Tragverhalten von Stahlbetontragwerken ohne Querkraftbewehrung unter Ermüdungsbeanspruchungen

Vom Promotionsausschuss der
Technischen Universität Hamburg-Harburg
zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

genehmigte Dissertation

von
Matthias Kohl

aus
Weilburg

2014

1. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Günter A. Rombach
2. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Reinhard Maurer

Tag der mündlichen Prüfung: 11.12.2014

Vorwort

Bauwerke werden neben statischen auch durch dynamische Einwirkungen beansprucht. Beispiele hierfür sind Brückenplatten, welche durch den Verkehr einer hohen Ermüdungsbelastung ausgesetzt sind. Gleiches trifft auch auf Plattenfundamente von Windenergieanlagen, die durch hoch dynamische Windlasten beansprucht werden oder auf Offshore Konstruktionen zu. Für die Bemessung sowie Beurteilung der Lebens- bzw. Nutzungsdauer von Bauwerken ist somit die Kenntnis der Tragfähigkeit sowie der Gebrauchstauglichkeit unter dynamischer Beanspruchung von großer Bedeutung. Auf Grund des Alters der bestehenden Bausubstanz wird die Ermittlung der Restnutzungszeit von Tragwerken zunehmend in den Fokus geraten.

Daher ist es erstaunlich, dass über die Ermüdungsfestigkeit von Stahlbetonbauteilen bei Querkraftbeanspruchung bislang nur sehr wenige Untersuchungen vorliegen. Dies ist u. a. auf die erforderlichen aufwändigen und langwierigen Versuche zurückzuführen. Die derzeit vorliegenden Bemessungsverfahren sind somit nicht ausreichend validiert. Ziel der Forschungsarbeit von Herrn Kohl war es daher, das Tragverhalten von statisch und zyklisch beanspruchten Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung theoretisch, experimentell und mittels numerischer Simulationen zu untersuchen.

Die Auswertung der weltweit durchgeführten Versuche zur Ermüdungstragfähigkeit von Stahlbetonbalken ohne Schubbewehrung zeigte große Abweichungen mit dem derzeit gültigen Rechenansatz. Da sich auch ein gravierender Mangel an Versuchswerten ergab, führte Herr Kohl umfangreiche experimentelle Untersuchungen durch. Insgesamt 16 identische einfeldrige Balken wurden durch eine zyklische Kraft in Feldmitte bis zum Versagen getestet. Hierbei wurde die Ober- bzw. Unterlast F_{sup} bzw. F_{inf} variiert. Herr Kohl konnte dadurch den derzeit gültigen Rechenansatz bestätigen. Dies gilt jedoch nur, wenn man die statische Querkrafttragfähigkeit V_{u} aus den durchgeführten Versuchen ansetzt. Weiterhin zeigten die Experimente, dass zyklisch beanspruchte Balken beim Auftreten eines breiten Schubrisses oftmals nicht spröde versagen. Das Querkraftversagen kann auch durch einen Vertikalriss im Auflagerbereich auftreten. Da sich in Versuchen nur wenige Einflussparameter studieren lassen und nur punktuelle Messwerte vorliegen, analysierte Herr Kohl das Tragverhalten der Versuchsbalken mit dem Finite-Elemente-Programmpaket ABAQUS-Explizit. Hierzu musste er das Ermüdungs-Schädigungs-Modell von Pfanner in das Rechenprogramm implementieren. Die Nachrechnungen eines Ermüdungsversuches zeigten eine zufriedenstellende Übereinstimmung mit den Versuchswerten.

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass sich aus den experimentellen Untersuchungen sowie den komplexen numerischen Simulationen, welche Herr Kohl durchführte, wichtige neue Erkenntnisse zum Ermüdungstragverhalten von Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung ergaben. Seine Arbeit zeigt auch den weiteren Forschungsbedarf auf, um zu zutreffenderen Rechenmodellen zu gelangen.

Hamburg, Dezember 2014

Prof. Dr.-Ing. G. A. Rombach

Abstract

The present paper examines the load bearing characteristics of RC structures without web reinforcement under cyclic loads. New design approaches as well as increasing loads and load frequencies are responsible for it. These circumstances are related to concrete bridges, for example. Statistical evaluations of existing tests have shown deficits in the current design approach (Eurocode 2). Therefore, theoretical, experimental and numerical studies will be conducted within this paper. They are intended to give a better understanding of the load transfer in RC members without web reinforcement. As a result of the studies, the design of concrete to resist fatigue due to shear according to Eurocode 2, Eq. 6.78 as well as the representation by means of a Goodman diagram can be confirmed, if the shear bearing capacity is known. Furthermore, the following conclusions can be drawn:

1. The compression zone is the dominating mechanism of RC elements without shear reinforcement to carry the shear load; its contribution is at least 60 %.
2. The failure mechanism, which have been observed by MUTTONI in 1990, can also be seen in the Hamburg test series. However, there exists another failure mechanism in the area of the support.
3. The fatigue-damage model developed by PFANNER is a helpful tool to simulate the behavior under cyclic shear loads by using the Finite Element Method.

Kurzfassung

Das Tragverhalten von Stahlbetontragwerken ohne Querkraftbewehrung unter Ermüdungsbeanspruchungen wird in der vorliegenden Arbeit untersucht. Ursächlich dafür sind die Einführung neuer Bemessungskonzepte sowie ansteigende Lasten und Lasthäufigkeiten. Diese Umstände betreffen zum Beispiel Massivbrücken. Da sich anhand statistischer Auswertungen vorliegender Versuche Defizite im aktuell gültigen Bemessungskonzept (Eurocode 2) gezeigt haben, sind im Rahmen der Arbeit theoretische, experimentelle und numerische Untersuchungen durchgeführt worden. Sie dienen dazu, den Querkraftabtrag besser zu verstehen. Anhand der Ergebnisse kann die Ermüdungsbemessung von Beton unter Querkraftbeanspruchungen nach Eurocode 2, Gl. 6.78 bzw. deren Darstellung in Form eines Goodman Diagramms verifiziert werden, sofern die Querkrafttragfähigkeit bekannt ist. Darüber hinaus können die folgenden Feststellungen getroffen werden:

1. Die Druckzone besitzt den maßgebenden Anteil am Querkraftabtrag von Bauteilen ohne Schubbewehrung; dieser liegt bei mindestens 60 %.
2. Die Versagensmodi, die bereits 1990 von MUTTONI erkannt worden sind, können beobachtet werden, sind aber durch einen weiteren Versagensmechanismus im Auflagerbereich zu ergänzen.
3. Das Ermüdungs-Schädigungsmodell von PFANNER kann genutzt werden, um zyklische Querkräfte mit Hilfe der Finiten Elemente Methode numerisch zu simulieren.

Inhaltsverzeichnis

Bezeichnungen und Begriffe

Kleine lateinische Buchstaben:

a	Schubhebelarm, Schubspannweite, Abstand einer Einzellast vom Auflager
a/d	Schubschlankheit (bei Einzellasten)
a_n, a_t	Kontaktflächen der Zuschlagskörner (A_n, A_t: Summe der Kontaktflächen)
a_{sw}	Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung pro Längeneinheit
b	Breite des Bauteils
b_c	Verhältnis der verbleibenden zu den inelastischen Dehnungen im Druckbereich
b_t	Verhältnis der verbleibenden zu den inelastischen Dehnungen im Zugbereich
$b_{w,nom}$	rechnerische Stegbreite, Nettobreite
b_w	Stegbreite; im Rahmen der vorliegenden Arbeit: $b = b_w$
c	Betonüberdeckung
d	statische Nutzhöhe
d_c	Schädigungsparameter im Druckbereich
d_g	Durchmesser des Größtkorns einer Gesteinskörnung
d_s	Durchmesser der Biegelängsbewehrung
d_t	Schädigungsparameter im Zugbereich
d_0	semiempirisch ermittelte Konstante zur Angabe der Sprödigkeit nach BAŽANT/YU
f_c	Zylinderdruckfestigkeit des Beton (h = 300 mm, Ø150 mm)
f_c'	Zylinderdruckfestigkeit des Beton nach ACI (es gilt: $f_{ck} \approx f_c'$ -1,6 MPa)
f_{cc}	biaxiale Betondruckfestigkeit
f_{ck}	charakteristischer Wert von f_c, in der Regel der 5 %-Fraktil-Wert; der Wert f_{ck} im europäischen Anwendungsraum entspricht näherungsweise dem Wert f_c'-1,6 MPa im nordamerikanischen Raum. Der geringfügige Unterschied resultiert daraus, dass f_c' das 9 %-Fraktil-Wert darstellt
f_{ct}	Betonzugfestigkeit
$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit
f_c^{fat}	Restfestigkeit des Betons im Druckbereich
f_{ct}^{fat}	Restfestigkeit des Betons im Zugbereich
f_{pu}	Fließgrenze der Zementmatrix nach WALRAVEN
f_{yk}	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls
f_{1c}	einachsige Druckfestigkeit des Betons; $f_{1c} = 0{,}95 \cdot f_{ck}$ nach REINECK
g	einwirkende ständige Gleichlast
g_{tot}	allgemein: Integral der Arbeitslinie von Beton im uniaxialen Druck- und Zugbereich
g_{casc}	Integral des ansteigenden Astes der Druckarbeitslinie von Beton
g_{cdesc}	Integral des abfallenden Astes der Druckarbeitslinie von Beton
g_{tasc}	Integral des ansteigenden Astes der Zugarbeitslinie von Beton
g_{tdesc}	Integral des abfallenden Astes der Zugarbeitslinie von Beton
h	Gesamthöhe eines Querschnitts
k	empirisch gewonnener Anpassungsfaktor für den Maßstabsfaktor und die Schubschlankheit nach ZINK; Maßstabsfaktor nach EC2-1-1; Schnitt des *Drucker-Prager* Kegels mit der hydrostatischen Achse
k_c	Einflussfaktor der Druckfestigkeit nach MC10

k_{dg}	Einflussfaktor für das vorhandene Größtkorn nach fib Model Code 2010
k_v	Faktor für den Einfluss aus Maßstabseffekt und Dehnungen infolge *M*-*V*-Interaktion nach fib Model Code 2010
l	(oder L) Länge, Stützweite, Spannweite
l/d	Schlankheit (bei Gleichlasten)
l_{BPZ}	Länge der Bruchprozesszone
l_{ch}	charakteristische Länge nach HILLERBORG
l_{cr}	Länge des eindrehenden Schubrisses nach ZARARIS/PAPADAKIS
l_{eq}	Längenparameter nach PÖLLING
l_t	interner Längenparameter zur Ermittlung des Nachbruchverhaltens im Zugbereich nach MARK
m_{Ed}	Bemessungsmoment pro Längeneinheit
m_{Rd}	Widerstandsmoment pro Längeneinheit
n	tatsächlich bereits durchlaufene Lastspielzahl; Anzahl der Integrationspunkte eines Elementes
p	hydrostatische Spannung (*p*-*q* Ebene); siehe auch Koordinaten ξ, ρ
q	einwirkende veränderliche Gleichlast; äquivalente *von Mises* Spannung (*p*-*q* Ebene)
r	kritische Rissöffnung des Horizontalrisses nach BAUMANN/RÜSCH (r = 0,1 mm)
r_m	Rissöffnung des Biegerisses in Feldmitte (Versuchsserie V1 bis V20; $r_m = w_{Test}$)
s_c	Steuerung der Steifigkeitsänderung bei Spannungsumkehr (Zug → Druck)
s_r	zu erwartender Rissabstand ($\approx 2/3 \cdot s_{r,max}$)
$s_{r,max}$	maximaler Rissabstand bei abgeschlossenem Rissbild nach EC2-1-1
s_t	Steuerung der Steifigkeitsänderung bei Spannungsumkehr (Druck → Zug)
s_x	Rissabstand in Balkenlängsrichtung (*x*-Achse)
s_{xe}	Rissabstand bei Verwendung eines Größtkorns $d_g \neq 19$ mm nach COLLINS/MITCHELL
s_z	Rissabstand senkrecht zur *x*-Achse
s_θ	Rissabstand geneigter Risse in Längsrichtung (*x*-Achse)
u	Verformungen
$\dot{u}$	Geschwindigkeit; siehe auch v
$\ddot{u}$	Beschleunigung
u_l	Dehnungen im mittleren Bewehrungsstab am linken Auflager (Versuchsserie)
u_r	Dehnungen im mittleren Bewehrungsstab am rechten Auflager (Versuchsserie)
v	Belastungsgeschwindigkeit in den eigenen Versuchen
v_{cr}	Rissgleitung in der Modified Compression Field Theory
v_0	semi-empirisch ermittelte Konstante zur Angabe der Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils ohne Maßstabseffekt an der Plastizitätsgrenze
w_{ABA}	zur Maximallast der FE-Berechnung gehörende Verformung
w	Rissöffnung
w_c	Faktor zur Beschreibung der Schädigungsübertragung
w_{cr}	Rissöffnung in der Modified Compression Field Theory
$w_{Dü}$	Verformung zur Aktivierung der Dübelkraft $V_{c,Dü}$
w_k	rechnerische Rissweite nach Eurocode 2
w_l	gemessene vertikale Verformung in der linken Trägerhälfte (Versuche V1 bis V20)

w_m	gemessene vertikale Verformung in Feldmitte (Versuche V1 bis V20)
w_r	gemessene vertikale Verformung in der rechten Trägerhälfte (Versuche V1 bis V20)
w_t	Faktor zur Beschreibung der Steifigkeitsrückgewinnung
w_{Test}	gemessene Rissweite in den eigenen Versuchen ($w_{Test} = r_m$)
w_u	kritische Rissöffnung nach REINECK (w_u = 0,9 mm)
w_0	Rissöffnung ab der keine Zugspannungen übertragen werden ($w_0 \approx 0{,}15 \ldots 0{,}18$ mm)
x^{II}	Druckzonenhöhe im Zustand II
z	innerer Hebelarm

