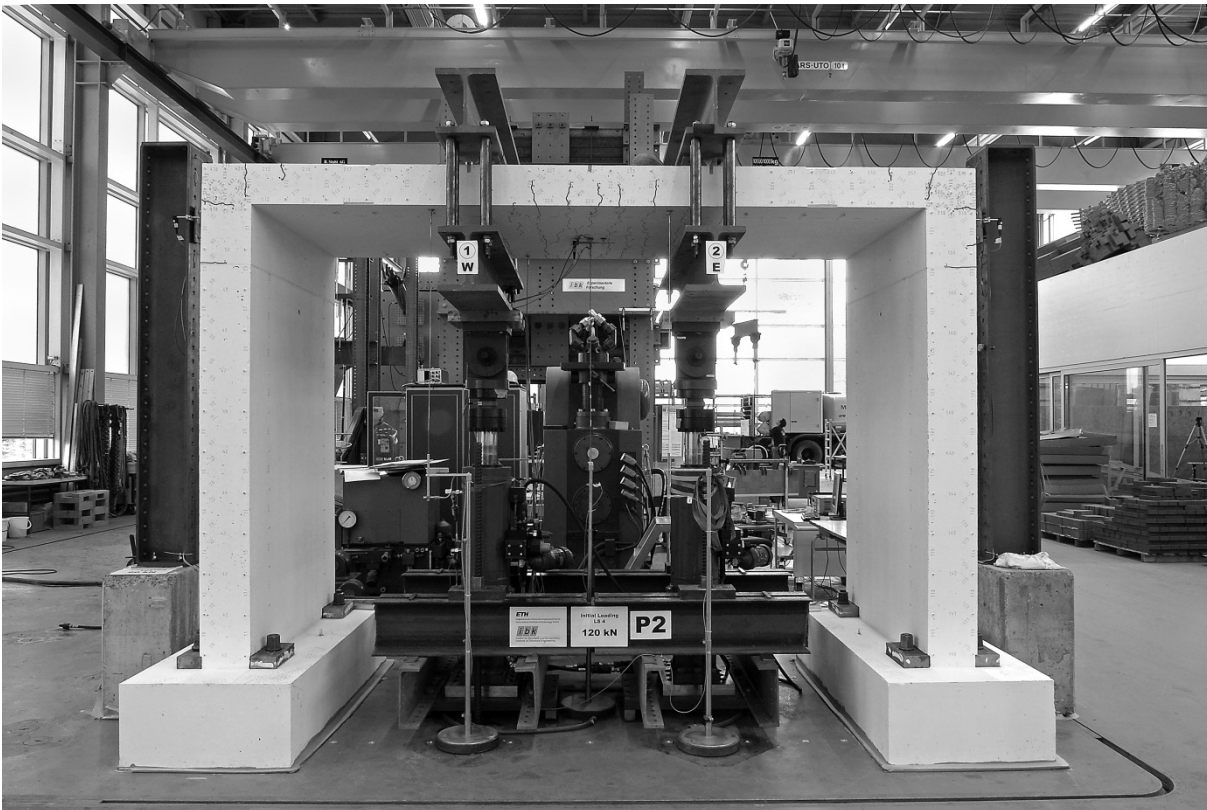


Bild 4.15: Ansicht des Versuchskörpers zu Beginn des dynamischen Versuchs ( $N = 1$ ).

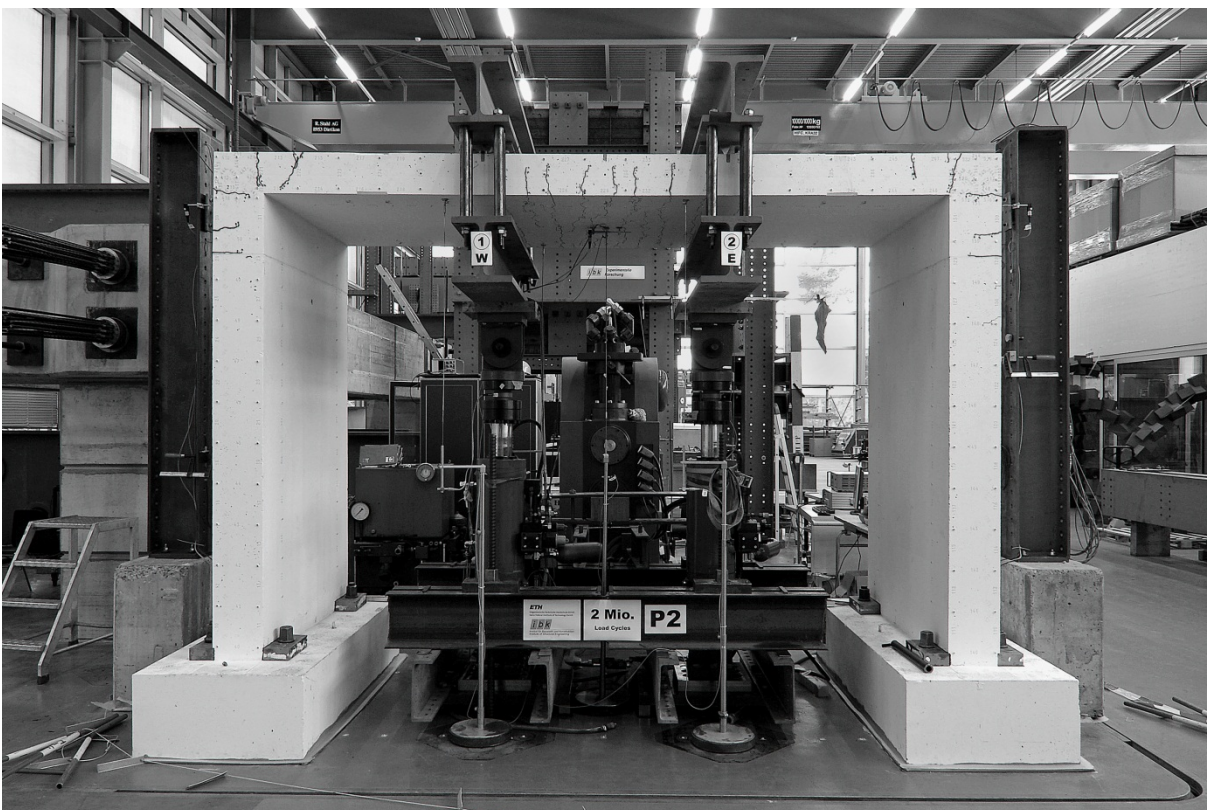


Bild 4.16: Ansicht des Versuchskörpers während des dynamischen Versuchs ( $N = 2 \cdot 10^6$ ).

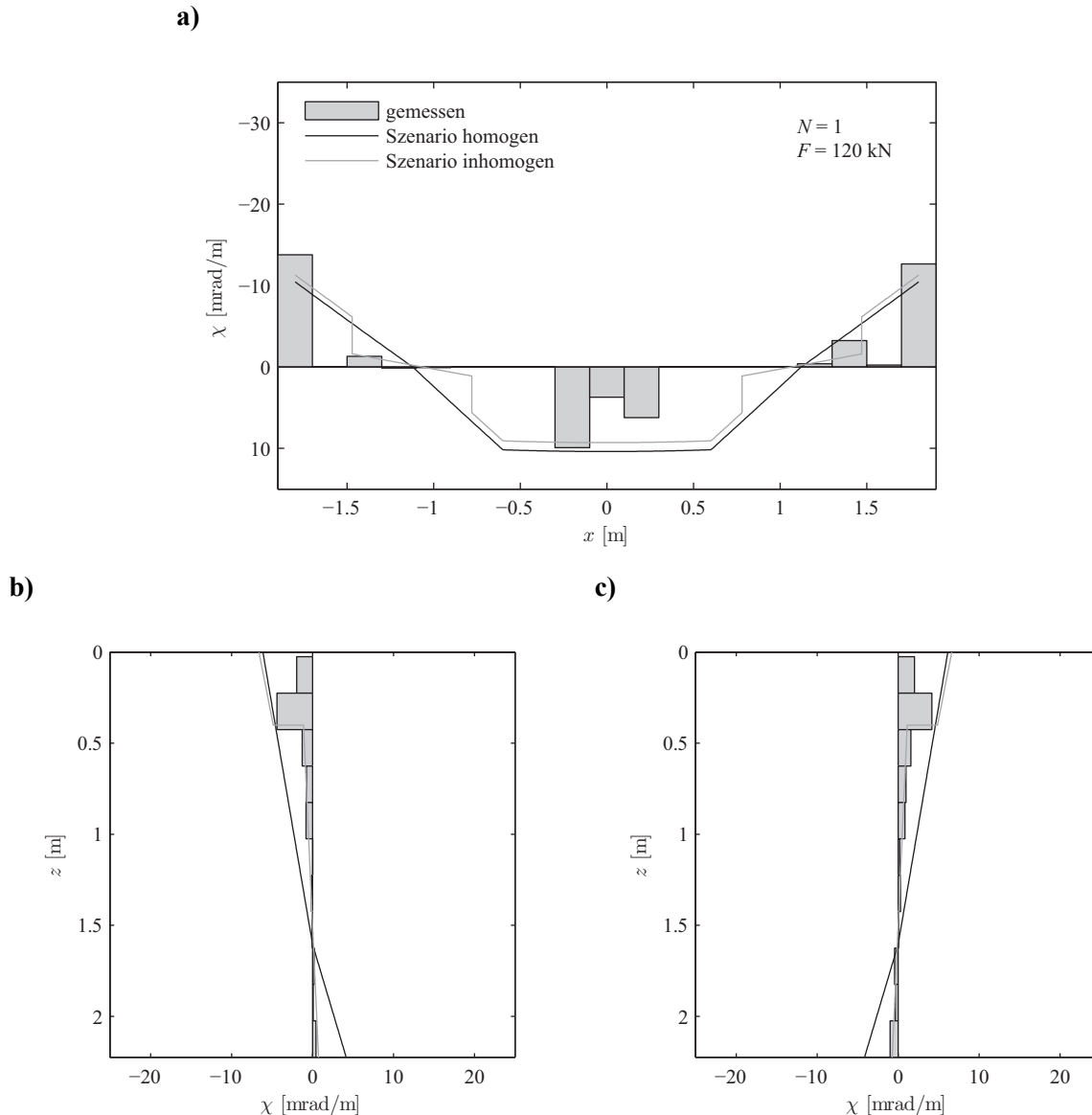


Bild 4.17: Vergleich der im Versuch P2 nach den statischen Laststufen gemessenen Krümmungen mit den berechneten: (a) Riegel; (b) Stiel West; (c) Stiel Ost.

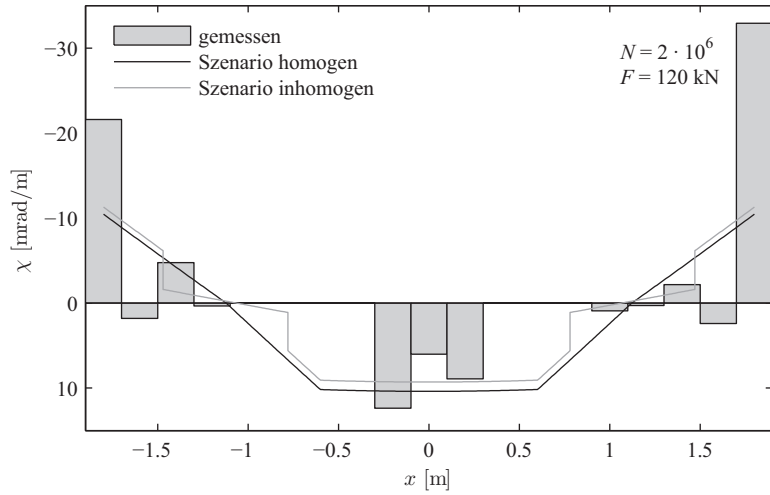
In Bild 4.18 sind die nach 2 Mio. Lastwechseln aus der Deformermessung berechneten Krümmungen den anhand des Stabmodells berechneten gegenübergestellt. Ein Vergleich mit den Diagrammen in Bild 4.17 zeigt, dass die Krümmungen insbesondere im Riegel und am Stielkopf zugenommen haben. In den Randbereichen des Riegels hat die Verformungskonzentration gegenüber Versuchsbeginn noch deutlich zugenommen. Da für die Fragestellungen zur Ermüdung die Differenzen der Verzerrungsgrößen zwischen Unter- und Oberlast interessanter sind als die absoluten Werte, sollen im Folgenden die Krümmungsdifferenzen zwischen den Laststufen betrachtet werden.

Aus den Diagrammen in Bild 4.19 ist ersichtlich, dass die aus den Versuchsdaten ermittelten Krümmungsdifferenzen insbesondere in den gerissenen Bereichen durch die Vergleichsrechnung deutlich überschätzt werden. Mit zunehmender Lastwechselzahl nehmen die Krümmungsdifferenzen aber aufgrund des Risswachstums, der Zerstörung des Verbunds und des Kriechens weiter zu. Bei 2 Mio. Lastwechseln (vgl. Bild 4.20) stimmt die Berechnung bereits deutlich besser mit den Versuchsergebnissen überein. Grundsätzlich bildet das inhomogene Szenario den tatsächlichen Zustand sehr gut ab.

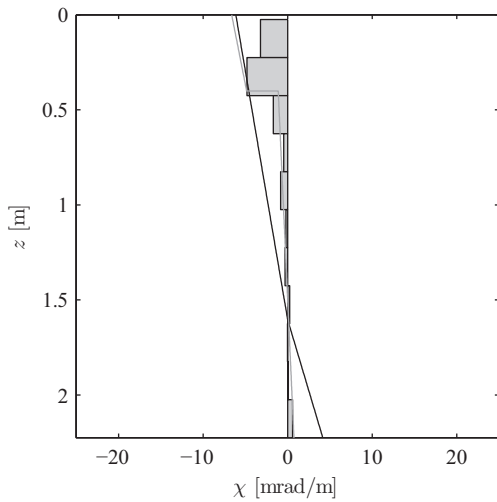


Lediglich in der östlichen Ecke des Riegels ( $x = 1.8 \text{ m}$ ) ist die gemessene Krümmungsdifferenz bereits doppelt so gross wie die berechnete, was wiederum auf den sehr grossen Riss an dieser Stelle zurückzuführen ist.

a)



b)



c)

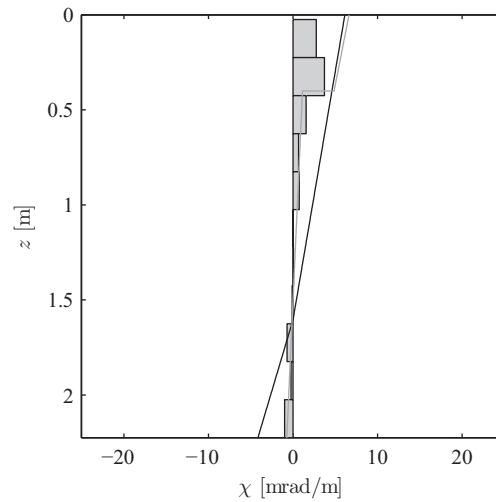
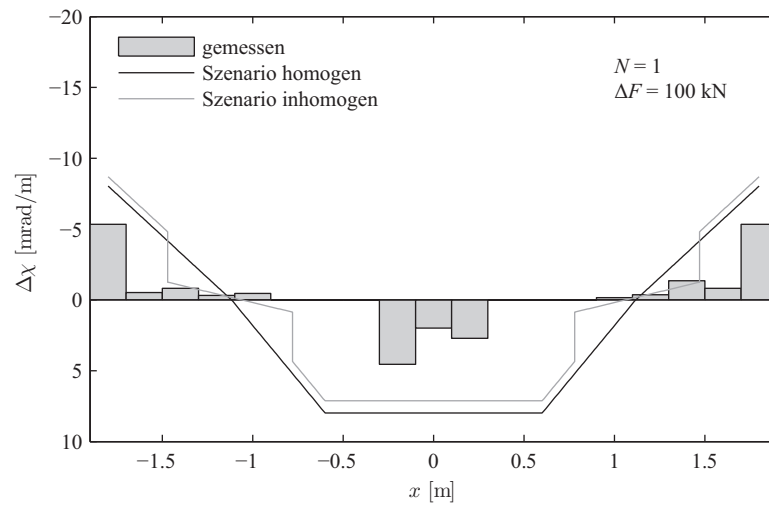
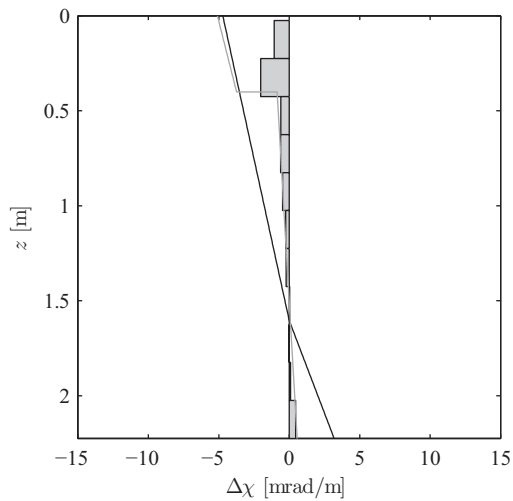


Bild 4.18: Vergleich der im Versuch P2 nach 2 Mio. Lastwechseln gemessenen Krümmungen mit den berechneten: (a) Riegel; (b) Stiel West; (c) Stiel Ost.

a)



b)



c)

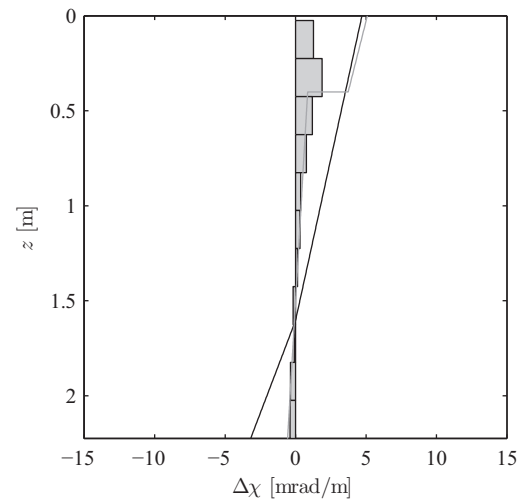
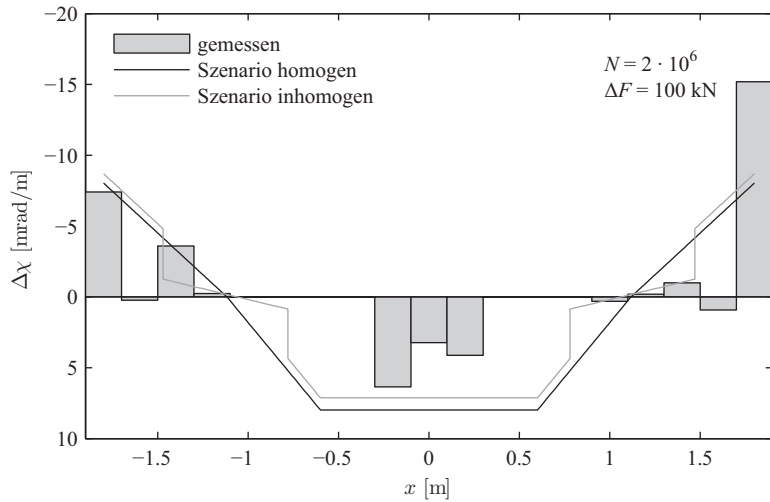
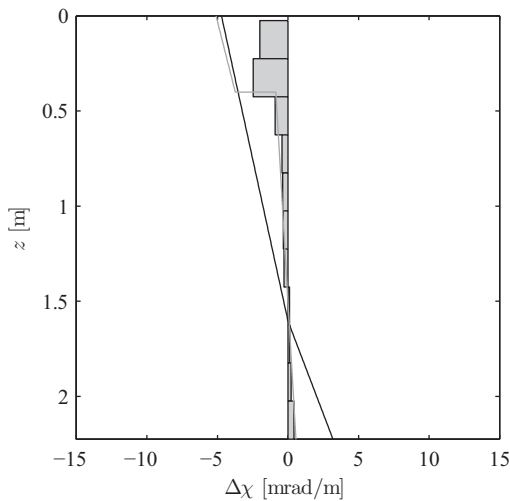


Bild 4.19: Vergleich der im Versuch P2 nach den statischen Laststufen gemessenen Krümmungsdifferenzen mit den berechneten: (a) Riegel; (b) Stiel West; (c) Stiel Ost.

a)



b)



c)

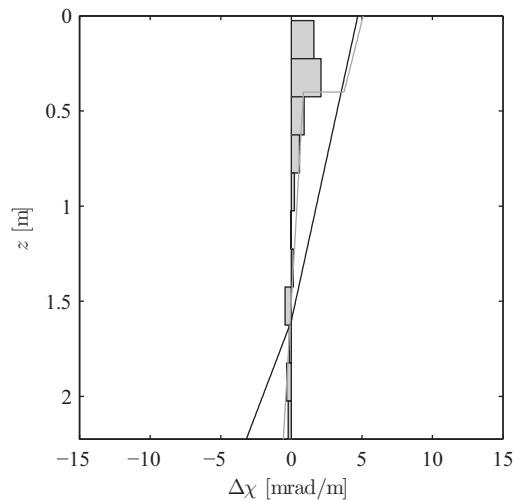


Bild 4.20: Vergleich der im Versuch P2 nach 2 Mio. Lastwechseln gemessenen Krümmungsdifferenzen mit den berechneten: (a) Riegel; (b) Stiel West; (c) Stiel Ost.

### Berechnungen nach Konzept der Normen SIA 262 und SIA 269/2

Die beiden Normen SIA 262(2003) [105] und SIA 269/2(2011) [110] schlagen dasselbe rechnerische Nachweiskonzept für den Nachweis der Ermüdungssicherheit vor. Dieses basiert auf einer Begrenzung der Spannungen bzw. Spannungsdifferenzen in Beton und Bewehrungsstahl. Auch andere Normen wie z. B. der Eurocode basieren auf einem ähnlichen Nachweiskonzept. In diesem Kapitel soll das Nachweiskonzept der schweizerischen Tragwerksnormen auf den durchgeführten Ermüdungsversuch angewendet und die Erfüllungsgrade für die kritischen Schnitte bestimmt werden. Anschliessend sollen die Ergebnisse der Berechnungen mit den Ergebnissen aus dem Versuch verglichen und mögliche Widersprüche diskutiert werden.

Wenn Normeinwirkungen verwendet wurden, sind diese auf charakteristischem Niveau angesetzt. Ansonsten wurden die effektiven Einwirkungen, wie sie im Versuch aufgetreten sind, verwendet. Für die Materialkennwerte wurden die Mittelwerte gemäss Versuchsbericht verwendet. In Bild 4.12 sind die während der Versuchsplanung definierten Nachweisschnitte spezifiziert. Im Versuch haben sich die

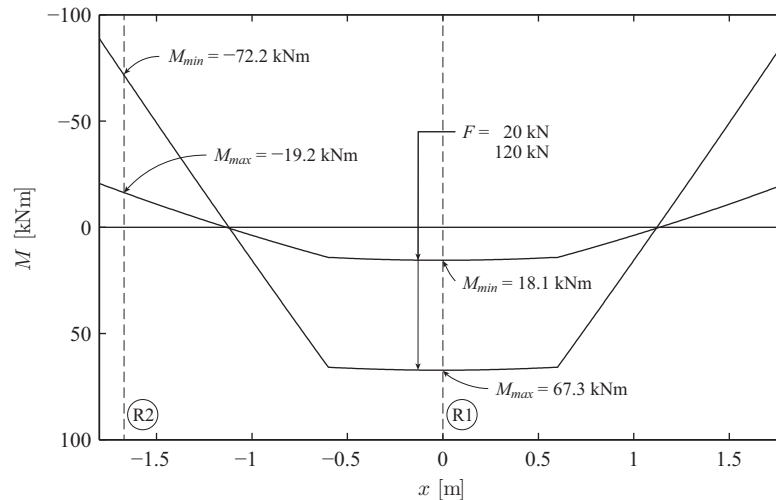


Bild 4.21: Berechnetes Gesamtmoment am Riegel des Stabmodells infolge Eigengewicht und Ober- bzw. Unterlast.

Schnitte R1 und R2 als die massgebenden herausgestellt. Deshalb wurden im Folgenden nur diese beiden Schnitte betrachtet. Tabelle 4.9 enthält die Querschnittswerte dieser Schnitte. Die Querschnittswiderstände für Moment und Querkraft wurden mit den im Rahmen der Materialprüfungen ermittelten Werkstoffkennwerten (vgl. Versuchsbericht, Kap. 2.3) und den Modellen der Norm SIA 262(2003) berechnet. Die für den homogen-elastischen Rahmen ermittelten Momente und ihre Werte in den massgebenden Schnitten sind für den Riegel in Bild 4.21 dargestellt. Die Normalkraft wurde in den folgenden Berechnungen vernachlässigt.

Schnitt	$A_s$	$A_s'$	$\rho$	$\rho'$	$h$	$d$	$d'$	$M_R^{1)}$	$V_R^{1)}$
	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[%]	[%]	[mm]	[mm]	[mm]	[kNm]	[kN]
R1	1'414	653	0.524	0.242	200	180	20	119.0	286.3
R2	1'963	1'414	0.727	0.524	200	180	20	162.6	291.6

<sup>1)</sup> Materialkennwerte gemäss Versuchsbericht Kap. 2.3

Tabelle 4.9: Querschnittswerte in den Nachweisschnitten.

### Nachweise für den Betonstahl

Die Spannungsdifferenz im Betonstahl kann näherungsweise zu

$$\Delta\sigma_s(\Delta M) = \frac{\Delta M}{0.9d A_s} \quad (4.3)$$

berechnet werden. Sie beträgt demnach

$$\Delta\sigma_s = \frac{(67.3 - 18.1) \cdot 10^6}{0.9 \cdot 180 \cdot 1414} = 215 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{für Schnitt R1 bzw.}$$

$$\Delta\sigma_s = \frac{(72.2 - 19.2) \cdot 10^6}{0.9 \cdot 180 \cdot 1963} = 167 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{für Schnitt R2}$$

Die nominelle Ermüdungsfestigkeit kann aus SIA D 0133 [101], Tabelle 2.1 entnommen werden und beträgt für gerade Stäbe mit  $\varnothing_S \leq 20$  mm

$$\Delta\sigma_{s,fat} = 170 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Die Dauerfestigkeit kann anhand der ebenfalls in SIA D 0133 definierten Wöhlerlinie für Betonstahl mittels Gl. (4.4) berechnet werden.

$$\Delta\sigma_{s,D} = \Delta\sigma_{s,fat} \left( \frac{N_{fat}}{N_D} \right)^{1/m} \quad (4.4)$$

Für gerade Stäbe mit  $\varnothing_S \leq 20$  mm beträgt sie

$$\Delta\sigma_{s,D} = 170 \left( \frac{2 \cdot 10^6}{5 \cdot 10^6} \right)^{1/4} \approx 0.8 \cdot 170 = 136 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Damit ergibt sich für beide Schnitte  $\Delta\sigma_s > \Delta\sigma_{s,D}$ .

Der Nachweis der Dauerfestigkeit kann somit für keinen der beiden Schnitte erbracht werden.

Damit der Nachweis erbracht werden könnte, wäre im Schnitt R1 ein Bewehrungsquerschnitt von  $2233 \text{ mm}^2$  ( $\rho = 0.83\%$ ) und im Schnitt R2 von  $2406 \text{ mm}^2$  ( $\rho = 0.89\%$ ) erforderlich.

Da bei einem richtigen Bauwerk die Verkehrszusammensetzung und die Häufigkeit der Belastungen meistens nicht genau bestimmt werden können, könnte an dieser Stelle der Nachweis der Betriebsfestigkeit geführt werden. Damit dieser erfüllt ist, muss die äquivalente Spannungsdifferenz, welche anhand des Betriebslastfaktors  $\lambda$  bestimmt wird, kleiner sein als die nominelle Ermüdungsfestigkeit.

$$\lambda \Delta\sigma_s \leq \Delta\sigma_{s,fat} \quad (4.5)$$

Für die hier untersuchte Rahmenbrücke und mit der Strassenkategorie *Autobahnen* resultiert gemäss Norm SIA 261(2003) ein Betriebslastfaktor von  $\lambda \approx 1.2$ . Somit beträgt die äquivalente Spannungsdifferenz

$$\lambda \Delta\sigma_s = 1.2 \cdot 215 = 258 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{für Schnitt R1 bzw.}$$

$$\lambda \Delta\sigma_s = 1.2 \cdot 167 = 200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{für Schnitt R2}$$

und es gilt für beide Schnitte  $\Delta\sigma_s > \Delta\sigma_{s,fat}$ .

Somit ist auch der Nachweis der Betriebsfestigkeit für beide Schnitte nicht erfüllt.

Da im Versuch sämtliche Spannungswechsel gleich gross waren, kann die Lebensdauer des einzelnen Bewehrungsstabs im Bereich der Zeitfestigkeit mittels Gl. (4.6) ermittelt werden.

$$N_B = N_{fat} \left( \frac{\Delta\sigma_{s,fat}}{\Delta\sigma_s} \right)^m \quad (4.6)$$

Die Lastwechselzahl bis zum Bruch beträgt entsprechend

$$N_B = 2 \cdot 10^6 \left( \frac{170}{215} \right)^4 = 782 \cdot 10^3 \quad \text{für Schnitt R1 bzw.}$$

$$N_B = 2 \cdot 10^6 \left( \frac{170}{167} \right)^4 = 2148 \cdot 10^3 \quad \text{für Schnitt R2}$$

In den Rahmenecken muss die nominelle Ermüdungsfestigkeit aufgrund der Abbiegung um den Faktor

$$k_{\emptyset} = 0.35 + 0.026 \frac{d_i}{\emptyset_s} \quad (4.7)$$

reduziert werden. Für den im Versuch verwendeten Biegerollendurchmesser von  $6 \emptyset_s$  beträgt der Reduktionsfaktor

$$k_{\emptyset} = 0.35 + 0.026 \frac{60}{10} = 0.5$$

und die reduzierte nominelle Ermüdungsfestigkeit ist

$$\Delta\sigma_{s,fat,red} = 85 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Die Lastwechselzahl bis zum Bruch beträgt für die abgebogenen Stäbe in der Rahmenecke

$$N_B = 2 \cdot 10^6 \left( \frac{85}{167} \right)^4 = 134 \cdot 10^3 \quad \text{für Schnitt R2}$$

### Nachweise für den Beton

Im Beton sind die Spannungen in der Biegedruckzone gemäss Norm SIA 262(2003) gemäss Gl. (4.8) zu begrenzen.

$$|\sigma_c|_{max} \leq 0.5 k_c f_{cc} + 0.45 |\sigma_c|_{min} \leq 0.9 k_c f_{cc} \quad (4.8)$$

Da beim Beton im Gegensatz zum Stahl nicht nur die Spannungsdifferenz sondern auch das Spannungsniveau einen nicht vernachlässigbaren Einfluss hat, sind auch die durch ständige Lasten verursachten Spannungen zu berücksichtigen. Die Normalspannung in der Betondruckzone infolge Biegung berechnet sich näherungsweise wie folgt

$$-\sigma_c = \frac{M}{0.9d n A_s} \frac{x}{(d-x)} \quad (4.9)$$

Die Betondruckzonenhöhe  $x$  kann für den gerissenen Zustand mittels linear elastischer Querschnittsanalyse berechnet werden und beläuft sich auf

$$x = 40 \text{ mm} \quad \text{für Schnitt R1 bzw.}$$

$$x = 45 \text{ mm} \quad \text{für Schnitt R2}$$

Die Wertigkeit  $n$  kann gemäss den im Versuchsbericht angegebenen Werten für die E-Moduli zu

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{198}{31.2} = 6.35 \quad (4.10)$$

berechnet werden. Damit liefert Gl. (4.9) die in Tabelle 4.10 enthaltenen absoluten Werte der Betondruckspannungen.

Schnitt	$ \sigma_c _{max}$	$ \sigma_c _{min}$
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
R1	13.2	3.6
R2	11.9	3.2

Tabelle 4.10: Absolutwerte der Betondruckspannungen in der Biegedruckzone.

Einsetzen der Werte von Tabelle 4.10 in Gl. (4.8) mit  $k_c = 1$  (einachsiger Spannungszustand) liefert

$$13.2 \leq 0.5 \cdot 1 \cdot 38 + 0.45 \cdot 3.6 \leq 0.9 \cdot 1 \cdot 38 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$13.2 \leq 20.6 \leq 34.2 \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{für Schnitt R1 bzw.}$$

$$11.9 \leq 0.5 \cdot 1 \cdot 38 + 0.45 \cdot 3.2 \leq 0.9 \cdot 1 \cdot 38 \quad [\text{N/mm}^2]$$

$$11.9 \leq 20.4 \leq 34.2 \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{für Schnitt R2}$$

Die Nachweise für die Betondruckspannung in der Biegedruckzone sind somit in beiden Schnitten erfüllt.

Die Normen SIA 262(2003) und SIA 269/2(2011) schreiben bei dünnen Platten ohne Querkraftbewehrung einen Nachweis der Ermüdungssicherheit unter Querkraftbeanspruchung vor. Dabei sind die Schubspannungen (hier durch die Querkraft ausgedrückt) gemäss Gl. (4.11) zu begrenzen.

$$|v|_{max} \leq 0.5 v_R + 0.45 |v|_{min} \leq 0.9 v_R \quad \text{für } \frac{v_{min}}{v_{max}} \geq 0 \quad (4.11)$$

N.B.

$$\tau_c = \frac{v}{d} \quad (4.12)$$

Im Schnitt R1 (Feldmitte) ist stets  $V = 0$ . Der Nachweis ist also nur für Schnitt R2 zu führen. Da das Eigengewicht einen kleinen Anteil der Querkraft an dieser Stelle ausmacht, wird es vernachlässigt.

Aus diesem Grund wird auch darauf verzichtet, einen neuen Nachweisschnitt für die Querkraft zu definieren. Die Querkraft entspricht somit der bei einem Joch eingeleiteten Kraft, also

$$V_{min} = 25 \text{ kN} \quad \text{bzw.} \quad V_{max} = 120 \text{ kN}$$

Mit dem Querkraftwiderstand aus Tabelle 4.9 erhält man durch Einsetzen in Gl. (4.11)

$$120 \leq 0.5 \cdot 291.6 + 0.45 \cdot 25 \leq 0.9 \cdot 291.6 \quad [\text{kN}]$$

$$120 \leq 157.1 \leq 262.4 \quad [\text{kN}] \quad \text{für Schnitt R2}$$

Der Nachweis für die Querkraft ist somit für die Laststellung im Versuch erfüllt.

Die im Versuch vorhandene Laststellung ist aber nicht die massgebende für die Querkraft. Werden die beiden Einzellasten exzentrisch um 1.6 m verschoben positioniert, so beträgt die Querkraft im Schnitt R2

$$V_{min} = 40 \text{ kN} \quad \text{bzw.} \quad V_{max} = 190 \text{ kN}$$

und man erhält durch Einsetzen in Gl. (4.11)

$$190 > 0.5 \cdot 291.6 + 0.45 \cdot 40 \leq 0.9 \cdot 291.6 \quad ! \quad [\text{kN}]$$

$$190 > 163.8 \leq 262.4 \quad ! \quad [\text{kN}] \quad \text{für Schnitt R2}$$

Der Nachweis für die Querkraft ist somit für die massgebende Laststellung nicht erfüllt.

Tabelle 4.11 enthält die Erfüllungsgrade der einzelnen Nachweise. Der Erfüllungsgrad ist dabei definiert als Quotient aus Tragwiderstand  $R$  und Auswirkung  $E$

$$n = \frac{R}{E} \quad (4.13)$$

Nachweis		Erfüllungsgrad $n$	
		Schnitt R1	Schnitt R2
Bewehrung	Dauerfestigkeit	0.63	0.81
	Betriebsfestigkeit	0.66	0.85
Beton	Biegedruckzone	1.56	1.71
	Querkraft Laststellung im Versuch	–	1.31
	Querkraft massgebende Laststellung	–	0.86

Tabelle 4.11: Erfüllungsgrade.



Da die im Versuchskörper aufgetretenen Spannungswechsel vergleichbar sind mit denjenigen, die infolge der Einzellasten des Lastmodells 1 an einer realen Brücke auftreten, geben die für den Versuch anhand des Normenkonzepts berechneten Erfüllungsgrade auch einen Anhaltspunkt, wo bei einer Überprüfung dieser Brücke möglicherweise Defizite festgestellt würden.