Große lateinische Buchstaben:

A_{sl}	Querschnittsfläche der Biegelängsbewehrung
$A_{c,eff}$	Querschnittsfläche der Betonzugzone nach EC2-1-1/NA
C	Dämpfungsmatrix
D	skalarwertige Schädigungsvariable
D_{cf}	Schädigung des Beton beim Ermüdungsbruch im Druckbereich
D_{tf}	Schädigung des Beton beim Ermüdungsbruch im Zugbereich
E_c	Elastizitätsmodul (Tangente) des Betons
E_{ci}	Tangentenursprungsmodul von Beton nach 28 Tagen gemäß MC90
E_{cs}	Sekantenmodul des Betons
E_s	Elastizitätsmodul des Betonstahls
F	einwirkende Einzellast
F_{ABA}	Maximallast der FE-Berechnung
F_c	Betondruckkraft
F_{grenz}	Grenzwert der Oberlast im *Goodman*-Diagramm bei gegebener Unterlast
F_{inf}	aufgebrachte minimale Belastung
F_s	Zugkraft im Bewehrungsstahl
F_{sup}	aufgebrachte maximale Belastung
F_{Test}	Last im statischen Versuch
F_u	Maximallast
ΔF	Differenz zwischen Ober- und Unterlast
G_{cl}	Zerstauchungsenergie
G_f	Bruchenergie
I_y	Flächenträgheitsmoment bezogen auf die y-Achse
$J(n)$	Evolutionsfunktion abhängig von den aufgebrachten Lastwechseln
K	Gesamtsteifigkeitsmatrix
K_c	Verhältnis zwischen Zug- und Druckmeridian
M	Massenmatrix
M_{cr}	Rissmoment
M_{sup}	Biegemoment infolge der Oberlast F_{sup}
M_y	Biegemoment um die y-Achse; im Rahmen der vorliegenden Arbeit kurz: $M_y = M$
M_u	maximale Biegetragfähigkeit
$M_{u,cal}$	rechnerische Biegetragfähigkeit
$M_{u,test}$	experimentelle Biegetragfähigkeit aus Versuch

N	Lastspielzahl (bei Versagen: Bruch- oder Versagenslastspielzahl; bei Durchläufern das Erreichen der vorgegebenen Lastspiele)
R	Verhältnis aus Ober- und Unterspannung
R_x	gemessene Rissöffnung
R_y	gemessene Rissuferverschiebung
S_y	statisches Moment bezogen auf die y-Achse
V_{BPZ}	Querkrafttragkomponente der Bruchprozesszone
$V_{cal,u}$	rechnerische Versagensquerkraft bei CHANG/KESLER und UEDA/OKAMURA (entspricht sinngemäß $V_{Rd,c}$)
$V_{c,c}$	Querkrafttragkomponente der Betondruckzone
$V_{c,Dü}$	Querkrafttragkomponente der Dübelwirkung der Längsbewehrung
$V_{c,Dü,cr}$	Verdübelungsrisslast (= maximal aufnehmbare Dübelkraft)
$V_{c,r}$	Querkrafttragkomponente aus Rissverzahnung
V^e	Volumen eines Elements
V_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
$V_{Ed,max}$	Querkraft infolge F_{sup}
$V_{Ed,min}$	Querkraft infolge F_{inf}
$V_{Rd,c}$	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung
$V_{Rk,c}$	charakteristische Querkrafttragfähigkeit bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung
$V_{Rm,c}$	Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung
V_s	charakteristischer Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung
V_{sr}	Querkraft bei Ausbildung eines Biegeschubrisses
V_u	maximale Querkrafttragfähigkeit, $V_u = V_{sr}$
V_z	Querkraft in lokale z-Richtung; im Rahmen der vorliegenden Arbeit kurz: $V_z = V$
V_0	Grundwert der Querkrafttragfähigkeit nach ZINK
W^{da}	Arbeit, die aus eine Schädigung unter monotoner Belastung, resultiert
W^{fat}	im Ermüdungsprozess aufzubringende Arbeit

Griechische Buchstaben:

α	Neigung der Querkraftbewehrung; Neigung des *Drucker-Prager* Kegels
α_e	Verhältniswert der E-Moduli; Exzentrizitätsparameter
β	Faktor für auflagernahe Einzellasten; Faktor für den Einfluss aus Maßstabseffekt und Dehnungen infolge M-V-Interaktion nach BENTZ et al.
β_r	Neigungswinkel der Risse
β_{WN}	Nennfestigkeit des Betons nach DIN 1045 (08.88)
χ_c, χ_t	Parameter zur Steuerung der Abminderung der nach Ermüdungsbelastung im Beton verbliebenen Restzerstauchungs- bzw. Restbruchenergie nach PFANNER
δ	Verformungen des Betons infolge zentr. Zug
$\Delta\varepsilon_f^{fat}$	zusätzlicher Verzerrungsanteil
$\Delta\bar{\varepsilon}_{2,3}$	relative Verzerrungsänderungen des Betons während der einzelnen Phasen des Ermüdungsprozesses
$\Delta\bar{n}$	normierte Lastspielzahl zur Charakterisierung der Übergänge zwischen den Phasen des Ermüdungsprozesses von Beton nach PFANNER
$\Delta\sigma_s$	Spannungsschwingbreite im Bewehrungsstahl

$\Delta\sigma_{Rsk}$	Spannungsschwingbreite im Bewehrungsstahl EC2-1-1
ε_c	Stauchung des Betons
ε_{c0}, ε_{t0}	Betonverzerrung während der Erstbelastung
ε_{cd}, ε_{td}	zur Schädigung D gehörende Verzerrung in der Druck- bzw. Zugarbeitslinie des Betons
ε_{c1}	Bruchdehnung von Beton (-2,2 ‰) nach MC90
ε_{cm}	mittlere Betondehnung zwischen den Rissen
ε_{cr}	Rissdehnung bei Erreichen von f_{ct} (≈ 0,1 ‰)
ε_{ct}	Zugdehnung des Betons
ε_{cu}	Grenzdehnung (-2,0 ‰) bei kleiner und mittlerer Ausmitte nach LEONHARDT/MÖNNING
ε_{cr}	Rissdehnung (≈ 0,1 ‰)
ε_{el}	elastische Verzerrungen des Betons
$\varepsilon_{f,pre}^{fat}$	vorläufige Versagensverzerrung
ε_{in}	inelastische Dehnungen
ε_{pl}	plastische Dehnungen
ε_s	Stahldehnung
ε_{sm}	mittlere Dehnung der Bewehrung
ε_{uk}	charakteristische Dehnung den Beton- oder Spannstahls bei Höchstlast nach Eurocode 2
ε_x	Dehnung in Längsrichtung (x-Achse)
ε_z	senkrecht zu ε_x wirkende Dehnung
ε_1	Hauptzugdehnung im Beton
ε_2	Hauptdruckdehnung im Beton
γ_c	dimensionsloser Teilsicherheitsbeiwert für Beton; Parameter zur Steuerung der größenabhängigen Völligkeit der Arbeitslinie im Nachbruchbereich
γ_G	dimensionsloser Teilsicherheitsbeiwert ständige Lasten
γ_Q	dimensionsloser Teilsicherheitsbeiwert veränderliche Lasten
γ_s	dimensionsloser Teilsicherheitsbeiwert für Betonstahl
γ_t	Parameter zur Steuerung der Fläche unter der uniaxialen Zugarbeitslinie von Beton
η_1	1,0 für Normalbeton
θ	Druckstrebenwinkel; Winkel zur Beschreibung der Richtung von ρ in der Deviatorebene (Lode-Winkel)
θ_{fat}	Druckstrebenwinkel bei Ermüdungsbeanspruchungen
κ_R	Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses des Spannungsverhältnisses R auf die Verzerrungsevolution während des Ermüdungsprozesses nach PFANNER
κ_s	Anpassungsfaktor für den Übergang zwischen querkraftbewehrten und –unbewehrten Bauteilen nach HEGGER/GÖRTZ
λ	Schubschlankheit bzw. Schlankheit; dimensionsloser Beiwert zur Bestimmung der Rissöffnung-Rissverzahnungsbeziehung nach REINECK; Beiwert zur Unterscheidung zwischen Normal- und Leichtbeton
λ_0	empirisch ermittelte dimensionslose Konstante nach BAŽANT/KIM

μ	Reibungsbeiwert der Zementmatrix nach WALRAVEN, $\mu = 0{,}4$; Mittelwert
ξ	projizierter Abstand eines Punktes vom Nullpunkt der hydrostatischen Achse
ρ	Abweichung senkrecht zur hydrostatischen Achse (in der Deviatorebene)
ρ_l	geometrisches Bewehrungsverhältnis der Längsbewehrung
σ	Standardabweichung
σ_c	Betondruckspannungen
σ_{ct}	Betonzugspannungen
$\sigma_{c,x}$	Biegedruckspannung im Beton in Längsrichtung (x-Achse)
$\sigma_{s,x}$	Stahlspannung in der Längsbewehrung (kurz: σ_s)
$\sigma_{s,z}$	Stahlspannung in einer senkrecht zur x-Achse angeordneten Querkraftbewehrung
$\sigma_{c,r}$	Rissnormalspannungen im Beton infolge Rissverzahnung
σ_{inf}	Unterspannung im zyklischen Lastprozess
σ_{sup}	Oberspannung im zyklischen Lastprozess
σ_t	Querzugspannungen nach ZARARIS/PAPADAKIS
σ_x	(Biege-)Normalspannung in Längsrichtung (x-Achse) im Zustand I
σ_z	senkrecht zu σ_x wirkende Spannung im Zustand I
$\sigma_{1,2}$	Hauptzug- bzw. Hauptdruckspannung im Beton
$\tau_{c,r}$	Schubspannungen im Beton infolge Rissverzahnung
τ_{xz}	Schubspannung mit $\tau_{xz} = \tau_{zx}$ im Zustand I
φ	Winkel zw. Balkenlängsrichtung (x-Achse) und Hauptzugspannung σ_1; Rissrotation um die Rissspitze
ϕ	Anpassungsfaktor zur Beschreibung des Maßstabseffektes nach BAŽANT/KIM
ψ	Dilatanzwinkel
$\omega_{w,ct}$	auf die Betonzugfestigkeit bezogener mechanischer Bewehrungsgrad nach HEGGER/GÖRTZ

Einheiten:

Kräfte	N, kN, MN
Längen	mm, cm, m
Momente	Nmm, kNm, MNm
Spannungen	N/mm², MN/m², MPa, GPa
Winkel	°

1 Einleitung

1.1 Problemstellung

Obwohl sich Bauingenieure und Wissenschaftler bereits seit mehr als 100 Jahren mit der Thematik des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung beschäftigt haben, konnte sich bis dato kein einheitlich und international anerkanntes mechanisches Modell zum Abtrag von statischen oder zyklischen Querkräften etablieren. In der aktuell gültigen Norm [39] ist der Bemessungswert des Querkraftwiderstandes $V_{Rd,c}$ weitgehend empirisch bzw. semi-empirisch hergeleitet worden.