Bei der Bewehrung sind in beiden Schnitten grosse Defizite vorhanden. Die Abschätzung der Lebensdauer im Bereich der Zeitfestigkeit ergibt 782'000 Lastwechsel im Feldquerschnitt (Schnitt R1) bzw. 2.15 Mio. Lastwechsel in der Rahmenecke (Schnitt R2). Für die Abbiegungen in den Rahmenecken resultieren 134'000 Lastwechsel. Diese Lebensdauer kann so interpretiert werden, dass bei ihrem Überschreiten vermehrt mit Schäden an einzelnen Bewehrungsstäben zu rechnen ist. Wegen der stark streuenden Ermüdungsfestigkeit der Bewehrungsstäbe können allerdings auch bei kleineren Lastwechselzahlen einzelne Schäden nicht ausgeschlossen werden. Im Versuch wurden die ersten Brüche im Bereich der Abbiegungen in der Rahmenecke festgestellt und zwar zwischen 1.2 und 1.5 Mio. Lastwechseln. Allerdings versagten danach keine weiteren Stäbe in den Abbiegungen. Ab etwa 1.9 Mio. Lastwechseln bis zum Versuchsende versagten nacheinander alle Stäbe in der Rahmenecke Ost (Schnitt R2). Die einzelnen Ermüdungsbrüche im Feld (Schnitt R1) wurden erst festgestellt, als bereits alle Stäbe in der einen Rahmenecke versagt hatten.

Die Druckspannungen im Beton der Biegedruckzone sind hinsichtlich Ermüdung unproblematisch. Bei der Querkraft infolge der massgebenden Laststellung besteht ein kleines Defizit. Dieses wird aber als unkritisch eingestuft, da der Nachweis im Sinne des Vorsorgeprinzips für Neubauten angebracht sein kann, für bestehende Bauten aber wenig aussagt. In der Einführung [102] in die Norm SIA 262(2003) heisst es dazu:

*„Ausserdem ist die Querkraft keine relevante Kenngrösse zur Beschreibung der Ermüdung, denn das Ermüdungsverhalten ist vom Riss- und Tragverhalten des Bauteils und nicht von dieser Querschnittsbeanspruchung abhängig.“*

Abschliessend kann gesagt werden, dass sich das Nachweiskonzept der aktuellen Betonbaunormen vor allem dafür eignet, potentielle Problemstellen in der Entwurfsphase von Neubauten und bei der Überprüfung bestehender Bauten zu eruieren. Im Rahmen einer Überprüfung kann dies bereits einen ersten sinnvollen Schritt darstellen mit dem Ziel, kritische und unkritische Details zu separieren. Zur Beurteilung der Restlebensdauer von ermüdungskritischen Bauteilen ist das Konzept allerdings nur bedingt geeignet. Dafür sind weitere Untersuchungen erforderlich, welche gegebenenfalls auch am Bauwerk selber erfolgen müssen. In [99] wird am Beispiel von Fahrbahnplatten ein semi-empirischer Nachweis vorgeschlagen.

Am Beispiel des Versuchs hat sich gezeigt, dass die Eingrenzung der Problemstellen mittels des Normenkonzepts gut funktioniert hätte. Die Abschätzung der Lebensdauer anhand der Wöhlerlinie im Bereich der Zeitfestigkeit scheint wenig sinnvoll, da diese in den meisten Fällen zu einer starken Über- bzw. Unterschätzung der Ermüdungslebensdauer führt. Selbst bei einem Versuch mit klar definierten Randbedingungen konnte keine gute Übereinstimmung von Abschätzungen und tatsächlichen Bruchereignissen erzielt werden.

#### 4.2.6 Erkenntnisse

Mittels des hier beschriebenen Versuchs sollte das Gefährdungsbild Ermüdung im Stahlbeton erforscht werden, um in der Erhaltung tätige Ingenieure dafür zu sensibilisieren. Basierend auf dem Versuch kann die Ermüdung im Stahlbeton wie folgt charakterisiert werden:

- Kontinuierlicher, langsamer, nicht linear ablaufender Schädigungsprozess
- Basiert auf dem komplexen Zusammenspiel zahlreicher physikalischer Prozesse
- Bewirkt eine stetige Zunahme von lokalen und globalen Verformungen
- Bewirkt eine stufenweise Vergrößerung der Breite einzelner Risse, ein Fortschreiten der Risswurzel und kann zur Bildung neuer Risse führen (auch bei einem bereits abgeschlossenen Rissbild)
- Ist von Auge schwer zu erkennen
- Ist am ehesten erkennbar aufgrund von Veränderungen am Bauwerk, welche in gewissen zeitlichen Abständen beobachtet werden

Im Zeitraum zwischen 5 und 95% der Lebensdauer haben die Verformungsgrößen im Versuch linear zugenommen. In dieser Zeit konnten von Auge – abgesehen von kleinen Veränderungen am Rissbild – keine Veränderungen am Zustand des Versuchskörpers festgestellt werden. In Bild 4.22 sind die vertikalen Verschiebungen in der Feldmitte dargestellt. Bei der mit  $F = 0$  bezeichneten Linie handelt es sich um die bleibenden Verformungen. Diese haben im Zeitraum ab Beginn der dynamischen Belastung bis 95% der Ermüdungslebensdauer um 2 mm zugenommen. Bis zum Versuchsende waren es gut 10 mm, d.h. 80% der bleibenden Verformungen haben sich in den letzten 5% der Lebensdauer eingestellt. Die Norm SIA 260(2003) [103] legt die Gebrauchsgrenze für den Nachweis des Aussehens für Strassenbrücken bei  $l/700$  fest, d.h. eine Durchbiegung dieser Größenordnung wäre von Auge bereits gut zu erkennen. Im Versuch wurde dieser Wert bei ca. 96% der Lebensdauer überschritten.

In Bild 4.23 ist erkennbar, wie der Biege widerstand in der Rahmenecke Ost mit einer zunehmenden Anzahl von Stabbrüchen sukzessive abnimmt. Allerdings ist anzumerken, dass ein mit zahlreichen Stäben bewehrtes Bauteil wie eine Platte auch nach dem ersten Bruch eines Stabes noch über eine beträchtliche Restlebensdauer verfügt (vgl. Kap. 5.2.5). Zu Beginn dieser Restphase ist die Tragfähigkeit noch nicht unmittelbar gefährdet.

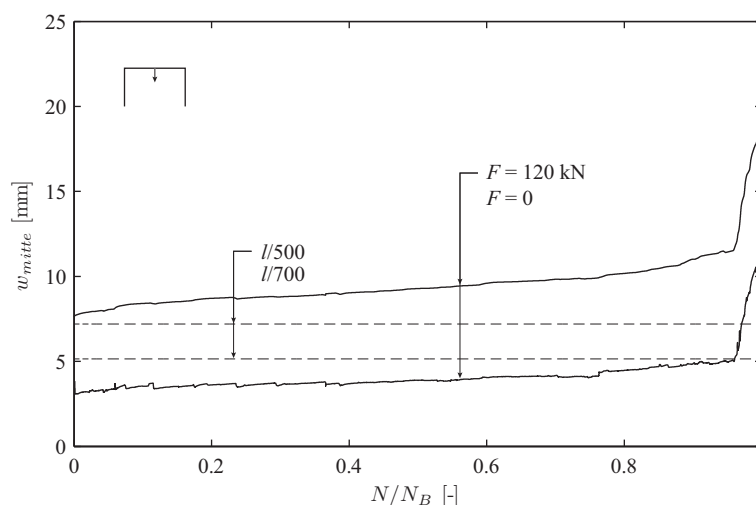


Bild 4.22: Verbleibende vertikale Verschiebungen in Feldmitte.

Die Beobachtungen und Messungen am Versuchskörper lassen die folgenden Schlussfolgerungen für reale Brücken zu: Wenn eine Brücke sich in der sehr langen, annähernd linear verlaufenden Phase ihrer Ermüdungslebensdauer befindet, können Veränderungen ihres Zustands höchstens anhand von periodischen oder über einen längeren Zeitraum dauernden Messungen erfasst werden. Da es sich aber bei den zu messenden Grössen um sehr kleine Veränderungen handelt, ergeben sich bei einer Anwendung im Feld gegenüber dem Labor zusätzliche Probleme z. B. infolge von Temperaturänderungen des Bauwerks. Ein bevorstehendes Versagen könnte erst sehr spät aufgrund von grossen Verformungen und einer eingeschränkten Gebrauchstauglichkeit festgestellt werden. Andererseits kann gesagt werden, dass zu diesem Zeitpunkt bei einem mit mehreren Stäben bewehrten Bauteil immer noch eine gewisse Resttragfähigkeit vorhanden ist, und in dieser Restphase genügend Zeit bleibt, um Massnahmen zu planen.

Das Nachweiskonzept, wie es die Tragwerksnormen des SIA für die Ermüdungssicherheit von Betonbauten verfolgen, dient in erster Linie der Dimensionierung von Neubauten. Bei der Überprüfung bestehender Bauwerke kann es gute Dienste leisten bei der Identifikation von Bauteilen, welche hinsichtlich Ermüdung kritisch sind. Bei einem solchen Bauteil können die Ermüdungsnachweise nicht erbracht werden, was aber nicht heisst, dass es sofort ersetzt oder verstärkt werden müsste. Wichtig ist aber, dass kritische Details im Zuge von Inspektionen aufmerksam beobachtet werden und ihr Zustand jeweils detailliert aufgenommen wird, damit bei grösseren Veränderungen Massnahmen ergriffen werden können. Die Norm SIA 269(2011) [109] fasst dieses Vorgehen unter dem Begriff *Ergänzende Sicherheitsmassnahmen* zusammen. Mögliche Massnahmen werden in Ziffer 7.5.2 vorgeschlagen:

- Beschränken der Nutzung und Begrenzen der Restnutzungsdauer
- Begrenzen von Nutzlasten (gegebenenfalls durch konstruktive Massnahmen)
- Überwachen des Tragverhaltens (Kontrollmessung, Zwischeninspektion)
- permanentes oder periodisches Überwachen der Nutzung
- Einrichten von automatischen Warn- und Sicherungsanlagen
- Vorbereiten von Notfallmassnahmen
- Erarbeiten von Alarmdispositionen
- Einführen von Evakuationsplänen

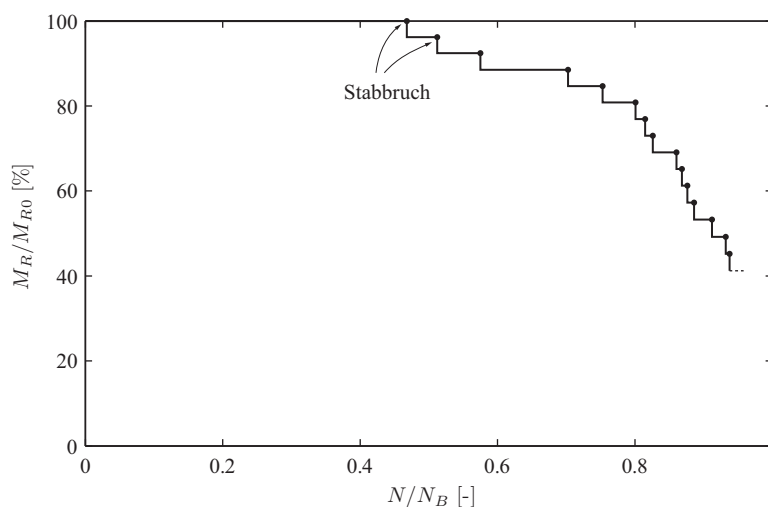


Bild 4.23: Verbleibender Biege widerstand in der Rahmenecke Ost.

Der erfolgreich durchgeführte Versuch hat gezeigt, dass bei einem weit verbreiteten Brückentyp in Zukunft Ermüdungsschäden nicht ausgeschlossen werden können. Ob und wann Schäden auftreten, dürfte in erster Linie eine Frage der Verkehrs- und Fahrzeugentwicklung sein. Während die Verkehrslastmodelle der vergangenen Normengenerationen eher zu konservativ waren, zeigen Szenarien zur Verkehrsentwicklung, dass die heute verwendeten Lastmodelle in Zukunft durchaus realistisch sein könnten. Aus diesem Grund sollte die Ermüdung bei Inspektionen und Überprüfungen von bestehenden Brücken immer als mögliches Gefährdungsbild miteinbezogen werden. Ein Vorschlag für ein mögliches Vorgehen bei der Überprüfung bestehender Brücken sowie zwei Anwendungsbeispiele sind in Kapitel 6.2 enthalten.



# 5 Modell für das Ermüdungsverhalten biegebeanspruchter Stahlbetonquerschnitte

*“Remember that all models are wrong; the practical question is how wrong do they have to be to not be useful.”*

George E.P. Box (\* 1919) aus [14]

In diesem Kapitel wird ein einfaches physikalisch-mechanisches Modell präsentiert, welches es ermöglicht, das Verhalten eines Bauteils unter nicht ruhender Belastung wiederzugeben. Das Gleichgewicht der Spannungen am Querschnitt und die Material- und Verbundgesetze bilden dafür die Grundlagen. Damit das Ermüdungsverhalten des Betons und des Verbunds erfasst werden können, müssen die jeweiligen Gesetze in Abhängigkeit der Zeit bzw. der Lastwechselzahl formuliert werden. Weiterhin müssen Annahmen bezüglich Rissbildung und Rissfortschritt getroffen werden. Die Ermüdungsschädigung des Betonstahls wird mittels der Palmgren-Miner-Regel quantifiziert. Auf die Erfassung der Schädigung des Betons in der Biegedruckzone wird vorerst verzichtet.

Das vorgeschlagene Modell wird verifiziert, indem verschiedene Versuche nachgerechnet und die Resultate verglichen werden. Zum Schluss wird ein Ausblick für mögliche Verfeinerungen und Anwendungen gegeben.

## 5.1 Grundlagen, Idealisierungen und Annahmen

Wie jedem wissenschaftlichen Modell liegen auch dem hier vorgeschlagenen Voraussetzungen, Annahmen und Idealisierungen zu Grunde, welche die Realitätsnähe des Modells und die Grenzen seiner Anwendbarkeit definieren. Bevor detailliert auf die einzelnen Teile des Modells und dessen Eigenschaften eingegangen wird, sollen die grundlegenden Annahmen und Idealisierungen kurz erläutert werden. Dabei liegt der Schwerpunkt auf den als nebensächlich angesehenen und deshalb vernachlässigten Attributen.

Die in dieser Arbeit untersuchten Arten der Ermüdung sind hochzyklische bzw. super-hochzyklische Ermüdung, d. h. hohe Lastwechselzahlen mit relativ kleinen Spannungen und Spannungsdifferenzen im Bauteil. Der Betonstahl wird dabei im Bereich der Langzeit- bzw. Dauerfestigkeit beansprucht. Somit kann elastisches Materialverhalten vorausgesetzt werden, und die Berechnung kann nach linearer Stabtheorie unter der Annahme eines Ebenbleibens der Querschnitte (Hypothese von Bernoulli) erfolgen. Da durch das Modell primär auf Biegung beanspruchte, schubschlanke Bauteile abgebildet werden sollen, bleiben die Einflüsse der Querkraft unberücksichtigt. Die Berücksichtigung einer Normalkraft hingegen ist möglich, allerdings werden Effekte 2. Ordnung nicht erfasst.

Wird ein Bauteil zum ersten Mal über sein Rissmoment hinaus belastet und danach vollständig entlastet, so kehrt es aufgrund der neu gebildeten Risse nicht mehr in seinen ursprünglichen Verformungszustand zurück; es entstehen bleibende Verformungen. Folglich sind der Ursprung und der Endpunkt der Hysteresekurve eines kompletten Belastungs-Entlastungs-Zyklus nicht identisch. Mit steigender Lastwechselzahl rücken der Ursprung und der Endpunkt der Hysteresekurve immer näher zusammen, bis sie schliesslich identisch sind, und die Hysteresekurve sich schliesst. Zuverlässige, mathematische Ansätze zur Beschreibung der Form dieser Hysteresekurve – insbesondere des Entlastungsastes – konnten bis heute nicht gefunden werden, da diese von zahlreichen, schwer quantifizierbaren Parametern abhängt. Aus diesem Grund wird der Entlastungsprozess durch das Modell nicht berücksichtigt. Die bleibenden Verformungen werden folglich einzig und allein durch das Kriechen verursacht, was zu einer Unterschätzung der bleibenden Verformungen führen kann. Die Resultate werden in je einem Rechengang nach demselben Vorgehen für die Belastung unter Ober- bzw. Unterlast ermittelt. Für die Berechnung bei Unterlast wird der Risszustand des Bauteils aus der Berechnung bei Oberlast als Eingangsparemeter verwendet.

Alterungseffekte wie die Zunahme von E-Modul und Druckfestigkeit des Betons werden vernachlässigt, da sie im Vergleich zu den Effekten aus Kriechen klein sind. Ausserdem ist die Versuchsdauer bei Ermüdungsversuchen in der Regel nicht lange genug, als dass sich bei diesen Parametern grosse Änderungen ergeben würden.

Bei nicht konstanten Oberlasten werden diese für die Modellrechnung in Klassen zusammengefasst und für jede Klasse ein Rechengang vollzogen, wobei mit der höchsten Lastklasse begonnen wird. Die Abfolge der Klassen kann einen erheblichen Einfluss auf die berechneten Grössen haben, insbesondere wenn das Bauteil für einen Teil der Lasten ungerissen oder nur teilweise gerissen ist. Um das Bauteilverhalten möglichst realitätsnah beschreiben zu können, müsste für jeden Lastwechsel mit einer zufällig bestimmten Last ein Rechengang vollzogen werden, was aber wegen der begrenzten Rechenkapazität nicht möglich war.

## 5.2 Modellbildung

Mit dem nachfolgend vorgestellten Rechenmodell können die Auswirkungen von nicht ruhenden Beanspruchungen an Biegeträgern für beliebige Lastanordnungen berechnet werden. Im Folgenden werden die Modellbildung und die einzelnen Schritte bei der Berechnung erläutert. Das Rechenmodell wurde in *MathWorks* MATLAB implementiert. Der Programmablaufplan ist in Bild 5.1 dargestellt. Um die Rechenzeit in einem akzeptablen Rahmen zu halten, musste die am Biegeträger zum Zeitpunkt des Einwirkungsbeginns bestimmte Momentenverteilung über die gesamte Versuchszeit konstant gehalten werden. Die Anwendbarkeit des Modells für statisch unbestimmte Tragwerke war deshalb aufgrund der Programmierung nur für die Phase bis zum Bruch des ersten Bewehrungsstabes möglich.

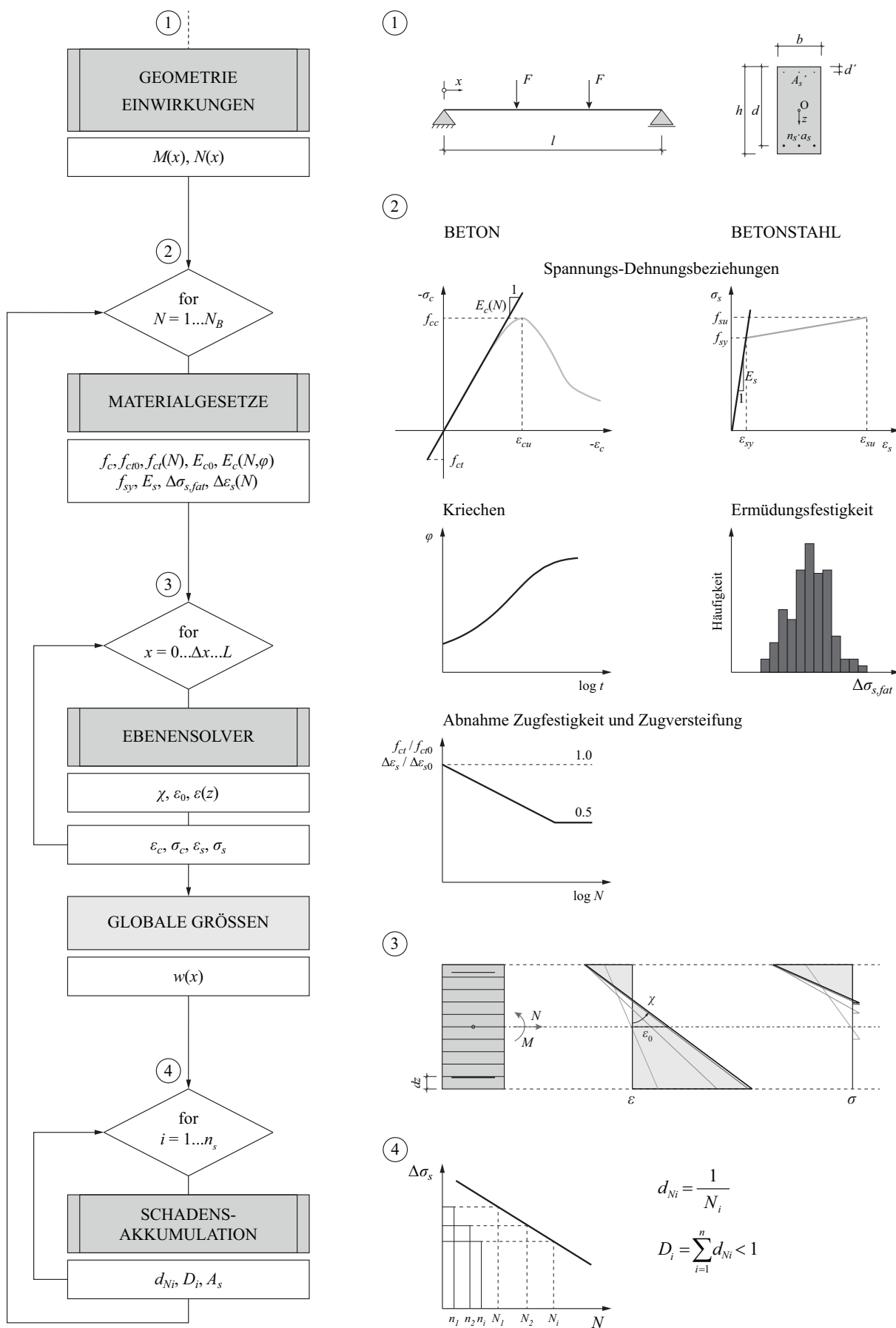


Bild 5.1: Programmablaufplan des Rechenmodells.



### 5.2.1 Geometrie und Einwirkungen

Das Vorgehen bei der Spezifikation des Querschnitts und der Einwirkungen ist in Bild 5.2 illustriert. Bei der Querschnittsdefinition kann ein beliebiger rechteckiger Querschnitt eingegeben werden. Weiterhin sind die Anzahl Bewehrungsstäbe sowie deren Durchmesser und Randabstände zu spezifizieren. Die Eingabe einer Druckbewehrung ist optional. Der Querschnitt wird als über die Länge des Trägers konstant angenommen. Als Belastung kann eine beliebige Anzahl von vertikalen Einzel- oder Linienlasten eingegeben werden. Die Positionierung einer Einzellast erfolgt mittels Eingabe der  $x$ -Koordinate. Die Berechnung der Durchbiegung erfolgt anhand der Arbeitsgleichung. Dafür muss zusätzlich ein virtueller Belastungszustand mit einer Einheitslast an der Stelle der Durchbiegung spezifiziert werden. Danach erfolgt die Berechnung des Moments für Ober- und Unterlast sowie den virtuellen Belastungszustand in jedem Segment des Trägers.

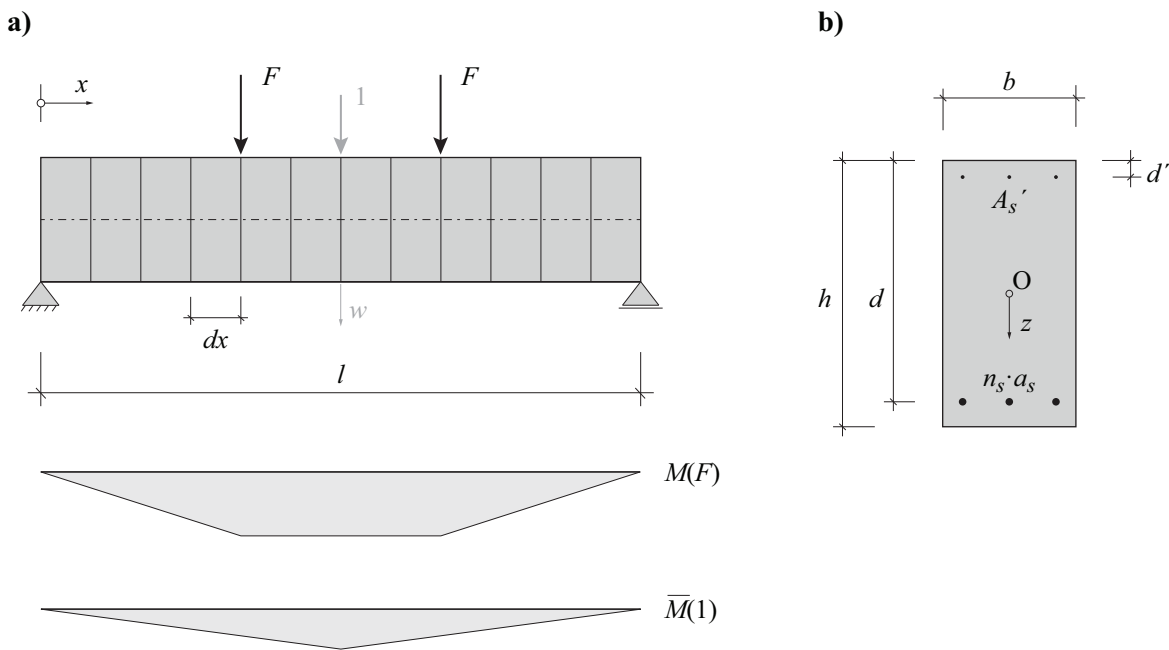


Bild 5.2: (a) Längsansicht mit Segmentierung und Momente infolge Einwirkungen und virtuellem Belastungszustand; (b) Querschnittsdefinition.

### 5.2.2 Materialgesetze

Aufgrund der Ausführungen in Kapitel 5.1 wird für Beton und Betonstahl elastisches Materialverhalten (Zustände I und II) vorausgesetzt.

#### Beton

Infolge des linear-elastischen Werkstoffverhaltens sind die Normalspannungen in der Druckzone dreieckförmig verteilt. Die Spannungs-Dehnungsbeziehung ist durch den E-Modul  $E_c$ , die Zylinderdruckfestigkeit  $f_{cc}$  und die Zugfestigkeit  $f_{ct}$  definiert (vgl. Bild 5.3 (a)), welche alle vom Betonalter bzw. der Zeit seit Einwirkungsbeginn abhängig sind. Gemäss dem Ansatz von *Holmen* kann die Gesamtdehnung des Betons als Summe aus einem elastischen Anteil infolge der nicht ruhenden Beanspruchung und einem zeitabhängigen Anteil, der eine Kriechverformung infolge einer charakteristischen Spannung beschreibt, formuliert werden (vgl. Kap. 3.1.4). *Holmen* schlägt vor, diese bei Ermüdungsversu-

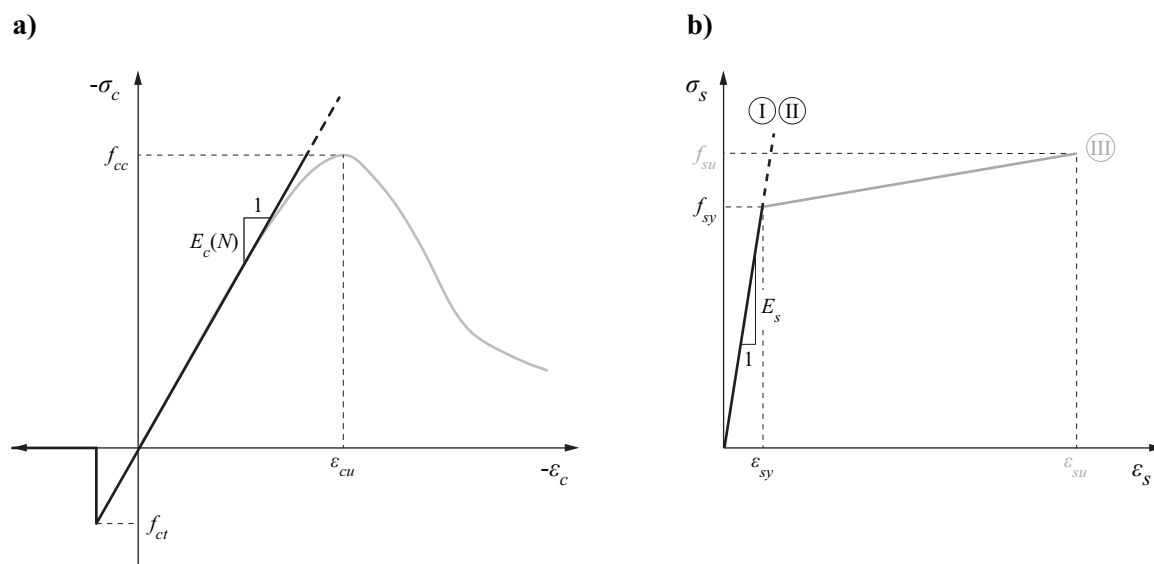


Bild 5.3: Materialgesetze: (a) für Beton; (b) für Betonstahl.

chen als Summe aus der Mittelspannung  $\sigma_{c,m}$  und dem quadratischen Mittelwert (*root-mean-square*) der Spannungsamplitude  $\sigma_{c,a}$  zu berechnen. In Abhängigkeit des Spannungsverhältnisses beträgt  $\sigma_{c,char} = 0.86 \dots 1 \cdot \sigma_{c,max}$ . Die charakteristische Spannung ist von der Frequenz der Beanspruchung abhängig. Während bei Ermüdungsversuchen mit hohen Frequenzen ein Wert angesetzt werden muss, der beinahe der Oberspannung entspricht, sind es bei einer Brücke unter Verkehr im Extremfall nur die Spannungen infolge ständiger Lasten. Letzteres entspricht dem Kriechen infolge einer ruhenden Beanspruchung.

Im Modell werden Kriechverformungen berücksichtigt, indem der E-Modul des Betons durch Multiplikation mit der *Kriechzahl*  $\varphi$  reduziert wird. Als charakteristische Spannung wird die Oberspannung angesetzt, was gegenüber dem Vorschlag von *Holmen* auf die Spannungsverteilung im Querschnitt einen vernachlässigbaren Einfluss hat. Andere zeitabhängige Veränderungen des E-Moduls bleiben unberücksichtigt. Der E-Modul lässt sich in Funktion der Kriechzahl schreiben als

$$E_c(t) = \frac{E_{c0}}{1 + \varphi(t_c)} \quad (5.1)$$

Für die Berechnung der Kriechzahl wird der Ansatz gemäss Model Code 1990 [19] verwendet:

$$t_c = t - t_0 \quad (5.2)$$

$$\varphi_t = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) \beta_c(t_c) \quad (5.3)$$

$$\varphi_t = \left[ 1 + \frac{1 - (RH/RH_0)}{0.46(h_e/h_0)^{1/3}} \right] \frac{5.3}{(f_{cm}/f_{cm0})^{1/2}} \frac{1}{0.1 + (t_0/t_1)^{0.2}} \left[ \frac{(t_c/t_1)}{\beta_H + (t_c/t_1)} \right]^{0.3} \quad (5.4)$$

$RH$	relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung [%]
$RH_0$	= 100%
$h_e$	bezogene Bauteilhöhe [mm]
$h_0$	= 100 mm
$f_{cm}$	mittlere Betondruckfestigkeit nach 28 Tagen [N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{cm0}$	= 10 N/mm <sup>2</sup>
$t_1$	= 1 Tag

$$h_e = \frac{2 A_c}{u} \tag{5.5}$$

$$\beta_H = 150 \left[ 1 + \left( 1.2 \frac{RH}{RH_0} \right)^{18} \right] \frac{h_e}{h_0} + 250 \leq 1500 \tag{5.6}$$

Die Auswertung von Gl. (5.4) ist in Bild 5.4 dargestellt.

Die Entwicklung der Zugfestigkeit bei einer nicht ruhenden Beanspruchung wurde in Versuchsreihen von *Cornelissen* und *Reinhardt* [25], *Cook* und *Chindaprasirt* [24] sowie *Petkovic* und *Lenschow* [86] untersucht. In Anlehnung an diese Versuchsreihen wird für die Abnahme der Zugfestigkeit mit zunehmender Lastwechselzahl ein logarithmischer Ansatz gemäss Gl. (5.7) bzw. (5.8) verwendet. Bei Lastwechselzahlen  $N > 10^6$  wird mit einer konstanten Zugfestigkeit  $f_{ct} = 0.5 \cdot f_{ct0}$  gerechnet. Die Auswertung der beiden Gleichungen ist in Bild 5.5 (a) wiedergegeben.

$$f_{ct}(N) = (1 - 0.0832 \log N) f_{ct0} \quad \text{für } N \leq 10^6 \tag{5.7}$$

$$f_{ct}(N) = 0.5 f_{ct0} \quad \text{für } N > 10^6 \tag{5.8}$$

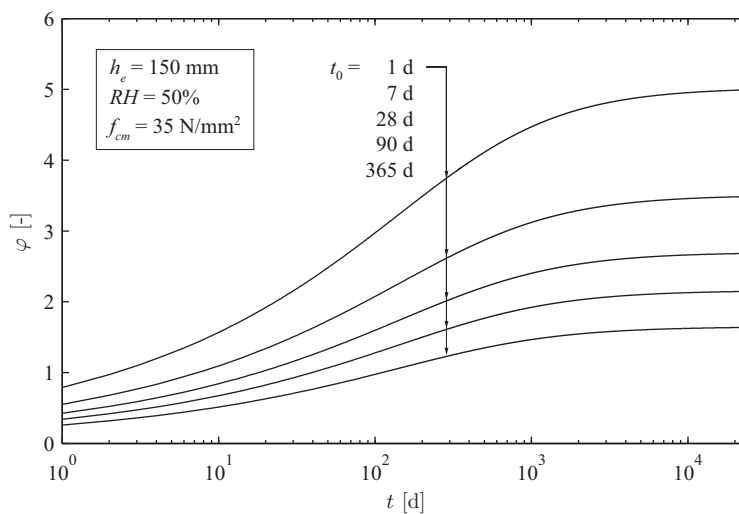
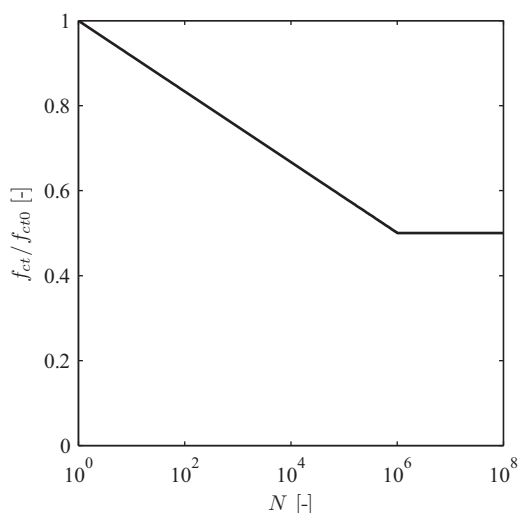


Bild 5.4: Kriechzahl berechnet mit dem Ansatz nach Model Code 1990 [19].

### Betonstahl

Für den Betonstahl wird eine bilineare Spannungs-Dehnungsbeziehung verwendet (vgl. Bild 5.3 (b)). Wird linear-elastisches Materialverhalten vorausgesetzt, so kann das Materialgesetz durch den E-Modul  $E_s$  und die Fließgrenze  $f_{sy}$  beschrieben werden. Für Zug- und Druckbeanspruchungen wird dasselbe Materialgesetz verwendet. Dieses ist unabhängig von der Anzahl Lastwechsel  $N$ . Die nominelle Ermüdungsfestigkeit der einzelnen Bewehrungsstäbe wird zufällig bestimmt. Als Datenbasis werden die Resultate von 112 Dauerschwingversuchen an freischwingenden Stäben aus den Versuchsreihen von *Fernández Canteli et al.* [33] und *Fehlmann* und *Vogel* [31] verwendet (vgl. Bild 3.16 und Tabelle 4.2). Da bei Ermüdungsversuchen an Bauteilen und bei bestehenden Bauwerken die Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls in der Regel nicht bekannt ist, wird es als zweckmässig erachtet, die

a)



b)

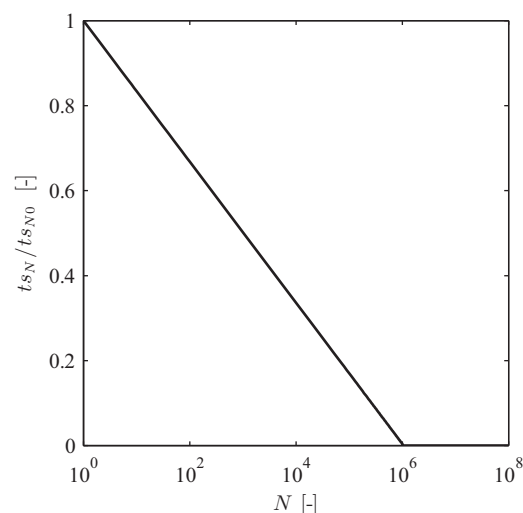


Bild 5.5: Gesetze zur Beschreibung (a) der Abnahme der Ermüdungsfestigkeit von Beton unter zentrischer Zugbelastung und (b) der Zugversteifung mit zunehmender Lastwechselzahl.