Dies geschieht anhand von Datenbanken, in denen die Traglasten von Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung zusammengestellt sind. Diese Vorgehensweise kann jedoch prinzipiell nur für den durch Versuche abgedeckten Bereich der Einflussgrößen (z. B. a/d, d, f_{ck}, ρ_l) abgesicherte Werte liefern. So liegen beispielsweise derzeit nur sehr wenige Versuchsergebnisse von hohen Balken (h > 1 m) vor. Ferner lassen sich experimentell oftmals nicht alle Abhängigkeiten zwischen den einzelnen Parametern untersuchen. Eine empirisch basierte Bemessungsgleichung hat somit einen begrenzten Gültigkeitsbereich. Dadurch können Unsicherheiten auftreten. Darauf haben unter anderem (u. a.) LATTE [91] und ROMBACH et al. [133] bereits ausführlich hingewiesen. Exemplarisch sei dies an Bild 1.1-1 verdeutlicht. Darin sind Balkenversuche hinsichtlich ihrer Versagenslast (V_{Test}) und ihrer Bemessungslast (V_{EC2}) bezogen auf den Längsbewehrungsgrad ρ_l und die Schubschlankheit a/d dargestellt. Es sind große Differenzen zwischen tatsächlicher und rechnerischer Versagenslast zu erkennen; speziell im grau hinterlegten Bereich üblicher Längsbewehrungsgrade und Schubschlankheiten von Platten.

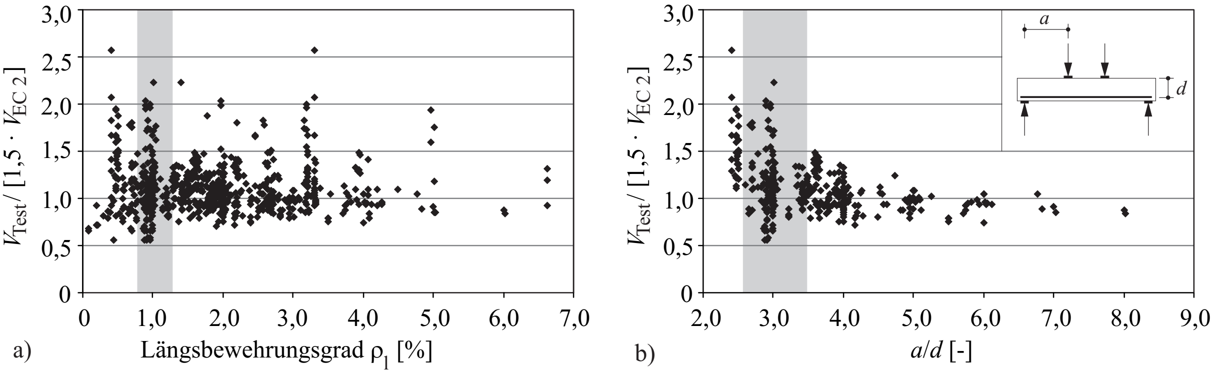


Bild 1.1-1: Vergleich der Querkrafttragfähigkeit von Versuchen V_{Test} und ihrer rechnerischen Querkrafttragfähigkeit ($1{,}5 \cdot V_{EC2}$) aus einer Datenbank von REINECK et al. [128]; a) abhängig vom Längsbewehrungsgrad ρ_l und b) abhängig von der Schubschlankheit a/d; nach [133]

Es zeigt sich bedauerlicher Weise immer wieder, dass tatsächlich Unsicherheiten in der Bemessung vorhanden sind, und es zu Schäden an Bauwerken kommen kann. Um die bekanntesten Schadensfälle handelt es sich beim Querkraftversagen der Dachbinder des *Air Force Depot warehouse* in Shelby, Ohio, in den USA im Jahre 1955 [5] und den teilweisen Kollaps des *De La Concorde Overpass* in Laval, Quebec, Kanada in 2006 [72]. Auch wenn zwischen den Unglücken mehr als 50 Jahre liegen, verdeutlichen sie die bis heute bestehende Problematik des spröden Querkraftversagens. Nur durch ein weitgehend mechanisch begründetes und durch Versuche abgesichertes Bemessungsmodell lassen sich die vorhandenen Defizite in der Bemessung zukünftig vermeiden.

Da ein solches allgemein anerkanntes Bemessungsmodell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung bislang nicht existiert, wird auf diesem Gebiet weiterhin weltweit viel geforscht. Daraus resultieren neue bzw. erweiterte Modelle und Bemessungsgleichungen. Beispielhaft sei hier der Rechenansatz der DIN EN 1992-1-1 [39] erwähnt. Die neuen Bemessungsgleichungen führen teilweise zu erheblich geringeren Querkrafttragfähigkeiten (Bild 1.1-2) als nach den Vorgaben der alten Norm DIN 1045 [36], so dass sich die Tragsicherheit bestehender Bauteile bzw. Bauwerke oftmals nicht mehr nachweisen lässt. Dies trifft u. a. auf viele Massivbrücken zu. Das Gros der bestehenden Stahlbeton- und Spannbetonbrücken wurde zwischen den Jahren 1960 und 1985 erbaut. Ihre Bemessung basiert somit auf den verschiedenen Versionen der DIN 1045 (Ausgaben 1959, 1972, 1978). Nach dieser Norm war in Fahrbahnplatten von Brücken am Anschnitt der Fahrbahnplatte zum Steg in der Regel keine Querkraftbewehrung erforderlich. Nach der im Jahre 2001 eingeführten DIN 1045-1-1 sowie den neuen Normen DIN EN 1992-1-1 [39] bzw. DIN EN 1992-2-2 [41] ist dies jedoch speziell in Querschnitten mit geringem Biegebewehrungsgrad der Fall. Eine nachträgliche Verstärkung der Fahrbahnplatte gegen Querkraftbeanspruchungen ist oftmals nicht möglich oder nur unter beträchtlichen Kosten durchführbar.

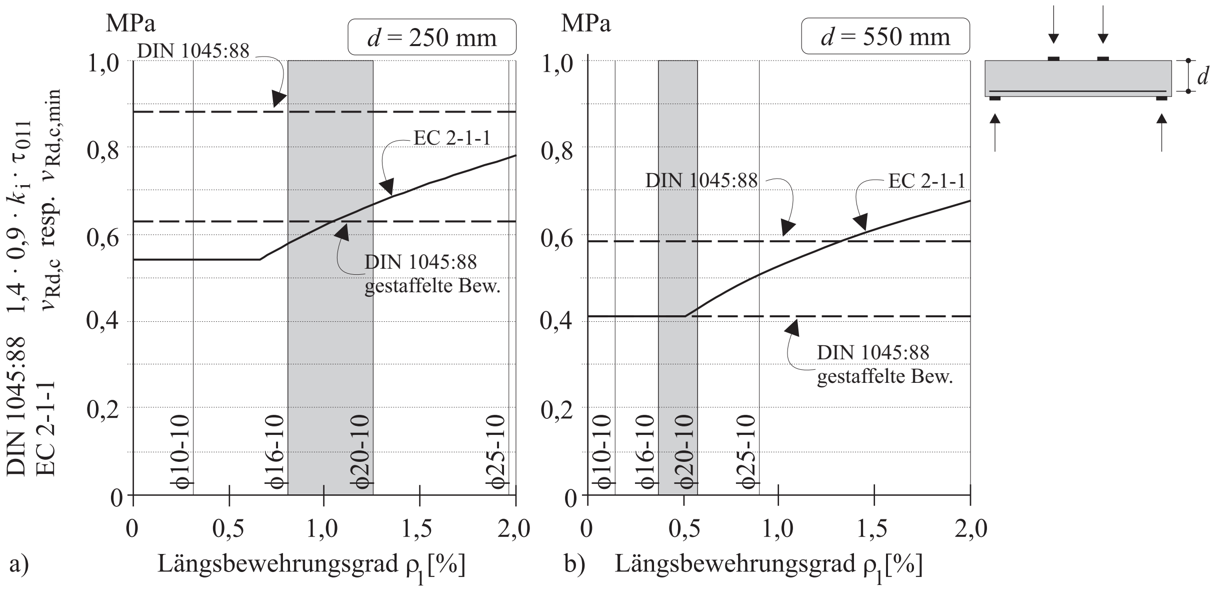


Bild 1.1-2: Querkrafttragfähigkeit eines Stahlbetonträgers ohne Querkraftbewehrung nach DIN 1045 [36] und DIN EN 1992-1-1 [39] für übliche Nutzhöhen von Brücken; a) d = 250 mm, b) d = 550 mm

Im Umkehrschluss bedeutet dies, dass bei Neubauten eine Querkraftbewehrung angeordnet werden muss. Deren Einbau in die Fahrbahnplatte ist nur mit hohem (wirtschaftlichem) Verlegeaufwand zu realisieren. Somit stellt sich erneut die Frage der Wirtschaftlichkeit. Alternativ müssten von vorneherein massivere Konstruktionen geplant werden.

Auf Grund der Empirie des Bemessungswertes $V_{Rd,c}$ und der Tatsache, dass die Datenbanken lediglich balkenartige Versuche beinhalten, erscheint außerdem eine direkte Übertragung der Rechenansätze auf Stahlbetonplatten fraglich zu sein.

Weitere Brisanz stellt sich dadurch ein, dass sowohl das Verkehrsaufkommen, als auch die Fahrzeuglasten, u. a. wegen des stark zunehmenden Schwerlastverkehrs, in den nächsten Jahren weiter zunehmen werden. Die Diskussionen um die von der Wirtschaft gewünschte Einführung von 60t-Fahrzeugen (*Gigaliner*) unterstreichen dies [116].

Um Aussagen über das zukünftige Verkehrsaufkommen tätigen zu können, gibt das Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS) in einem Turnus von 5 Jahren verkehrszweigübergreifende Verkehrsprognosen in Auftrag. Die letzte veröffentlichte Prognose vom November 2007 beinhaltet einen Zeitraum bis 2025 und legt dar, dass die Fahrleistungen von Lkws im Bundesfernstraßennetz von 2004 bis 2025 voraussichtlich um 67 % ansteigen werden (Tabelle 1.1-1).

Tabelle 1.1-1: Zunahme der Fahrleistungen im Bundesfernstraßennetz [22]

	Entwicklung der Fahrleistungen im Bundesfernstraßennetz von 2004 bis 2025		
	BAB	Bundesstraßen	Summe BAB + B
Pkw	34 %	15 %	20 %
Lkw	80 %	19 %	67 %
Kfz	44 %	16 %	27 %

Die Frage nach der Tragfähigkeit der bestehenden Brücken wird damit in Zukunft noch stärker in den Fokus geraten. Auf Grund des Alters des Brückenbestandes und der zunehmenden Einwirkungen wird insbesondere der Ermüdungsfestigkeit eine entscheidende Rolle zukommen; nicht nur für bestehende, sondern auch für neu zu errichtende Massivbrücken. Sie bestimmt oftmals die Lebensdauer eines Bauwerks und ist speziell im Sinne der Nachhaltigkeit von großem Interesse.

Im gültigen Normenwerk ist die Ermüdungsfestigkeit von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung stets an die statische Querkrafttragfähigkeit $V_{\mathrm{Rd,c}}$ geknüpft. Damit sind die Probleme, die beim Querkraftabtrag statischer Lasten vorhanden sind, auch auf die Ermüdungstragfähigkeit unter zyklischen Lasten transferierbar. Bestätigt wird dies dadurch, dass sich die Versagensmechanismen eines Stahlbetonbauteils unter zyklischen Belastungen nahezu nicht von denen unter statischen Belastungen unterscheiden. Es stellt sich daher die Frage, ob das bestehende Bemessungskonzept gegen ein Ermüdungsversagen des Betons, wie es zum Beispiel in DIN EN 1992-1-1 [39] angegeben ist, zutreffende und sichere Ergebnisse liefert. Dabei werden, wie in Bild 1.1-3 dargestellt, die zulässigen Spannungsschwingbreiten in einen direkten Bezug zu $V_{\mathrm{Rd,c}}$ gesetzt.

Die Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST) schreibt dazu in Teil 1 ihres Berichtes B68 [79]: *„Im Ergebnis der Untersuchungen wurde festgestellt, dass eine realistische Bewertung der Nutzungsdauer nicht schubkraftbewehrter Fahrbahn- und Kragplatten unter Ermüdungsbeanspruchung nur gelingt, wenn die statischen Eingangsgrößen im Widerstandsmodell […] genauer bekannt sind."* Damit wird Bezug auf Teil 3 des selben Berichtes genommen, in dem GRÜNBERG et al. eine Überschreitung der Ermüdungstragfähigkeit nach DIN-Fachbericht 102 [43] infolge Querkraft von ca. 30 % am Anschnitt eines Kragarmes ohne Querkraftbewehrung einer exemplarisch untersuchten Plattenbrücke nachgewiesen haben.

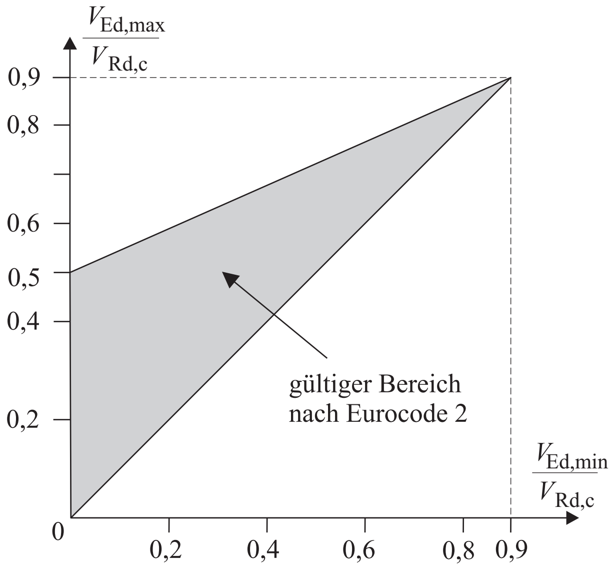


Bild 1.1-3: Zulässige Schubspannungsschwingbreite bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung nach [39], Gl. 6.78

1.2 Zielsetzung

Ziel der Arbeit ist es, das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung unter dynamischen und statischen Belastungen theoretisch, experimentell und numerisch zu untersuchen und den Normenansatz zur Ermüdungsbemessung hinsichtlich seiner Zuverlässigkeit zu prüfen und zu beurteilen. Dabei steht die Ermüdung des Betons nach DIN EN 1992-1-1, Gl. 6.78 im Fokus. Darüber hinaus soll diese Forschungsarbeit zum besseren Verständnis des Abtrags zyklischer aber auch statischer Querkräfte dienen. Dadurch kann ein wichtiger Beitrag zur Weiterentwicklung der Ermüdungs- sowie der Querkraftbemessung von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung geleistet werden.

1.3 Aufbau der Arbeit

Die Arbeit gliedert sich in vier Teile. Im ersten Teil (Kapitel 2) werden die verschiedenen bekannten Mechanismen des Querkraftabtrags sowie diejenigen Parameter erörtert, die einen Einfluss darauf ausüben. Daraus haben sich in den letzten Jahrzehnten verschiedene Bemessungsmodelle entwickelt. Diese werden ebenso wie die Bemessungsgleichungen aus Eurocode 2 und fib Model Code 2010 [107] für statische und zyklische Lasten erläutert und bewertet.

Im zweiten Teil der Arbeit (Kapitel 3) wird das Ergebnis einer intensiven Literaturstudie dargestellt. Sie dient dazu, Versuche unter zyklischen Lasten in einer Datenbank zu katalogisieren. Die Auswertungen der Datenbank verdeutlichen, dass ein Mangel an baupraktisch relevanten Versuchen besteht, und dass die aktuellen Bemessungsansätze zur Ermüdungsfestigkeit mit erheblichen Unsicherheiten behaftet sind.

Daher wird im dritten Teil (Kapitel 4) eine eigene Versuchsserie vorgestellt. Diese beinhaltet 20 identische Stahlbetonbalken, von denen 4 unter statischer Last und 16 unter zyklischen Lasten getestet wurden.

Da sich in Versuchen die Dehnungen und Verformungen nur an wenigen Stellen bestimmen lassen und somit kein direkter Rückschluss auf den Lastabtrag möglich ist, wird im vierten Teil über numerische Simulationen (Kapitel 6) berichtet. Diese verdeutlichen den Lastabtrag von Stahlbetonbalken unter statischen und zyklischen Beanspruchungen. Den Finite Elemente Analysen liegt eine Validierung der verwendeten Software (ABAQUS, Version 6.10-1, © Dassault Systèmes, 2010) sowie eine ausführliche Diskussion des verwendeten stofflich nichtlinearen Materialmodells für den Beton (Kapitel 5) zu Grunde.

Die Ergebnisse der Nachrechnung der eigenen Versuche dienen dem tieferen Verständnis des Tragverhaltens von schubschlanken Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung unter statischen und zyklischen Lasten. In Kapitel 7 erfolgt die Zusammenfassung der Arbeit. Außerdem werden Empfehlungen zur Ermüdungsbemessung gegeben.

1.4 Abgrenzung

In der vorliegenden Arbeit werden keine Spannbetonträger untersucht. Die eigenen experimentellen Untersuchungen finden an geraden, nicht gevouteten Balken statt, obwohl es sich bei ermüdungsrelevanten Bauteilen ohne Querkraftbewehrung in der Regel um Platten (z. B. Fahrbahnplatten von Brücken) handelt. Dies geschieht, da sich das Tragverhalten und die Rissentwicklung an Balken erheblich einfacher als an Flächentragwerken studieren lassen. Weiterhin entfällt dadurch die Unbekannte des zweiachsigen Lastabtrags (mittragende Plattenbreite) im Zustand II. Außerdem gibt es nur wenige dokumentierte Versuche an zweiachsig abtragenden Bauteilen. Die Datenlage ist somit sehr begrenzt.

Eine Betrachtung von zyklischen Wechselbeanspruchungen und von auflagernahen Laststellungen erfolgt nicht. Der Fokus der Arbeit liegt auf der Ermüdungsfestigkeit des Betons. Ein Ermüdungsversagen des Betonstahls, welches bei hoch dynamisch beanspruchten Bauteilen, wie z. B. Fundamenten von Windenergieanlagen oder Offshore Konstruktionen, auftreten kann, ist nicht Gegenstand dieser Arbeit, da entsprechende Rechenmodelle hierfür bereits vorhanden sind.

Die vorliegende Arbeit enthält in großen Teilen Ausarbeitungen und Auswertungen basierend auf Eurocode 2. Es sei daher hiermit festgehalten, dass es sich dabei um die deutsche Fassung DIN EN 1992-1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1: 2004 + AC: 2010 [39] sowie den Nationalen Anhang DIN EN 1992-1-1/NA: National festgelegte Parameter [40] und um DIN EN 1992-2: Betonbrücken: Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung EN 1992-2: 2005 + AC: 2008 [41] mit dem Nationalen Anhang DIN EN 1992-2/NA: National festgelegte Parameter [42] handelt. Der Einfachheit halber werden im Weiteren folgende Abkürzungen verwendet:

DIN EN 1992-1-1 bzw. DIN EN 1992-1-1/NA nachfolgend kurz: EC2-1-1 bzw. EC2-1-1/NA

DIN EN 1992-2 bzw. DIN EN 1992-2/NA nachfolgend kurz: EC2-2 bzw. EC2-2/NA

2 Stand der Forschung

2.1 Querkrafttragmechanismen und ihre Einflussparameter

2.1.1 Einleitung

In einem belasteten Stahlbetonbauteil entstehen infolge Querkraft und Biegemoment im ungerissenen Zustand (Zustand I) schiefe Hauptzug- und Hauptdruckspannungen. Diese verlaufen zur Systemachse geneigt und weisen in Höhe der Nulllinie (= Schwerlinie im Zustand I) Winkel von 45° bzw. 135° zur Bauteilachse auf [94].

Die Hauptspannungen σ_1 und σ_2 lassen sich nach der technischen Mechanik im ungerissenen Zustand aus den Achsspannungen in Richtung der lokalen Bauteilkoordinaten σ_x, σ_z und τ_{xz} bestimmen. Dabei wird davon ausgegangen, dass bei Balkentragwerken die senkrecht zur Bauteillängsachse (x-Koordinate) wirkende Spannung σ_z klein gegenüber der Normalspannung σ_x ist und somit vernachlässigt werden kann. Die Achs- und Hauptspannungen sind in Bild 2.1-1b aufgetragen.

Biegespannungen: $\sigma_x = \frac{M_y}{I_y} \cdot z$ (2.1-1)

Schubspannung: $\tau = \tau_{xz} = \tau_{zx} = \frac{V_z \cdot S_y}{I_y \cdot b}$ (2.1-2)

Hauptzug- / -druckspannungen: $\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2}$ (2.1-3)

Winkel zw. x-Achse und σ_1: $\tan\varphi = \frac{\tau_{xz}}{\sigma_1}$ (2.1-4)

Erreicht die schiefe Hauptzugspannung σ_1 die lokale Zugfestigkeit des Betons f_{ct}, entsteht ein Riss, der nicht normal sondern schräg zur Bauteilachse verläuft; dieser Riss wird als Schubriss bezeichnet und verläuft unter 90° zu σ_1, also in Richtung der Drucktrajektorien (Bild 2.1-1a). Das Bauteil geht in den Zustand II und damit in ein innerlich hochgradig statisch unbestimmtes System mit vielen Umlagerungsmöglichkeiten über [74], [157].

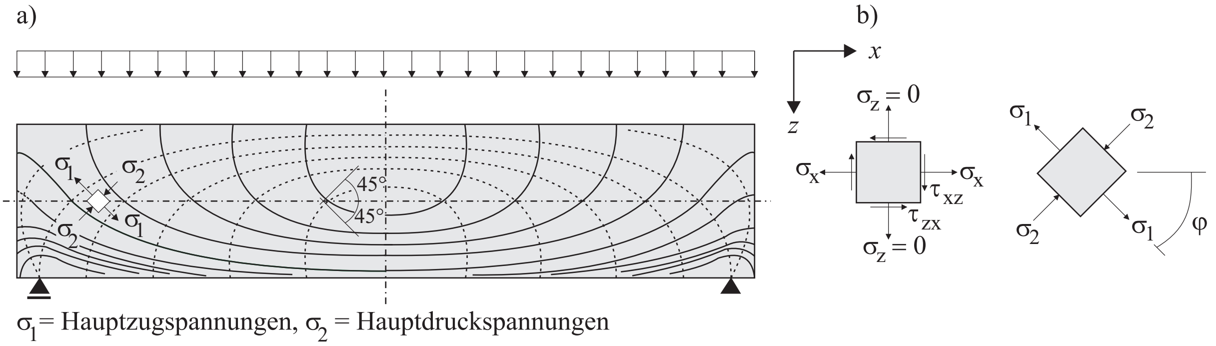


Bild 2.1-1: a) Hauptspannungstrajektorien in einem homogenen Stahlbetonbalken im Zustand I, b) Notation von Spannungen, Hauptspannungen und Neigungswinkel; aus [94]

Für den Fall eines querkraftbewehrten Bauteils können die schiefen Betondruckspannungen weiter wirken, wenn gleichzeitig die aus σ_1 resultierenden Zugkräfte durch die Querkraftbewehrung aufgenommen werden. Die Tragwirkung kann anhand eines Fachwerkes veranschaulicht werden.

Für den Fall eines nicht querkraftbewehrten Bauteils trifft die Modellannahme eines Fachwerkes in der zuvor beschriebenen Form nicht zu. Der Querkraftabtrag muss folglich durch andere Mechanismen erfolgen. Diese werden nachfolgend erörtert.

2.1.2 Mechanismen des Querkraftabtrags von Stahl- und Spannbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung

2.1.2.1 Allgemein

Während die Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte (*Bernoulli*-Hypothese) seit vielen Jahren national wie international die Basis für die Biegebemessung bildet, existieren für die Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung verschiedene Modelle. Diese unterscheiden sich in vielerlei Hinsicht voneinander. Ein einheitlich anerkanntes mechanisches Modell existiert nicht. So ist es auch nicht weiter verwunderlich, dass sich bis heute bei Vergleichen von Bemessungsergebnissen hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung nach den verschiedenen nationalen Normungen signifikante Unterschiede ergeben. Nach BENTZ et al. [18] differieren die rechnerischen Traglasten bis zum Faktor 2 zwischen ACI 318 [7], EC2-1-1 [39], CSA A23.3 [35], AASHTO LRFD [1] und JSCE [73].