Resultate aller Versuche als Datenbasis zu verwenden. Basierend auf dieser Datenbasis wird eine Normalverteilung ermittelt (vgl. Bild 5.6), mittels der die nominelle Ermüdungsfestigkeit der einzelnen Stäbe zufällig bestimmt werden kann.

### Rissbildung und Zugversteifung

Ein Querschnitt wird als gerissen betrachtet, wenn die Betonzugfestigkeit in der Randfaser überschritten wird. Im Moment des Reißens setzt auch die zugversteifende Wirkung des Betons ein, welche mit dem in Kapitel 3.3 beschriebenen Zuggurtmodell erfasst wird. Ob und wie stark ein Bauteil reißt, hängt von zahlreichen, schwer quantifizierbaren Faktoren ab, wovon der wichtigste die Betonzugfestigkeit ist. Da diese sehr starken Streuungen unterworfen ist, ist eine Modellierung des genauen Rissverhaltens praktisch unmöglich. Bei nicht ruhender Beanspruchung schreitet die Rissbildung nach der

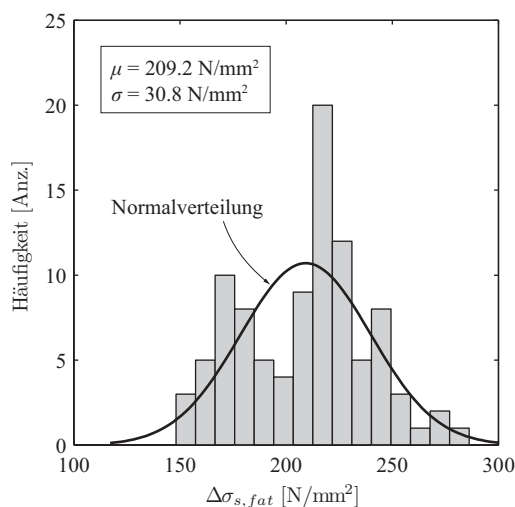


Bild 5.6: Histogramm und entsprechende Normalverteilung der nominellen Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl-Stäben. Daten aus [31] und [33].

Erstbelastung weiter voran. Bei Ermüdungsversuchen an Bauteilen konnte beobachtet werden, dass sich insbesondere innerhalb der ersten 100 bis 1000 Lastwechsel neue Risse bildeten und bestehende Risse anwuchsen. Danach stagnierte die Rissbildung weitgehend und setzte bei gleich bleibender Belastung erst wieder ein, wenn einzelne Bewehrungsstäbe versagt hatten. Die Ursache für das stetige Risswachstum sind die Abnahme der Zugfestigkeit, die sukzessive Zerstörung des Verbunds und Umlagerungen bei statisch unbestimmten Systemen. Ein Teil der Rissbildung wird somit durch die bereits beschriebene Abnahme der Betonzugfestigkeit erfasst. Um die Zerstörung des Verbunds zu erfassen wird der Term  $\Delta\varepsilon_{s,ts}$  um einen lastwechselabhängigen Vorfaktor  $ts_N$  erweitert. Dieser nimmt mit zunehmender Lastwechselzahl ab. Die Berücksichtigung der Abnahme folgt einem logarithmischen Gesetz, um der starken Degradation des Verbunds während der ersten Lastwechsel Rechnung zu tragen (vgl. Bild 5.5 (b)). Bei Lastwechselzahlen  $N > 10^6$  wird angenommen, dass keine Zugversteifung mehr vorhanden ist.

### 5.2.3 Iterative Bestimmung der Dehnungsebene

Die Dehnungsebene in einem Querschnitt ist durch die Krümmung  $\chi$  und die Dehnung in der Mittelebene  $\varepsilon_0$  eindeutig bestimmt. Anhand dieser Dehnungsebene lassen sich die Gleichgewichte von Normalkraft und Moment wie folgt formulieren

$$N = b \int_0^h \sigma_c dz + A_s E_s (\varepsilon_0 + z_s \chi + \Delta\varepsilon_{s,ts}) + A_s' E_s (\varepsilon_0 + z_s' \chi) \quad (5.9)$$

$$M = b \int_0^h \sigma_c z dz + A_s E_s (\varepsilon_0 + z_s \chi + \Delta\varepsilon_{s,ts}) z_s + A_s' E_s (\varepsilon_0 + z_s' \chi) z_s' \quad (5.10)$$

wobei  $M$  und  $N$  die am Querschnitt wirkenden, äusseren Grössen beschreiben. Die zugversteifende Wirkung des Betons wird bei gerissenem Querschnitt durch den Term  $\Delta\varepsilon_{s,ts}$  berücksichtigt. Die Gl. (5.9) und (5.10) bilden ein Gleichungssystem mit den beiden Unbekannten  $\chi$  und  $\varepsilon_0$ . Durch Lösen des Gleichungssystems erhält man eine erste Approximation für die Dehnungsebene und mit dem gewählten Materialgesetz für den Beton die Betonspannungen im betrachteten Querschnitt. Falls diese Spannungen in keinem Punkt des Querschnitts die Betonzugfestigkeit  $f_{ct}$  überschreiten, ist die berechnete Dehnungsebene bereits die endgültige. Andernfalls muss das Gleichungssystem unter Berücksichtigung des gerissenen Bereiches erneut gelöst werden. Dieser Vorgang wird solange wiederholt, bis ein Gleichgewicht gefunden ist, bei dem die Betonzugfestigkeit in keinem Punkt überschritten wird (vgl. Bild 5.7).

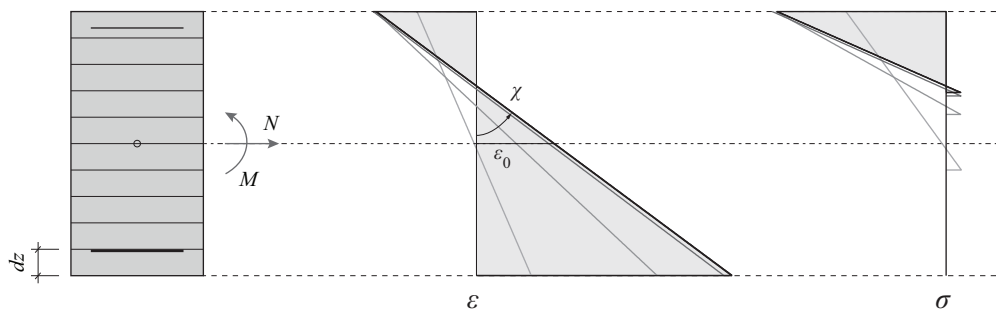


Bild 5.7: Iterative Bestimmung der Dehnungsebene.

## 5.2.4 Schadensakkumulation

Für den Betonstahl erfolgt eine lineare Schadensakkumulationsrechnung nach der Hypothese von Palmgren-Miner (vgl. Kap. 1.3). Die Steigung der Zeitfestigkeitsgerade im doppelt-logarithmischen Wöhlerdiagramm wird zu  $m = 4$  und diejenige im Dauerfestigkeitsbereich zu  $2 \cdot m - 1 = 7$  angenommen. Der Übergang von der Zeit- zur Dauerfestigkeit erfolgt bei  $N_D = 5 \cdot 10^6$  Lastwechseln. Der Teilschaden, welcher durch einen Lastwechsel verursacht wird, kann im Zeitfestigkeitsbereich mittels Gl. (5.11) und im Dauerfestigkeitsbereich mittels Gl. (5.12) berechnet werden. Durch Aufsummieren der Teilschäden erhält man die Schadenssumme  $D$ . Erreicht diese den Wert 1, so wird der Stab als gebrochen betrachtet, d. h. die Querschnittsfläche des Betonstahls wird um die Querschnittsfläche eines Stabs reduziert. Die im Programm implementierte Wöhlerkurve des Betonstahls und das Vorgehen bei der Berechnung des Schadens sind in Bild 5.8 dargestellt.

$$d_i = \left( \frac{1}{N_{fat}} \right) \cdot \left( \frac{\Delta\sigma_{s,i}}{\Delta\sigma_{s,fat}} \right)^m = \left( \frac{1}{2 \cdot 10^6} \right) \cdot \left( \frac{\Delta\sigma_{s,i}}{\Delta\sigma_{s,fat}} \right)^4 \quad (5.11)$$

$$d_i = \left( \frac{1}{N_D} \right) \cdot \left( \frac{\Delta\sigma_{s,i}}{\Delta\sigma_{s,D}} \right)^{2m-1} = \left( \frac{1}{5 \cdot 10^6} \right) \cdot \left( \frac{\Delta\sigma_{s,i}}{\Delta\sigma_{s,D}} \right)^7 \quad (5.12)$$

$$D = \sum_{i=1}^n d_i < 1 \quad (5.13)$$

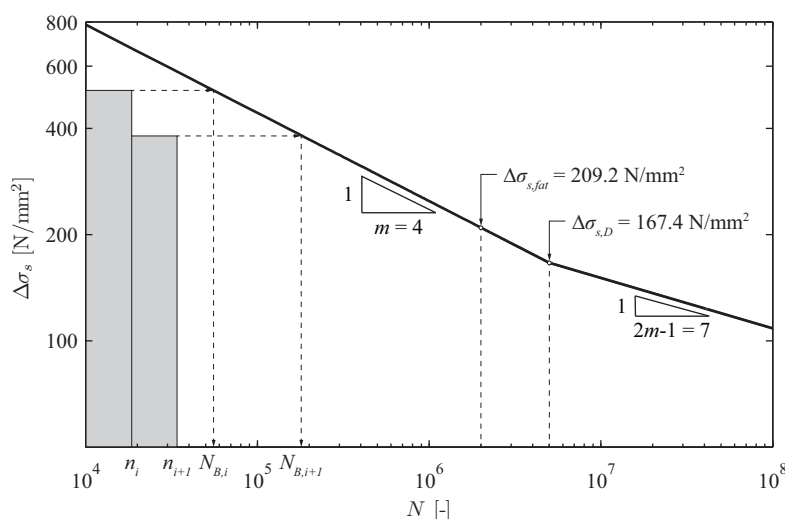


Bild 5.8: Wöhlerkurve des in Kap. 5.2.2 spezifizierten Betonstahls (Mittelwerte) und schematische Darstellung der Schadensakkumulation nach Palmgren-Miner-Regel.

### 5.2.5 Restphase

Ein mit mehreren Stäben bewehrtes Bauteil verfügt auch nach dem Ausfall einzelner Stäbe über eine Resttragfähigkeit. Dadurch ist es meistens in der Lage, seine Funktion weiterhin zu erfüllen, jedoch mit einer reduzierten Tragsicherheit. Die Phase ab dem Ausfall des ersten Stabes bis zum Kollaps des Bauteils wird im Folgenden als *Restphase* bezeichnet und die Lastwechselzahl beim Bruch des ersten Stabes mit der Variable  $N_{Bl}$ . Bei der Beurteilung von bestehenden Bauwerken kann die Restphase eine wesentliche Rolle spielen. Einerseits können in dieser Phase Ermüdungsschäden erkannt werden und andererseits steht eine gewisse Zeit für die Planung und Ausführung von Massnahmen zur Verfügung.

Die Voraussetzungen für die Entstehung einer Restphase sind

- ein mit mehr als einem Bewehrungsstab bewehrtes Bauteil,
- ein Tragwiderstand, der auch nach dem Versagen des ersten Bewehrungsstabes grösser ist als die Einwirkung (kein progressives Versagen)
- und unterschiedliche Ermüdungsfestigkeiten der einzelnen Bewehrungsstäbe.

Diese Voraussetzungen müssen auch im Modell erfüllt sein, damit eine Restphase entsteht. Die den Stäben zufällig zugewiesene Ermüdungsfestigkeit ermöglicht es, das Bauteilverhalten in der Restphase realitätsnah wiederzugeben. Die Dauer der Restphase wird primär durch die Anzahl Bewehrungsstäbe, die Ermüdungsfestigkeit der einzelnen Stäbe und die Beanspruchungsintensität beeinflusst (vgl. Parameterstudie in Kapitel 5.3).

### 5.2.6 Ergebnisse anhand eines fiktiven Anwendungsbeispiels

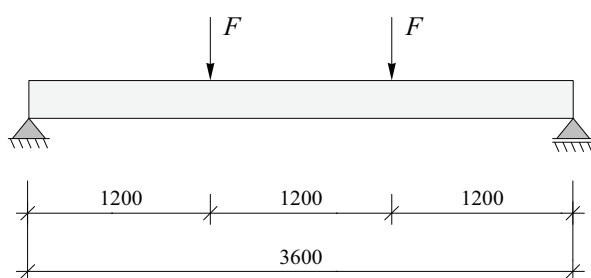
Im Folgenden soll mittels eines Beispiels aufgezeigt werden, welche Resultate mit dem neu entwickelten Modell erzeugt werden können. Ausserdem dient dieses Beispiel als Grundlage für die Berechnungen in der folgenden Parameterstudie (Kap. 5.3).

Der in Bild 5.9 dargestellte Plattenstreifen soll in Ermüdungsversuchen durch zwei in den Drittelpunkten angreifende Kräfte belastet werden. Die Versuchskörper der Serie A weisen eine gleichmässig verteilte Biegebewehrung mit einer Querschnittsfläche von  $A_s = 942 \text{ mm}^2$  auf, was einem Bewehrungsgehalt von  $\rho = 0.45\%$  entspricht. In seiner Grundkonfiguration (A1) ist der Versuchskörper mit 12 Stäben  $\varnothing_s = 10 \text{ mm}$  bewehrt. Ausser den in Bild 5.9 dargestellten wurden die in Tabelle 5.1 zusammengefassten Eingabeparameter verwendet. Die Belastung wurde so gewählt, dass die Spannungsdifferenz in der Bewehrung bei Versuchsbeginn ca.  $\Delta\sigma_{s0} = 200 \text{ N/mm}^2$  beträgt. Die Unterlast entspricht 10% der Oberlast.

Die in einem Rechengang des Programms ermittelten Resultate für den Versuchskörper A1 sind in Bild 5.10 dargestellt. Eine Ausgabe der dargestellten Grössen wäre in jedem Schnitt des Trägers möglich; hier werden nur die Resultate für den Querschnitt in Feldmitte gezeigt. Alle Verformungs- bzw. Verzerrungsgrössen zeigen eine kontinuierliche Veränderung mit zunehmender Lastwechselzahl. Der Bruch des ersten Bewehrungsstabes hat einen sprunghaften Anstieg bzw. Abfall aller Grössen zur Folge. Gut erkennbar ist, wie sich alle Grössen danach zunächst wieder stabilisieren und in derselben Grössenordnung weiter zunehmen wie vor dem Bruch. Danach folgt das Versagen weiterer Stäbe in immer kürzeren Zeitabständen, was bei allen Grössen zu starken Veränderungen und schliesslich zum progressiven Versagen des Versuchskörpers führt. In dieser Phase nehmen die Betonranddehnungen in der Zugzone stark zu, was sich beim Versuchskörper in der Bildung neuer und dem massiven Wachstum bestehender Risse äussert. Bei der Darstellung der Stahlspannungen wurde im Diagramm unter-

schieden zwischen der maximalen Spannung im Riss  $\sigma_{smax}$  und der mittleren Spannung  $\sigma_{sm}$ . Zu Versuchsbeginn ist der Unterschied zwischen maximaler und mittlerer Spannung maximal, weil der Beton zwischen den Rissen einen erheblichen Anteil der Zugkraft übernimmt. Gemäss dem in Kapitel 5.2.2 formulierten Gesetz zur Beschreibung der Abnahme der Zugversteifung nimmt dieser Betonanteil mit zunehmender Lastwechselzahl ab, bis er bei Lastwechselzahlen  $N \geq 10^6$  zu Null wird; ab diesem Zeitpunkt sind maximale und mittlere Spannung identisch. Die Spannungsdifferenz ist vom Effekt der Zugversteifung nicht betroffen, da bei Ober- und Unterlast derselbe Anteil der Zugversteifung berücksichtigt wird.

a)



b)

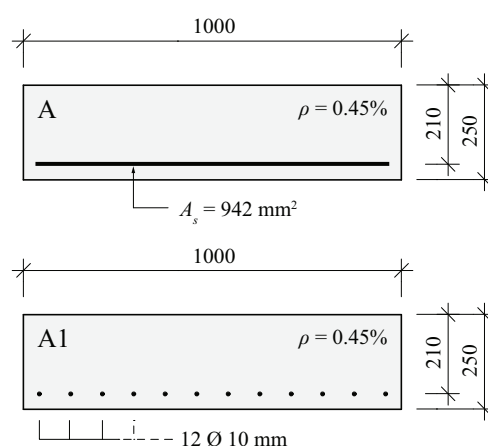


Bild 5.9: 4-Punkt-Biegeversuch: (a) Statisches System mit Belastung; (b) Querschnitt des Versuchskörpers. Abmessungen in mm.

Belastung	Materialkennwerte
$F_{max}$ 35 kN	$f_c$ 35 N/mm <sup>2</sup>
$F_{min}$ 3.5 kN	$f_{cr0}$ 3 N/mm <sup>2</sup>
$f$ 3 Hz	$E_{c0}$ 33 kN/mm <sup>2</sup>
	$f_{sy}$ 500 N/mm <sup>2</sup>
	$E_s$ 205 kN/mm <sup>2</sup>
Kriechen	Rissabstand
$RH$ 40%	$\lambda$ 1
$t_0$ 90 d	

Tabelle 5.1: Eingabeparameter.



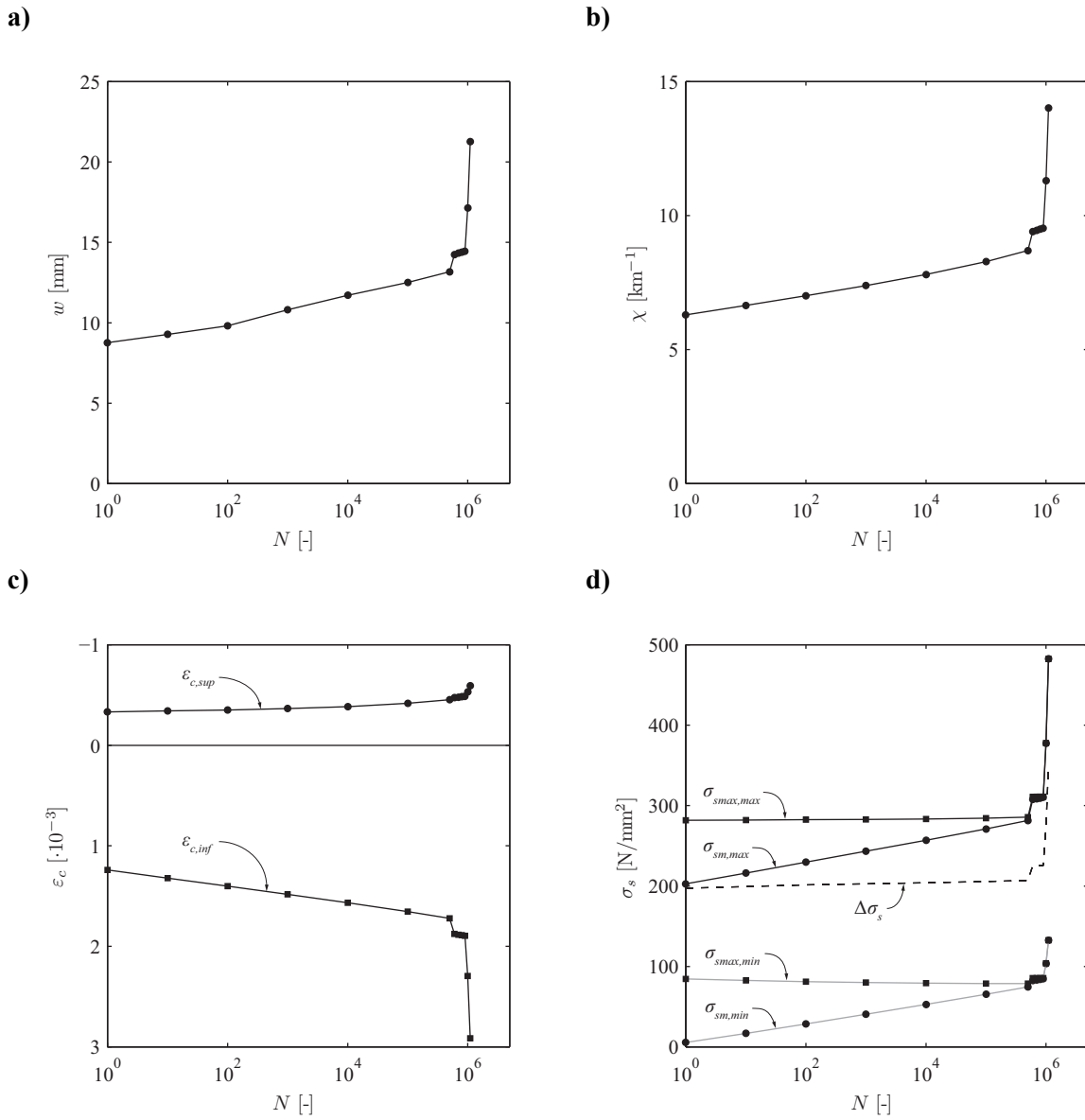


Bild 5.10: In Feldmitte berechnete Resultate des Versuchskörpers A1: (a) Durchbiegungen unter Oberlast; (b) Krümmung unter Oberlast; (c) Dehnungen der Betonrandfasern unter Oberlast; (d) Stahlspannungen.

## 5.3 Parameterstudie

### 5.3.1 Übersicht der Modellparameter

Zuverlässige Modellrechnungen können nur erstellt werden, wenn die richtigen Eingabeparameter verwendet werden. Die Zuverlässigkeit eines Modells ist höher, je weniger mit Unsicherheit behaftete Eingabeparameter es gibt. Ein Vorteil des hier vorgeschlagenen Modells ist die relativ kleine Anzahl erforderlicher Eingabeparameter:

- Querschnittswerte: Abmessungen ( $b, h$ ), Bewehrung ( $n_s, a_s, \emptyset_s, d, A_s', d'$ )
- Beanspruchung: ständige Last und veränderliche Last ( $F_{min}, F_{max}$ ), Frequenz ( $f$ )
- Materialkennwerte: Festigkeiten ( $f_{cc}, f_{ct}, f_{sy}, \Delta\sigma_{s,fat}$ <sup>1)</sup>), Steifigkeiten ( $E_c, E_s$ )
- Kriechen: Relative Feuchtigkeit ( $RH$ ), Betonalter bei Einwirkungsbeginn ( $t_0$ )
- Rissabstand: Koeffizient zur Beschreibung des Rissabstands ( $\lambda$ )

<sup>1)</sup> Parameter wird basierend auf Versuchen bestimmt (vgl. Kap. 5.2.2).

Der strukturierte Aufbau des Modells erlaubt eine einfache Aktualisierung der Parameter. Ausserdem ist es möglich, einzelne Parameter basierend auf Wahrscheinlichkeitsverteilungen zu ermitteln. Dies dürfte insbesondere bei stark streuenden oder unbekanntem Parametern interessant sein. Vergleichende Modellrechnungen haben allerdings gezeigt, dass bei den meisten Parametern eine sinnvolle Abschätzung ausreichend ist, um zuverlässige Resultate zu erhalten. Hingegen sind die Beanspruchung auf der Einwirkungsseite und die Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls auf der Widerstandsseite die Hauptparameter, die für eine zuverlässige Analyse möglichst genau bestimmt werden sollten. Im Folgenden soll deshalb untersucht werden, wie sich Veränderungen dieser Parameter auf die Resultate der Modellrechnung auswirken. Darüber hinaus sollen auch der Einfluss der Anzahl Bewehrungsstäbe und der Einfluss der untersuchten Parameter auf die Dauer der Restphase analysiert werden. Auf eine Sensitivitätsanalyse der übrigen Parameter wird an dieser Stelle verzichtet. Die Parameter E-Modul des Betons und Betonalter bei Einwirkungsbeginn werden im Kapitel 5.4.2 anhand der Nachrechnung eines Versuchs untersucht.

Als Basis für die folgenden Untersuchungen wurde das Beispiel aus Kapitel 5.2.6 verwendet. Als Versagenskriterium bzw. Bruchlastwechselzahl wurde derjenige Zeitpunkt betrachtet, in welchem alle Bewehrungsstäbe versagt hatten.

### 5.3.2 Einfluss von Beanspruchung und Ermüdungsfestigkeit

Wenn von einer linearen Schadensakkumulation ausgegangen wird, kann der durch einen Lastwechsel verursachte Teilschaden gemäss Gl. (5.14) berechnet werden. Aus dieser Gleichung wird ersichtlich, dass der verursachte Teilschaden durch das Verhältnis von Beanspruchung zu Ermüdungsfestigkeit beschrieben wird. Aus diesem Grund müssen die Parameter Beanspruchung und Ermüdungsfestigkeit stets gemeinsam betrachtet werden.

$$d_i = \left( \frac{1}{N_{fat}} \right) \cdot \left( \frac{\Delta\sigma_{s,i}}{\Delta\sigma_{s,fat}} \right)^m \quad (5.14)$$

In einem ersten Schritt soll anhand der bereits bekannten Basquin-Gleichung und der Theorie der linearen Schadensakkumulation gezeigt werden, wie sensitiv die Bruchlastwechselzahl bei gleichbleibender Beanspruchung auf eine Veränderung der Ermüdungsfestigkeit reagiert. Im Zeitfestigkeitsbereich kann der Zusammenhang zwischen Bruchlastwechselzahl  $N_B$  und Ermüdungsfestigkeit  $\Delta\sigma_{s,fat}$  durch die Basquin-Gleichung beschrieben werden. Der Zusammenhang zwischen zwei Punkten auf der Geraden mit der Steigung  $m$  kann geschrieben werden als

$$\frac{\Delta\sigma_{s,fat,2}}{\Delta\sigma_{s,fat,1}} = \left( \frac{N_{B,2}}{N_{B,1}} \right)^{1/m} \tag{5.15}$$

und durch beidseitiges Potenzieren erhält man

$$\frac{N_{B,2}}{N_{B,1}} = \left( \frac{\Delta\sigma_{s,fat,2}}{\Delta\sigma_{s,fat,1}} \right)^m \tag{5.16}$$

Aus Gl. (5.16) ist ersichtlich, dass eine Veränderung der Ermüdungsfestigkeit bei einer Steigung der Geraden von  $m > 1$  einen grossen Einfluss auf die Bruchlastwechselzahl hat (vgl. Bild 5.11 (a)). Um diesen Sachverhalt zu veranschaulichen, wurden anhand des Beispiels aus Kapitel 5.2.6 Modellrechnungen mit unterschiedlichen Ermüdungsfestigkeiten der Bewehrung durchgeführt. In einem ersten Schritt wurde die Ermüdungsfestigkeit der Bewehrung anhand der ursprünglichen Wahrscheinlichkeitsverteilung mit dem Mittelwert  $\mu$  bestimmt (vgl. Kap. 5.2.2). Danach wurde der Mittelwert der Normalverteilung auf 75% reduziert bzw. 125% erhöht. In einem zweiten Schritt wurde die Datenbasis zur Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit auf die einzelnen Betonstahlsorten reduziert, was sechs weitere Modellkonfigurationen ergab. Die Daten der sechs Betonstahlsorten sind aus Tabelle 4.2 ersichtlich. Die in je 20 Rechengängen ermittelten Bruchlastwechselzahlen sind durch den Boxplot in Bild 5.11 (b) wiedergegeben. Die Berechnungen mit unterschiedlichen Mittelwerten zeigen erwartungsgemäss

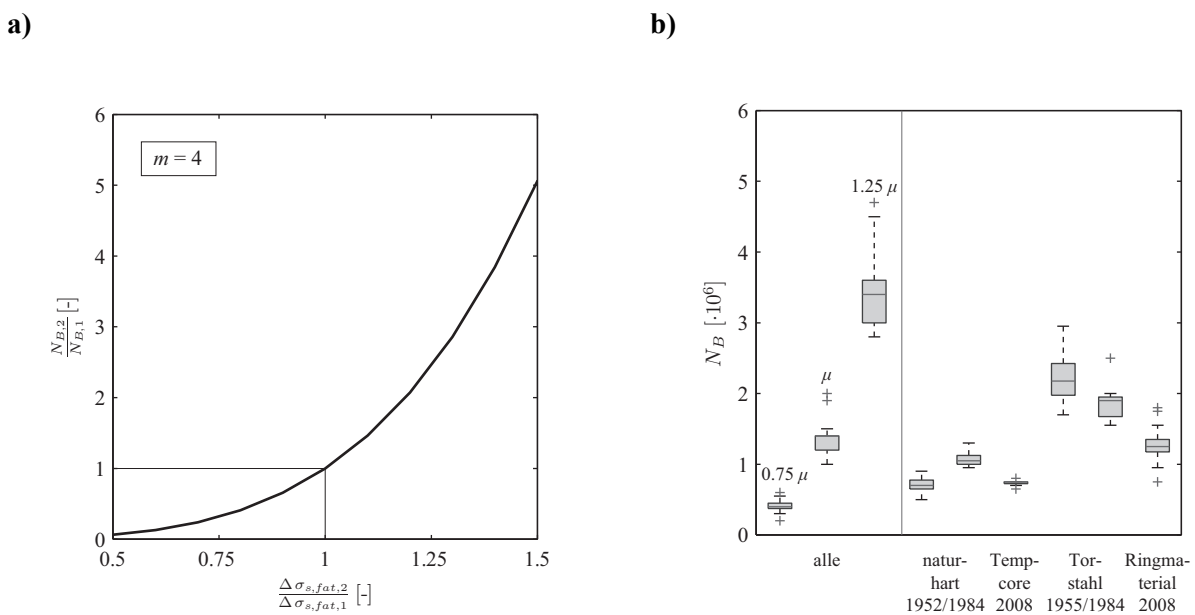


Bild 5.11: Einfluss der Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls auf die Bruchlastwechselzahl: (a) Auswertung von Gl. (5.16) für  $m = 4$  (Bereich der Zeitfestigkeit); (b) Streuung der Bruchlastwechselzahl bei 20 Rechengängen mit Betonstahl unterschiedlicher Ermüdungsfestigkeiten am Beispiel aus Kap. 5.2.6.

tungsgemäss denselben Zusammenhang wie Bild 5.11 (a). Alle Ergebnisse bestätigen die Vermutung, dass die berechnete Bruchlastwechselzahl sehr sensitiv auf die Ermüdungsfestigkeit und damit auch auf die Art des Betonstahls reagiert. Eine zuverlässige Vorhersage der Bruchlastwechselzahl ist folglich nur möglich, wenn Daten zur Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls als Eingangsparameter verfügbar sind.

Bei der Beanspruchung der Bewehrung ist es wichtig, zu unterscheiden zwischen Spannungswechseln unterhalb der Dauerfestigkeit und solchen oberhalb der Dauerfestigkeit. Deshalb wird an dieser Stelle das Spannungsintensitätsverhältnis  $S_D$  als Mass für die Beanspruchung des Betonstahls im Vergleich zu seiner Dauerfestigkeit definiert. In Gl. (5.17) ist  $\Delta\sigma_{s0}$  die Spannungsdifferenz bei Einwirkungs- resp. Versuchsbeginn.

$$S_D = \frac{\Delta\sigma_{s0}}{\Delta\sigma_{s,D}} \quad (5.17)$$

Geht man von der Annahme aus, dass die Stäbe im Bauteil unterschiedliche Ermüdungsfestigkeiten aufweisen und die Beanspruchung etwa der mittleren Dauerfestigkeit der Stäbe entspricht ( $S_D \approx 1$ ), so erfährt ein Teil der Stäbe eine geringe Schädigung innerhalb der Dauerfestigkeit und der andere Teil eine wesentlich grössere Schädigung im Bereich der Zeitfestigkeit. Wenn die ersten Stäbe versagen, steigt die Beanspruchung der übrigen Stäbe an, bis schliesslich alle im Bereich der Zeitfestigkeit geschädigt werden. Aus diesem Grund kann sich die Spannungsgeschichte des einzelnen Stabes auf die Dauer der Restphase auswirken, insbesondere, wenn die aufgebrachten Spannungsdifferenzen in der Nähe der Dauerfestigkeit des Betonstahls liegen.

Dieser Sachverhalt wird in Bild 5.12 aufgezeigt. Im Fall (a) liegt die Beanspruchung zu Beginn im Bereich der Dauerfestigkeit aller Stäbe; die Schädigung erfolgt im Dauerfestigkeitsbereich. Beim Versagen des ersten Stabes steigt zwar die Beanspruchung in den übrigen Stäben an; sie liegt aber immer noch unterhalb der Dauerfestigkeit. In der Folge nimmt der Schaden nur wenig stärker zu. Die Folge ist eine lange Restphase. Wenn weitere Stäbe brechen, überschreitet die Beanspruchung in einzelnen Stäben die Dauerfestigkeit. Da zu diesem Zeitpunkt bereits mehrere Stäbe gebrochen sind, wächst der Schaden in den verbleibenden, intakten Stäben stark an, was in der Endphase zu einem schnellen Versagen des Bauteils führt. Im Fall (c) liegt die Beanspruchung von Anfang an höher als die Dauerfes-

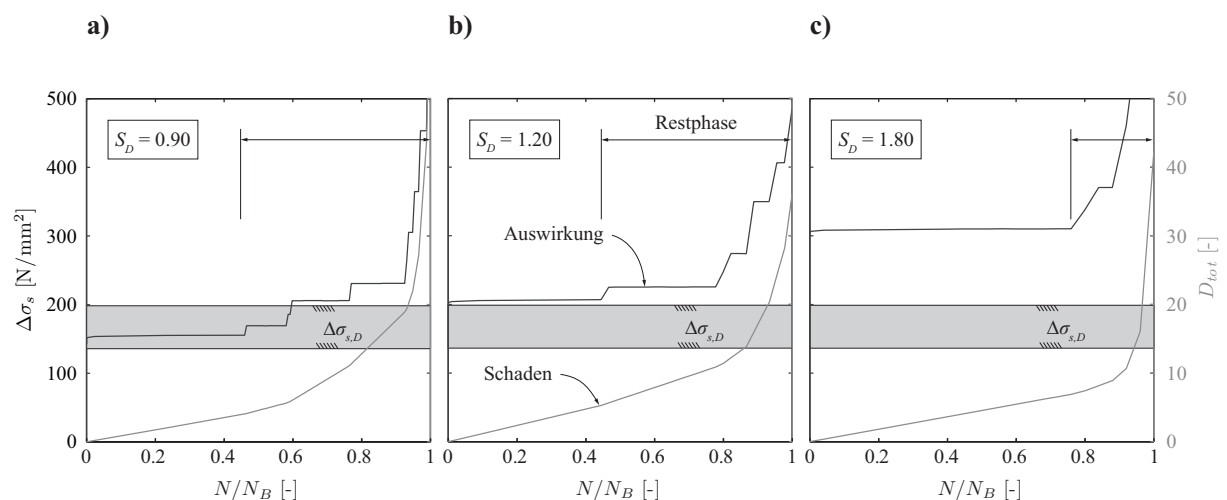


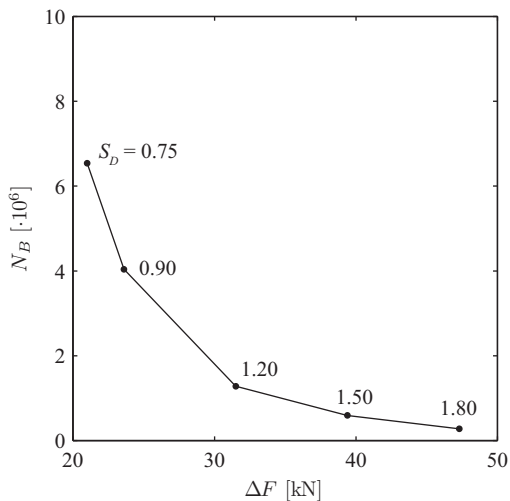
Bild 5.12: Zeitliche Entwicklung von Spannungsdifferenz und Gesamtschaden der Bewehrung bei einem Spannungsintensitätsverhältnis von (a) 0.90; (b) 1.20; (c) 1.80.

tigkeit aller Stäbe, und die Schädigung erfolgt im Bereich der Zeitfestigkeit. Wenn der erste Stab versagt, wächst der Schaden in den übrigen Stäben sofort stärker an, was sehr schnell zum Bruch des nächsten Stabes führt. Die Restphase ist in diesem Fall entsprechend kurz. Bei sehr hohen Beanspruchungen hat die Restphase die Charakteristik eines progressiven Versagens, welches durch das Versagen des ersten Stabes ausgelöst wird. Der Zusammenhang zwischen Beanspruchung und Dauer der Restphase ist in Bild 5.13 (b) und Bild 5.14 (b) wiedergegeben. Bei einer Spannungsdifferenz im Betonstahl, die identisch mit seiner Dauerfestigkeit oder kleiner ist ( $S_D \leq 1$ ), verharrt die Dauer der Restphase auf einem konstanten Wert. Bei einer weiteren Steigerung des Spannungsintensitätsverhältnisses ( $S_D > 1$ ) fällt die Dauer der Restphase linear ab.