Weitgehende Einigkeit besteht über die einzelnen Mechanismen, die sich am Querkraftabtrag im gerissenen Stahl- und Spannbetonbauteil ohne Querkraftbewehrung beteiligen und die Grundlage von Modellen und Bemessungsansätzen sind.

Dabei wird u. a. nach [8], [91] zwischen fünf Hauptmechanismen unterschieden (Bild 2.1-2):

(a) Querkraftabtrag im ungerissenen Beton der Biegedruckzone $V_{c,c}$

(b) Dübelwirkung der Längsbewehrung $V_{c,Dü}$

(c) Rissübergreifende Kräfte $V_{c,r}$ aus Rissverzahnung

(d) Rissübergreifende Zugspannungen V_{BPZ} in der Bruchprozesszone

(e) Direkte Druckstreben im Bereich von Auflagern

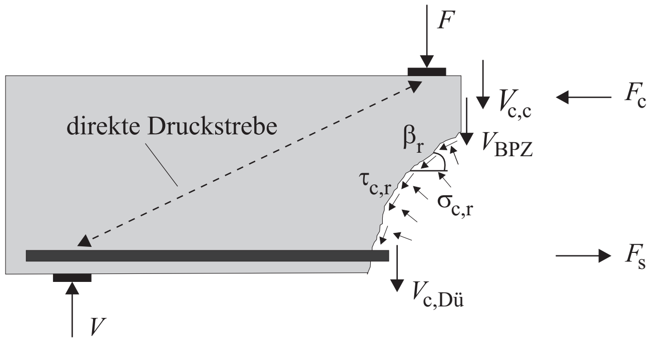


Bild 2.1-2: Am Querkraftabtrag beteiligte Mechanismen

Uneinigkeit besteht indes vor allem über den Einfluss der teils interdependenten Mechanismen und ihren jeweiligen Anteil an der Querkrafttragfähigkeit nach Übergang des Tragwerks in den gerissenen Zustand II.

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass der Anteil der verschiedenen Mechanismen an der Versagensquerkraft V_u sehr unterschiedlich beurteilt wird, oder wie es HEGGER/GÖRTZ [62] drastischer formulieren, bis heute in Forschungsarbeiten gegensätzlich interpretiert wird.

Im Folgenden werden zunächst die einzelnen Mechanismen der Querkrafttragfähigkeit näher beschrieben. Daran anschließend erfolgt die Darstellung der wesentlichen Parameter, die das Querkrafttragverhalten beeinflussen, sowie der verschiedenen Versagensarten infolge Querkraft.

2.1.2.2 Querkraftabtrag im ungerissenen Beton der Biegedruckzone $V_{c,c}$

Ein hoher Anteil des Querkraftabtrags erfolgt in der ungerissenen Biegedruckzone durch das Betongefüge [83]. Mit Überschreiten der Betonzugfestigkeit (Übergang in den Zustand II) und fortschreitendem Biege- bzw. Schubriss wandert die Nulllinie im Querschnitt in Richtung der ungerissenen Biegedruckzone und verkleinert diese dadurch. Ihre Tragwirkung wird in Forschungsarbeiten auf unterschiedliche Weise erfasst: In Fachwerk-, Sprengwerk- oder Bogen-Zugband-Modellen wird der Druckgurt häufig zur Horizontalen geneigt (Bild 2.1-3a) angenommen. Die Vertikalkomponente der Druckgurtkraft wird als Beitrag der Druckzone am Querkraftabtrag angesehen [156].

$$V_{c,c} = F_c \cdot \sin\alpha \tag{2.1-5}$$

In anderen Ansätzen [126] mit parallelgurtigen Fachwerken (Bild 2.1-3b) und damit horizontalen Druckgurten und konstantem Hebelarm z wird die Vertikalkomponente durch Integration der Schubspannungen ermittelt. Bei einem parabelförmigen Verlauf der Druckspannungen über die Druckzonenhöhe ergibt sich:

$$V_{c,c} = \int_0^{x^{II}} \int_0^{b_w} \tau_{xz}(z)\, \mathrm{d}y\, \mathrm{d}z = 2/3 \cdot b_w \cdot x^{II} \cdot \max \tau_{xz} \tag{2.1-6}$$

Beide Modellvorstellungen führen zu annähernd gleichen Ergebnissen, da die in der Druckzone integrierten Schubspannungen nichts weiter darstellen als die zur Horizontalen geneigten Hauptzug- und -druckspannungen der Druckzone, wie von ROMBACH et al. [141] festgestellt wird.

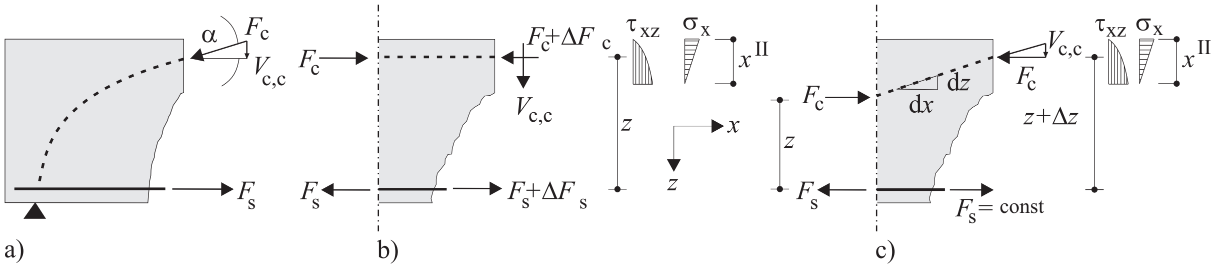


Bild 2.1-3: Tragwirkung der Druckzone bei a) geneigtem, b) horizontalem Druckgurt mit konstantem Hebelarm, c) horizontalem Druckgurt mit lokal veränderlichem Hebelarm und lokalem Ausfall der Verbundwirkung

ZINK [179] integriert ebenfalls die Schubspannungen in der Druckzone, merkt jedoch an, dass die Annahme eines konstanten inneren Hebelarmes z nicht in jedem Schnitt zwangsläufig richtig ist. Dies leitet er für einen Träger ohne äußere Normalkraft, basierend auf einer Gleichgewichtsbetrachtung, an einem Balkenelement dx ab. Hieran kann der Einfluss einer Änderung des Biegemoments dM/dx auf die Querkraft ermittelt werden. Das Biegemoment M wird auch bei leicht geneigten Rissen durch die Normalkraft im Stahl F_s und im Beton F_c bestimmt und kann durch das Produkt $M = F_s \cdot z$ beschrieben werden.

$$V = \frac{\mathrm{d}M}{\mathrm{d}x} = \frac{\mathrm{d}(F_s \cdot z)}{\mathrm{d}x} = \frac{\mathrm{d}F_s}{\mathrm{d}x} \cdot z(x) + \frac{\mathrm{d}z}{\mathrm{d}x} \cdot F_s(x) \tag{2.1-7}$$

Aus Gl. (2.1-7) geht hervor, dass ein Anteil der Querkraft aus der Änderung der Stahlzugkraft F_s über die Elementlänge dx resultiert, der andere aus einer Änderung des Hebelarmes z über dx. Bei einem lokalen Abfall der Verbundkraft dF_s/dx in einem Riss kann der betroffene Querkraftanteil über die Neigung der Zug- und Druckkraft gegeneinander kompensiert werden. Bei vollkommenem Ausfall der Verbundkraft ist die Stahlzugkraft F_s konstant. Der lokale Querkraftabtrag kann nur über die Neigung dz/dx der Druckgurtkraft erfolgen (Bild 2.1-3c).

Im Bereich des betroffenen Risses sind dann keine anderen Komponenten (Dübelwirkung, Rissverzahnung) mehr wirksam und die komplette Querkraft V muss von der Druckzone aufgenommen werden. Da die Längsspannung an der Rissspitze $\sigma_x = 0$ beträgt, folgt aus Gl. (2.1-3), dass $\sigma_1 = \tau_{xz} = f_{ct}$ sein muss. Für Gl. (2.1-6) ergibt sich daraus:

$$V_0 = \int_0^{x^{II}} \int_0^{b_w} \tau_{xz}(z)\,\mathrm{d}y\,\mathrm{d}z = 2/3 \cdot b_w \cdot x^{II} \cdot f_{ct} \tag{2.1-8}$$

V_0 bezeichnet ZINK [179] als *„Grundwert der Schubtragfähigkeit von Balken ohne Schubbewehrung im gerissenen Zustand“*. Dieser stellt für ihn eine untere Begrenzung der aufnehmbaren Querkraft dar, die infolge Dübelwirkung der Längsbewehrung und/oder Rissverzahnung noch höher liegen kann. Für ihn ist die Tragfähigkeit der Druckzone der entscheidende Mechanismus am Querkraftabtrag. In den eigenen Versuchen (Kapitel 4) ergibt sich in der Serie V01 (mit: x^{II} = 10,9 cm, f_{ct} = 3,6 MPa) ein Grundwert V_0 = 52,3 kN und in Serie V02 (mit: x^{II} = 11,1 cm, f_{ct} = 3,45 MPa) ein Grundwert V_0 = 51,1 kN. Dies entspricht 68,5 % der statischen Querkrafttragfähigkeit in V01 und 62 % in V02. Es sei darauf hingewiesen, dass Gl. (2.1-8) auf der Annahme eines parabelförmigen Spannungsverlaufs in der Druckzone basiert, bei dem das Maximum an der Rissspitze liegt (Bild 2.1-3c). Messungen, die dies bestätigen könnten, liegen nicht vor. Nach den eigenen numerischen Untersuchungen (Kapitel 6.4) ist die Annahme allerdings kritisch zu hinterfragen.

Auch TAYLOR [159] sieht die Tragfähigkeit der Biegedruckzone als wichtige Komponente am Querkraftabtrag eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung. Er beziffert ihren Anteil nach Auswertung von Versuchen auf 20 – 40 %.

Neben der Neigung der Druckgurtkraft werden von Wissenschaftlern noch weitere Faktoren genannt, die die Tragfähigkeit der Druckzone positiv beeinflussen können. So führt MUTTONI [110] beispielsweise aus, dass die Druckzontragfähigkeit durch eine Umschnürungsbewehrung gesteigert werden kann.

Konsens besteht in [8], [98], [142] darüber, dass die Längsbewehrung einen entscheidenden Einfluss auf die Druckzonenhöhe x^{II} und damit die Querkrafttragfähigkeit ausübt. Je größer der Längsbewehrungsgrad, desto niedriger sind die Zugdehnungen in der Biegebewehrung. Gleichzeitig vergrößert sich die Druckzonenhöhe im Bauteil.

2.1.2.3 Querkraftabtrag infolge Dübelwirkung der Längsbewehrung $V_{c,Dü}$

Der deutliche Einfluss der Längsbewehrung tritt auch anhand der folgenden Feststellungen hervor: Eine starke Biegelängsbewehrung verhindert nicht nur ein vorzeitiges Biegeversagen und nimmt Kräfte in ihrer Längsrichtung auf, sondern sie trägt auch Kräfte senkrecht zur Längsachse. Man bezeichnet diesen Effekt ganz bildlich als Dübelwirkung der Längsbewehrung (*dowel action*), da der Bewehrungsstab die beiden Rissufer verdübelt.

Bereits MÖRSCH hat im Jahre 1908 in [109] auf diesen Tragmechanismus hingewiesen und der Breite des zwischen den Bewehrungsstäben verbleibenden Betons eine wesentliche Rolle zugeschrieben.

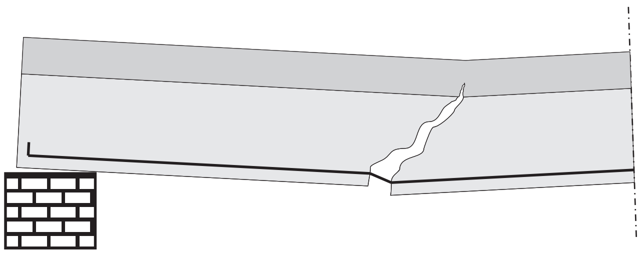


Bild 2.1-4: Dübelwirkung nach MÖRSCH [109]

Das Versagen der Verdübelungswirkung der Biegelängsbewehrung wird in [83] und [129] als kinematische Voraussetzung für das Querkraftversagen angenommen. Dies bestätigte FISCHER [52] mit Hilfe einer Rissfortschrittsanalyse auf Basis eines Finite Elemente Programms an Balken mit kleinerer Bauhöhe. Damit kann konstatiert werden, dass die Dübelwirkung der Längsbewehrung quantitativ zumindest bei Bauteilen geringerer Bauhöhe zur Querkrafttragfähigkeit beiträgt. Die Größe dieses Beitrags wird kontrovers beurteilt. ZINK [179] hält sie für eine untergeordnete Komponente, die nicht einfach additiv zu V_0 nach Gl. (2.1-8) wirkt. TAYLOR [159] und FENWICK/PAULAY [49] schreiben ihr ca. 20 % an der Querkrafttragfähigkeit zu.