Bild 5.14 (a) zeigt den Unterschied zwischen einer Beanspruchung, welche primär im Dauerfestigkeitsbereich ( $S_D < 1$ ) liegt und einer solchen, welche primär im Zeitfestigkeitsbereich ( $S_D > 1$ ) liegt. Erfolgt die Beanspruchung im Zeitfestigkeitsbereich, reagiert die Bruchlastwechselzahl viel sensitiver auf eine Veränderung des Spannungsintensitätsverhältnisses als bei einer Beanspruchung im Dauerfestigkeitsbereich. Dieser Zusammenhang ist in der unterschiedlichen Neigung der Wöhlerkurve in den beiden Bereichen begründet.

Anzumerken ist, dass bei der Beschreibung der Beanspruchung mittels des Spannungsintensitätsverhältnisses das Tragwerksverhalten unberücksichtigt bleibt. Bei einem ungerissenen oder nicht vollständig gerissenen Bauteil kann bereits eine kleine Erhöhung der Last zur Entstehung neuer Risse und folglich zu einer überproportionalen Zunahme des Spannungsintensitätsverhältnisses führen. Bei einem vollständig gerissenen Bauteil hingegen verhalten sich Belastung und Stahlspannung proportional. Die Nichtlinearität des Zusammenhangs von Einwirkung (Kraftdifferenz) und Bruchlastwechselzahl bei niedrigen Beanspruchungen ist aus dem Bild 5.13 (a) ersichtlich. Bei höheren Beanspruchungen ist der Zusammenhang zunehmend linear.

a)



b)

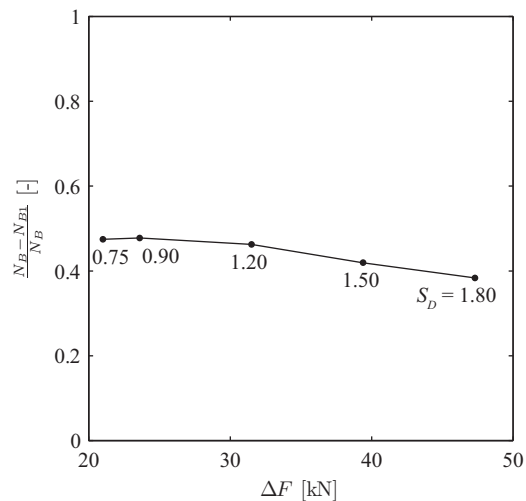


Bild 5.13: Einfluss der Kraftdifferenz: (a) auf die Bruchlastwechselzahl; (b) auf den Anteil der Restphase an der Gesamtlebensdauer. Mittelwerte aus 20 Rechengängen.

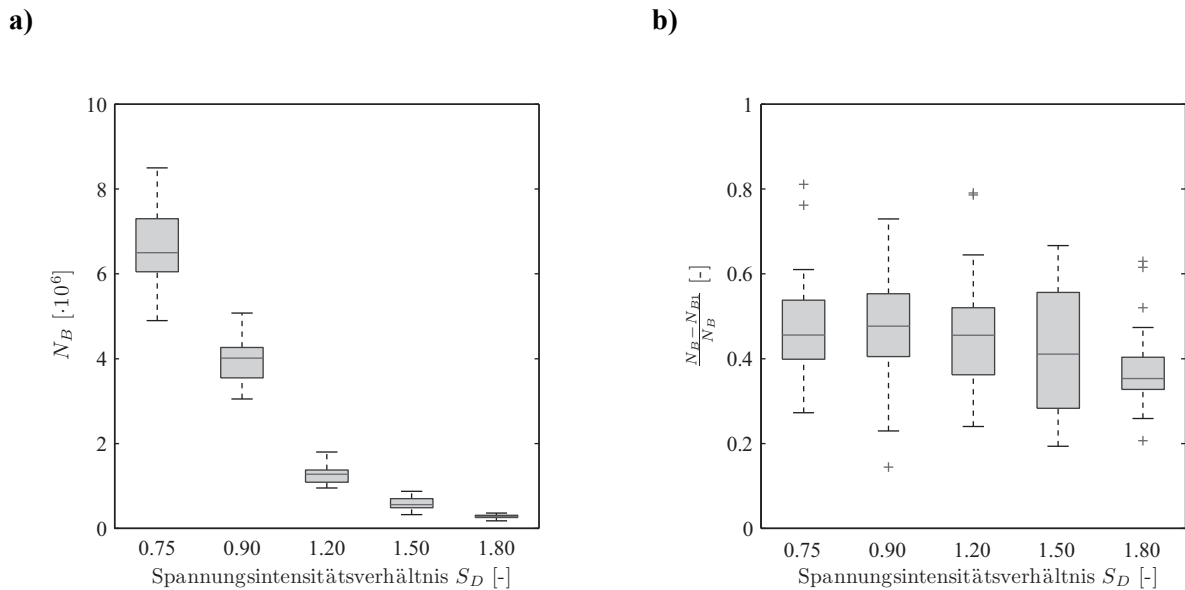


Bild 5.14: Einfluss des Spannungsintensitätsverhältnisses: (a) auf die Bruchlastwechselzahl; (b) auf den Anteil der Restphase an der Gesamtlebensdauer. Ergebnisse von 20 Rechengängen.

### 5.3.3 Einfluss der Anzahl Bewehrungsstäbe

Aufgrund der unterschiedlichen, zufällig verteilten Ermüdungsfestigkeiten der Bewehrungsstäbe unterscheiden sich die Ergebnisse zweier Modellrechnungen mit identischen Eingabeparametern. Bei der Durchführung mehrerer Rechengänge entstehen Ergebnisse, die eine bestimmte Variation aufweisen. Die Grösse dieser Variation ist nebst der Streuung der Ermüdungsfestigkeit der einzelnen Stäbe auch stark von deren Anzahl abhängig. Je mehr Bewehrungsstäbe vorhanden sind, desto kleiner ist die Variation der Ergebnisse. Die Zuverlässigkeit des Modells nimmt demzufolge mit zunehmender Stabanzahl zu.

Um den Einfluss der Anzahl Bewehrungsstäbe zu untersuchen, wurden wiederum Modellrechnungen auf der Basis des Beispiels aus Kapitel 5.2.6 durchgeführt. Der Bewehrungsgehalt wurde für alle Berechnungen konstant gehalten und lediglich die Anzahl der Bewehrungsstäbe und ihr Durchmesser variiert. Für jede Stabanzahl wurden 100 Rechengänge durchgeführt. In Bild 5.15 (a) ist die Streuung der Bruchlastwechselzahl für eine unterschiedliche Anzahl von Bewehrungsstäben dargestellt. Die Streuung der Ergebnisse nimmt mit zunehmender Stabanzahl stark ab. Während beim mit nur einem Stab bewehrten Versuchskörper 50% der Werte in einem Bereich von 1.7 Mio. Lastwechseln liegen, ist es bei sechs Stäben nur noch ein Bereich von 0.5 Mio. Lastwechseln. Ab einer Anzahl von zehn Stäben verharrt die Streuung auf einem konstanten Niveau. Beim nur mit einem Stab bewehrten Bauteil handelt es sich bei der Streuung um die reine Streuung der Materialkennwerte, d. h. der Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls.

Für die Beurteilung von Bauteilen kann die Schlussfolgerung gezogen werden, dass die Streuung der Ermüdungsfestigkeit bei Bauteilen mit zahlreichen Bewehrungsstäben (z. B. Platten) vernachlässigt werden kann. Bei mit nur wenigen Stäben bewehrten Bauteilen (z. B. Balken) muss die Streuung hingegen berücksichtigt werden. Falls bei der Nachrechnung von Versuchen oder richtigen Bauteilen

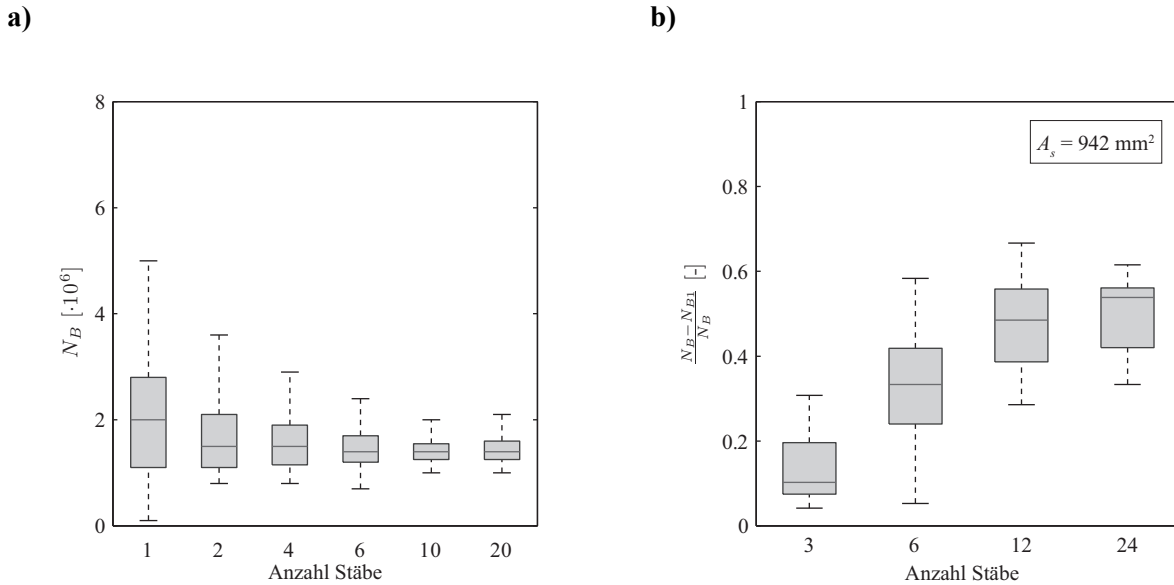


Bild 5.15: Einfluss der Anzahl Bewehrungsstäbe: (a) auf die Bruchlastwechselzahl; (b) auf den Anteil der Restphase an der Gesamtlebensdauer. Ergebnisse von 100 Rechengängen.

Daten zum Betonstahl vorhanden sind (Produkt, Herstellungsprozess etc.), kann die Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls aktualisiert und somit die Streuung der durch das Modell erzeugten Resultate reduziert werden. Weil aber die Unterschiede bei der Ermüdungsfestigkeit einzelner Bewehrungsstäbe gross sind, ist es nicht zuletzt aus Gründen der Robustheit sinnvoll, ein ermüdungsbeanspruchtes Bauteil im Rahmen der konstruktiven Durchbildung mit vielen Stäben kleinen Durchmessers anstatt mit wenigen Stäben grossen Durchmessers zu bewehren.

Der Einfluss der Anzahl Bewehrungsstäbe auf die Dauer der Restphase ist in Bild 5.15 (b) dargestellt. Mit zunehmender Stabanzahl nimmt auch die Dauer der Restphase zu, bis sie schliesslich gegen einen konstanten Grenzwert strebt. Dieser ist, wie bereits in Kapitel 5.3.2 gezeigt, abhängig von der Beanspruchung und der Ermüdungsfestigkeit der einzelnen Bewehrungsstäbe.

## 5.4 Verifizierung des Modells

Im Folgenden sollen die Leistungsfähigkeit und die Zuverlässigkeit des vorgeschlagenen Modells verifiziert werden, indem ausgewählte Versuche von zwei Versuchsreihen nachgerechnet und die Resultate verglichen werden.

### 5.4.1 Versuche von Schläfli

Schläfli führte 1998 Ermüdungsversuche an Plattenbalken durch. Diese sind in [47; 99] beschrieben. Das Prüfprogramm umfasste 18 Versuchskörper ohne Querkraftbewehrung, welche in 4-Punkt-Biegeversuchen geprüft worden sind. Die Plattenstreifen hatten einen Querschnitt von 400·150 mm und eine Länge von 3.2 m. Sie wiesen Bewehrungsgrade von 0.68, 1.37 und 1.60% auf. Die Versuchsanordnung ist in Bild 5.16 dargestellt. Der Übersichtlichkeit halber wurden die Versuchskörper hier mit V1, V2 und V3 bezeichnet. Für den Vergleich mit den Modellrechnungen wurden je ein Versuch

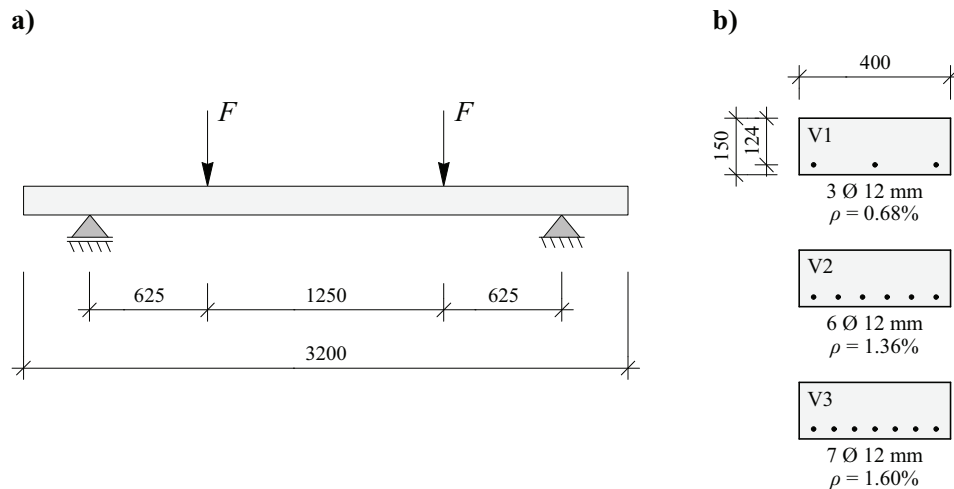


Bild 5.16: Versuche von *Schlächli*: (a) Versuchsanordnung; (b) Querschnitte und Bewehrung der Versuchskörper. Abmessungen in mm.

mit den Versuchskörpern V1 und V2 und drei Versuche mit dem Versuchskörper V3 herangezogen. Letztere unterscheiden sich lediglich in der Beanspruchung. Wird die Kraftdifferenz beim Versuch V3.1 als 100% ausgedrückt, so beträgt sie 87.4% beim Versuch V3.2 respektive 81.4% bei V3.3.

In [99] wird erwähnt, dass für die Bewehrung der Versuchskörper warmgewalzter Stahl verwendet worden ist. Aus diesem Grund wurde in den Modellrechnungen für die Ermittlung der Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls nicht die komplette Basis an Versuchsdaten verwendet, sondern lediglich die Daten der warmgewalzten Betonstahlsorten. Die Eingabeparameter und die detaillierten Resultate der Modellrechnungen können Anhang A entnommen werden.

Im Bild 5.17 sind die in 10 Rechengängen mittels des Modells bestimmten Bruchlastwechselzahlen den tatsächlichen gegenübergestellt. Beim mit nur drei Stäben bewehrten Versuchskörper wird die Lebensdauer durch das Modell überschätzt. Bei den mit sechs und sieben Stäben bewehrten Versuchskörpern kann die Lebensdauer zuverlässiger eruiert werden. Die in Kap. 5.3.3 beschriebene Abnahme der Streuung der Resultate mit zunehmender Zahl der Bewehrungsstäbe ist auch hier gut erkennbar. In Bild 5.18 sind die berechneten Durchbiegungen in Feldmitte den Versuchsergebnissen gegenübergestellt. Grundsätzlich ist die Übereinstimmung der berechneten und der tatsächlichen Verläufe der Durchbiegungen gut. *Schlächli* erwähnt in seinem Bericht, dass beim Bruch eines Bewehrungsstabes ein plötzliches Ansteigen der Durchbiegung beobachtet werden konnte. Der Grund dafür ist der Steifigkeitsverlust, den der Versuchskörper im Bereich des Bruchs erfährt. Diese plötzlichen Anstiege der Durchbiegung werden auch durch das Modell einwandfrei wiedergegeben (vgl. Bild 5.19).

*Herwig* hat die Versuche von *Schlächli* in seiner Dissertation [47] ebenfalls ausgewertet und insbesondere das Verhalten nach dem Bruch des ersten Bewehrungsstabes untersucht. Sein Ansatz für die Berechnung (Prognose) der Bruchzeitpunkte der einzelnen Stäbe basiert auf der Basquin-Gleichung für die Zeitfestigkeitsgerade und den Wöhlerkurven der Norm SIA 262(2003) [105]. Mit diesem Ansatz wurde der Bruchzeitpunkt des ersten Stabes teilweise stark unterschätzt ( $N_{B1,calc} = 45 \dots 91\% N_{B1}$ ) und die Dauer zwischen dem ersten und zweiten bzw. zweiten und dritten Stabbruch überschätzt ( $N_{B1-2,calc} = 100 \dots 385\% N_{B1-2}$  und  $N_{B2-3,calc} = 200 \dots 769\% N_{B2-3}$ ). Für den Vergleich der Resultate nach dem Ansatz von *Herwig* mit denjenigen des hier vorgeschlagenen Modells wurden für die Versuche V3.1, V3.2 und V3.3 Modellrechnungen (je 20 Rechengänge) durchgeführt. Die tatsächlichen Bruchzeitpunkte und die mittels Modellrechnung bestimmten sind in Tabelle 5.2 gegenübergestellt. Der Zeitschritt für die Modellrechnungen betrug  $\Delta N = 25'000$ . Für den Bruchzeitpunkt des ersten und



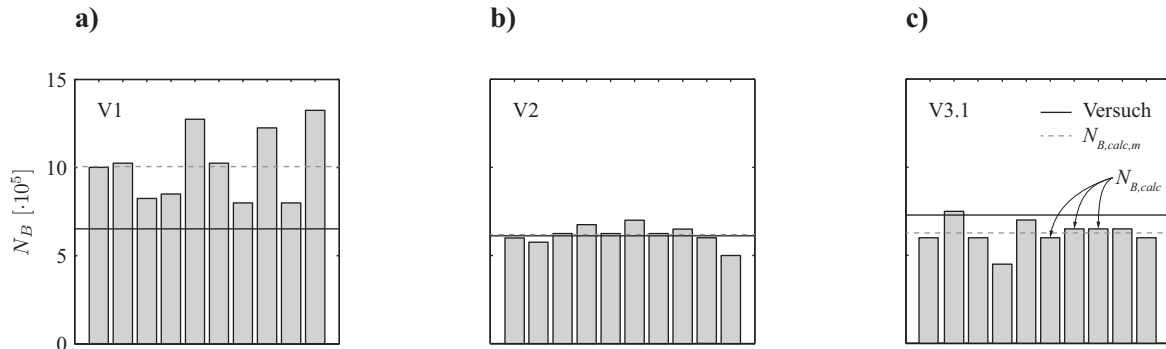


Bild 5.17: Gegenüberstellung der in 10 Rechengängen ermittelten und der tatsächlichen Bruchlastwechselzahlen: (a) Versuch V1; (b) Versuch V2; (c) Versuch V3.

zweiten Stabes konnte bei jeweils zwei Versuchen eine sehr gute Übereinstimmung von Modellrechnung und Versuchsergebnissen erzielt werden ( $N_{B1,calc} = 57...94\% N_{B1}$  und  $N_{B1-2,calc} = 47...102\% N_{B1-2}$ ). Beim Zeitpunkt des dritten Stabbruchs sind die Abweichungen bereits wesentlich grösser ( $N_{B2-3,calc} = 70...175\% N_{B2-3}$ ), was hauptsächlich darin begründet ist, dass die Anzahl Lastwechsel zwischen dem zweiten und dritten Stabbruch bereits in derselben Grössenordnung wie die Schrittweite der Modellrechnung liegt. Gegenüber dem von Herwig gewählten Ansatz zur Berechnung der Bruchzeitpunkte konnte mit dem hier vorgeschlagenen Modell eine wesentlich bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen erzielt werden, was die Zuverlässigkeit des Modells bestätigt.

Die Restphase war bei allen Versuchen sehr kurz. Beim Versuch V1 war sie praktisch gar nicht vorhanden, da der Bruch des ersten Bewehrungsstabs das sofortige Versagen der beiden verbleibenden Stäbe nach sich zog. Bei den weiteren Versuchen betrug die Restphase ca. 10% (V2), 18% (V3.1), 20% (V3.2) und 35% (V3.3) der Gesamtlebensdauer. Diese Versuchsergebnisse bestätigen die Ergebnisse der Parameterstudie (Kap. 5.3.2 und 5.3.3) und lassen die Schlussfolgerungen zu, dass

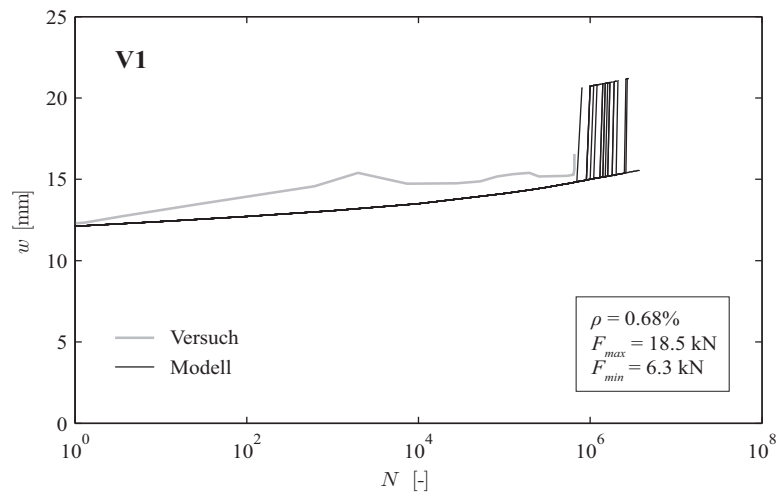
- der Anteil der Restphase an der Gesamtlebensdauer bei einem mit weniger als zehn Stäben bewehrten Bauteil mit zunehmender Stabanzahl zunimmt und
- der Anteil der Restphase an der Gesamtlebensdauer mit zunehmender Beanspruchungsintensität abnimmt.

Gemäss den Modellrechnungen betrug der Anteil der Restphase im Mittel 0 (V1), 17% (V2), 21% (V3.1), 20% (V3.2) und 50% (V3.3), was eine gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen bedeutet.

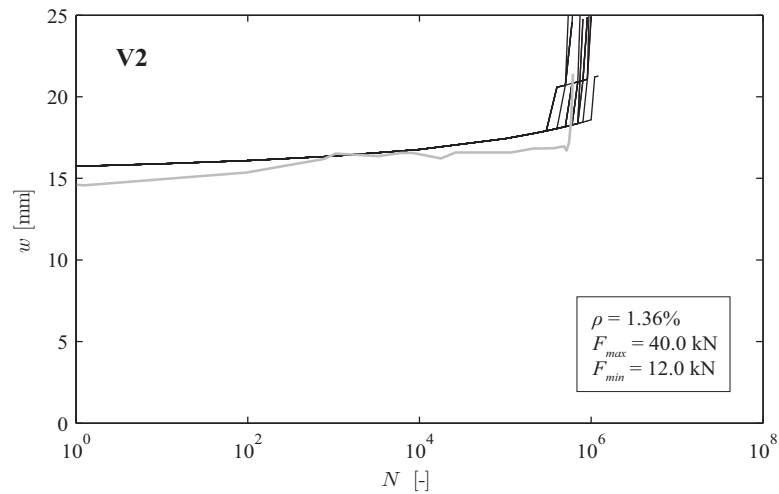
Versuch	$\Delta\sigma_{s0}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$N_{B1}$ [·10 <sup>3</sup> ]	$N_{B1,calc}$ [·10 <sup>3</sup> ]	$N_{B1-2}$ [·10 <sup>3</sup> ]	$N_{B1-2,calc}$ [·10 <sup>3</sup> ]	$N_{B2-3}$ [·10 <sup>3</sup> ]	$N_{B2-3,calc}$ [·10 <sup>3</sup> ]
V3.1	231	641	600 93.6%	82	83.8 102.2%	20	35 175.0%
V3.2	202	2236	1268 56.7%	246	205 83.3%	79	55 69.6%
V3.3	188	3000	2615 87.2%	728	343 47.1%	175	249 142.3%

Tabelle 5.2: Vergleich der tatsächlichen und der mit dem Modell berechneten Bruchzeitpunkte bei den Versuchen V3.1, V3.2 und V3.3 (Mittelwerte aus 20 Rechengängen und Abweichungen von den Versuchsergebnissen).

a)



b)



c)

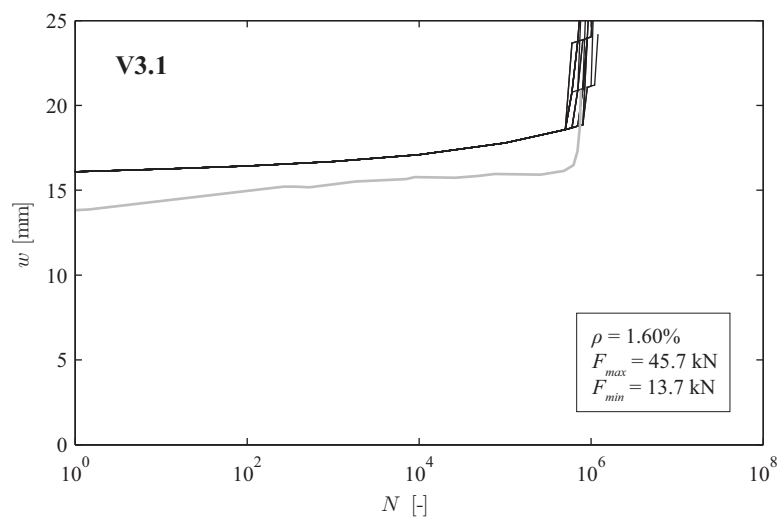


Bild 5.18: Durchbiegungen in Feldmitte unter Oberlast: Vergleich der Versuche von *Schläfli* mit den Modellrechnungen (20 Rechengänge).

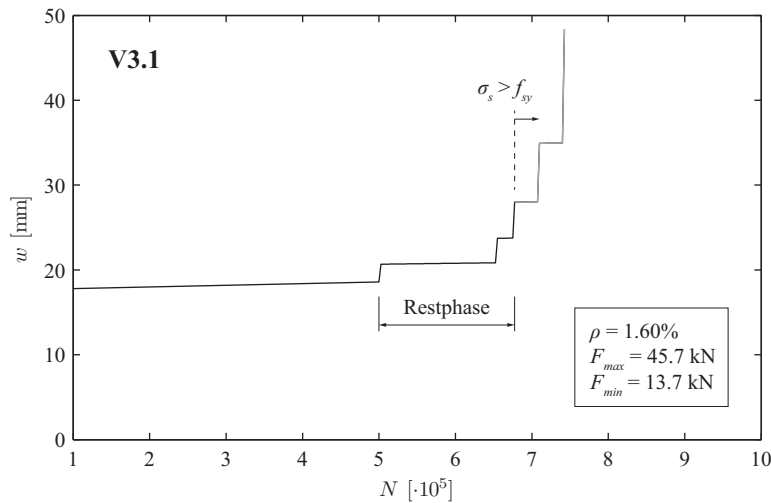


Bild 5.19: Durchbiegungen in Feldmitte unter Oberlast: Ausschnitt aus einer Modellrechnung für den Versuch V3.1.

#### 5.4.2 Versuche von Lambotte et al.

*Lambotte et al.* führten zwischen 1963 und 1969 drei Versuchsserien mit 4-Punkt-Biegeversuchen an Stahlbetonträgern durch. Die Balken hatten einen Querschnitt von 150·280 mm und spannten über eine Länge von 2.8 m. Sie wiesen Bewehrungsgrade zwischen 0.8 und 3.6% auf. Die Versuchsanordnung ist in Bild 5.20 dargestellt. Das Prüfprogramm umfasste zahlreiche Serien mit unterschiedlich bewehrten Versuchskörpern. Im Teil 1 wurden die Balken ausschliesslich statisch geprüft. Die Teile 2 und 3 decken die dynamischen Versuche ab. Im umfangreichsten Teil 2 wurden zwei parallele Versuchsreihen an den Universitäten *Gand* und *Liège* durchgeführt. Die beiden Versuchsreihen unterschieden sich lediglich in der Bewehrung der Versuchskörper. Während in *Gand* sehr schwach bewehrte (Typ G,  $\rho = 0.8\%$ ) Versuchskörper geprüft wurden, wurden die Versuchskörper in *Liège* stark überbewehrt (Typ L,  $\rho = 3.6\%$ ). In den äusseren Dritteln waren die Balken mit einer schwachen Querkraftbewehrung (Bügel) und einer Druckbewehrung versehen. Eine Serie bestand jeweils aus fünf gleichen Versuchskörpern, von denen zwei statisch und drei dynamisch geprüft wurden. Im Teil 3 wurden drei weitere Typen (Typen I, II und III) von Balken dynamisch geprüft. Diese wiesen Bewehrungsgehalte von  $\rho = 0.8 \dots 2.2 \dots 3.6\%$  auf. Zusätzlich wurde die Qualität des Betons variiert. Teil 3 beinhaltete ferner eine kleine Serie von Balken mit 9 m Spannweite, auf die hier nicht eingegangen wird. Die Querschnitte der Versuchskörper der Teile 2 und 3 sind in Bild 5.20 (b) dargestellt. Ober- und Unterlast wurden pro Versuch konstant gehalten (Einstufenversuch). In den Teilen 2 und 3 wurden ein Teil der Serien auf Niveau Gebrauch und ein Teil auf Niveau Tragfähigkeit geprüft.

Die Versuche sind in einem dreiteiligen Versuchsbericht [63-65] beschrieben. Der Nachteil dieses Berichts ist, dass nur sehr wenige Informationen über die Randbedingungen der Versuche enthalten sind. Für die Modellrechnung fehlen Angaben zu den wichtigen Parametern E-Modul des Betons und Zeit zwischen Betonieren der Versuchskörper und Versuchsbeginn. In der Folge wurde der E-Modul mittels Gl. (3.2) anhand der experimentell ermittelten Betondruckfestigkeit und unter der Annahme von  $k_E = 8'000$  abgeschätzt. Bei der Zeit zwischen dem Betonieren und der Erstbelastung der Versuchskörper wurde von 90 Tagen ausgegangen.

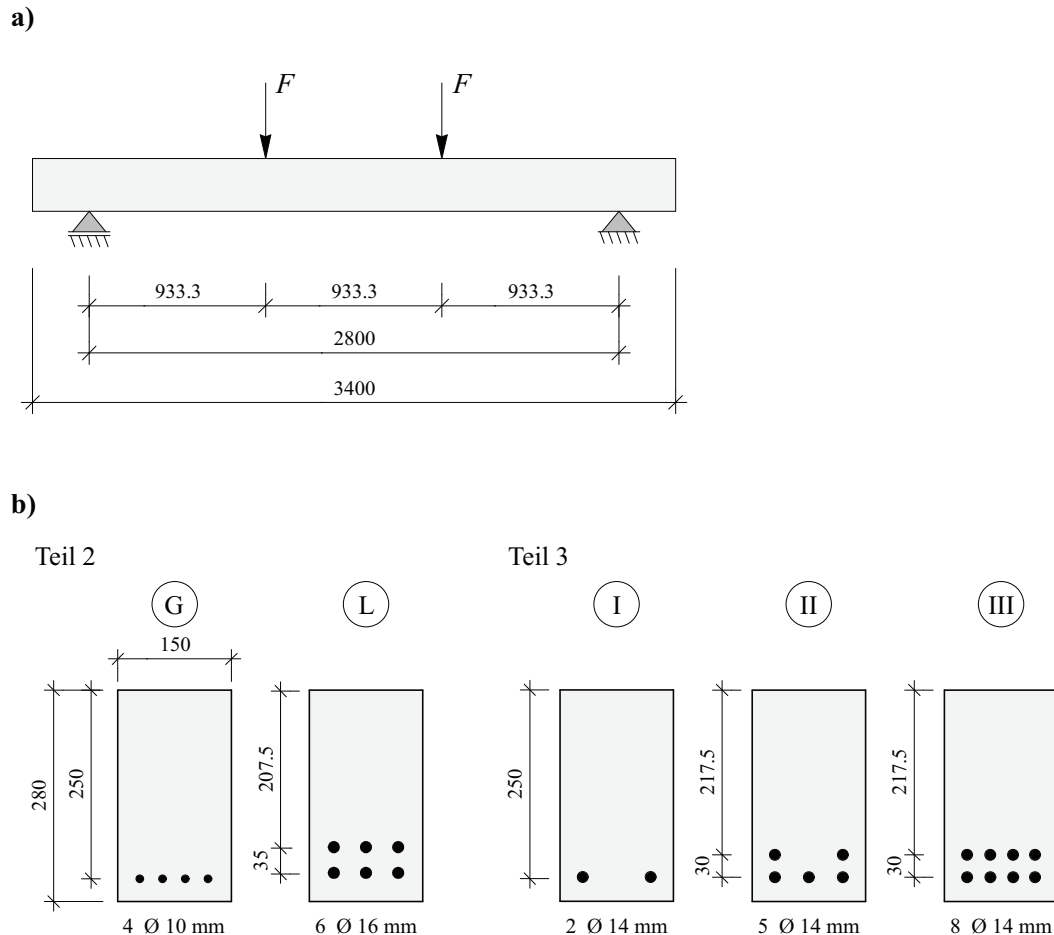


Bild 5.20: Versuche von *Lambotte et al.*: (a) Längsansicht der Versuchsanordnung; (b) Querschnitte und Bewehrung der Versuchskörper. Abmessungen in mm.

Da bei diesen Versuchsreihen fast alle Versuchskörper  $10^6$  bzw.  $5 \cdot 10^6$  Lastwechsel ohne Ermüdungsschäden überstanden haben und danach abgebrochen worden sind, beschränken sich die Vergleiche mit den Modellrechnungen auf die Verformungen, Krümmungen und Dehnungen. Eine Übersicht der mittels des vorgeschlagenen Modells nachgerechneten Versuche und deren Eckdaten bietet die Tabelle 5.3. Sämtliche Resultate der Berechnungen sowie der Vergleich mit den vorhandenen Versuchsergebnissen sind im Anhang B enthalten.

Serie	Versuchskörper Typ	Bezeichnung Versuch bzw. Versuchsreihe	Bruchmoment $M_u$ [kNm]	Unterlast / Oberlast $F_{max} / F_{min}$ [-]	Lastwechselzahl $N$ [-]
2	G	$k_1, k_2, k_3$	21.3	$0.25 M_u / 0.7 M_u$	$5 \cdot 10^6$
2	L	$k_1, k_2, k_3$	52.5	$0.25 M_u / 0.7 M_u$	$5 \cdot 10^6$
3	I	BI.d	30.4	$0.25 M_u / 0.7 M_u$	$5 \cdot 10^6$ <sup>1)</sup>
3	II	AII.c	59.8	$0.25 M_u / 0.6 M_u$	$5 \cdot 10^6$
3	III	BIII.c	65.6	$0.25 M_u / 0.6 M_u$	$5 \cdot 10^6$

<sup>1)</sup> Bewehrung des Versuchskörpers hat nach 3.125 Mio. Lastwechseln versagt.

Tabelle 5.3: Eckdaten der nachgerechneten Versuche aus [64; 65].

Die berechneten Spannungsdifferenzen im Betonstahl liegen für die in Tabelle 5.3 aufgeführten Versuche zwischen 100 und 200 N/mm<sup>2</sup>. Im Versuchsbericht wird berichtet, dass nur einer der hier untersuchten Balken innerhalb der aufgetragenen Lastwechselzahl versagt hat und zwar der Versuchskörper BI.d bei  $N = 3.125 \cdot 10^6$  Lastwechseln. Aus diesem Grund wurde die Bruchlastwechselzahl für den Versuch BI.d in 20 Rechengängen ermittelt (vgl. Bild 5.21). Die mittlere Bruchlastwechselzahl liegt bei ca.  $N = 2.94 \cdot 10^6$  Lastwechseln und somit sehr nahe bei der tatsächlichen Bruchlastwechselzahl. Die weiteren Modellrechnungen zeigen, dass bei den restlichen hier betrachteten Versuchen innerhalb der 5 Mio. aufgetragenen Lastwechseln nicht mit einem Versagen der Bewehrung infolge Ermüdung zu rechnen war. Aus diesem Grund wurde die Restphase bei dieser Versuchsreihe auch in den Modellrechnungen nicht weiter untersucht. Der Vergleich der berechneten Grössen und der Versuchsergebnisse zeigt ausser bei der Versuchsreihe L.k gute Übereinstimmungen. Die Durchbiegungen und die Krümmungen unter Oberlast können mit dem Modell zuverlässig berechnet werden. Grössere Abweichungen ergeben sich bei den Durchbiegungen unter Unterlast bzw. den bleibenden Verformungen. Um diese korrekt abzubilden, müsste im Modell die gesamte Belastungs-Entlastungs-Hysterese berücksichtigt werden (vgl. Kap. 5.1). Eine sehr gute Übereinstimmung von Versuchen und Modellrechnungen konnte bei der Betonrandstauchung in Feldmitte erzielt werden.

Die grössten Abweichungen zwischen Versuchen und Modell ergeben sich bei der Versuchsreihe L.k. Die Versuchsergebnisse zeigen bei diesen Versuchen einen aussergewöhnlich starken Anstieg der gemessenen Verformungsgrössen. Die Vermutung liegt deshalb nahe, dass diese Versuchskörper schon wenige Wochen nach dem Betonieren geprüft worden sind. Um diese Annahme zu verifizieren, wurden Modellrechnungen mit einem E-Modul von  $E_{c,t} = 0.8 \dots 1.2 E_c$  ausgeführt. Zusätzlich wurde der Einfluss eines Betonalters bei Versuchsbeginn von  $t_0 < 90$  d untersucht (vgl. Bild 5.22 und Bild 5.23). Die Modellrechnungen mit dem verminderten E-Modul ( $E_{c,t} = 0.8 E_c$ ) bzw. einem Betonalter von lediglich sieben Tagen bei Versuchsbeginn zeigen eine wesentlich bessere Übereinstimmung als die ursprüngliche Berechnung. Dies bestätigt die Annahme, dass die Versuchskörper bereits sehr kurz nach dem Betonieren geprüft worden sind. Andererseits zeigt die Variation der beiden Parameter ( $E_c, t_0$ ) keinen signifikanten Einfluss auf die berechneten Spannungsdifferenzen im Betonstahl. Somit konnte gezeigt werden, dass die untersuchten Parameter primär die Gebrauchstauglichkeit des Bauteils, nicht aber dessen Ermüdungslebensdauer beeinflussen.

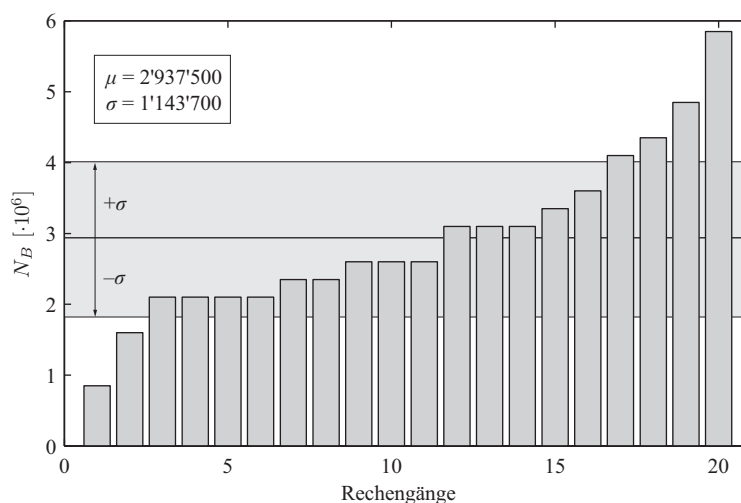


Bild 5.21: Versuch BI.d: Bruchlastwechselzahlen von 20 Rechengängen.

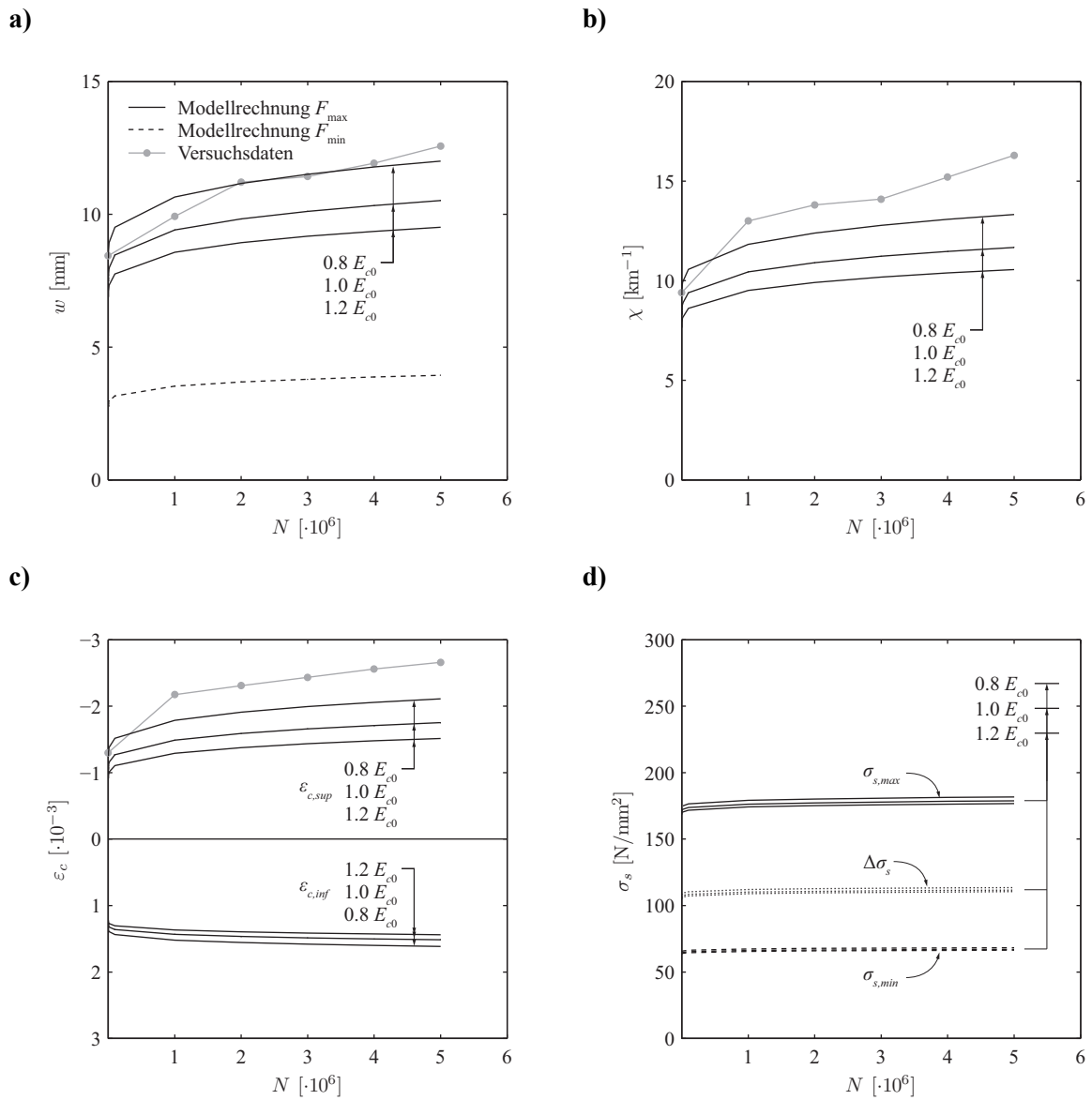


Bild 5.22: Resultate und Modellrechnung der Versuchsreihe L.k mit Variation des E-Moduls des Betons: (a) Durchbiegung in Feldmitte; (b) Mittlere Krümmungen in der Zone mit konstantem Moment; (c) Betonranddehnungen in Feldmitte; (d) Stahlspannungen in Feldmitte. Versuchsdaten aus [64].

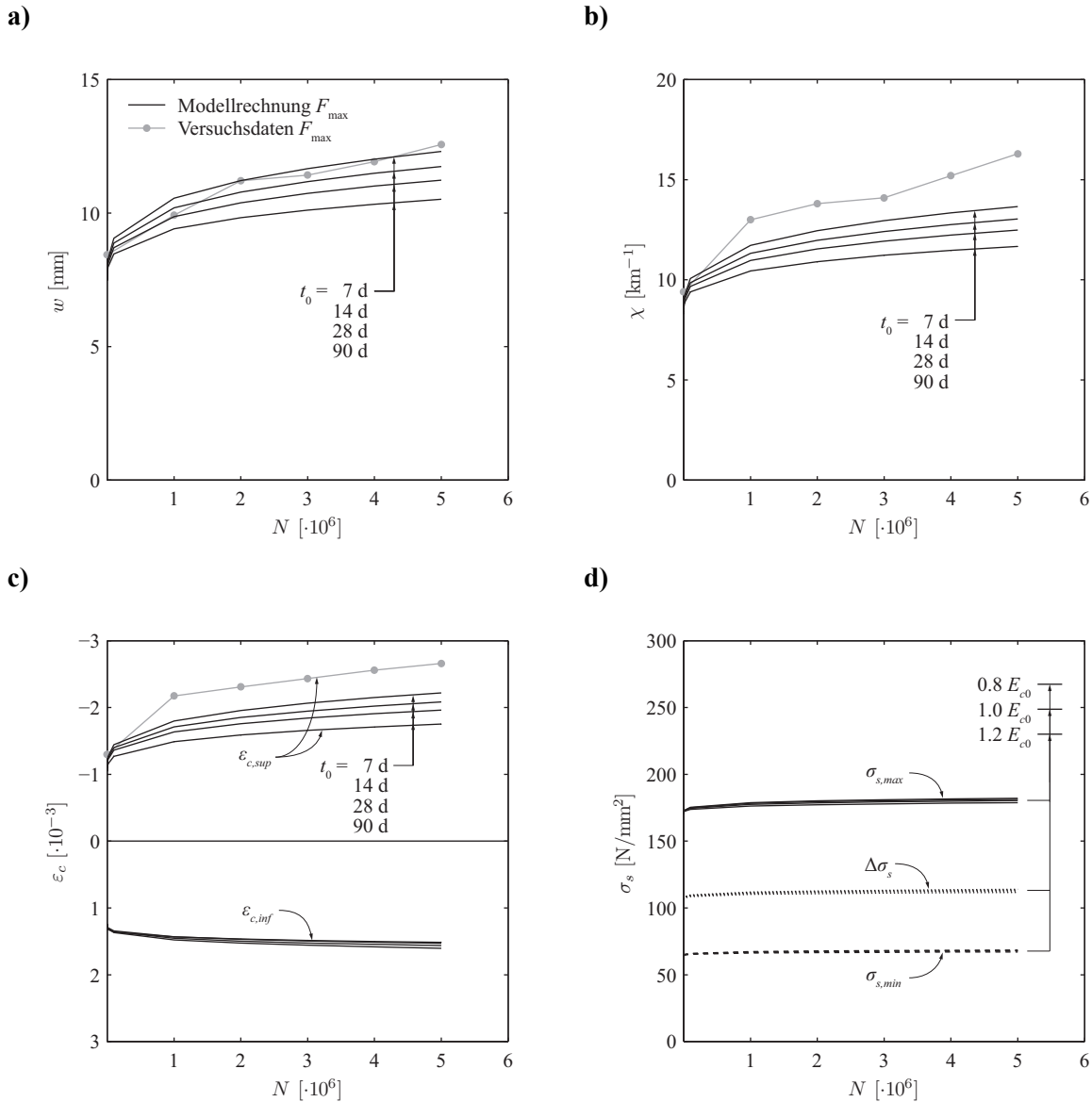


Bild 5.23: Resultate und Modellrechnung der Versuchsreihe L.k mit Variation des Betonalters bei Versuchsbeginn: (a) Durchbiegung in Feldmitte; (b) Mittlere Krümmungen in der Zone mit konstantem Moment; (c) Betonranddehnungen in Feldmitte; (d) Stahlspannungen in Feldmitte. Versuchsdaten aus [64].

## 5.5 Erkenntnisse und Ausblick

Das vorgeschlagene Modell für primär auf Biegung beanspruchte Bauteile erlaubt eine realitätsnahe Abbildung der Ermüdungsphänomene. Sowohl Aspekte der Gebrauchstauglichkeit (Verformungen, Risse) als auch solche der Tragsicherheit (sukzessives Versagen der Bewehrung, Bruchzeitpunkte) können zuverlässig abgebildet werden. Noch nicht zufriedenstellend gelöst ist die Berechnung der bleibenden Verformungen. In diesem Bereich wären weitere Anpassungen im Modell erforderlich.

Die Nachrechnungen von Versuchen zeigen eine gute Übereinstimmung von Modellrechnung und Versuchsergebnissen. In den wenigen Fällen, wo Abweichungen auftraten, konnten diese begründet werden. Die Leistungsfähigkeit und die Zuverlässigkeit des Modells konnten somit verifiziert werden.

Gegenüber anderen Modellen besitzt das hier vorgeschlagene den Vorteil, dass auch die Restphase, d. h. das Verhalten des Bauteils nach dem Bruch des ersten Stabes, erfasst werden kann. Diese Restphase ist primär die Folge einer über die Bewehrungsstäbe eines Bauteils streuenden Ermüdungsfestigkeit. Diese wird im Modell für jeden Stab anhand einer auf Versuchsdaten von Dauerschwingversuchen an Betonstahl-Stäben basierenden Normalverteilung zufällig ermittelt. Obwohl die Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls einen sensitiven Parameter darstellt, konnte mit der verwendeten Datenbasis bei den meisten Vergleichsrechnungen eine gute Übereinstimmung der Bruchzeitpunkte und der Ermüdungslebensdauer gefunden werden. Die Anwendung der linearen Schadensakkumulation nach Palmgren-Miner für den Bewehrungsstahl hat sich folglich bewährt.

Eine Weiterentwicklung des Modells ist in vielen Punkten denkbar. Da ermüdungsgefährdete Bauteile häufig Platten sind, wäre eine Erweiterung des Modells für deren Berechnung sinnvoll. Gerade Fahrbahnplatten von Brücken sind in Querrichtung häufig stark ausgenutzt und deshalb ermüdungsgefährdet. In Längsrichtung hingegen verfügen sie über Reserven. Durch eine Umlagerung der Schnittkräfte könnte die Querrichtung entlastet werden.

Das aktuelle Computerprogramm erlaubt nebst der Simulation von Einstufenversuchen auch diejenige von Mehrstufenversuchen. Wegen der beschränkten Rechenkapazität müssen die Einwirkungen aber als über mehrere tausend Lastwechsel konstante Blöcke simuliert werden. Somit ist eine Berücksichtigung der zufälligen Abfolge von verschiedenen hohen Lasten (sequence effect) nicht möglich. Eine effizientere Programmierung und der Einsatz leistungsfähiger Computer würden die Simulation von beliebigen Lastabfolgen ermöglichen. Gerade das Ermüdungsverhalten von richtigen Brücken unter Gebrauchslasten könnte so noch realitätsnäher erfasst werden.





## 6 Nachweis der Ermüdungssicherheit von Stahlbetontragwerken

*„A good scientific theory should be explicable to a barmaid.“*

*Ernest Rutherford (1871 – 1937)*

Hintergrundinformationen zu den Ermüdungsnachweisen der aktuellen Konstruktionsnormen und der Vorschlag für ein Konzept zur Überprüfung bestehender Brücken bilden die Schwerpunkte dieses Kapitels. Der Werdegang des Ermüdungsnachweises für Betonbauten wird anhand der schweizerischen Tragwerksnormen aufgezeigt. Das Konzept des aktuellen Ermüdungsnachweises wird mit demjenigen anderer Normenwerke verglichen. Auf der Basis der Normvorschriften und der in dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse wird ein Konzept für die Überprüfung bestehender Brücken vorgeschlagen. Mithilfe von zwei Beispielen zur Überprüfung bestehender Brücken wird eine mögliche Umsetzung des in Kapitel 5 vorgeschlagenen Modells in die Praxis aufgezeigt. Um ein komplettes Bild der Thematik zu vermitteln, wird das Kapitel durch einige Empfehlungen für den Entwurf und die Ausführung neuer Brücken abgeschlossen.

### 6.1 Normen und Richtlinien

Die SIA-Dokumentation D 0133 [101] ist zwar schon fast 20 Jahre alt, enthält aber viel relevantes Hintergrundwissen zur Ermüdungsproblematik bei Stahlbetontragwerken und zum entsprechenden Nachweiskonzept in den Normen von 1989 bzw. 1993. Dem Autor ist keine neuere Dokumentation bekannt, die den aktuellen Kenntnisstand so kurz und prägnant wiedergibt. Auf die wichtigsten Punkte soll an dieser Stelle kurz eingegangen werden.

Mit der Einführung der Normengeneration 1989 wurde erstmals auch für Tragwerke aus Stahlbeton ein expliziter Nachweis der Ermüdungssicherheit gefordert. In der Schweiz waren bis dahin zwar keine Schäden an Betonbauten bekannt, die eindeutig auf Ermüdung zurückzuführen gewesen wären, doch im Ausland gab es vereinzelte Fälle bei stark befahrenen Brücken, Fahrbahnen von Autobahnen, Maschinenfundamenten und vorgespannten Trägern in Industriegebäuden [123]. Der Nachweis basierte auf dem Konzept der Spannungsbegrenzung und musste für Beton und Bewehrung gesondert geführt werden. Im Prinzip handelte es sich um einen Dauerfestigkeitsnachweis, welcher sehr konservative Resultate lieferte. *Marti* und *Ernst* stellten im Zuge der Normrevision 1993 dann auch fest, dass im Bereich der Ermüdung Revisionsbedarf bestand [67]:

*„Grundsätzlich ist auch eine Überarbeitung der Ziffer 3.4 (Ermüdungssicherheit) erforderlich. In der Praxis hat sich dies zum Beispiel bei entsprechenden Nachweisen für Brückenplatten gezeigt. Wegen*

*der Komplexität und der relativ beschränkten Bedeutung des Themas entschloss sich die Begleitkommission SIA 162, die Teilrevision damit nicht zu belasten, sondern eine spezielle Arbeitsgruppe zur Erarbeitung von Lösungsvorschlägen einzusetzen.“*

Das Resultat der Arbeit dieser Gruppe war die SIA-Dokumentation D 0133. Sie ist nicht nur ein State-of-the-Art-Report, sondern enthält auch einen Vorschlag für einen alternativen Nachweis der Ermüdungssicherheit, welcher eine verfeinerte Betrachtung erlaubte. Dieses alternative Nachweiskonzept wurde später Teil der Norm SIA 262(2003).

Das Konzept des Ermüdungsnachweises in der Norm SIA 262(2003) wird in [102] beschrieben. Im Wesentlichen wurden die Vorschläge der Dokumentation D 0133 übernommen. Die Nachweise sind für Beton und Bewehrung gesondert zu führen und entsprechen einer Spannungsbegrenzung. Das Vorgehen für den Nachweis der Bewehrung erfolgt stufenweise. Der am wenigsten aufwändige aber auch konservativste Nachweis ist derjenige der Dauerfestigkeit. Sollte er nicht erfüllt sein, kann der Nachweis der Betriebsfestigkeit geführt werden. Hierfür wird unter Zuhilfenahme eines Betriebslastfaktors eine äquivalente Spannungsdifferenz bestimmt. Der Betriebslastfaktor ist dabei gemäss Norm SIA 263(2003) [106] zu bestimmen. In Ausnahmefällen ist es auch möglich, die Bemessung mithilfe einer Schadensakkumulationsrechnung durchzuführen.

Im Gegensatz zur Bewehrung, wo man auf Erkenntnisse aus der Forschung im Stahl- und Maschinenbau zurückgreifen kann, gibt es beim Beton nur wenige und häufig gar widersprüchliche Forschungsergebnisse. Für viele Phänomene der Betonermüdung wurde bis heute keine Ursache gefunden. In der Norm SIA 262(2003) beschränkt man sich deshalb beim Ermüdungsnachweis des Betons darauf, die Beanspruchung auf ein relativ tiefes Niveau zu begrenzen. Der Nachweis ist für die Druckspannung in Biegedruckzonen und Druckfeldern und für die Schubspannungen in Bauteilen ohne Querkraftbewehrung zu führen. Dieser Nachweis mag konservativ sein, aber es gilt zu bedenken, dass erstens bei Neubauten das Vorsorgeprinzip gilt und zweitens diese Nachweise nur selten massgebend werden.

Der Vergleich der Nachweise gemäss Norm SIA 262(2003) mit den alternativen Nachweisen gemäss SIA D 0133 zeigt lediglich kleine Abweichungen, welche in der Umstellung von Kennwertniveau auf Bemessungsniveau begründet sind. Hingegen resultieren beim Nachweis der Betriebsfestigkeit für die Bewehrung sehr grosse Abweichungen zwischen den beiden Normengenerationen. Die Ursache dafür liegt aber nicht auf der Widerstands- sondern auf der Einwirkungsseite. In der Regel resultieren für den Betriebslastfaktor bei der Normengeneration 2003 grössere Werte als bei der Normengeneration 1989. In der Folge sind höhere Bewehrungsgehalte erforderlich, um den Nachweis der Betriebsfestigkeit zu erfüllen. Für hohe Betriebslastfaktoren wie sie beispielsweise bei Konsolplatten von Brücken auf Nationalstrassen vorkommen, führt dies gar häufig dazu, dass der Dauerfestigkeitsnachweis einen höheren Erfüllungsgrad liefert als der Betriebsfestigkeitsnachweis.

Sowohl der Eurocode 2 (EN 1992-1-1 [107] und EN 1992-2 [108]) als auch der Model Code [20] verwenden dieselben Nachweiskonzepte für den Ermüdungsnachweis wie die Norm SIA 262(2003). Eurocode und Model Code lassen analog zur Norm SIA 262(2003) drei Nachweistypen zu (Dauerfestigkeit, Betriebsfestigkeit und lineare Schadensakkumulation), allerdings nicht nur für den Bewehrungsstahl, sondern teilweise auch für den Beton. Im Model Code ist zusätzlich definiert, in welchen Fällen die einzelnen Nachweistypen angewendet werden dürfen. Im Vergleich zur schweizerischen Betonbaunorm führt die Anwendung von Eurocode 2 und Model Code in den meisten Fällen zu konservativeren Ergebnissen, d. h. grösseren Betonabmessungen und höheren Bewehrungsgehalten.

In der Erhaltungsnorm SIA 269/2(2011) [110] wird im Allgemeinen nur ein Ermüdungsnachweis für die Bewehrung gefordert. Das Nachweiskonzept ist dasselbe wie in der Norm SIA 262(2003). Wäh-

rend die Ermüdungskategorien des Betonstahls für ermüdungssensitive Konstruktionsdetails in der Neubaunorm SIA 262(2003) absichtlich sehr konservativ angesetzt worden sind, um einer Anwendung dieser Details bei Neubauten entgegenzuwirken, wurden die Werte in der Norm SIA 269/2(2011) mit kleineren Sicherheitsmargen angesetzt. Je nach Art der Bewehrung kann deshalb der Überprüfungs-wert der Ermüdungsfestigkeit gegenüber dem Bemessungswert aus Tabelle 12 in SIA 262(2003) leicht höher angesetzt werden. Bei dünnen Platten ohne Querkraftbewehrung ist der Ermüdungsnachweis für den Beton unter Querkraftbeanspruchung ebenfalls zu erbringen und zwar gemäss den Vorgaben der Neubaunorm SIA 262(2003). Unter dem bereits in Kapitel 4.2.5 diskutierten Aspekt, dass die Schubspannung keine relevante Kenngrösse zur Beschreibung der Ermüdungsfestigkeit für Querkraftbeanspruchung ist [102], scheint dieser Nachweis jedoch wenig sinnvoll. Ein Ermüdungsversagen unter Querkraftbeanspruchung konnte im Labor nur bei mangelhaften konstruktiven Details und extremen Beanspruchungen, welche in der Praxis wenig relevant sein dürften, beobachtet werden [99].

Falls der Ermüdungsnachweis für ein bestehendes Bauteil nicht erbracht werden kann, müssen ergänzende Sicherheitsmassnahmen gemäss Norm SIA 269(2011) [109] ergriffen werden. In Frage kommen z. B. Einschränkungen der Nutzung, Reduktion der Nutzlasten, Überwachung etc. In der Norm SIA 269/2(2011), Ziffer 4.5.8.3 werden speziell für die Ermüdung auch folgende Hinweise gegeben:

*„Bei Zwischeninspektionen ist die Entwicklung des relevanten Rissbildes an der Betonoberfläche aufzunehmen. Messungen der Rissöffnungsbewegungen und der Rissabstände können es ermöglichen, die Ermüdungsspannungen in der Bewehrung abzuschätzen.“*

*„Der Ermüdungsrissfortschritt und das Intervall von Zwischeninspektionen dürfen sinngemäss zum Vorgehen in der Norm SIA 269/3 abgeschätzt werden.“*

## 6.2 Überprüfung bestehender Brücken

### 6.2.1 Konzept

Bei der Überprüfung bestehender Stahlbetonbrücken hinsichtlich ihrer Tragsicherheit stehen meistens die Biege- und Querkrafttragsicherheit einzelner Bauteile im Vordergrund. In vielen Fällen muss die Ermüdungssicherheit aber ebenso in Frage gestellt werden. Kann ein Ermüdungsnachweis nicht erbracht werden, sind mindestens die in den Normen SIA 269(2011) und 269/2(2011) erwähnten Massnahmen umzusetzen. Aufgrund des derzeitigen Forschungsstands und der Beobachtungen an Versuchen scheint es sinnvoll, das Gefährdungsbild Ermüdung weiter zu untersuchen bei Brücken, die mindestens eines der folgenden Kriterien erfüllen:

- Hohes Schwerverkehrsaufkommen bzw. Prognose einer Zunahme des Schwerverkehrsaufkommens
- Schwerwiegende Konsequenzen bei Ausfall oder Sperrung der Brücke
- Einführung höherer Achslasten
- Konstruktive Mängel
- Schlechter Zustand der Bewehrung
- Veränderungen im Rissbild

Natürlich gibt es auch Gründe, die Ermüdung bei einer Brücke nicht näher zu untersuchen, z. B. wenn nur noch eine kurze Restnutzungsdauer geplant ist. In Bild 6.1 ist eine Matrix dargestellt, die bei der

Beantwortung der Frage, ob bei einer bestimmten Brücke die Ermüdung als Gefährdungsbild zu berücksichtigen ist, helfen kann. Für die Überprüfung der Ermüdungssicherheit einer Brücke wird ein zweistufiges Vorgehen empfohlen, welches schematisch in Bild 6.2 wiedergegeben ist. Falls keine Erkenntnisse aus einer kürzlich durchgeführten Zustandserfassung vorliegen, geht es in einem ersten Schritt darum, die ermüdungskritischen Bauteile anhand einfacher Überlegungen und Abschätzungen von den nicht kritischen zu trennen. Bei Brücken sind die stark beanspruchten Bauteile in der Regel diejenigen, welche sich nahe bei den Einleitstellen der Verkehrslasten befinden, also insbesondere die Fahrbahn- und Konsolplatten. Für diese Bauteile und deren konstruktive Details können die auftretenden Spannungsdifferenzen mittels einfacher Tragwerksmodelle und grober Annahmen abgeschätzt werden und mit der Dauerfestigkeit, welche z. B. gemäss SIA-Dokumentation D 0133 bestimmt werden kann, verglichen werden (vgl. Kap. 4.2.5 und 6.2.2). Falls die Dauerfestigkeit deutlich höher liegt, als die geschätzte Spannungsdifferenz, so ist das Detail bezüglich Ermüdung als unkritisch einzustufen und muss nicht weiter untersucht werden. Wenn die Spannungsdifferenz die Dauerfestigkeit deutlich überschreitet, so sollten in einem zweiten Schritt weitere Untersuchungen erfolgen. Falls bereits eine Zustandserfassung stattgefunden hat, können diese Schritte übersprungen und direkt mit der Phase 2 begonnen werden.

In einer zweiten Phase geht es darum, anhand des Bauwerkszustands zu entscheiden, ob hinsichtlich Ermüdung weitere Untersuchungen oder Massnahmen nötig sind. Bei Bauteilen, die sich in einem guten Zustand befinden, muss hinsichtlich Ermüdung nichts unternommen werden. Bauteile, welche Schäden oder konstruktive Mängel aufweisen, sollten unter Berücksichtigung ihres Zustands weiter untersucht oder zumindest im Rahmen von regelmässigen, sorgfältig ausgeführten Inspektionen auf Veränderungen überprüft werden. Dieses Vorgehen scheint vertretbar, da der Ermüdungsprozess sehr langsam fortschreitet, und beim plötzlichen Auftreten von Schäden genügend Zeit für das Einleiten von Massnahmen bleibt. Falls eine rechnerische Überprüfung vorgenommen werden soll, besteht eine Möglichkeit in der Berechnung des Schadens anhand einer Schadensakkumulationsrechnung, wie sie in Kapitel 5.2 vorgeschlagen wird. Zwei Beispiele dazu folgen in den Kapiteln 6.2.2 und 6.2.3. Falls die berechnete Schadenssumme deutlich kleiner als eins ist ( $D \ll 1$ ), reicht es, das Bauteil im Rahmen von regelmässigen Inspektionen auf Veränderungen zu untersuchen. Bei einer Schadenssumme von eins oder grösser eins ( $D \geq 1$ ), kann das Einleiten von Massnahmen angezeigt sein, da dies auf ein stark geschädigtes Bauteil hinweist.



Bild 6.1: Mögliche Entscheidungsmatrix zur Berücksichtigung des Gefährdungsbilds Ermüdung.

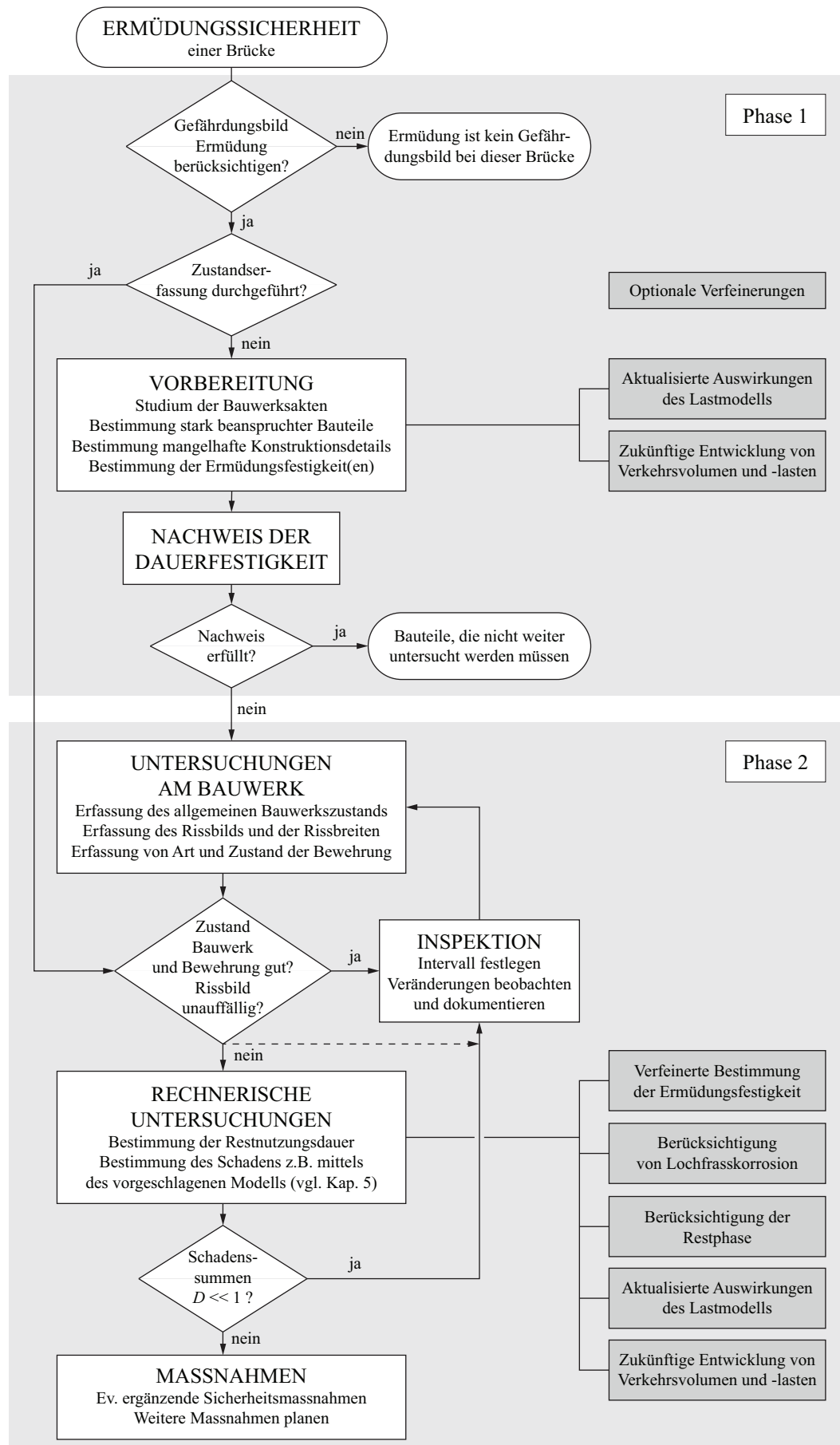


Bild 6.2: Schematische Darstellung der Überprüfung bestehender Brücken auf Ermüdungssicherheit.

### 6.2.2 Anwendungsbeispiel 1: Überprüfung einer Plattenbrücke

Die in Bild 6.3 dargestellte Plattenbrücke wurde in den 1960er-Jahren als Teil einer Nationalstrasse erstellt. Anhand des in Kapitel 5 entwickelten Modells soll für die Hauptbewehrung in Längsrichtung eine Abschätzung des innerhalb der nächsten 30 Jahre entstehenden Ermüdungsschadens vorgenommen werden. Für die zukünftige Entwicklung des Verkehrs wird von einem jährlichen Wachstum von 2% ausgegangen. Die Verteilung der Grösse der Achslasten jedoch bleibt konstant. Der bis anhin entstandene Schaden wird nicht berücksichtigt. Die im Jahr 2003 bei der WIM-Messstelle Mattstetten erfassten Achslastklassen sind in Bild 6.4 wiedergegebenen. Die Klassenbreite beträgt 5 kN. Rund 75% der gemessenen Achslasten liegen zwischen 25 und 75 kN. Dabei handelt es sich um Einzel-, Doppel- und Dreifachachsen.