Für die in Kapitel 4 erläuterten Versuchsbalken (b_w = 200 mm, f_{cm} = 41,7 MPa (V01) und f_{cm} = 39,0 MPa (V02), 3×∅20) ergibt sich nach Gl. (2.1-9) im Übrigen eine maximale Dübelkraft von $V_{c,Dü,cr}$ = 14,3 kN (V01) bzw. $V_{c,Dü,cr}$ = 14,0 kN (V02). Dies entspricht 19,0 % bzw. 17,5 % der statisch erreichten Querkraft von $V_u = 0{,}5 \cdot F_{Test} \approx 75$ kN (Anhang: Tabelle D-3) und $V_u = 0{,}5 \cdot F_{Test} \approx 80$ kN (Anhang: Tabelle D-4).

Über die Wirkungsweise der Biegelängsbewehrung besteht weitgehende Einigkeit: Ein Biegeschubriss kann sich erst öffnen und sich der charakteristische Rissfortschritt in die Betondruckzone einstellen, wenn die Längsbewehrung an der Stelle des Schubrisses aus dem sie umgebenden Beton herausbricht. Durch den Verlust der Dübelwirkung tritt das Gesamtversagen, begleitet von einem Horizontalriss entlang der Längsbewehrung, ein [47]. Der Horizontalriss wiederum lässt auch augenscheinlich darauf schließen, dass die Dübelwirkung tatsächlich aktiviert wurde.

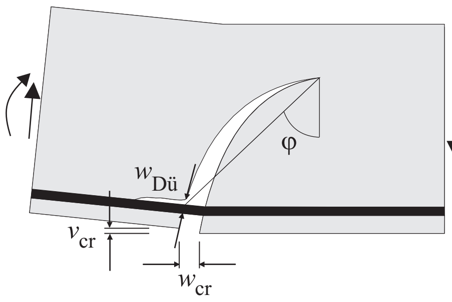


Bild 2.1-5: Kinematik am Biegeschubriss nach ZINK [179]

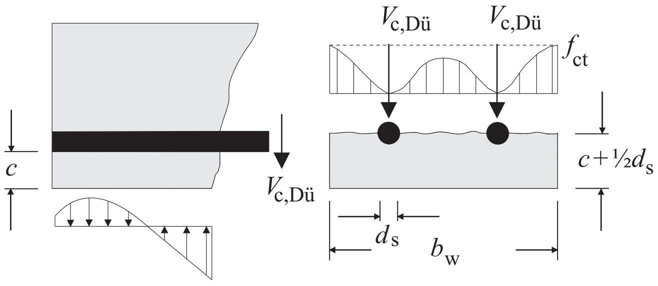


Bild 2.1-6: Dübelwirkung der Längsbewehrung nach ZINK [179]

Im Bauteil ist dazu eine gegenseitige Verschiebung der Rissufer erforderlich. Diese tritt infolge einer Öffnung am unteren Ende eines schrägen Biegeschubrisses ein und führt mit fortschreitendem Risswachstum und Rotation um die Risswurzel zu einer Scherverformung $w_{Dü}$ (Bild 2.1-5). Dadurch wird die Dübelkraft $V_{c,Dü}$ in der Längsbewehrung aktiviert [179], wobei die Steifigkeit der Bewehrung die gegenseitige Verschiebung und damit $V_{c,Dü}$ bestimmt [83]. $V_{c,Dü}$ stützt sich auf der Betondeckung ab (Bild 2.1-6) und hängt somit von dieser sowie von den Stababständen der Bewehrung ab. Solange die Beanspruchungen klein sind, werden Dübelkräfte durch vertikale Betonzugspannungen in die darüber liegenden Balkenteile hochgehängt [87]. Von ZINK [179] konnte mittels FE-Analysen gezeigt werden, dass nur ca. 50 % des Zugspannungsblocks wirksam sind, während KREFELD/THURSTON in [87] noch von einem rechteckigen Zugspannungsblock über der Längsbewehrung ausgingen (Bild 2.1-6). Erreichen die Zugspannungen bei größeren Lasten die Betonzugfestigkeit f_{ct}, so tritt der erste horizontale Verdübelungsriss auf. Dieser wandert entlang der Längsbewehrung und kann zum Abplatzen der Betondeckung führen.

BAUMANN/RÜSCH [10] führten ausgiebige Versuche zum Studium der Dübelwirkung der Längsbewehrung durch, in denen sie Schrägrisse vorgaben. Der Versuchsaufbau ist in Bild 2.1-7 dargestellt. Anhand ihrer Auswertungen gaben sie die kritische Rissöffnung, ab der die auf der Längsbewehrung abgesetzte Dübelkraft $V_{c,Dü}$ nicht mehr in die Betondruckzone zurückgehängt werden kann, mit 0,08 mm bis 0,10 mm an. Außerdem leiteten sie die maximal aufnehmbare Dübelkraft, die sogenannte Verdübelungsrisslast $V_{c,Dü,cr}$, bei einlagiger Bewehrung her. Diese ist in Gl. (2.1-9) durch REINECK [127] auf die heutigen Betonkennwerte umgerechnet worden. Eine Abhängigkeit der Dübelwirkung von der Betondeckung ist in Gl. (2.1-9) nicht gegeben.

$$V_{c,Dü,cr} = 1{,}476 \cdot b_{w,nom} \cdot d_s \cdot f_{ck}^{1/3} \qquad (2.1\text{-}9)$$

mit:

$b_{w,nom} = b - \Sigma d_s$ Nettobreite des Querschnitts

Einheiten in Gl. (2.1-9): f_{ck} [MPa], $b_{w,nom}$, d_s [mm] → $V_{c,Dü,cr}$ [N]

Der von BAUMANN/RÜSCH [10] konstatierte lineare Einfluss des Stabdurchmessers in Gl. (2.1-9) wurde von REINECK [126] und VINTZELEOU/TASSIOS [165] bestätigt. Derjenige der Betonzugfestigkeit ($f_{ck}^{1/3}$) sowie der Nettobreite ist unstrittig.

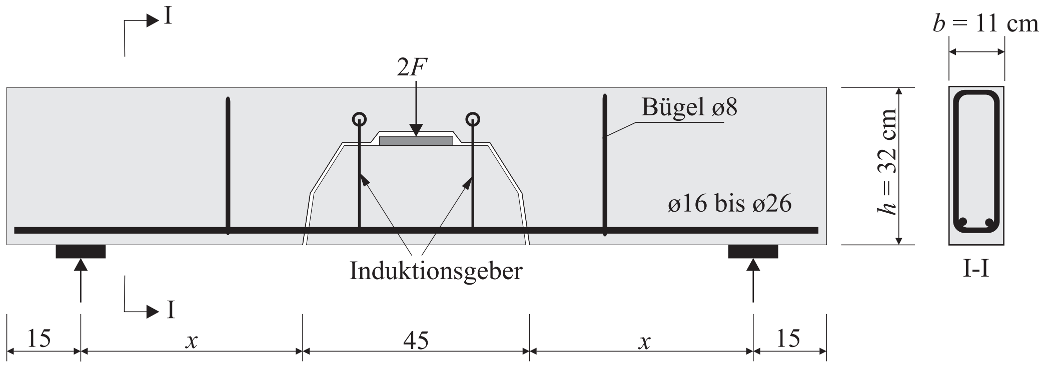


Bild 2.1-7: Versuchsaufbau zur Ermittlung der Verdübelungsrisslast $V_{c,Dü,cr}$ nach [10]

ZINK [179] baute auf dem Ansatz nach Gl. (2.1-9) auf. Er passt mittels einer Bezugslänge von 172 mm die empirisch ermittelte Konstante in Gl. (2.1-9) den heute gebräuchlichen Einheiten an. Den Einfluss der Würfeldruckfestigkeit stellte er durch die charakteristische Länge l_{ch} nach HILLERBORG (Gl. (2.1-16)) dar.

$$V_{c,Dü,cr} = f_{ct} \cdot b_{w,nom} \cdot d_s \cdot \frac{l_{ch}}{172\ \text{mm}} \tag{2.1-10}$$

ZINK zeigte in einem Vergleich der Ergebnisse aus Gl. (2.1-9) und (2.1-10), dass sich für Normalbeton bis zu einer Zylinderdruckfestigkeit von f_c = 80 MPa annähernd keine Unterschiede ergeben.

2.1.2.4 Querkraftabtrag infolge Rissverzahnung $V_{c,r}$

Auf die Querkraftübertragung in Rissen gehen beispielsweise [49], [126], [151] ein. In Bemessungsmodellen wird neben der Dübelwirkung der Längsbewehrung mit der Rissverzahnung eine weitere Komponente der Querkrafttragfähigkeit angegeben. Zu nennen sind hier vor allem die Kamm- und Zahnmodelle (Kapitel 2.2.3).

Auf Grund der Rauigkeit der Rissufer und des gekrümmten Verlaufs eines Biegeschubrisses können bereits bei kleinen Parallelverschiebungen der Rissufer Rissverzahnungsspannungen (Schubspannungen $\tau_{c,r}$ und Normaldruckspannungen $\sigma_{c,r}$) zwischen den Rissufern aktiviert werden. Deren vertikale Komponente liefert, über die Risslänge integriert, die Rissverzahnungskraft $V_{c,r}$, die einen Teil der einwirkenden Querkraft aufnimmt (Bild 2.1-2).

$$V_{c,r} = \int_r (\tau_{c,r} \cdot \sin\beta_r - \sigma_{c,r} \cdot \cos\beta_r)\mathrm{d}r \tag{2.1-11}$$

Die Größe der übertragbaren Spannungen ist im Wesentlichen von der Rissgleitung v_{cr}, dem Grad der Rauigkeit, der Festigkeit von Zementstein und Zuschlägen, sowie den Verbundeigenschaften zwischen Zementstein und Zuschlag abhängig. Weiterhin spielt die Rissbreite w_{cr} eine Rolle, da bei großen Rissbreiten keine Kräfte mehr übertragen werden können. Ausführliche theoretische und experimentelle Untersuchungen dazu wurden von WALRAVEN [168] durchgeführt. Er entwickelte auf Grundlage eines mathematischen Modells, mit dem eine Beschreibung der Kontaktflächen von kugelförmigen Kornzuschlägen und der Zementmatrix möglich war, die Gln. 2.1-12 und 2.1-13. Damit können die übertragbaren Spannungen $\tau_{c,r}$ und $\sigma_{c,r}$ ermittelt werden (Bild 2.1-8a, b).

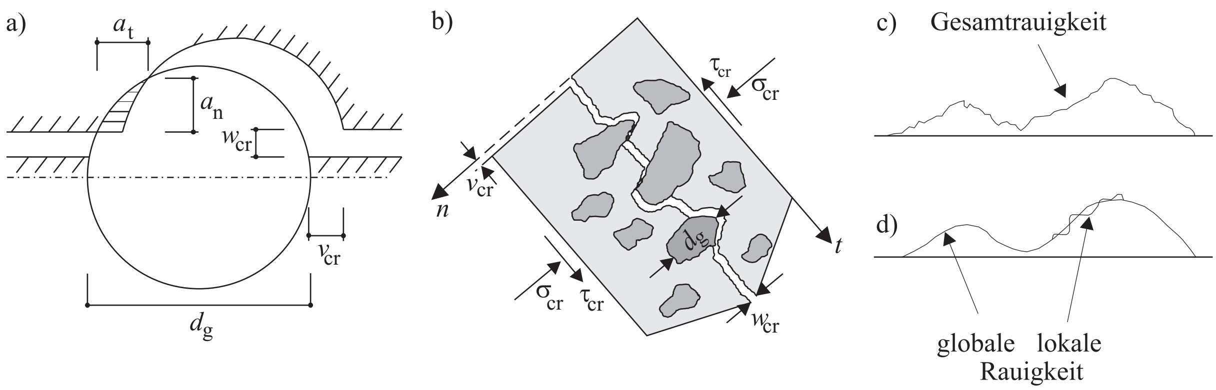


Bild 2.1-8: a) Kontaktflächen zwischen Zementmatrix und Gesteinskörnung, b) Rissverzahnung mit Spannungen nach WALRAVEN [168], c) Rauigkeit nach EIBL [48]

$$\sigma_{c,r}\,(w_{cr},\,v_{cr}) = f_{pu}\,(\mu \cdot A_n - A_t) \tag{2.1-12}$$

$$\tau_{c,r}\,(w_{cr},\,v_{cr}) = f_{pu}\,(A_n - \mu \cdot A_t) \tag{2.1-13}$$

mit:

A_n, A_t:	Summe der projizierten Kontaktflächen a_n und a_t der einzelnen Zuschlagskörner
$\mu = 0{,}4$	angenommener Reibungsbeiwert der Zementmatrix [-]
$f_{pu} = 7{,}24 \cdot f_{ck}^{0,56}$	Fließgrenze der Zementmatrix

Einheiten in Gl. (2.1-12) und (2.1-13): A_n, A_t [mm²], f_{pu} [MPa] → $\sigma_{c,r}$, $\tau_{c,r}$ [N/mm²]

Auf den Gln. (2.1-12) und (2.1-13) aufbauend, leitete er schließlich für unbewehrte Rissoberflächen vereinfachte Berechnungsansätze für die Rissschub- und Rissnormalspannungen $\tau_{c,r}$ bzw. $\sigma_{c,r}$ her. Diese lassen sich durch die Umrechnung nach GRASSER [56] mit $f_{ck} \approx 0{,}8 \cdot \beta_{WN}$ auch für heute übliche Betonfestigkeitsklassen verwenden.

$$0 \le \tau_{c,r} = -\frac{f_{ck}}{0{,}8 \cdot 30} + \left[1{,}8 \cdot w_{cr}^{-0,8} + (0{,}234 \cdot w_{cr}^{-0,707} - 0{,}2) \cdot \frac{f_{ck}}{0{,}8}\right] \cdot v_{cr} \tag{2.1-14}$$

$$0 \ge \sigma_{c,r} = \frac{f_{ck}}{0{,}8 \cdot 20} + \left[1{,}35 \cdot w_{cr}^{-0,63} + (0{,}191 \cdot w_{cr}^{-0,552} - 0{,}15) \cdot \frac{f_{ck}}{0{,}8}\right] \cdot v_{cr} \tag{2.1-15}$$

Einheiten in Gl. (2.1-14) und (2.1-15): w_{cr}, v_{cr} [mm], f_{ck} [MPa] → $\sigma_{c,r}$, $\tau_{c,r}$ [N/mm²]

Anhand der Umstellung von Gl. (2.1-14) und (2.1-15) zeigte WALRAVEN erstmals, dass eine Kraftübertragung parallel zum Riss auch ohne eine Rissnormalspannung möglich ist. Diese Überlegung wurde später u. a. von VECCHIO/COLLINS [164] in der *Modified Compression Field Theory* weitergeführt (Kapitel 2.2.5.2).

REINECK weist in [126] auf den Umstand hin, dass bei Normalbeton in der Regel die Festigkeit der Zuschläge größer ist als die des Zementsteins. Dies hat zur Folge, dass, wie bei dem Modell von WALRAVEN [168] vorausgesetzt, die Bruchflächen entlang der Grenze zwischen Zuschlägen und Matrix verlaufen. Dadurch entstehen schiefe Kontaktflächen zwischen beiden Rissufern. Man spricht von einer Verzahnung der Rissufer (*aggregate* *interlock*) oder Kornverzahnung. Bei Leichtbeton ist im Allgemeinen die Festigkeit des Zementsteines größer, so dass Risse durch die Zuschläge gehen. Wenn auch kleiner, können auch hier Kräfte durch Reibung übertragen werden. Deshalb wird in einigen Veröffentlichungen der Begriff Rissreibung anstelle von Rissverzahnung benutzt.

Da im Rahmen der vorliegenden Arbeit Stahlbetonbauteile aus Normalbeton behandelt werden, wird im Nachfolgenden lediglich die Rissverzahnung erörtert.

Nach EIBL/IVÁNYI [48] lässt sich die Gesamtrauigkeit der Rissflächen in einen lokalen und einen globalen Anteil aufteilen. Dabei sorgt die lokale Rauigkeit (Feinverzahnung) für die sofortige Kraftaufnahme zu Belastungsbeginn. Das heißt, der Riss verläuft entlang der Kontaktfläche zwischen Zementstein und Zuschlagskorn. Es können Kräfte parallel zum Riss ohne nennenswerte Rissgleitung v_{cr} aufgenommen werden. Die globale Rauigkeit der Rissfläche hingegen kann erst infolge der Parallelverschiebung der Rissufer nach dem Ausfall der Feinverzahnung bei anwachsenden Kräften oder dynamischer Beanspruchung des Risses Kräfte übertragen. Sie beruht auf der Inhomogenität des Betons infolge einer Streuung der Betonzugfestigkeiten innerhalb des Querschnitts und beschreibt den Verlauf und die Form des Risses.

Wie bei den übrigen am Querkraftabtrag beteiligten Komponenten wird auch die Querkraftübertragung durch die Rissverzahnung qualitativ unterschiedlich bewertet. In [49], [126], [159] wird ihr der wesentliche Anteil am Querkraftabtrag zugeschrieben. Dabei wird sie von FENWICK/PAULAY [49] mit bis zu 60 % quantitativ am Höchsten eingestuft; während TAYLOR [159] ihr lediglich 33 – 50 % zuschreibt.

Auch SHERWOOD et al. [151] betrachten die Rissverzahnung als Hauptmechanismus beim Querkraftabtrag. Sie beschreiben, dass die Höhe der übertragbaren Schubspannungen auch von der Größe der Zuschlagskörner abhängt, so dass eine reduzierte Rissverzahnung zum Maßstabseffekt (Kapitel 2.1.3.5) bei der Querkrafttragfähigkeit führt.

In anderen Arbeiten dagegen wird der Einfluss der Rissverzahnung eher als untergeordnet angesehen. Eine der Aktuelleren stellt die bereits erwähnte Arbeit von ZINK [179] dar. Er erläutert, dass nahe der Rissspitze von Biegeschubrissen keine großen Rissgleitungen v_{cr} auftreten. Entlang des Risses stellt sich infolge der Rotation um die Rissspitze eine Kombination aus Rissgleitung v_{cr} und Rissöffnung w_{cr} ein. Dabei ist die Rissgleitung stets kleiner als die Rissöffnung, so dass die Aktivierung der Rissverzahnung vor Beginn des instabilen Risswachstums nicht zu erwarten ist. Somit wird ihr Einfluss als gering angesehen. KÖNIG et al. [86] bestätigen dies für Hochleistungsbeton. Sie vermuten, dass diese Aussage auch auf Bauteile aus Normalbeton übertragbar ist.

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass der Traganteil der Rissverzahnung sehr unterschiedlich bewertet wird. Die in Kapitel 4 erläuterten Versuche werden zur Klärung dieser Problematik beitragen.

2.1.2.5 Übertragung von Zugspannungen im Biegeriss V_{BPZ}

Beton besitzt bereits vor dem Aufbringen einer Belastung Mikrorisse, die durch Prozesse während der Hydratation im Zementstein entstanden sind und deren Anordnung statistischen Gesetzmäßigkeiten unterliegt [80].

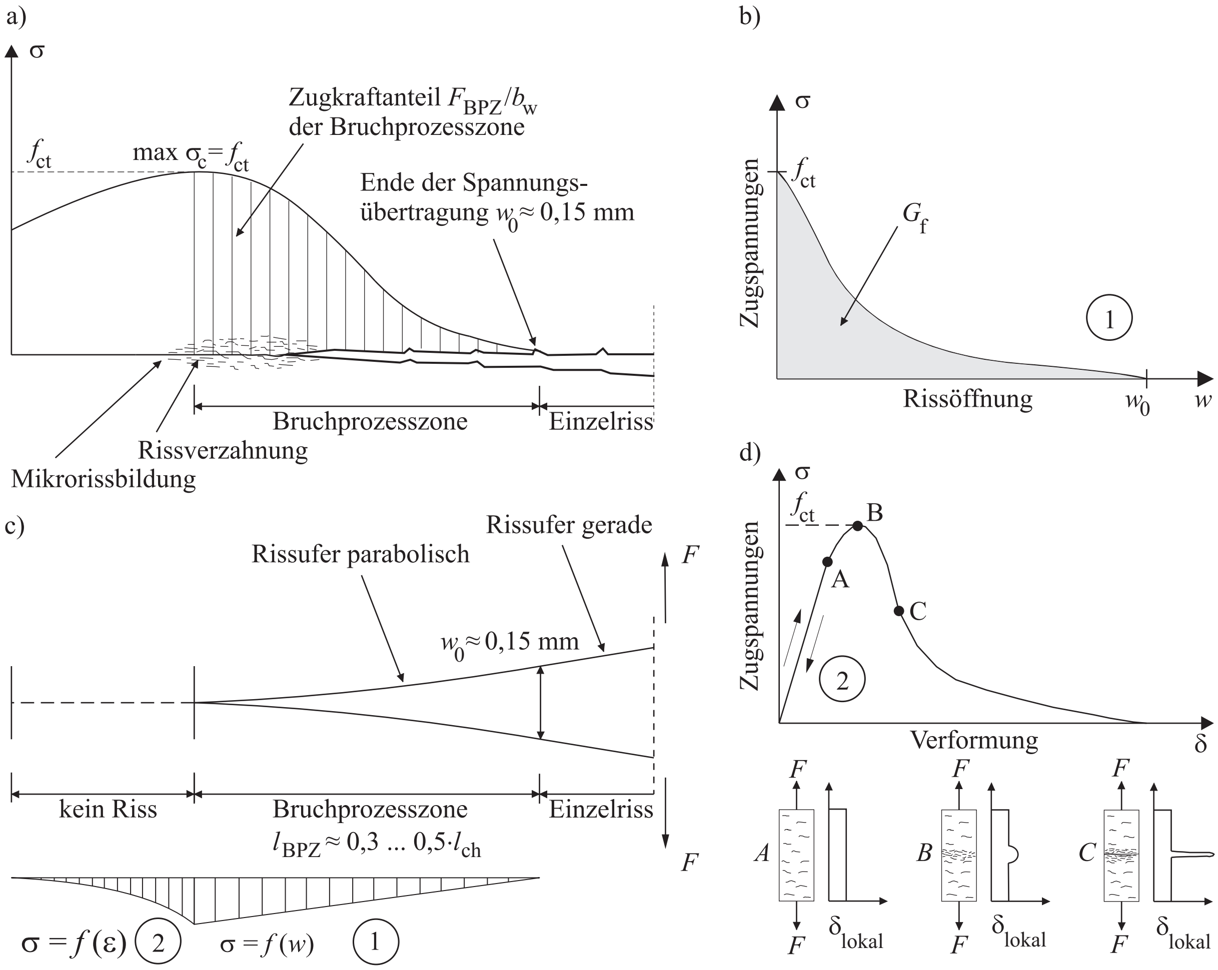


Bild 2.1-9: a) Bruchprozesszone (BPZ) nach HILLERBORG [64], b) Bruchenergie G_f unter der σ–w-Kurve, c) idealisierter Rissverlauf in der Bruchprozesszone, (d) Zugtragverhalten von Beton nach [46]

Nach Aufbringen einer Belastung verhält sich der Werkstoff zunächst annähernd linear. Allerdings bilden sich beim Annähern der Beanspruchung an die Betonzugfestigkeit f_{ct} weitere Mikrorisse senkrecht zur Hauptzugspannung σ_1 an den Kontaktflächen zwischen Zuschlag und Zementmatrix; diese können Zugspannungen übertragen und vereinigen sich bei $\sigma_1 = f_{ct}$ mit steigender Beanspruchung und ausgehend von einer Schwachstelle im Betongefüge zu einem Bereich erhöhter Mikrorissdichte: der sogenannten Bruchprozesszone (BPZ) (Bild 2.1-9). Mit Überschreiten der Zugfestigkeit entstehen Makrorisse, die sich zu einem diskreten Einzelriss vereinigen.