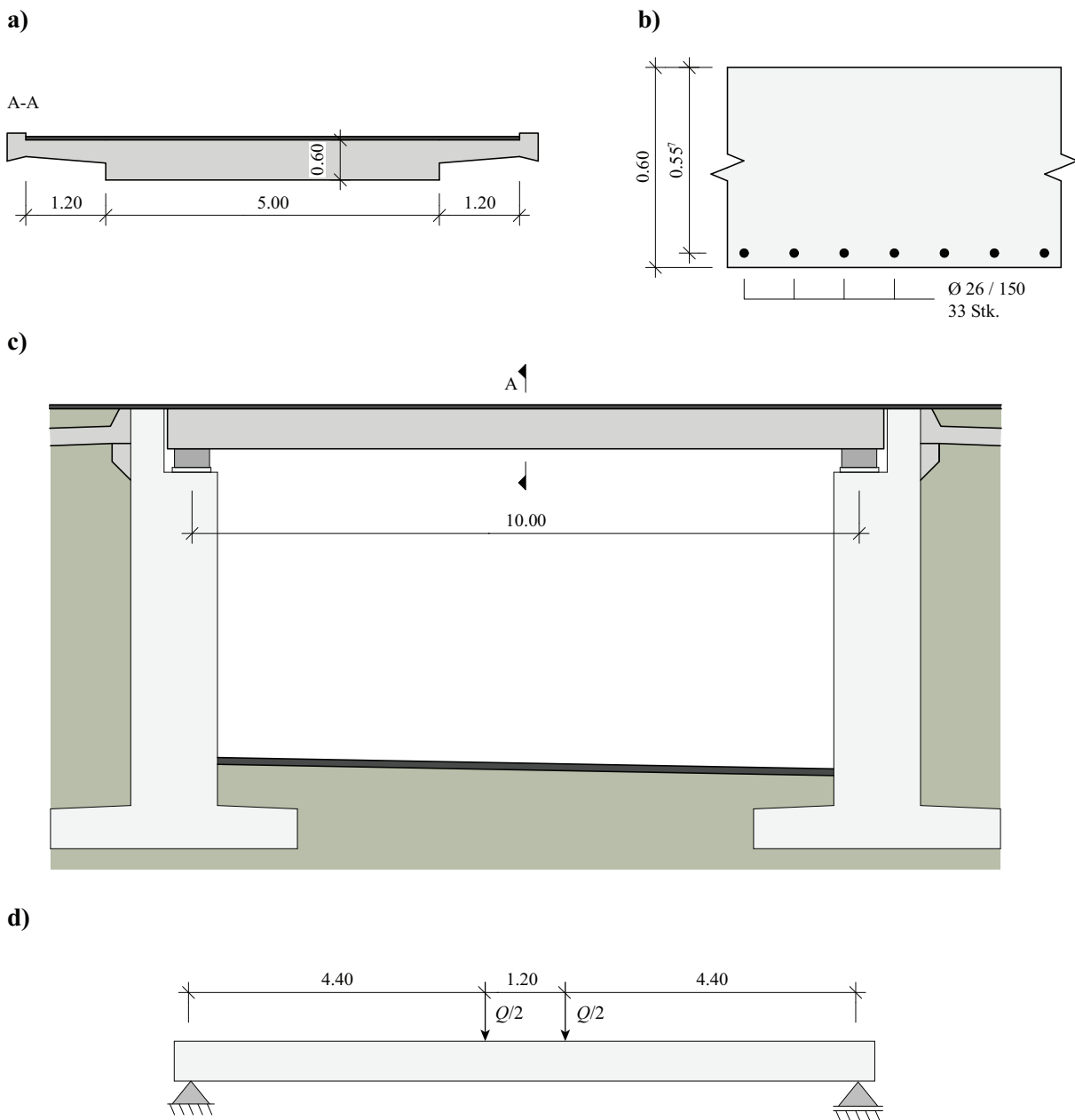
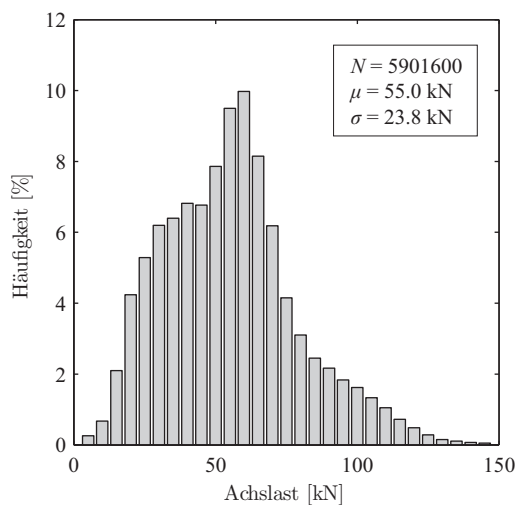


Bild 6.3: Einfeldrige Plattenbrücke: (a) Querschnitt; (b) Querschnitt mit Bewehrung; (c) Längsschnitt; (d) statisches System und Belastung. Abmessungen in m.

Für die Einwirkungen in der Modellrechnung wurden die gemessenen Achslasten mit einem dynamischen Faktor von 1.4 multipliziert.

Vereinfachend wird die Achslast in Brückenmitte als Doppelachse in zwei Punkten je hälftig mit einem Abstand von 1.2 m angeordnet (vgl. Bild 6.3 (d)). In Querrichtung wird sie gleichmässig über die Breite der Brücke verteilt. Für die Berechnung werden die Konsolplatten vernachlässigt und die Brücke als rechteckiger Balken mit einem Querschnitt von 5.00·0.60 m modelliert. Dieser ist mit 33 Stäben  $\varnothing 26$  mm bewehrt, was einem Bewehrungsgehalt von 0.64% entspricht. Die Schadensak-

a)



b)

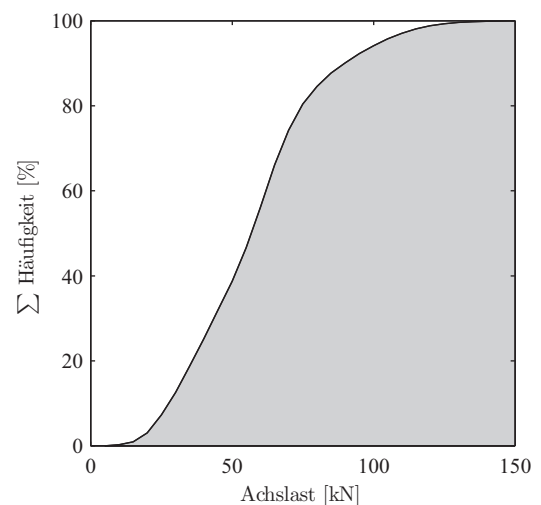
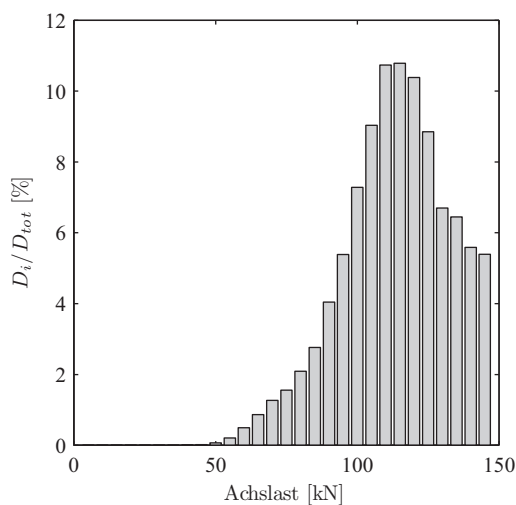


Bild 6.4: Auf der Nationalstrasse A1 in Mattstetten im Jahr 2003 gemessene Achslasten > 3.5 t: (a) Histogramm der Achslastklassen; (b) relative Summenkurve. Daten aus [69].

a)



b)

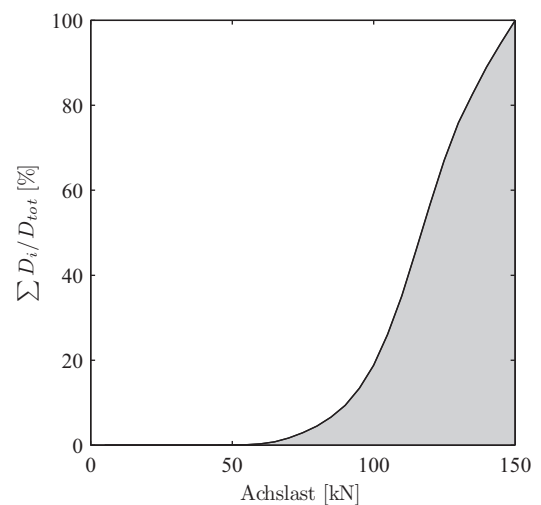


Bild 6.5: Anteil der einzelnen Achslastklassen am Gesamtschaden: (a) Histogramm der Achslastklassen; (b) relative Summenkurve.



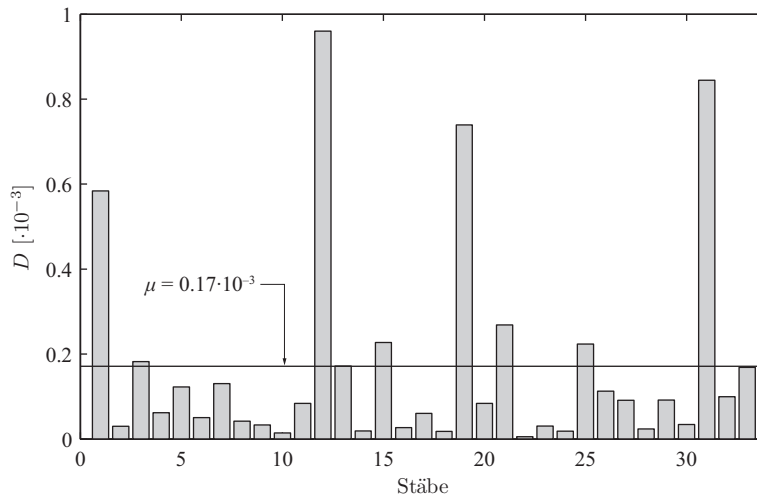


Bild 6.6: Für den Zeitraum von 30 Jahren in einem Rechengang erhaltene Schadenssumme der Bewehrungsstäbe.

kumulationsrechnung erfolgt anhand des in Kapitel 5 entwickelten Modells. Als Oberlast werden die Achslastklassen gemäss der in Bild 6.4 dargestellten Häufigkeitsverteilung angesetzt. Für jede Klasse wird ein Rechengang vollzogen, wobei mit der höchsten Lastklasse begonnen wird. Als ständige Last bzw. Unterlast wird das Eigengewicht der Brücke angesetzt. Der E-Modul des Betons wird mit  $E_{c0} = 40'000 \text{ N/mm}^2$  in Rechnung gestellt und die Betonzugfestigkeit mit  $f_{ct0} = 3 \text{ N/mm}^2$ .

In Bild 6.5 sind die Teilschäden dargestellt, welche durch die einzelnen Achslastklassen verursacht werden. Daraus kann abgelesen werden, dass der grösste Teil des Schadens durch hohe Achslasten, die relativ selten auftreten, verursacht werden. Rund 80% des gesamten Schadens entstehen durch Achslasten zwischen 100 und 150 kN. Dies lässt die Schlussfolgerung zu, dass eine Vergrösserung des Schwerverkehrsanteils und/oder eine Erhöhung der zulässigen Achslasten zu einem starken Anstieg der Schadensrate führen würden. In Bild 6.6 ist die für eine Zeitspanne von 30 Jahren nach Palmgren-Miner-Regel berechnete Schadenssumme für die einzelnen Bewehrungsstäbe dargestellt. Die berücksichtigte Anzahl Lastwechsel bzw. Achsen beträgt für den Betrachtungszeitraum rund 239.4 Mio. Der mittlere Schaden wurde zu  $D = 0.17 \cdot 10^{-3}$  ermittelt und ist somit deutlich kleiner als das Versagenskriterium ( $D = 1$ ). Die mittels der Modellrechnung erhaltene Schadenssumme ist sehr klein, weil die Beanspruchung der Bewehrung auch bei den höchsten Achslasten noch deutlich unterhalb der Dauerfestigkeit des Betonstahls liegt.

Auch wenn diese Modellrechnung nur eine Abschätzung mit stark vereinfachten Annahmen sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite ist, so kann davon ausgegangen werden, dass bei der Längsbewehrung dieser Brücke im Laufe ihrer Nutzungsdauer keine Ermüdungsschäden zu erwarten sind. Bei einer Erhöhung der zulässigen Achslasten müsste diese Prognose überprüft und allenfalls revidiert werden.

Zum Vergleich wurde als Verkehrslast die Ermüdungslast gemäss Lastmodell 1 (Strassenverkehr) der Norm SIA 261(2003) [104] angesetzt und dieselbe Berechnung vollzogen. Bei Berücksichtigung eines Beiwerts  $\alpha = 0.9$  beträgt die Achslast  $Q = 270 \text{ kN}$ . Anhand der Durchbiegung in Feldmitte lässt sich der Versagensprozess visualisieren (vgl. Bild 6.7). Der erste Stab erreicht das Versagenskriterium nach rund 2.4 Mio. Lastwechseln, was den Anfang der Restphase bedeutet. In unregelmässigen Abständen folgen nun weitere Stabbrüche. Die elastische Phase des Lastabtrags in Längsrichtung endet nach ca. 7.2 Mio. Lastwechseln, wenn die noch verbleibenden Stäbe die Fließgrenze erreichen.

Der Unterschied zwischen der Berechnung mit den effektiven Achslasten und derjenigen mit dem Lastmodell 1 ist frappant. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Schädigung der Bewehrung bei der Beanspruchung der Brücke durch die tatsächlichen Achslasten ausnahmslos im Dauerfestigkeitsbereich erfolgt. Wird hingegen das Lastmodell 1 in Rechnung gestellt, erfolgt bereits die Beanspruchung der vollständig intakten Bewehrung im Bereich der Zeitfestigkeit, was eine erheblich höhere Schadensrate zur Folge hat.

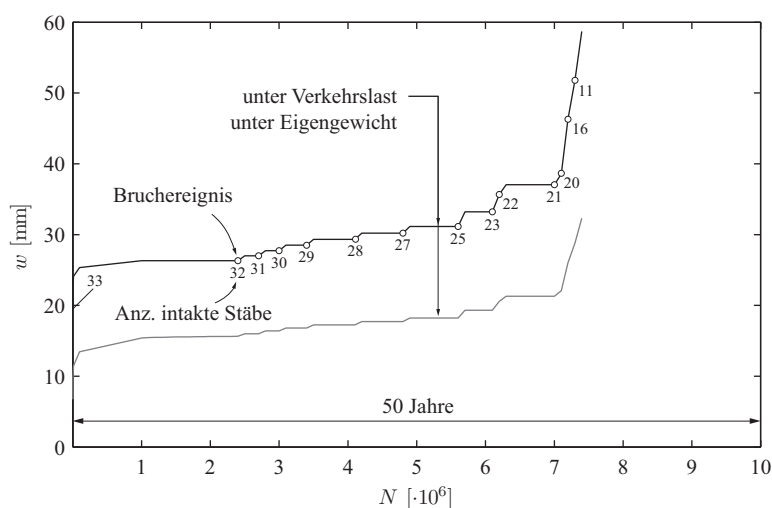


Bild 6.7: Rechengang mit Achslasten gemäss Lastmodell 1 der Norm SIA 261(2003): Zeitliche Entwicklung der Durchbiegung in Feldmitte und Bruchereignisse.

### 6.2.3 Anwendungsbeispiel 2: Überprüfung einer Konsolplatte

Im Rahmen einer geplanten Kapazitätserhöhung einer Nationalstrasse sollen die bisher als Standstreifen genutzten Konsolplatten der in Bild 6.8 dargestellten Hohlkastenbrücke neu als Fahrstreifen genutzt werden. Anhand des in Kapitel 5 entwickelten Modells soll für die schlaff bewehrte Konsolplatte eine Abschätzung des innerhalb der nächsten 30 Jahre entstehenden Ermüdungsschadens vorgenommen werden. Der bis anhin entstandene Schaden wird nicht berücksichtigt. Die Hauptbewehrung der Konsolplatte besteht aus  $\varnothing_s = 20 \text{ mm} / 150 \text{ mm}$ , was einem Bewehrungsgehalt von 0.63% entspricht (vgl. Bild 6.8 (c)). Für den Verkehr gelten dieselben Grundlagen wie in Beispiel 1 (Kap. 6.2.2). Vereinfachend wird davon ausgegangen, dass die gesamte Anzahl der im Jahr 2003 erfassten Achslasten den neuen Fahrstreifen befahren. Auf die Berücksichtigung einer jährlichen Zunahme des Verkehrs wird im Gegenzug verzichtet. Die Anzahl der berücksichtigten Achsen im Betrachtungszeitraum beträgt somit 177 Mio.

Als massgebende Einwirkung werden die zwei Radlasten einer Doppelachse mit einem Abstand von 1.2 m in Brückenlängsrichtung betrachtet. Die Radlast beträgt folglich ein Viertel der Achslast. Die Ausbreitung der Lasten in der Konsolplatte wird wie in Bild 6.8 (b) dargestellt angenommen. Die versteifende Wirkung des Konsolkopfs wird vernachlässigt. Die beiden anderen Radlasten befinden sich im Bereich des Hohlkastens und werden deshalb nicht betrachtet. Die Konsolplatte wird als Kragarm mit einem Querschnitt von  $5.60 \cdot 0.38 \text{ m}$  modelliert. Im Einspannquerschnitt befinden sich somit

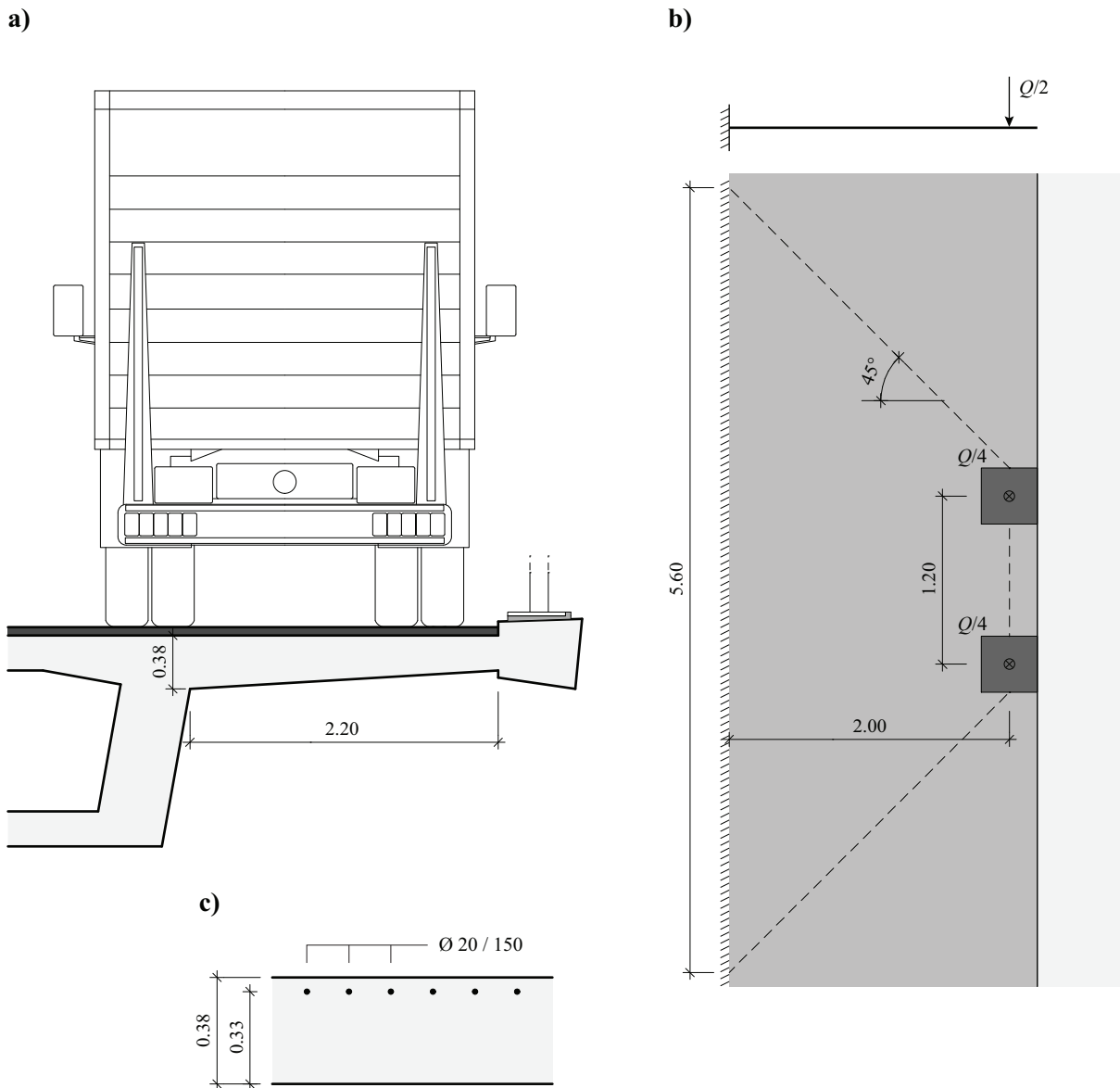


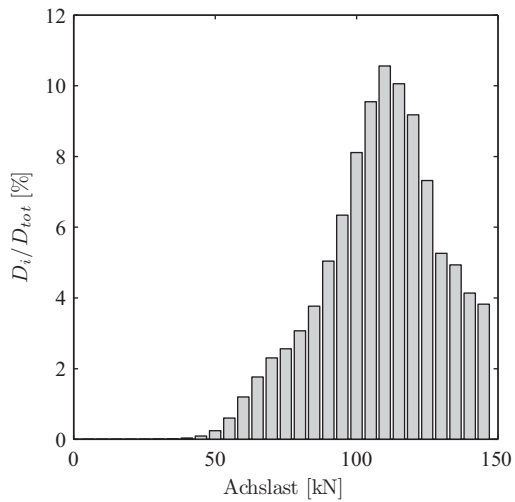
Bild 6.8: Konsolplatte einer Hohlkastenbrücke: (a) Brückenquerschnitt; (b) Statisches System und Draufsicht mit Einwirkung; (c) Bewehrung der Konsolplatte im Einspannquerschnitt. Abmessungen in m.

36 Bewehrungsstäbe. Der E-Modul des Betons wird mit  $E_{c0} = 40'000 \text{ N/mm}^2$  in Rechnung gestellt. Um einen oberen Grenzwert der Schadenssumme zu erhalten, wird eine Betonzugfestigkeit  $f_{ct0} = 0$  angesetzt.

In Bild 6.9 sind die Teilschäden dargestellt, welche durch die einzelnen Achslastklassen verursacht werden. Die Ergebnisse sind vergleichbar mit denjenigen des ersten Beispiels. Somit kann auch hier die Schlussfolgerung gezogen werden, dass eine Vergrößerung des Schwerverkehrsanteils und/oder eine Erhöhung der zulässigen Achslasten zu einem starken Anstieg der Schadensrate führen würden. Die mit der Modellrechnung ermittelten Schadenssummen der einzelnen Bewehrungsstäbe sind in Bild 6.10 wiedergegeben. Der mittlere Schaden wurde zu  $D = 0.83 \cdot 10^{-3}$  berechnet. Er ist somit rund 5 Mal grösser als der in Beispiel 1 ermittelte Schaden aber immer noch deutlich kleiner als das Versagenskriterium ( $D = 1$ ). Die Schadenssumme ist auch hier so klein, weil die Beanspruchung der Bewehrung trotz gerissenem Zustand der Konsolplatte für alle Achslasten deutlich unterhalb der Dauerfestigkeit des Betonstahls liegt.

Die Ergebnisse der Modellrechnung lassen die Schlussfolgerung zu, dass bei der Bewehrung der untersuchten Konsolplatte innerhalb der geplanten Nutzungsdauer keine Ermüdungsprobleme erwartet werden müssen. Eine Erhöhung der zulässigen Achslast oder eine zukünftige starke Zunahme des Schwerverkehrsanteils würden eine Neubeurteilung der Situation erfordern.

a)



b)

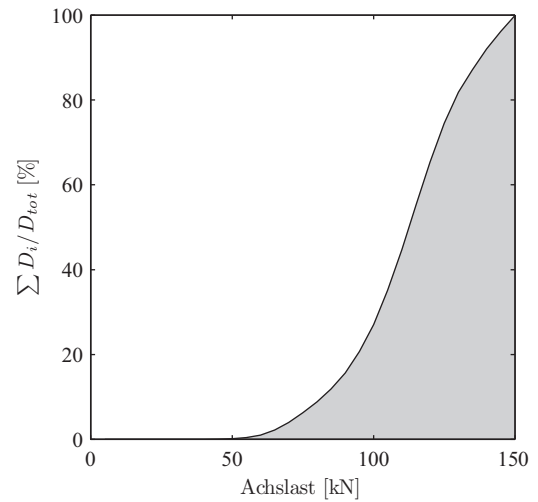


Bild 6.9: Anteil der einzelnen Achslastklassen am Gesamtschaden: (a) Histogramm der Achslastklassen; (b) relative Summenkurve.

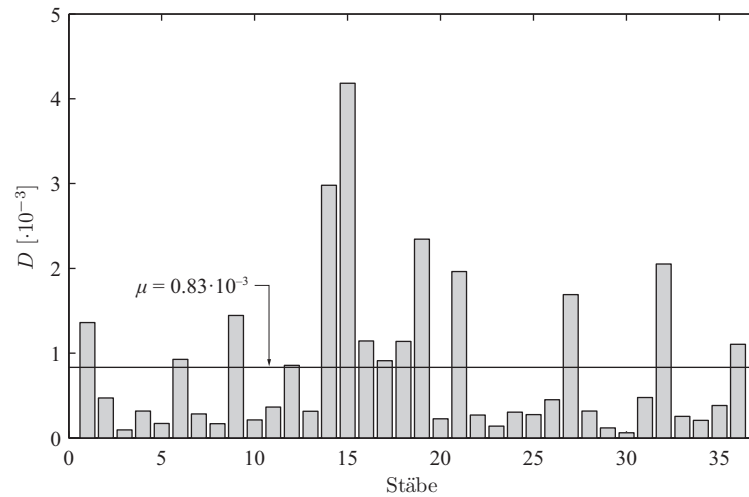


Bild 6.10: Für den Zeitraum von 30 Jahren in einem Rechengang erhaltene Schadenssumme der Bewehrungsstäbe.

### 6.3 Entwurf und Ausführung neuer Brücken

Die Bestimmungen für den Ermüdungsnachweis von Betonbauten in den heute gültigen Tragwerksnormen basieren auf einer Begrenzung der Spannungen bzw. der Spannungsdifferenzen (vgl. Kap. 6.1). Die Grenzwerte für diese Spannungen wurden basierend auf dem heutigen Kenntnisstand (Versuchsergebnisse) so festgelegt, dass innerhalb der Nutzungsdauer eines Bauwerks Schäden infolge Ermüdung ausgeschlossen werden können. Dabei sind vor allem auf der Einwirkungsseite gewisse Reserven eingeplant, um ein wachsendes Verkehrsvolumen und eine zukünftige mögliche Zunahme der Achslasten abzudecken (Ermüdungslastmodelle). Diese Voraussetzungen mögen konservativ erscheinen, doch aufgrund des heutigen Wissensstands sind sie als angemessen zu beurteilen. Ausserdem können die im Bauteil auftretenden Spannungsdifferenzen in den meisten Fällen durch eine sorgfältige, ermüdungsgerechte konstruktive Durchbildung klein gehalten werden, so dass die rechnerischen Nachweise nicht massgebend werden. Hinweise für eine ermüdungsgerechte konstruktive Durchbildung sind z. B. in der SIA-Dokumentation D 0133, Kapitel 5 [101] gegeben.

Mängel bei der Ausführung können ein wesentlich schlechteres Ermüdungsverhalten des Bauteils zur Folge haben. So wurde im Kapitel 4.1 gezeigt, dass Bewehrungsstäbe mit Kerben eine stark reduzierte Ermüdungsfestigkeit gegenüber einwandfreien Stäben haben. Falsch verlegte Bewehrung kann ausserdem im Gebrauch zu höheren Spannungsdifferenzen im Bewehrungsstahl und somit zu einem schlechteren Ermüdungsverhalten führen, ebenso mit zu kleinem Biegerollendurchmesser ausgeführte Abbiegungen von Bewehrungsstäben. Auf der Baustelle sollte deshalb auf einen sorgfältigen Umgang und ein einwandfreies Verlegen der Bewehrung geachtet werden. Der projektierende Ingenieur kann wesentlich zur Qualität des Bauwerks und dessen Gebrauchstauglichkeit beitragen, indem er bereits im Planungsprozess mögliche Montagevorgänge studiert. Abbiegeradien von ermüdungsbeanspruchten Bewehrungsstäben sollten stichprobenartig kontrolliert werden. Schweissungen an statisch erforderlicher Bewehrung sind in jedem Fall zu vermeiden.

Aufgrund des heutigen Kenntnisstands kann davon ausgegangen werden, dass es bei Brücken, die gemäss den aktuellen Tragwerksnormen geplant und ausgeführt worden sind, nie zu Ermüdungsschäden kommen wird. Eine sorgfältige konstruktive Durchbildung der Details und eine einwandfreie Ausführung verringern massgeblich die Wahrscheinlichkeit für das Auftreten von Schäden.

## 7 Forschungsbedarf und Schlussfolgerungen

*„We don't know a millionth of one percent about anything.“*

*Thomas Alva Edison (1847 – 1931)*

### 7.1 Forschungsbedarf

Aus heutiger Sicht lässt sich der Forschungsbedarf in drei Themenbereiche gliedern. Der erste Themenbereich beinhaltet die Erforschung der Schädigungsmechanismen, welche zum Ermüdungsversagen eines Stahlbetonbauteils führen können. In einem zweiten Themenbereich sollte die Einwirkungsseite genauer untersucht werden. Die für die Erfassung von Verkehrslasten zur Verfügung stehenden Methoden müssen weiter entwickelt werden. Grosse Herausforderungen stellen ausserdem die Auswertung der erhobenen Daten und die Prognose für die zukünftige Entwicklung des Verkehrs auf Schiene und Strasse dar. Den dritten Themenbereich bilden die Methoden zur Zustandserfassung von bestehenden Brücken. Der Schritt aus dem Labor hinaus ins Feld mit realen Bauwerken bildet hier den nächsten Meilenstein.

#### 7.1.1 Schädigungsmechanismen

Die Schädigungsmechanismen, welche bei der Ermüdung von Stahlbetonbauteilen eine Rolle spielen, müssen anhand von Experimenten weiter erforscht werden. Weitgehend ungeklärt ist, ob auf der mikroskopischen Ebene der Werkstoffe Ermüdungsprozesse ablaufen und falls ja, wie diese funktionieren. Auf der Ebene des Bauteils sind insbesondere diejenigen Prozesse, welche zu einer Veränderung des Verbunds und zum Risswachstum beitragen, nicht abschliessend untersucht worden.

Das Ziel wäre die Entwicklung von physikalisch-mechanischen Modellen, welche die komplexen Vorgänge beim Ermüdungsprozess von Stahlbeton besser abbilden können und somit die Grundlage für ein neues Nachweiskonzept bilden. Das heutige Nachweiskonzept mit separaten Nachweisen für Bewehrung und Beton basiert auf den Gesetzen der  $S-N$ -Kurven und einer linearen Schadensakkumulation. Es ist in diversen Normenwerken bzw. Richtlinien enthalten, so z. B. im Eurocode 2 [107; 108], im Model Code 2010 [20] und teilweise im AASHTO LRFD [4]. Die physikalischen Modelle, welche diesen Nachweisen zugrunde liegen, bilden die Realität nur ungenügend genau ab und berücksichtigen keinerlei Interaktion zwischen Beton und Bewehrung.

### 7.1.2 Einwirkungen

Die Beanspruchungen sind einer der wichtigsten Parameter zur Beschreibung des zeitabhängigen Verhaltens und des möglichen Ermüdungsschadens eines Bauteils. Da die Erfassung der tatsächlichen Ein- bzw. Auswirkungen bei bestehenden Bauwerken sehr aufwändig ist, ist der Ingenieur bei der Überprüfung in den meisten Fällen gezwungen, konservative Annahmen zu treffen. In der Regel werden dann die Verkehrslasten gemäss (reduzierten) Lastmodellen von Normen angesetzt. Für die Ermittlung der Auswirkungen (Spannungen) werden im Allgemeinen stark vereinfachte Tragwerksmodelle verwendet, was weiterer konservativer Annahmen bedarf. Insbesondere bei der Überprüfung von Strassenbrücken führt dieses Vorgehen häufig (nicht nur für die Ermüdung) zu ungenügenden Erfüllungsgraden.

Systeme zur Erfassung von Verkehrslasten sind seit einigen Jahren in Betrieb und werden laufend weiterentwickelt. Im Bereich Bauwerks-Monitoring wurden in den letzten Jahren neue, vielversprechende Systeme entwickelt. Leider sind diese Systeme im Moment noch sehr teuer – sowohl in der Anschaffung als auch im Unterhalt – und zu wenig robust. In Zukunft könnten solche Systeme aber vermehrt eingesetzt werden, um die Auswirkungen direkt am Bauwerk zu erfassen und dem Ingenieur somit eine solide Grundlage für seine rechnerischen Überprüfungen zur Verfügung zu stellen. Eine systematische Auswertung solcher Daten könnte ausserdem als Grundlage für die Entwicklung neuer Lastmodelle zur Überprüfung bestehender Brücken dienen.

### 7.1.3 Methoden für die Zustandserfassung

Aus heutiger Sicht ist es in vielen Fällen sinnvoll und wirtschaftlich, Infrastrukturbauten wie z. B. Brücken möglichst lange zu erhalten. Um die Sicherheit bestehender Brücken auch in Zukunft gewährleisten zu können, braucht es zuverlässige Prüfmethode, die eine frühzeitige Erkennung von Schäden (wie z. B. Ermüdungsbrüche einzelner Bewehrungsstäbe) ermöglichen. Solche, insbesondere zerstörungsfreie Prüfmethode sind in Laborversuchen bereits erfolgreich angewendet worden. Für Anwendungen im Feld muss die Zuverlässigkeit der Methoden verbessert und ihre Anwendbarkeit vereinfacht werden. Dafür ist weitere Forschungsarbeit erforderlich.

Bei einem realen Bauwerk können die Prozesse, welche zu einem bestimmten Schaden führen, nicht getrennt betrachtet werden. Der Ermüdungsprozess kann durch andere Schädigungsprozesse wie beispielsweise Korrosion der Bewehrung beschleunigt werden. Aus diesem Grund liegt das Potential bei der Zustandserfassung nicht in der Entwicklung und der Anwendung einer bestimmten Methode sondern in der Kombination mehrerer Methoden.

## 7.2 Schlussfolgerungen

Die Hauptziele dieser Arbeit waren die Erforschung des Ermüdungsverhaltens am Beispiel von Rahmenbrücken mit kurzen Spannweiten und die Überführung der in Versuchen beobachteten Ermüdungsphänomene in ein Modell mit einem physikalisch-mechanischen Hintergrund. Die durchgeführten Dauerschwingversuche an alten und neuen Betonstahl-Stäben und der Grossversuch an einem Stahlbetonrahmen ergänzen die bisherigen experimentellen Untersuchungen. Auch wenn nicht explizit erwähnt, so flossen doch viele aus den experimentellen Tätigkeiten resultierende Erkenntnisse in die Kapitel der Modellbildung und der Parameterstudie ein.

Mittels des Grossversuchs konnte gezeigt werden, dass die Ermüdung bei bestehenden Stahlbetonbrücken ein reales Gefährdungsbild darstellen kann und dass sich dieses primär auf die Bewehrung beschränkt. Der Schädigungsprozess kann aufgrund der im Versuch gemessenen Verformungsgrössen als kontinuierlich, langsam und nicht linear ablaufend charakterisiert werden. In der Schlussphase des Ermüdungslebens nehmen die Verformungsgrössen unkontrolliert zu, weshalb diese Phase als eigentliche Versagensphase bezeichnet werden kann.

Das einfache, transparente und leistungsfähige Modell zur Beschreibung des Ermüdungsverhaltens biegebeanspruchter Stahlbetonquerschnitte bildet das Hauptergebnis der Arbeit. Die Originalität des hier vorgeschlagenen Modells besteht in der zufallsverteilten Ermüdungsfestigkeit der einzelnen Bewehrungsstäbe eines Bauteils. Erst dieser Ansatz ermöglichte es, die sogenannte Restphase, d. h. das Bauteilverhalten nach dem Versagen des ersten Bewehrungsstabes, zu erfassen. Die Restphase und deren modellmässige Erfassung können für Anwendungen bei bestehenden Tragwerken relevant sein; einerseits können in dieser Phase Ermüdungsschäden erkannt werden, und andererseits steht eine gewisse Zeit für die Planung und Ausführung von Massnahmen zur Verfügung.

Darüber hinaus konnte mit dem Modell gezeigt werden, dass sich die im Zusammenhang mit der Ermüdung von Bauteilen aus Stahlbeton auftretenden Phänomene auf physikalische Grundlagen und bewährte mechanische Modelle zurückführen lassen. Die Resultate vergleichender Modellrechnungen zeigen eine gute Übereinstimmung mit verschiedenen Versuchsreihen, was die Leistungsfähigkeit des Modells bestätigt. Die grosse Frage, wie man den derzeitigen Ermüdungszustand eines bestehenden Bauteils erfassen und eine zuverlässige Prognose für seine Restlebensdauer abgeben kann, kann mit dieser Arbeit sicher nicht beantwortet werden. Vielmehr ist diese – und insbesondere das entwickelte Modell – als ein erwägenswertes grobes Grundgerüst zu verstehen, das in vielerlei Hinsicht noch verfeinert werden kann und aufgrund neuer Erkenntnisse auch verworfen werden darf.





# Bezeichnungen

## Abkürzungen

ASTRA	Bundesamt für Strassen
BSt	Betonstahl (alte Bezeichnung)
CEB	Comité Euro-International du Béton
EC	Eurocode
EN	Europäische Norm
ESEM	Environmental Scanning Electron Microscope
ETH	Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
K	kaltverformt (Betonstahl)
LM	Lastmodell
R	Ringmaterial (Betonstahl)
SIA	Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein
W	warmgewalzt (Betonstahl)
WIM	Weight in Motion

## Lateinische Grossbuchstaben

$A_s$	Querschnittsfläche des Betonstahls in der Zugzone
$A_s'$	Querschnittsfläche des Betonstahls in der Druckzone
$C$	Experimentell zu bestimmender Materialparameter
$D$	Schadenssumme
$E$	Elastizitätsmodul, Auswirkung
$E_c$	Elastizitätsmodul von Beton
$E_{c0}$	Elastizitätsmodul von Beton bei Einwirkungsbeginn
$E_s$	Elastizitätsmodul von Betonstahl
$E_{sh}$	Verfestigungsmodul von Betonstahl
$F$	Kraft, durch einen Hydraulikzylinder aufgebrachte Kraft
$F_C$	Druckkraft
$F_{max}$	Oberlast
$F_{min}$	Unterlast
$F_T$	Zugkraft
$I$	Flächenträgheitsmoment
$I_{id}$	Ideelles Flächenträgheitsmoment
$K$	Spannungsintensitätsfaktor
$L$	Absolute Länge
$M$	Biegemoment
$M_R$	Biegewiderstand
$M_{R0}$	Biegewiderstand bei Einwirkungsbeginn

## Bezeichnungen

$M_u$	Fliessmoment
$N$	Anzahl Lastwechsel, Anzahl Spannungswechsel, Normalkraft
$N_B$	Bruchlastwechselzahl
$N_{B,calc}$	Berechnete Bruchlastwechselzahl
$N_{B1}$	Lastwechselzahl beim Bruch des ersten Bewehrungsstabs
$N_{B1-2}$	Lastwechselzahl zwischen dem Bruch des ersten und des zweiten Bewehrungsstabs
$N_{B2-3}$	Lastwechselzahl zwischen dem Bruch des zweiten und des dritten Bewehrungsstabs
$N_D$	Grenzlastwechselzahl ( $5 \cdot 10^6$ Spannungswechsel)
$N_{fat}$	$2 \cdot 10^6$ Spannungswechsel
$N^*$	bezogene Lastwechselzahl
$Q$	Achslast
$Q_k$	charakteristischer Wert der Achslast
$R$	Spannungsverhältnis, Tragwiderstand
$RH$	relative Luftfeuchtigkeit
$S$	Spannungsintensitätsverhältnis
$S_c$	Charakteristische Spannungsintensität
$S_D$	Spannungsintensitätsverhältnis bezogen auf die Dauerfestigkeit
$T$	Periode
$V$	Querkraft
$V_R$	Querkraftwiderstand

## Lateinische Kleinbuchstaben

$a$	Risslänge
$a_s$	Querschnittsfläche des Betonstahls pro Längeneinheit oder pro Stab
$b$	Breite
$d$	statische Höhe
$d'$	Abstand der Druckbewehrung vom Druckrand
$d_i$	Teilschaden, Biegerollendurchmesser für Abbiegungen
$f$	Frequenz
$f_c$	Einachsige Betondruckfestigkeit, effektive Betondruckfestigkeit
$f_{cc}$	Zylinderdruckfestigkeit von Beton
$f_{cm}$	Mittlere Zylinderdruckfestigkeit von Beton nach 28 Tagen
$f_{ct}$	Zugfestigkeit von Beton
$f_{ct0}$	Zugfestigkeit von Beton bei Einwirkungsbeginn
$f_{cw}$	Würfeldruckfestigkeit von Beton
$f_{fat}$	Relative Ermüdungsfestigkeit (bezogen auf $f_{stat}$ )
$f_{stat}$	Statische Kurzzeitfestigkeit
$f_{su}$	Zugfestigkeit von Stahl
$f_{sy}$	Fliess- bzw. Streckgrenze von Stahl
$h$	Höhe, Bauteilhöhe
$h_e$	Bezogene Bauteilhöhe
$k_c$	Beiwert zur Bestimmung der Betonfestigkeit
$k_E$	Parameter zur Abschätzung des Elastizitätsmoduls von Beton
$k_{\emptyset}$	Abminderungsfaktor für abgebogene Bewehrungsstäbe

$l$	Länge, Spannweite
$l_f$	Freie Prüflänge
$m$	Neigung der Zeitfestigkeitsgerade
$n$	Anzahl, Wertigkeit, Erfüllungsgrad
$n_S$	Anzahl (Betonstahl-) Stäbe
$q_k$	charakteristischer Wert der verteilten Belastung auf dem fiktiven Fahrstreifen
$s_r$	Rissabstand
$t$	Zeit, Alter, Bauteildicke
$t_c$	Alter des Betons seit Einwirkungsbeginn
$t_0$	Alter des Betons bei Einwirkungsbeginn
$t_{SN}$	Faktor zur Berücksichtigung der Zugversteifung
$v$	Querkraft pro Längeneinheit
$v_R$	Querkraftwiderstand pro Längeneinheit
$w$	Vertikale Verschiebung, Durchbiegung
$w_r$	Rissbreite
$x$	Höhe der Biegedruckzone
$x, y, z$	Koordinatenachsen im rechtshändigen Koordinatensystem
$z_s$	Schwerpunktsabstand der Zugbewehrung
$z_s'$	Schwerpunktsabstand der Druckbewehrung

### Griechische Buchstaben

$\alpha$	Winkel, Beiwert
$\beta$	Parameter zur Beschreibung der Ermüdungsfestigkeit von Beton, Skalierungsfaktor
$\Delta$	Differenz
$\Delta\varepsilon_{s,ts}$	Anteil der Zugversteifung an der Gesamtdehnung des Betonstahls
$\Delta\sigma$	Spannungsdifferenz
$\Delta\sigma_D$	Dauerfestigkeit (bezogen auf $N_D$ )
$\Delta\sigma_{fat}$	nominelle Ermüdungsfestigkeit (bezogen auf $N_{fat}$ )
$\Delta\sigma_{s,D}$	Dauerfestigkeit von Betonstahl (bezogen auf $N_D$ )
$\Delta\sigma_{s,fat}$	nominelle Ermüdungsfestigkeit von Betonstahl (bezogen auf $N_{fat}$ )
$\Delta\sigma_{s0}$	Spannungsdifferenz im Betonstahl bei Einwirkungsbeginn
$\delta_b$	Schlupf
$\varepsilon_c$	Dehnung im Beton
$\varepsilon_{cu}$	Bruchdehnung von Beton
$\varepsilon_{el}$	Elastischer Anteil der Dehnung
$\varepsilon_{inf}$	Dehnung am unteren Querschnittsrand
$\varepsilon_s$	Dehnung im Betonstahl
$\varepsilon_{sm}$	mittlere Dehnung im Betonstahl
$\varepsilon_{smax}$	maximale Dehnung im Betonstahl
$\varepsilon_{su}$	Bruchdehnung von Betonstahl
$\varepsilon_{sup}$	Dehnung am oberen Querschnittsrand
$\varepsilon_{sv}$	Dehnung im Betonstahl bei Verfestigungsbeginn
$\varepsilon_t$	Zeitabhängiger Anteil der Dehnung
$\varepsilon_0$	Dehnung in der Mittelebene eines Querschnitts

## Bezeichnungen

$\lambda$	Betriebslastfaktor, Parameter zur Beschreibung der Zugversteifung
$\mu$	Mittelwert
$\rho$	Geometrischer Bewehrungsgehalt der Zugzone
$\rho'$	Geometrischer Bewehrungsgehalt der Druckzone
$\rho_{ef}$	Effektiver Bewehrungsgehalt eines Zugglieds
$\sigma$	Spannung, Standardabweichung
$\sigma_a$	Spannungsamplitude
$\sigma_c$	Spannung im Beton
$\sigma_m$	Mittelspannung
$\sigma_{max}$	Oberspannung
$\sigma_{min}$	Unterspannung
$\sigma_s$	Spannung im Betonstahl
$\tau_b$	Verbundschubspannung
$\tau_{bu}$	Verbundfestigkeit
$\tau_c$	Schubspannung im Beton
$\varphi$	Kriechzahl
$\chi$	Krümmung

## Sonderzeichen

$\emptyset$	Durchmesser
$\emptyset_s$	Durchmesser eines Bewehrungsstabs

# Literatur

- [1] Aas-Jakobsen, K. (1970), *Fatigue of Concrete Beams and Columns* (Dissertation), NTH Institutt for Betonkonstruksjoner, Trondheim, 148 pp.
- [2] Albert, W.A.J. (1837), "Über Treibseile am Harz". In: *Archive für Mineralogie, Geognosie, Bergbau und Hüttenkunde, Bd. 10, Heft 1*, Karsten, C.J.B. (ed.), G. Reimer, Berlin, pp. 215-234.
- [3] Alvarez, M. (1998), *Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton*, IBK Bericht No. 236, ETH Zürich, Zürich, 182 pp.
- [4] American Association of State Highway and Transportation Officials (2007), *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th Edition*, Washington, DC.
- [5] Atkinson, R.J., Winkworth, W.J. und Norris, G.M. (1962), *Behaviour of Skin Fatigue Cracks at the Corners of Windows in a Comet I Fuselage*, Report No. 3248, British Ministry of Aviation, London, 37 pp.
- [6] Balázs, G.L. (1991), "Fatigue of Bond", *ACI Materials Journal*, Vol. 88, No. 6, pp. 620-629.
- [7] Balázs, G.L., Koch, R. und Harre, W. (1994), "Verbund von Stahl in Beton unter Betriebsbeanspruchung". In: *Beiträge zum 30. Forschungskolloquium am 04. und 05. November 1994 an der Universität Stuttgart*, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (ed.), Berlin, pp. 167-176.
- [8] Ban, S. (1933), "Der Ermüdungsvorgang von Beton", *Der Bauingenieur*, Vol. 14, pp. 188-192.
- [9] Bannister, J.L. (1978), "Fatigue and Corrosion Fatigue of TorBar Reinforcement", *The Structural Engineer*, Vol. 56A, No. 3, pp. 82-86.
- [10] Basquin, O.H. (1910), "The Exponential Law of Endurance Tests", *ASTM Proceedings*, Vol. 10, pp. 625-630.
- [11] Bažant, Z.P. (2002), "Concrete fracture models: testing and practice", *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 69, No. 2, pp. 165-205.
- [12] Berlin-Brandenburgische Akademie der Wissenschaften (2011), *Digitales Wörterbuch der deutschen Sprache*, Berlin.
- [13] Berry, H.C. (1909), "Das Verhalten von Eisenbetonbalken unter wiederholter Belastung", *Beton und Eisen*, Vol. 8, pp. 84-86.
- [14] Box, G.E.P. und Draper, N.R. (1987), *Empirical Model-Building and Response Surfaces*, Wiley Series in Probability and Mathematical Statistics, Wiley, New York, 669 pp.
- [15] Bundesamt für Statistik BFS (2007), *Leistungen der Sachentransportfahrzeuge - Aktualisierte Zeitreihen bis 2006*, Neuchâtel, 44 pp.
- [16] Bundesamt für Strassen ASTRA (2009), *Strassen und Verkehr: Zahlen und Fakten 2009*, Bern, 38 pp.

- [17] Burns, C. (2011), *Serviceability Analysis of Reinforced Concrete Based on the Tension Chord Model* (Dissertation), ETH Zürich, Zürich.
- [18] Cannon, R.W., Godfrey, D.A. und Moreadith, F.L. (1992), *Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading*, ACI Report No. 215R-74, American Concrete Institute (ACI), 24 pp.
- [19] CEB FIP (1993), *Model Code 1990*, Bulletins d'Information No. 213/214, Thomas Telford Services Ltd., London, 460 pp.
- [20] CEB FIP (2010), *Model Code 2010 - First Complete Draft*, fib Bulletin 55, International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne.
- [21] Chang, T.S. und Kesler, C.E. (1958), "Static and Fatigue Strength in Shear of Beams with Tensile Reinforcement", *ACI Journal Proceedings*, Vol. 54, No. 6, pp. 1033-1057.
- [22] Considère, A. (1898/99), "Influence des armatures métalliques sur les propriétés des mortiers et bétons", *Le Génie Civil*, Vol. 34, No. 15, pp. 229-233.
- [23] Considère, A. (1902), *Experimental-Untersuchungen über die Eigenschaften der Zement-Eisen-Konstruktionen; aus dem Französischen übersetzt von Ing. M. Blodnig*, Lehmann & Wentzel (Paul Krebs), Wien, 32 pp.
- [24] Cook, D.J. und Chindaprasirt, P. (1981), "Influence of loading history upon the tensile properties of concrete", *Magazine of Concrete Research*, Vol. 33, No. 116, pp. 154-160.
- [25] Cornelissen, H.A.W. und Reinhardt, H.W. (1984), "Uniaxial tensile fatigue failure of concrete under constant-amplitude and programme loading", *Magazine of Concrete Research*, Vol. 36, No. 129, pp. 216-226.
- [26] Elber, W. (1970), *The Significance of Fatigue Crack Closure*, Damage Tolerance in Aircraft Structures, Toronto, Canada, pp. 230-242.
- [27] Erdogan, F. und Ratwani, M. (1970), "Fatigue and Fracture of Cylindrical Shells Containing a Circumferential Crack", *International Journal of Fracture Mechanics*, Vol. 6, No. 4, pp. 379-392.
- [28] Evans, R.H. und Marathe, M.S. (1968), "Microcracking and Stress-Strain Curves for Concrete in Tension", *Materials and Structures*, Vol. 1, No. 1, pp. 61-64.
- [29] Expertengruppe Verkehrsdaten (2006), *Grundlagendaten Landverkehr - Statusbericht 2006*, Bundesamt für Raumentwicklung ARE, Bern, 103 pp.
- [30] Fehlmann, P. (2008), *Fatigue Behavior of Existing Reinforced Concrete Frame Bridges*, 7th International PhD Symposium in Civil Engineering, Stuttgart, pp. 47-48, vollständiges Paper auf CD-ROM.
- [31] Fehlmann, P. und Vogel, T. (2009), "Versuche zur Ermüdungsfestigkeit alter Betonstähle", *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol. 104, No. 7, pp. 416-423.
- [32] Fehlmann, P., Wolf, T. und Vogel, T. (2011), *Versuche zum Ermüdungsverhalten von Stahlbetonbrücken*, IBK Bericht No. 332, ETH Zürich, Zürich, 95 pp.
- [33] Fernández Canteli, A., Esslinger, V. und Thürlimann, B. (1984), *Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungs- und Spannstählen*, IBK Bericht No. 8002-1, ETH Zürich, Zürich, 87 pp.

- [34] Forman, R.G. und Mettu, S.R. (1990), *Behavior of surface and corner cracks subjected to tensile and bending loads in Ti-6Al-4V alloy*, Report No. N-91-19273; NASA-TM--102165, 64 pp.
- [35] Freudenthal, A.M. und Gumbel, E. (1953), "On the statistical interpretation of fatigue tests", *Proceedings of the Royal Society of London. Series A: Mathematical and Physical Sciences*, Vol. 216, No. 1126, pp. 309-332.
- [36] Frey, R. (1984), *Ermüdung von Stahlbetonbalken unter Biegung und Querkraft*, IBK Bericht No. 145, ETH Zürich, Zürich, 108 pp.
- [37] Frost, N.E., Marsh, K.J. und Pook, L.P. (1974), *Metal Fatigue*, Dover Edition 1999, Oxford University Press, Oxford, 499 pp.
- [38] Gaede, K. (1962), *Versuche über die Festigkeit und die Verformung von Beton bei Druck-Schwellbeanspruchung und über den Einfluß der Grösse der Proben auf die Würfeldruckfestigkeit von Beton*, Heft No. 144, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 85 pp.
- [39] Gehler, W. (1936), *Generalreferat*, 2. Kongress der Internationalen Vereinigung für Brücken- und Hochbau (IVBH), München, pp. 105-106.
- [40] Glynn, J. (1844), *Minutes of the Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers*, pp. 202-203.
- [41] Goodman, J. (1926), *Mechanics Applied to Engineering*, 9. Auflage, Longmans, Green & Co., New York, London.
- [42] Graf, O. und Brenner, E. (1934), *Versuche zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von Beton gegen oftmals wiederholte Druckbelastung*, Heft No. 76, Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Berlin.
- [43] Graf, O. und Brenner, E. (1936), *Versuche zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von Beton gegen oftmals wiederholte Druckbelastung*, Heft No. 83, Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Berlin.
- [44] Griffith, A.A. (1921), "The Phenomena of Rupture and Flow in Solids", *Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Containing Papers of a Mathematical or Physical Character*, Vol. 221, pp. 163-198.
- [45] Haibach, E. (2002), *Betriebsfestigkeit, Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung*, 2. Auflage, Springer, Berlin, 753 pp.
- [46] Haigh, B.P. (1915), *Report on Alternating Stress Tests of a Sample of Mild Steel Received from the BA Stress Committee*, BASC Report No. 85, British Association Stress Committee, Manchester, 163-170 pp.
- [47] Herwig, A. (2008), *Reinforced Concrete Bridges under Increased Railway Traffic Loads - Fatigue Behaviour and Safety Measures* (Doctoral Thesis), EPFL, Lausanne, 117 pp.
- [48] Hillerborg, A. (1976), "Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements", *Cement and Concrete Research*, Vol. 6, No. 6, pp. 773-782.
- [49] Hillerborg, A. (1983), "Analysis of one Single Crack". In: *Fracture Mechanics of Concrete*, Wittmann, F.H. (ed.), Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam, pp. 223-249.



- [50] Hillerborg, A. (1991), "Application of the Fictitious Crack Model to Different Types of Materials", *International Journal of Fracture*, Vol. 51, No. 2, pp. 95-102.
- [51] Hilsdorf, H.K. und Kesler, C.E. (1966), "Fatigue Strength of Concrete Under Varying Flexural Stresses", *ACI Journal Proceedings*, Vol. 63, No. 10, pp. 1059-1076.
- [52] Hohberg, R. (2004), *Zum Ermüdungsverhalten von Beton* (Dissertation), TU Berlin, Berlin, 65 pp.
- [53] Holmen, J.O. (1982), "Fatigue of Concrete by Constant and Variable Amplitude Loading", *ACI Special Publication*, Vol. 75, pp. 71-110.
- [54] Holmen, J.O. (1984), "Fatigue Design Evaluation of Offshore Concrete Structures", *Materials and Structures*, Vol. 17, No. 97, pp. 39-42.
- [55] Hordijk, D.A. (1991), *Local Approach to Fatigue of Concrete* (Thesis), Technische Universiteit, Delft, 209 pp.
- [56] Hsu, T.T.C. (1981), "Fatigue of Plain Concrete", *ACI Journal Proceedings*, Vol. 78, No. 4, pp. 292-305.
- [57] Hübner, F. (1917), "Das Versuchswesen in der Praxis des Eisen- und Eisenbetonbaus", *Schweizerische Bauzeitung*, Vol. 69/70, No. 14, pp. 163-167.
- [58] Hübner, F. (1926), "Versuche über die Dauerbelastung von Eisenbetonbalken auf Biegung", *Schweizerische Bauzeitung*, Vol. 87/88, No. 7, pp. 110-111.
- [59] Irwin, G.R. (1957), "Analysis of Stresses and Strains Near the End of a Crack Traversing a Plate", *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 24, pp. 361-364.
- [60] Johansson, U. (2004), *Fatigue Tests and Analysis of Reinforced Concrete Bridge Deck Models* (Licentiate Thesis), Royal Institute of Technology, Stockholm, 207 pp.
- [61] Kaufmann, W. (2008), *Integrale Brücken - Sachstandsbericht*, ASTRA Bericht No. 629, Bundesamt für Strassen, Bern, 69 pp.
- [62] König, G. und Danielewicz, I. (1994), *Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit Erläuterungen zu den Nachweisen gemäss CEB-FIP Model Code 1990*, Heft No. 439, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 67 pp.
- [63] Lambotte, H., Baus, R. und Asselman, R. (1963), *Essais de flexion sur poutre en béton armé. Partie 1: Essais statiques préliminaires à une étude des effets de la fatigue sur les poutres fléchies en béton armé*, Centre scientifique et technique de la construction, Bruxelles.
- [64] Lambotte, H., Baus, R. und Motteu, H. (1965), *Essais de flexion sur poutre en béton armé. Partie 2: Etude des effets de la fatigue sur les poutres fléchies en béton armé*, Centre scientifique et technique de la construction, Bruxelles, 65 pp.
- [65] Lambotte, H., Claude, G. und Motteu, H. (1969), *Essais de flexion sur poutre en béton armé. Partie 3: Etude des effets de la fatigue sur les poutres fléchies en béton armé*, Centre scientifique et technique de la construction, Bruxelles, 83 pp.
- [66] Marti, P., Alvarez, M., Kaufmann, W. et al. (1999), *Tragverhalten von Stahlbeton*, IBK Bericht No. SP 008, ETH Zürich, Zürich, 301 pp.
- [67] Marti, P. und Ernst, G. (1993), "Norm SIA 162", *Schweizer Ingenieur und Architekt*, No. 22, pp. 383-388.

- [68] Mehmel, A. und Kern, E. (1962), *Elastische und plastische Stauchungen von Beton infolge Druckschwell- und Standbelastung*, Heft No. 153, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin.
- [69] Meystre, T. und Hirt, M. (2006), *Evaluation de ponts routiers existants avec un modèle de charge de trafic actualisé*, ASTRA Bericht No. 594, Bundesamt für Strassen, Bern, 84 pp.
- [70] Mills, R.E. und Dawson, R.F. (1928), "Fatigue of Concrete", *Highway Research Board Proceedings*, Vol. 7, No. Part 1, pp. 160-172.
- [71] Miner, M.A. (1945), "Cumulative Damage in Fatigue", *Journal of Applied Mechanics-Transactions of the ASME*, Vol. 12, No. 3, pp. A159-A164.
- [72] Moore, H.F. und Kommers, J.B. (1927), *The Fatigue of Metals; with Chapters on the Fatigue of Wood and of Concrete*, McGraw-Hill, New York, 326 pp.
- [73] Moss, D.S. (1980), *Axial Fatigue of High-Yield Reinforcing Bars in Air*, Report No. SR 622, Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, 31 pp.
- [74] Müller, F.P., Keintzel, E. und Charlier, H. (1983), *Dynamische Probleme im Stahlbetonbau*, Heft No. 342, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 139 pp.
- [75] Murdock, J.W. (1965), *A critical review of research on fatigue of plain concrete*, Engineering Experiment Station Bulletin No. 475, University of Illinois, Urbana, 25 pp.
- [76] Muttoni, A., Schwartz, J. und Thürlimann, B. (1996), *Bemessung von Betontragwerken mit Spannungsfeldern*, Birkhäuser Verlag, Basel/Boston/Berlin, 145 pp.
- [77] Nelson, D.V. (1977), "Review of Fatigue-crack-growth Prediction Methods", *Experimental Mechanics*, Vol. 17, No. 2, pp. 41-49.
- [78] Nürnberger, U. (1980), *Zum Schwingfestigkeitsverhalten von Betonstählen unter wirklichkeitsnahen Beanspruchungsbedingungen - Teil II, Werkstoffspezifische Thematik*, Schriftenreihe des Otto-Graf-Instituts, Bericht No. 75, Otto-Graf-Institut, Stuttgart, 85 pp.
- [79] Nürnberger, U. (1982), *Fatigue Resistance of Reinforcing Steel*, IABSE Colloquium, Lausanne, pp. 213-220.
- [80] Okamura, H. und Ueda, T. (1982), "Fatigue Behaviour of Reinforced Concrete Beams under Shear Force", *IABSE Reports*, Vol. 37, pp. 415-422.
- [81] Ople, F.S. und Hulsbos, C.L. (1966), "Probable Fatigue Life of Plain Concrete with Stress Gradient", *ACI Journal Proceedings*, Vol. 63, No. 1, pp. 59-82.
- [82] Palmgren, A. (1924), "Die Lebensdauer von Kugellagern", *Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure*, Vol. 68, pp. 339-341.
- [83] Paris, P.C. und Erdogan, F. (1963), "A critical analysis of crack propagation laws", *Journal of Basic Engineering*, Vol. 85, No. 4, pp. 528-534.
- [84] Park, Y.J. (1990), "Fatigue of Concrete Under Random Loadings", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 116, No. 11, pp. 3228-3235.
- [85] Peeker, E. (1997), *Extended Numerical Modeling of Fatigue Behavior* (Dissertation), EPFL, Lausanne, 175 pp.
- [86] Petkovic, G. und Lenschow, R. (1993), *Properties of Concrete Related to Fatigue Damage, Fracture and Damage of Concrete and Rock FDCR-2*, Wien, pp. 217-226.

- [87] Pimentel, M., Brühwiler, E. und Figueiras, J. (2008), "Fatigue life of short-span reinforced concrete railway bridges", *Structural Concrete. Journal of the fib*, Vol. 9, No. 4, pp. 215-222.
- [88] Plizzari, G.A., Cangiano, S. und Alleruzzo, S. (1997), "The Fatigue Behaviour of Cracked Concrete", *Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures*, Vol. 20, No. 8, pp. 1195-1206.
- [89] Popovics, S. (1973), "A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete", *Cement and Concrete Research*, Vol. 3, No. 5, pp. 583-599.
- [90] Probst, E. (1931), "The Influence of Rapidly Alternating Loading on Concrete and Reinforced Concrete", *The Structural Engineer*, Vol. 9, No. 12, pp. 410-429.
- [91] Radaj, D. und Vormwald, M. (2007), *Ermüdungsfestigkeit, Grundlagen für Ingenieure*, 3. Auflage, Springer-Verlag, Berlin, 688 pp.
- [92] Raphael, J.M. (1984), "Tensile Strength of Concrete", *ACI Journal Proceedings*, Vol. 81, No. 2, pp. 158-165.
- [93] Rehm, G. (1961), *Über die Grundlagen des Verbunds zwischen Stahl und Beton*, Heft No. 138, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 59 pp.
- [94] Rehm, G. und Eligehausen, R. (1979), "Bond of Ribbed Bars Under High Cycle Repeated Loads", *ACI Journal Proceedings*, Vol. 76, No. 2, pp. 297-310.
- [95] Rehm, G., Harre, W. und Beul, W. (1986), *Schwingfestigkeitsverhalten von Betonstählen unter wirklichkeitsnahen Beanspruchungs- und Umgebungsbedingungen*, No. 374, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, 90 pp.
- [96] Rehm, G., Harre, W. und Russwurm, D. (1981), *Untersuchungen über die Schwingfestigkeit geschweisster Betonstahlverbindungen*, Heft No. 317, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin.
- [97] Richard, H.A. und Sander, M. (2009), *Ermüdungsrisse - erkennen, sicher beurteilen, vermeiden*, Vieweg + Teubner | GWV Fachverlage GmbH, Wiesbaden, 148 pp.
- [98] Saliger, R. (1935), *Dauerversuche an Eisenbetonbalken mit verschiedenen Stahlbewehrungen*, Mitteilungen über Versuche, ausgeführt vom österreichischen Eisenbeton-Ausschuss, Heft No. 15, Wien.
- [99] Schläfli, M. (1999), *Ermüdung von Brückenfahrbahnplatten aus Stahlbeton* (Dissertation), EPFL, Lausanne, 113 pp.
- [100] Schütz, W. (1993), "Zur Geschichte der Schwingfestigkeit", *Materialwissenschaft und Werkstofftechnik*, Vol. 24, No. 6, pp. 203-232.
- [101] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (1997), *Ermüdung von Betonbauten*, SIA Dokumentation No. D 0133, Zürich, 51 pp.
- [102] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (2003), *Einführung in die Norm SIA 262*, SIA Dokumentation No. D 0182, Zürich, 125 pp.
- [103] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (2003), *Norm SIA 260(2003) Grundlagen der Projektierung von Tragwerken*, Zürich, 44 pp.
- [104] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (2003), *Norm SIA 261(2003) Einwirkungen auf Tragwerke*, Zürich, 142 pp.

- [105] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (2003), *Norm SIA 262(2003) Betonbau*, Zürich, 90 pp.
- [106] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (2003), *Norm SIA 263(2003) Stahlbau*, Zürich, 130 pp.
- [107] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (2004), *Norm SN EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Zürich, 246 pp.
- [108] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (2005), *Norm SN EN 1992-2:2005 Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln*, Zürich, 96 pp.
- [109] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (2011), *Norm SIA 269(2011) Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken*, Zürich, 28 pp.
- [110] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein (SIA) (2011), *Norm SIA 269/2(2011) Erhaltung von Tragwerken - Betonbau*, Zürich, 44 pp.
- [111] Seelhofer, H. (2009), *Ebener Spannungszustand im Betonbau: Grundlagen und Anwendungen*, IBK Bericht No. 320, ETH Zürich, Zürich, 236 pp.
- [112] Sigrist, V. (1995), *Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern*, IBK Bericht No. 210, ETH Zürich, Zürich, 159 pp.
- [113] Simmons, E.E., Jr. (1944), *Strain Gauge and Method for Making Same*, USA, Patent No. 2.350.073, 5 pp.
- [114] Smith, J.H. (1910), "Some Experiments on Fatigue of Metals", *The Journal of the Iron and Steel Institute*, Vol. 82, No. 2, pp. 246-318.
- [115] Smith, R.A. und Hillmansen, S. (2004), "A Brief Historical Overview of the Fatigue of Railway Axles", *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, Vol. 218, No. 4, pp. 267-277.
- [116] Spitzner, J. (1971), *Zur Prüfung von Betonrippenstahl unter schwingender Beanspruchung im freien und einbetonierten Zustand* (Dissertation), Technische Hochschule Darmstadt.
- [117] Tepfers, R. (1979), "Tensile Fatigue Strength of Plain Concrete", *ACI Journal Proceedings*, Vol. 76, No. 8, pp. 919-933.
- [118] Tepfers, R. und Kutti, T. (1979), "Fatigue Strength of Plain Ordinary and Lightweight Concrete", *ACI Journal*, Vol. 76, No. 5, pp. 635-652.
- [119] Thum, A., Svenson, O. und Weiss, H. (1938), "Neuzeitliche Dehnungsmessgeräte", *Forschung im Ingenieurwesen*, Vol. 9, pp. 229-234.
- [120] Tilly, G.P. (1979), "Fatigue of Steel Reinforcement Bars in Concrete: A Review", *Fatigue of Engineering Materials and Structures*, Vol. 2, pp. 251-268.
- [121] Tilly, G.P. (1984), "Fatigue Testing and Performance of Steel Reinforcement Bars", *Materials and Structures*, Vol. 17, No. 1, pp. 43-49.
- [122] Tilly, G.P. und Moss, D.S. (1982), "Long Endurance Fatigue of Steel Reinforcement", *IABSE Reports*, Vol. 37, pp. 229-238.

- [123] Tilly, G.P., Owen, D.G., Molzahn, R. et al. (1988), *Fatigue of Concrete Structures, State-of-the-Art-Report*, Bulletin d'Information No. 188, CEB, Dubrovnik, 300 pp.
- [124] van Leeuwen, J. und Siemes, A.J.M. (1979), "Miner's Rule with Respect to Plain Concrete", *Heron*, Vol. 24, No. 1, pp. 1-34.
- [125] van Mier, J. (2003), *Skript Werkstoffeigenschaften*, ETH Zürich, Zürich, 101 pp.
- [126] van Ornum, J.L. (1906), "The Fatigue of Concrete", *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 56, No. 1, pp. 294-320.
- [127] Weibull, W. (1939), *A statistical theory of the strength of materials*, Ingeniörs Vetenskaps Akademiens Handlingar, Proceedings No. 151, Generalstabens Litografiska Anstalts Förlag, Stockholm, 52 pp.
- [128] Weibull, W. (1949), *A statistical representation of fatigue failures in solids*, Transactions of the Royal Institute of Technology No. 27, Stockholm, 49 pp.
- [129] Wesche, K., Weber, J.W. und Kunze, W. (1973), "Zum Ermüdungsverhalten von unbewehrtem Beton, Stand der Forschung", *Cement and Concrete Research*, Vol. 3, No. 4, pp. 433-443.
- [130] Witteveen, P. und Fehlmann, P. (2010), *Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckbeanspruchung*, Versuchsbericht (unveröffentlicht, Projektarbeit von P. Witteveen) ETH Zürich.
- [131] Zheng, H. und Abel, A.A. (1999), "Fatigue Properties of Reinforcing Steel Produced by TEMPCORE Process", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 11, No. 2, pp. 158-165.

## **Anhang A    Modellrechnungen Versuche Schläfli**

In Tabelle A.1 bis Tabelle A.3 sind die für die Modellrechnungen der Versuche V1, V2 und V3.1 verwendeten Eingabeparameter enthalten. Die Resultate der Modellrechnungen sind in Bild A.1 bis Bild A.3 dargestellt.

Bezeichnung Versuch		Schläfli, V1	
<b>Geometrie</b> b 400 mm h 150 mm L 2.5 m dL 0.125 m		<b>Untere Bewehrung</b> d 124 mm Ø 12 mm No 3 a <sub>s</sub> 113.1 mm <sup>2</sup> A <sub>s</sub> 339.3 mm <sup>2</sup>	
<b>Materialkennwerte</b> f <sub>c</sub> 35.0 N/mm <sup>2</sup> f <sub>ct0</sub> 2.5 N/mm <sup>2</sup> E <sub>c0</sub> 33'000 N/mm <sup>2</sup> RH 40 %		<b>Obere Bewehrung</b> d 0 mm Ø 0 mm No 0 a <sub>s</sub> 0.0 mm <sup>2</sup> A <sub>s</sub> 0.0 mm <sup>2</sup>	
		<b>Einwirkungen</b> f 4.5 Hz N 0 kN F <sub>max</sub> 18.5 kN F <sub>min</sub> 6.3 kN x <sub>F</sub> 0.625 m t <sub>0</sub> 90 d	
		<b>Zuggurtmodell</b> λ 1	

Tabelle A.1: Eingabeparameter für die Modellrechnung von Versuch V1. Daten aus [99].

Bezeichnung Versuch		Schläfli, V2	
<b>Geometrie</b> b 400 mm h 150 mm L 2.5 m dL 0.125 m		<b>Untere Bewehrung</b> d 124 mm Ø 12 mm No 6 a <sub>s</sub> 113.1 mm <sup>2</sup> A <sub>s</sub> 678.6 mm <sup>2</sup>	
<b>Materialkennwerte</b> f <sub>c</sub> 35.0 N/mm <sup>2</sup> f <sub>ct0</sub> 2.5 N/mm <sup>2</sup> E <sub>c0</sub> 33'000 N/mm <sup>2</sup> RH 40 %		<b>Obere Bewehrung</b> d 0 mm Ø 0 mm No 0 a <sub>s</sub> 0.0 mm <sup>2</sup> A <sub>s</sub> 0.0 mm <sup>2</sup>	
		<b>Einwirkungen</b> f 4.5 Hz N 0 kN F <sub>max</sub> 40.0 kN F <sub>min</sub> 12.0 kN x <sub>F</sub> 0.625 m t <sub>0</sub> 90 d	
		<b>Zuggurtmodell</b> λ 1	

Tabelle A.2: Eingabeparameter für die Modellrechnung von Versuch V2. Daten aus [99].

Bezeichnung Versuch		Schläfli, V3.1	
<b>Geometrie</b> b 400 mm h 150 mm L 2.5 m dL 0.125 m		<b>Untere Bewehrung</b> d 124 mm $\emptyset$ 12 mm No 7 $a_s$ 113.1 mm <sup>2</sup> $A_s$ 791.7 mm <sup>2</sup>	
<b>Materialkennwerte</b> $f_c$ 35.0 N/mm <sup>2</sup> $f_{ct0}$ 2.5 N/mm <sup>2</sup> $E_{c0}$ 33'000 N/mm <sup>2</sup> RH 40 %		<b>Obere Bewehrung</b> d 0 mm $\emptyset$ 0 mm No 0 $a_s$ 0.0 mm <sup>2</sup> $A_s$ 0.0 mm <sup>2</sup>	
		<b>Einwirkungen</b> f 4.5 Hz N 0 kN $F_{max}$ 45.7 kN $F_{min}$ 13.7 kN $x_F$ 0.625 m $t_0$ 90 d	
		<b>Zuggurtmodell</b> $\lambda$ 1	

Tabelle A.3: Eingabeparameter für die Modellrechnung von Versuch V3.1. Daten aus [99].



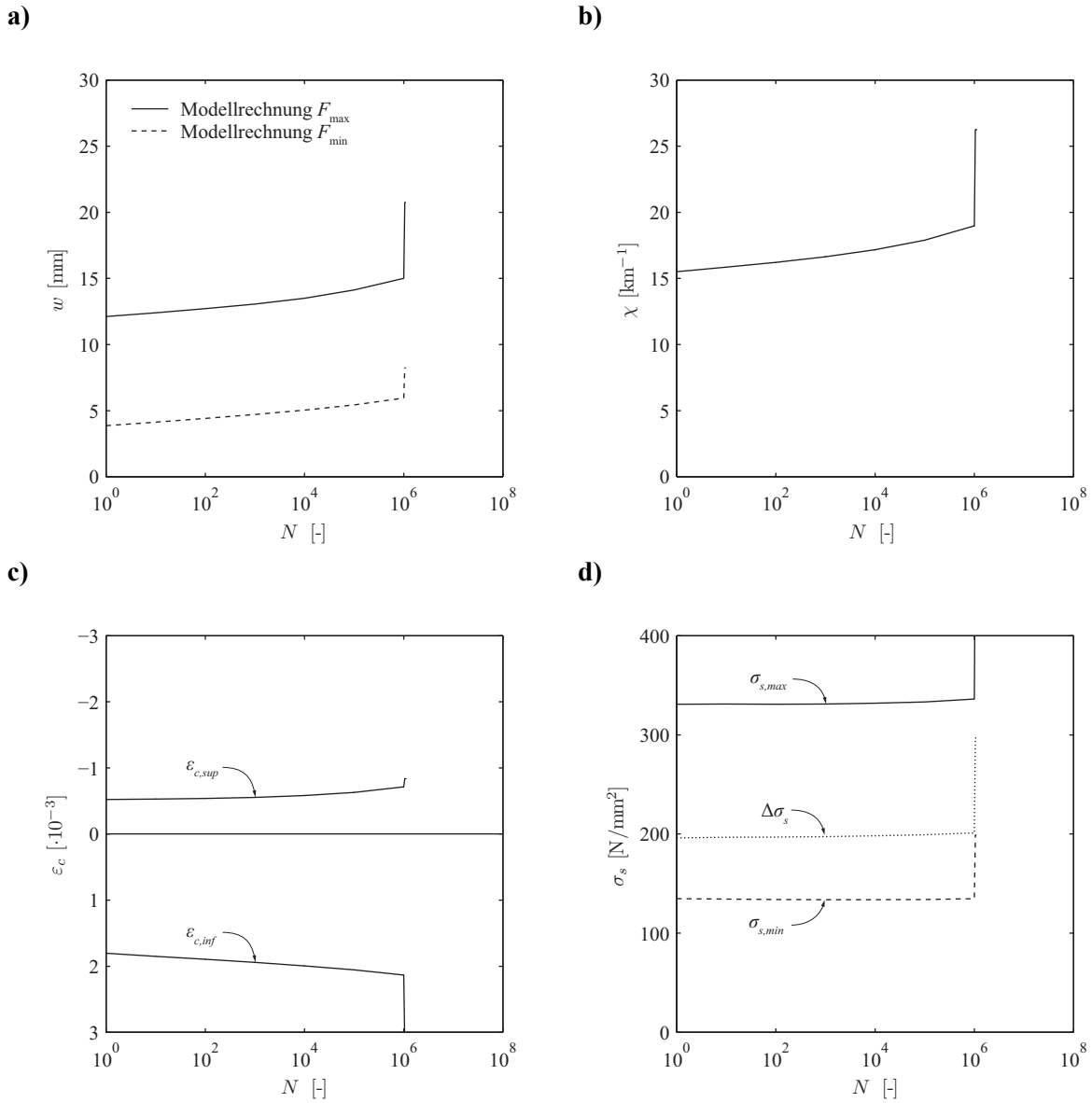


Bild A.1: Resultate und Modellrechnung des Versuchs V1: (a) Durchbiegung in Feldmitte; (b) Mittlere Krümmungen in der Zone mit konstantem Moment; (c) Betonranddehnungen in Feldmitte; (d) Stahlspannungen in Feldmitte.

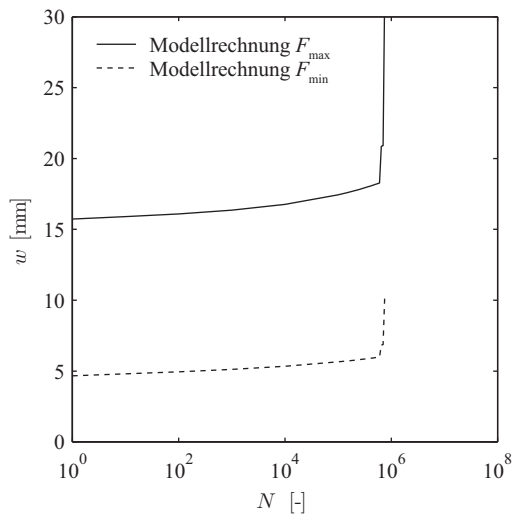
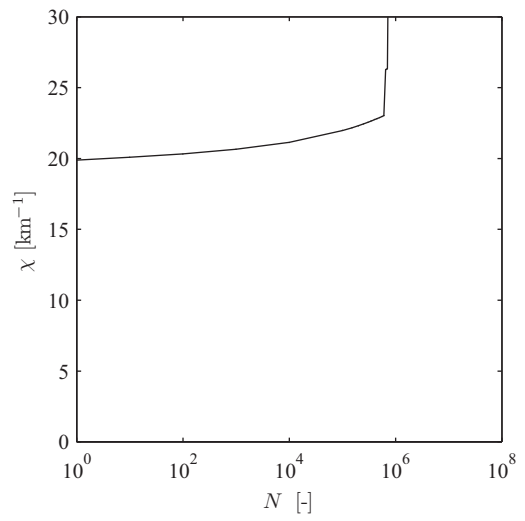
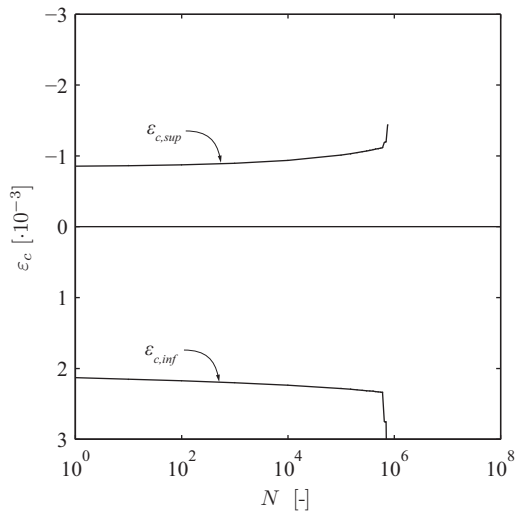
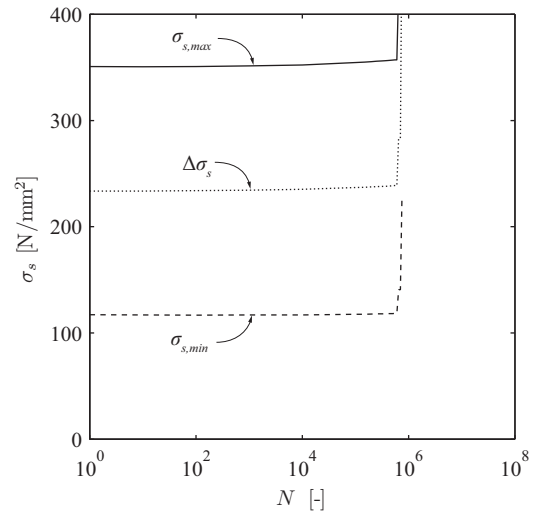
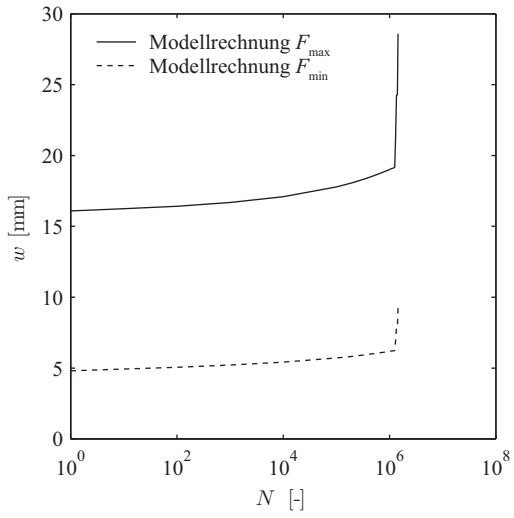
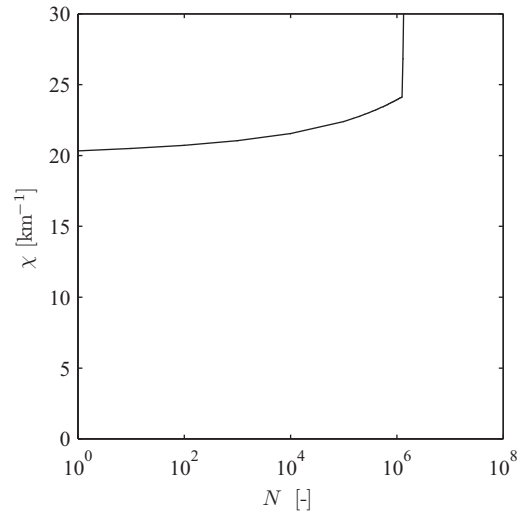
**a)****b)****c)****d)**

Bild A.2: Resultate und Modellrechnung des Versuchs V2: (a) Durchbiegung in Feldmitte; (b) Mittlere Krümmungen in der Zone mit konstantem Moment; (c) Betonranddehnungen in Feldmitte; (d) Stahlspannungen in Feldmitte.

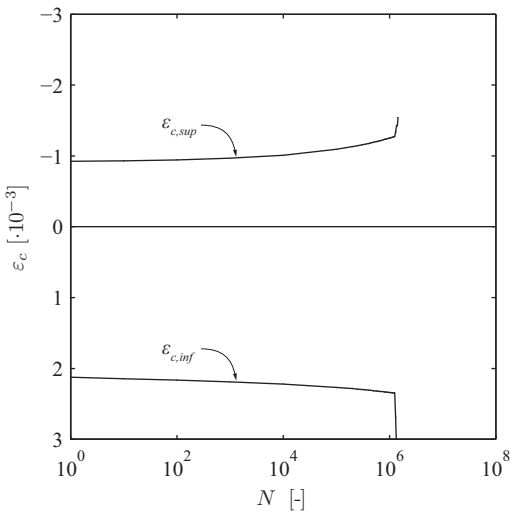
a)



b)



c)



d)

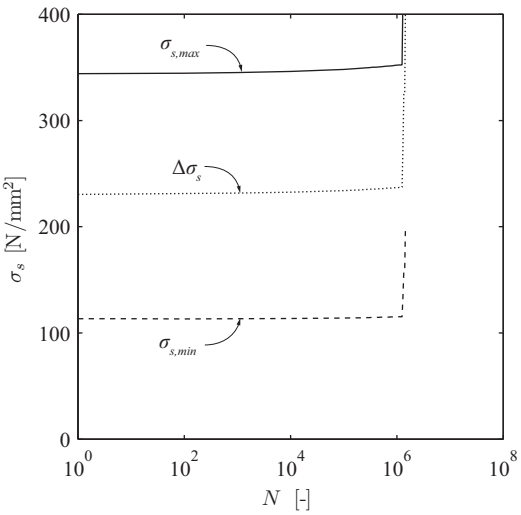


Bild A.3: Resultate und Modellrechnung des Versuchs V3: (a) Durchbiegung in Feldmitte; (b) Mittlere Krümmungen in der Zone mit konstantem Moment; (c) Betonranddehnungen in Feldmitte; (d) Stahlspannungen in Feldmitte.

## **Anhang B    Modellrechnungen Versuche Lambotte et al.**

In Tabelle B.1 bis Tabelle B.5 sind die für die Modellrechnungen der Versuchsreihen G.k und L.k und der Versuche AII.c, BI.d und BIII.e verwendeten Eingabeparameter enthalten. Die Resultate der Modellrechnungen sind in Bild B.1 bis Bild B.5 dargestellt.

Bezeichnung Versuch			Lambotte et al., 2. Teil, G.k		
Geometrie		Untere Bewehrung		Einwirkungen	
b	150 mm	d	250 mm	f	4.166 Hz
h	280 mm	Ø	10 mm	N	0 kN
L	2.8 m	No	4	F <sub>max</sub>	16.0 kN
dL	0.0933 m	a <sub>s</sub>	78.5 mm <sup>2</sup>	F <sub>min</sub>	5.7 kN
		A <sub>s</sub>	314.2 mm <sup>2</sup>	x <sub>F</sub>	0.933 m
				t <sub>0</sub>	90 d
Materialkennwerte		Obere Bewehrung		Zuggurtmodell	
f <sub>c</sub>	32.4 N/mm <sup>2</sup>	d	0 mm	λ	1
f <sub>ct0</sub>	2.5 N/mm <sup>2</sup>	Ø	0 mm		
E <sub>c0</sub>	25'200 N/mm <sup>2</sup>	No	0		
RH	40 %	a <sub>s</sub>	0.0 mm <sup>2</sup>		
		A <sub>s</sub>	0.0 mm <sup>2</sup>		

Tabelle B.1: Eingabeparameter für die Modellrechnung der Versuchsreihe G.k. Daten aus [64].

Bezeichnung Versuch			Lambotte et al., 2. Teil, L.k		
Geometrie		Untere Bewehrung		Einwirkungen	
b	150 mm	d	225 mm	f	4.166 Hz
h	280 mm	Ø	16 mm	N	0 kN
L	2.8 m	No	6	F <sub>max</sub>	39.4 kN
dL	0.0933 m	a <sub>s</sub>	201.1 mm <sup>2</sup>	F <sub>min</sub>	14.1 kN
		A <sub>s</sub>	1206.4 mm <sup>2</sup>	x <sub>F</sub>	0.933 m
				t <sub>0</sub>	90 d
Materialkennwerte		Obere Bewehrung		Zuggurtmodell	
f <sub>c</sub>	18.8 N/mm <sup>2</sup>	d	0 mm	λ	1
f <sub>ct0</sub>	2.0 N/mm <sup>2</sup>	Ø	0 mm		
E <sub>c0</sub>	21'100 N/mm <sup>2</sup>	No	0		
RH	40 %	a <sub>s</sub>	0.0 mm <sup>2</sup>		
		A <sub>s</sub>	0.0 mm <sup>2</sup>		

Tabelle B.2: Eingabeparameter für die Modellrechnung der Versuchsreihe L.k. Daten aus [64].

Bezeichnung Versuch			Lambotte et al., 3. Teil, AII.c		
Geometrie		Untere Bewehrung		Einwirkungen	
b	150 mm	d	236 mm	f	4.166 Hz
h	280 mm	Ø	14 mm	N	0 kN
L	2.8 m	No	5	F <sub>max</sub>	37.1 kN
dL	0.0933 m	a <sub>s</sub>	153.9 mm <sup>2</sup>	F <sub>min</sub>	15.5 kN
		A <sub>s</sub>	769.7 mm <sup>2</sup>	x <sub>F</sub>	0.933 m
				t <sub>0</sub>	90 d
Materialkennwerte		Obere Bewehrung		Zuggurmodell	
f <sub>c</sub>	26.3 N/mm <sup>2</sup>	d	0 mm	λ	1
f <sub>ct0</sub>	2.0 N/mm <sup>2</sup>	Ø	0 mm		
E <sub>c0</sub>	23'500 N/mm <sup>2</sup>	No	0		
RH	40 %	a <sub>s</sub>	0.0 mm <sup>2</sup>		
		A <sub>s</sub>	0.0 mm <sup>2</sup>		

Tabelle B.3: Eingabeparameter für die Modellrechnung von Versuch AII.c. Daten aus [65].

Bezeichnung Versuch			Lambotte et al., 3. Teil, BI.d		
Geometrie		Untere Bewehrung		Einwirkungen	
b	150 mm	d	250 mm	f	4.166 Hz
h	280 mm	Ø	14 mm	N	0 kN
L	2.8 m	No	2	F <sub>max</sub>	22.8 kN
dL	0.0933 m	a <sub>s</sub>	153.9 mm <sup>2</sup>	F <sub>min</sub>	8.1 kN
		A <sub>s</sub>	307.9 mm <sup>2</sup>	x <sub>F</sub>	0.933 m
				t <sub>0</sub>	90 d
Materialkennwerte		Obere Bewehrung		Zuggurmodell	
f <sub>c</sub>	30.4 N/mm <sup>2</sup>	d	0 mm	λ	1
f <sub>ct0</sub>	2.0 N/mm <sup>2</sup>	Ø	0 mm		
E <sub>c0</sub>	23'700 N/mm <sup>2</sup>	No	0		
RH	40 %	a <sub>s</sub>	0.0 mm <sup>2</sup>		
		A <sub>s</sub>	0.0 mm <sup>2</sup>		

Tabelle B.4: Eingabeparameter für die Modellrechnung von Versuch BI.d. Daten aus [65].

Bezeichnung Versuch		Lambotte et al., 3. Teil, BIII.e	
<b>Geometrie</b> b 150 mm h 280 mm L 2.8 m dL 0.0933 m		<b>Untere Bewehrung</b> d 233 mm Ø 14 mm No 8 a <sub>s</sub> 153.9 mm <sup>2</sup> A <sub>s</sub> 1231.5 mm <sup>2</sup>	
<b>Materialkennwerte</b> f <sub>c</sub> 35.0 N/mm <sup>2</sup> f <sub>ct0</sub> 2.5 N/mm <sup>2</sup> E <sub>c0</sub> 25'900 N/mm <sup>2</sup> RH 40 %		<b>Obere Bewehrung</b> d 0 mm Ø 0 mm No 0 a <sub>s</sub> 0.0 mm <sup>2</sup> A <sub>s</sub> 0.0 mm <sup>2</sup>	
		<b>Einwirkungen</b> f 4.166 Hz N 0 kN F <sub>max</sub> 67.3 kN F <sub>min</sub> 21.0 kN x <sub>F</sub> 0.933 m t <sub>0</sub> 90 d	
		<b>Zuggurtmodell</b> λ 1	

Tabelle B.5: Eingabeparameter für die Modellrechnung von Versuch BIII.e. Daten aus [65].

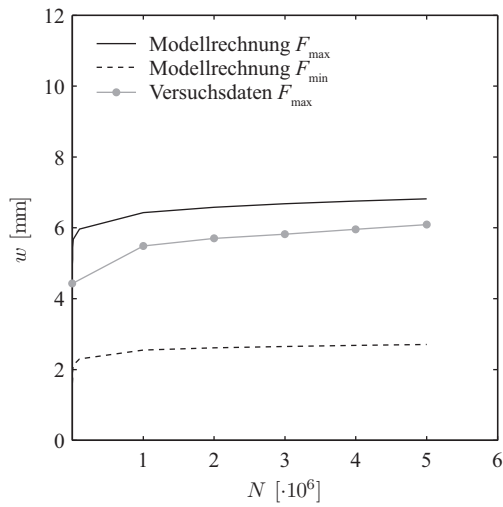
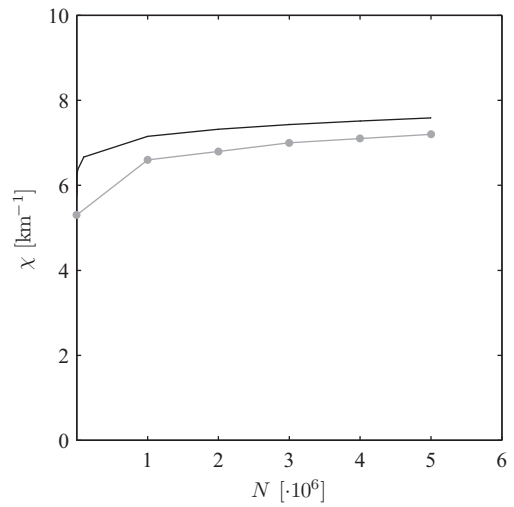
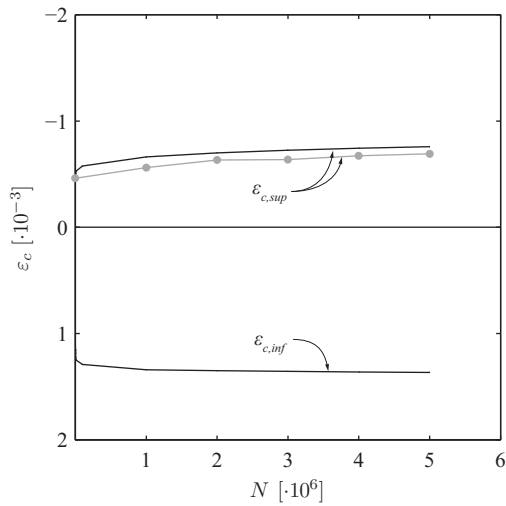
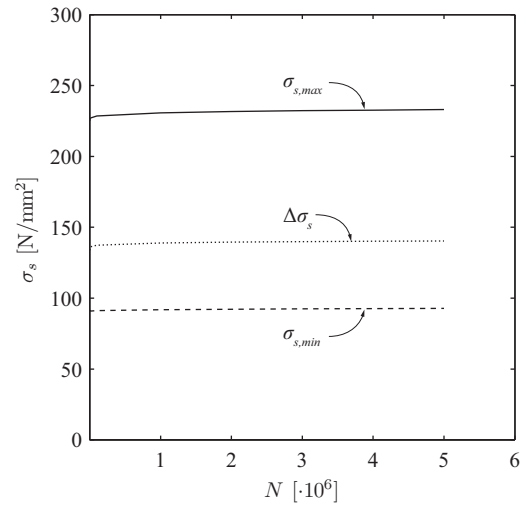
**a)****b)****c)****d)**

Bild B.1: Resultate (Mittelwerte) und Modellrechnung der Versuchsserie G.k mit den Versuchen G.k<sub>1</sub>, G.k<sub>2</sub>, G.k<sub>3</sub>: (a) Durchbiegung in Feldmitte; (b) Mittlere Krümmungen in der Zone mit konstantem Moment; (c) Betonranddehnungen in Feldmitte; (d) Stahlspannungen in Feldmitte. Versuchsdaten aus [64].



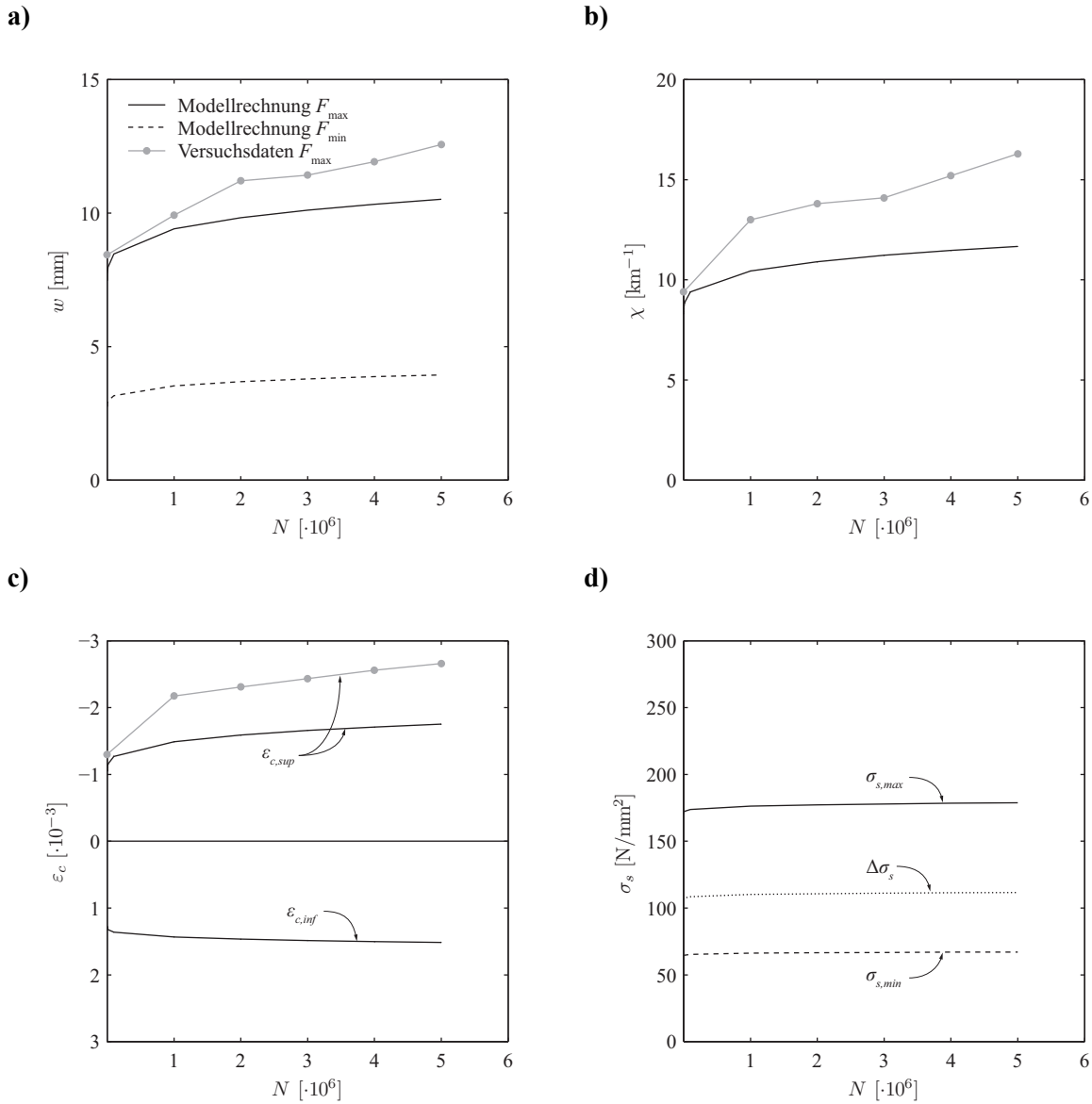


Bild B.2: Resultate (Mittelwerte) und Modellrechnung der Versuchsserie L.k mit den Versuchen L.k<sub>1</sub>, L.k<sub>2</sub>, L.k<sub>3</sub>: (a) Durchbiegung in Feldmitte; (b) Mittlere Krümmungen in der Zone mit konstantem Moment; (c) Betonranddehnungen in Feldmitte; (d) Stahlspannungen in Feldmitte. Versuchsdaten aus [64].

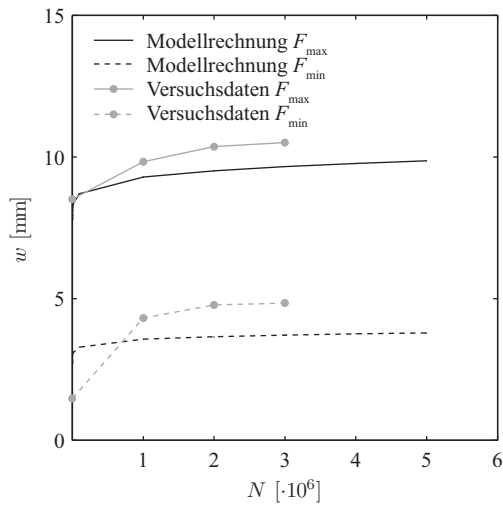
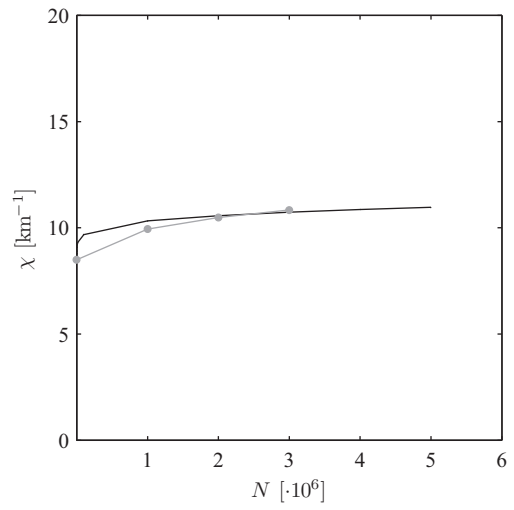
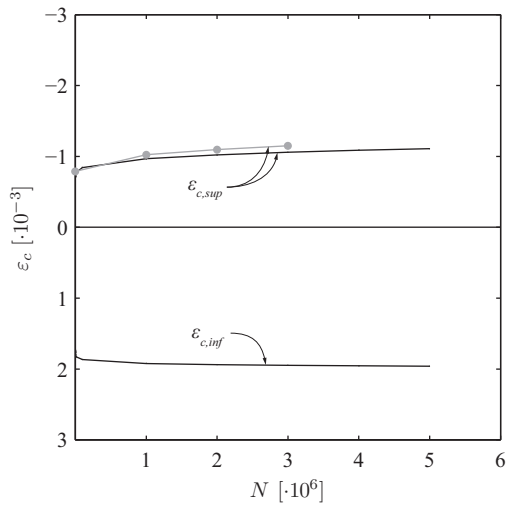
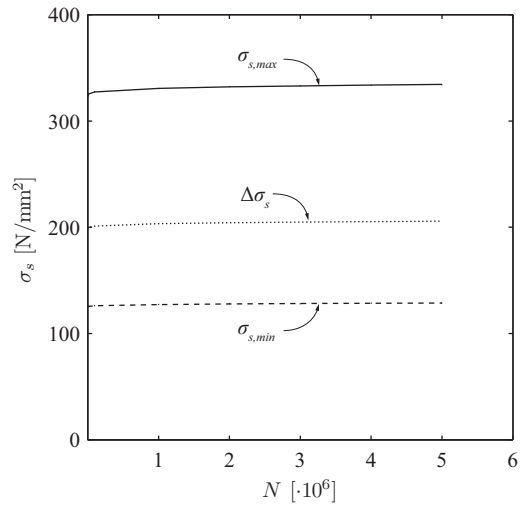
**a)****b)****c)****d)**

Bild B.3: Resultate und Modellrechnung des Versuchs BI.d: (a) Durchbiegung in Feldmitte; (b) Mittlere Krümmungen in der Zone mit konstantem Moment; (c) Betonranddehnungen in Feldmitte; (d) Stahlspannungen in Feldmitte. Versuchsdaten aus [65].

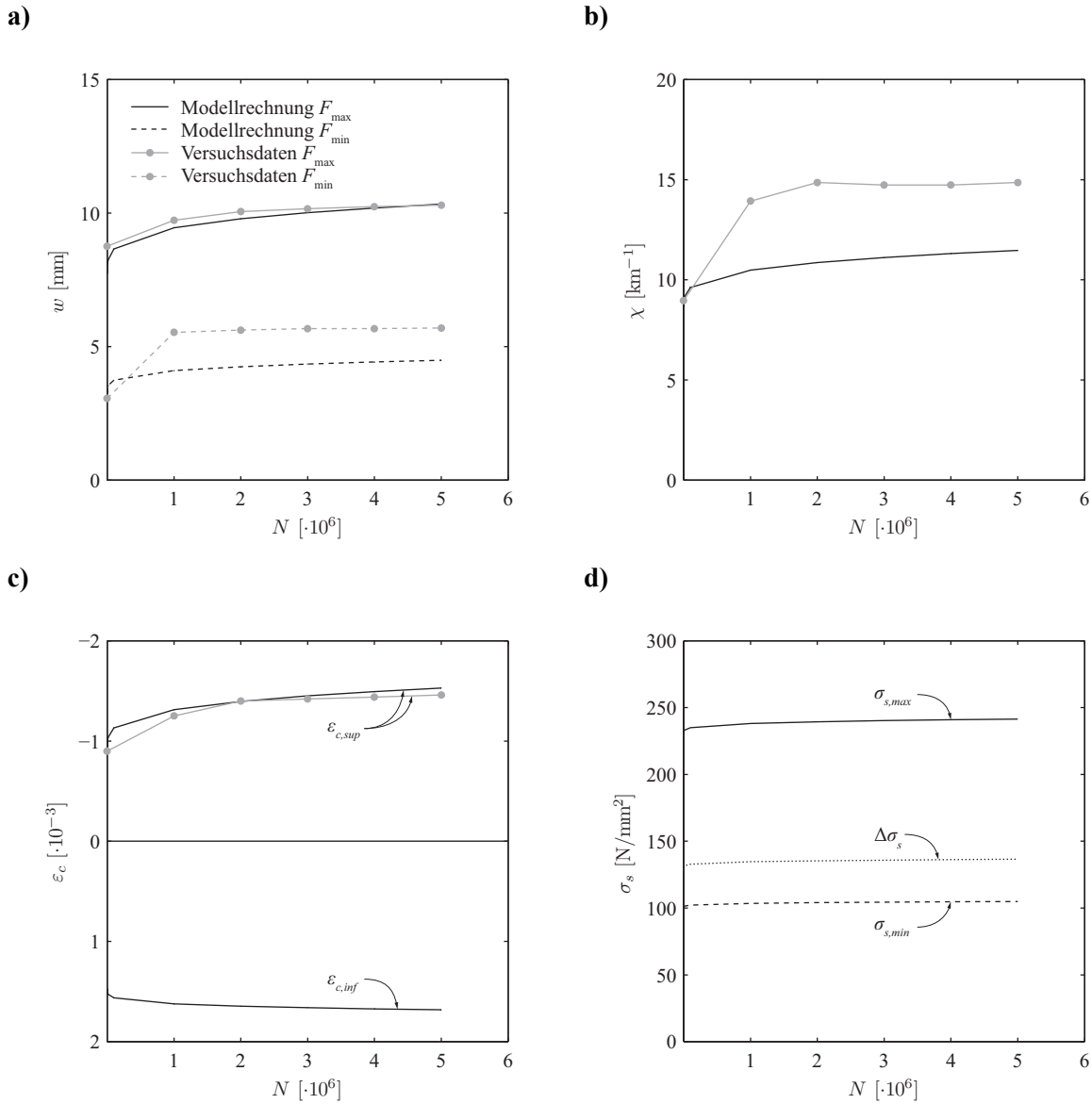


Bild B.4: Resultate und Modellrechnung des Versuchs AII.c: (a) Durchbiegung in Feldmitte; (b) Mittlere Krümmungen in der Zone mit konstantem Moment; (c) Betonranddehnungen in Feldmitte; (d) Stahlspannungen in Feldmitte. Versuchsdaten aus [65].

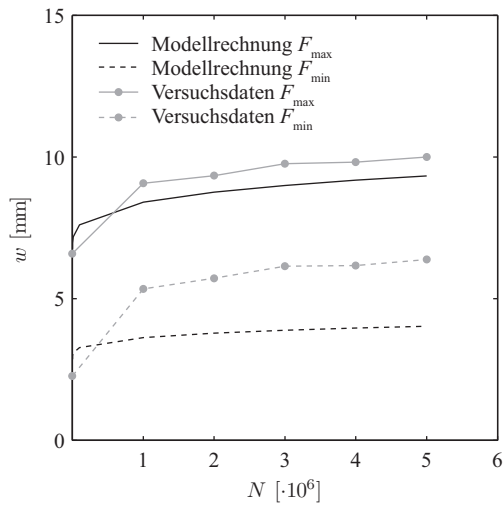
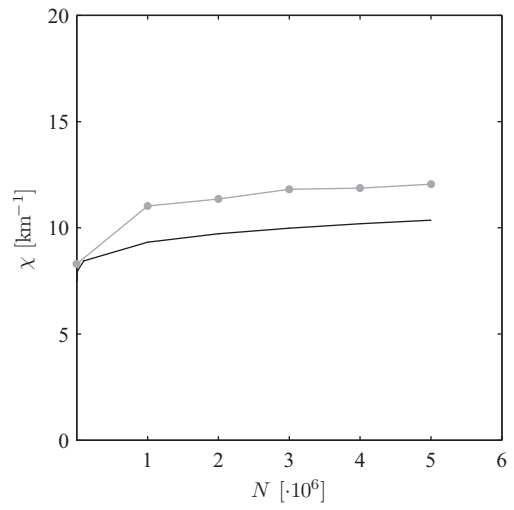
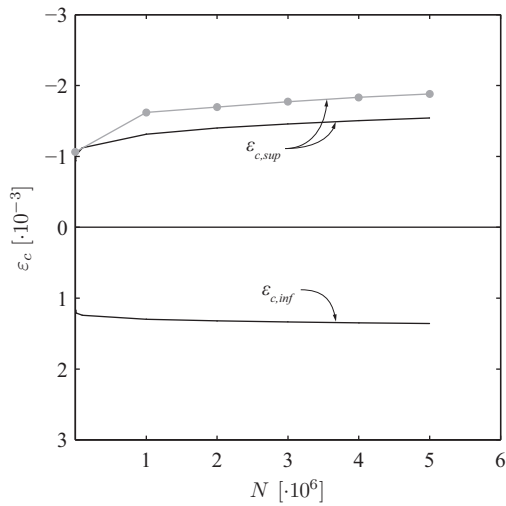
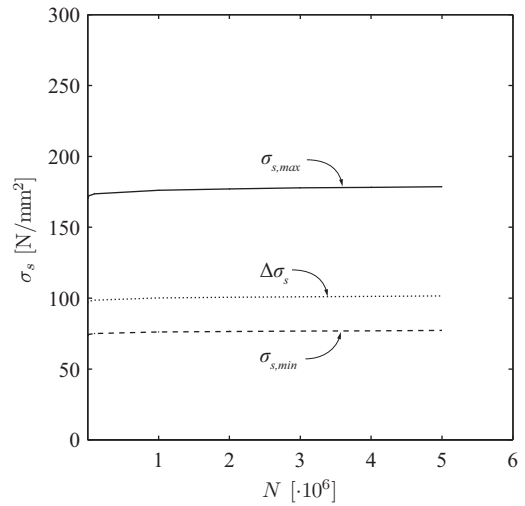
**a)****b)****c)****d)**

Bild B.5: Resultate und Modellrechnung des Versuchs BIII.c: (a) Durchbiegung in Feldmitte; (b) Mittlere Krümmungen in der Zone mit konstantem Moment; (c) Betonranddehnungen in Feldmitte; (d) Stahlspannungen in Feldmitte. Versuchsdaten aus [65].