Die Zugspannungen im Beton fallen nach dem Übergang in den Zustand II nicht schlagartig auf den Wert null ab. Vielmehr können über kleine Rissbrücken weiterhin Zugspannungen im Riss übertragen werden. Diese Rissbrücken in der Bruchprozesszone entstehen, da die Rissufer nicht glatt, sondern uneben verlaufen und so eine Rissverzahnung vorhanden ist (Bild 2.1-9a). WALRAVEN/LEHWALTER führen in [172] aus, dass die kritische Rissöffnung, ab der keine Zugspannungen mehr übertragen werden können, bei ungefähr $w_0 = 0{,}15 \ldots 0{,}18$ mm liegt. Dies wird u. a. von GRIMM [57] bestätigt.

Das Phänomen der Rissentwicklung im Beton kann man sich nach [46] anhand einer einfachen Zugprobe nochmals vor Augen führen. Bis zum Punkt A in Bild 2.1-9d, der nach

[105] ungefähr bei 90 % der Zugfestigkeit des Betons liegt, verhält sich der Werkstoff annähernd linear elastisch. Nach dem Überschreiten der Betonzugfestigkeit in Punkt B kann der Beton bei zunehmenden Verformungen noch weiter Spannungen in der Bruchprozesszone übertragen. Diese Fähigkeit nimmt jedoch mit wachsender Rissöffnung ab. Der zwischen B und C herrschende steile Abfall der σ-δ-Kurve ist auf die Lokalisierung der Mikro- und Makrorisse zum endgültigen Riss zurückzuführen. Beim abfallenden Ast der σ-δ-Kurve wird vom Entfestigungsbereich (*tension softening*) gesprochen.

Die Länge der Bruchprozesszone stellt den Entfestigungsbereich dar und liegt nach HILLERBORG [64] bei $l_{BPZ} = 0{,}3 \ldots 0{,}5 \cdot l_{ch}$ (Bild 2.1-9c). Mit der charakteristischen Länge l_{ch} beschreibt er, als reine Materialeigenschaft, die Sprödigkeit des Betons; sie stellt trotz ihrer Proportionalität zur Länge der Bruchprozesszone keine physikalische Länge dar und wird formelmäßig ausgedrückt zu:

$$l_{ch} = \frac{E_c \cdot G_f}{f_{ct}^2} \text{ [mm]} \tag{2.1-16}$$

Darin ist die Bruchenergie G_f nach [65] die Fläche unter der σ–w–Kurve (Bild 2.1-9b) und bezeichnet die freiwerdende Bruchenergie während der Bildung eines Risses.

$$\int_0^{w_0} \sigma(w)\, dw = G_f \tag{2.1-17}$$

Für normalfeste Betone beschreibt REMMEL [129] die Bruchenergie durch Gl. (2.1-18).

$$G_f = 0{,}0307 \text{ mm} \cdot f_{ct} \tag{2.1-18}$$

Die Zugfestigkeit berechnet er nach Gl. (2.2-11)

Für die in Kapitel 4 untersuchten Versuchsträger (V01: $f_{cm} \approx 42$ MPa, $f_{ct} \approx 3{,}6$ MPa, $E_c \approx 32.000$ MPa bzw. V02: $f_{cm} \approx 39$ MPa, $f_{ct} \approx 3{,}45$ MPa, $E_c \approx 28.000$ MPa) ergibt sich somit eine charakteristische Länge von $l_{ch} = 270$ mm bzw. $l_{ch} = 250$ mm. GRIMM [57] gibt für Beton allgemein Werte zwischen 200 mm $\leq l_{ch} \leq$ 600 mm an.

Da die Bruchprozesszone bei Bauteilen geringer Höhe einen relativ großen Anteil an der Gesamtlänge eines Risses besitzt (Bild 2.1-14), wird diesem Mechanismus in [47], [179] ein besonders bei niedrigen Bauteilhöhen nicht zu vernachlässigender Anteil am Querkraftabtrag zugeschrieben.

2.1.2.6 Querkraftabtrag über direkte Druckstreben

Infolge der Ausbildung einer direkten Druckstrebe bzw. eines Druckbogens, der sich auf dem Auflager absetzen kann, wird ein nicht unbedeutender Teil der vorhandenen Querkraft übertragen. Grundvoraussetzung dafür ist, dass sich diese Tragwirkung ohne große Spannungsumlagerung, die bei Bauteilen ohne Bügel- bzw. Querkraftbewehrung nach der Rissbildung weitestgehend ausgeschlossen ist, einstellen muss. Daraus folgt, dass sich die direkte Druckstrebe vornehmlich bei kleinen a/d-Verhältnissen, bei denen die Belastungen an der Lasteinleitungsstelle (oberer Bauteilrand) ähnlich groß wie am Auflager (unterer Bauteilrand) sind, einstellt. Solche Teilsysteme, die nach SCHLAICH/SCHÄFER [145]

Diskontinuitätsbereiche (D-Bereiche) genannt werden, lassen sich mittels Stabwerkmodellen oder Spannungsfeldern gut abbilden.

MUTTONI führt in [110] aus, dass sich eine direkte Druckstrebe für $a/d < 1{,}5$ bildet und die Traglast nach der Plastizitätstheorie errechnet werden kann, da die vorhandenen Biegerisse sich nicht oder nur teilweise in die Druckstrebe fortpflanzen. In [111] empfiehlt er, dass die Tragfähigkeit der Druckstrebe bei großen, auflagernahen Einzellasten mittels Spannungsfeldern untersucht werden sollte. Die Längsbewehrung dient in diesem Fall der Aufnahme der horizontalen Komponente. Sie ist ausreichend zu verankern.

In den gängigen Normen wird der Bereich, in dem die direkte Abstützung einer Belastung auf die Querkrafttragfähigkeit einen Einfluss hat, unterschiedlich angegeben. Da in der vorliegenden Arbeit der Fokus auf dem Biegeschubversagen schubschlanker Träger liegt, werden die sogenannten „auflagernahen Einzellasten“ nicht weiter betrachtet.

2.1.3 Wichtige Parameter des Querkraftabtrags nicht querkraftbewehrter Bauteile

2.1.3.1 Allgemein

Die nachfolgenden Parameter Schubschlankheit a/d, Längsbewehrungsgrad ρ_l, Betonfestigkeit f_c, Bauteilabmessungen und Zuschlagskorngröße sind Einflussgrößen für die unter Kapitel 2.1.2 beschriebenen Mechanismen des Querkraftabtrags. Außerdem bestimmen sie maßgeblich den Bemessungswert $V_{Rd,c}$ nicht querkraftbewehrter Stahlbetonbauteile in EC2-1-1 und MC10 (Kapitel 2.3). Auf die oben genannten Parameter wird u. a. in [50] detailliert eingegangen.

2.1.3.2 Schubschlankheit *a/d* bzw. Schlankheit *l/d*

Die Schubschlankheit a/d nach RÜSCH et al. [143] entspricht bei Einfeldträgern unter zwei Einzellasten dem Momenten-Schubverhältnis $M/(V \cdot d)$ nach LEONHARDT/WALTHER [95]. Sie stellt ein Maß für den Einfluss des Momentes auf die Querkrafttragfähigkeit dar. Eingehende Untersuchungen dazu wurden bereits in den 1960er Jahren durch LEONHARDT und WALTHER in den Stuttgarter Schubversuchen durchgeführt. Die Verfasser waren sich einig, dass dem Verhältnis $M/(V \cdot d)$ *„eine entscheidende Bedeutung als Schubbruchkriterium zukommt“*. Dies gilt nicht nur für Einfeldträger unter Einzellasten, sondern kann nach [97] auch auf Durchlaufträger unter Einzellasten übertragen werden.

In der Baupraxis werden die meisten Balken nicht durch Einzellasten sondern durch Gleichlasten belastet. Nach KANI [78] kann die Schubschlankheit a/d von einfeldrigen Trägern unter einer Einzellast mit dem Faktor 0,25 in die Schlankheit l/d infolge einer Gleichlast umgerechnet werden.

$$a/d = M/(V \cdot d) = 0{,}25 \cdot l/d \qquad (2.1\text{-}19)$$

Er bestätigte nach Auswertungen von Schubversuchen der Universitäten Toronto und Stuttgart in [75] zudem die Bedeutung der Schubschlankheit und zeigte, dass ein Querkraftversagen das Nicht-Erreichen der Biegetragfähigkeit bedingt. Im Einzelnen legte er dar, dass bei einem Verhältnis $a/d \leq 1{,}5$ das Erreichen der Biegetragfähigkeit M_u zum Versagen führt. Mit wachsendem a/d-Verhältnis fällt die erreichbare Biegetragfähigkeit ab, um nach Überschreiten des Mindestwertes zwischen $2{,}5 \leq a/d \leq 3{,}0$ wieder anzusteigen. Der kritische Bereich mit $2{,}0 < M/(V \cdot d) < 3{,}0$, in dem es zum Querkraftversagen kommt, wurde von LEONHARDT/WALTHER [95] bestätigt. Das erneute Erreichen der vollen Biegetragfähigkeit gab KANI abhängig vom Balkenquerschnitt ab einem Wert $a/d > 3{,}0$ an. Bild 2.1-10 zeigt die Auswertung einer Versuchsreihe von 14 Versuchen, bei der die volle Biegetragfähigkeit bei einem Verhältnis $a/d > 5{,}0$ wieder erreicht wurde. Aus [76] wird weiter ersichtlich, dass für große Schubschlankheiten ($a/d > 6 \dots 7$) unabhängig vom Längsbewehrungsgrad immer ein Biegeversagen maßgebend ist, und keine Gefahr eines Querkraftbruches besteht.

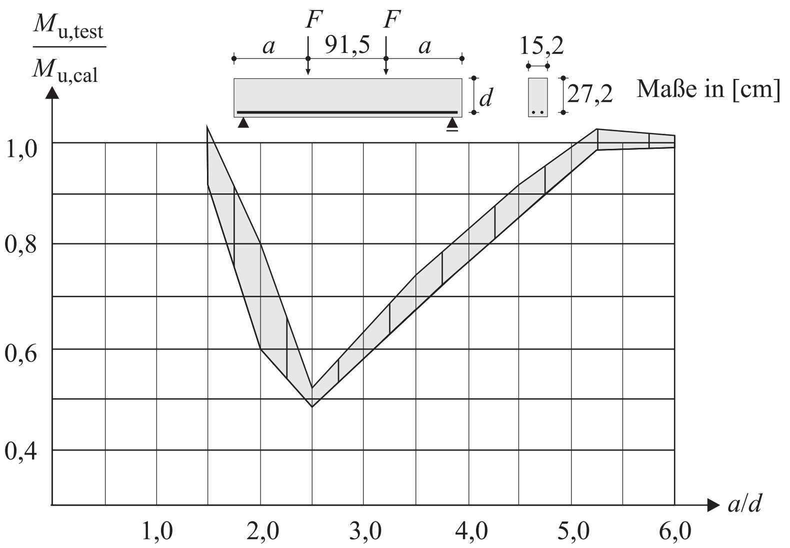


Bild 2.1-10: Schubtal nach KANI [75] für $\rho_l = 1{,}88$ %

Als Ziel der Querkraftbemessung definierte KANI, die rechnerische Biegetragfähigkeit zu gewährleisten. Mit dem Verhältniswert $M_{u,test}/M_{u,cal}$ sowie dem *„Schubtal"* verdeutlichte er das Unterschreiten der Biegetragfähigkeit. Ergo kann die Querkraftbemessung bildlich als Brücke über das Schubtal verstanden werden.

Generell wird bei kleinen a/d-Verhältnissen von auflagernahen Lasten und bei kleinen l/d-Verhältnissen von gedrungenen Trägern gesprochen. Bei großen a/d- und l/d-Verhältnissen dagegen von schubschlanken oder schlanken Trägern.

SPECHT [156] gab einen Übergangsbereich zwischen schlanken und gedrungenen Trägern an. Er begründete diese Unterteilung mit dem unterschiedlichen Lastabtrag- und Versagensmechanismus. Bei gedrungenen Trägern bzw. auflagernahen Einzellasten erfolgt der Lastabtrag im Falle einer Einzellast über eine Druckstrebe und im Falle einer Gleichlast über mehrerer gedankliche Druckstreben (Kapitel 2.1.2.6). Die Tragfähigkeit dieser Druckstrebe(n) ist für das Versagen verantwortlich.

Bei schlanken Balken bildet dagegen die Zugfestigkeit des Betons das zum Versagen führende Kriterium, da keine direkte Stützung der Druckstrebe vorliegt [157].

Nach KORDINA/BLUME [83] wird das Versagen von Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung in drei Formen katalogisiert: Scher-, Schubdruck- und Schrägzugbruch. Diese treten je nach Schubschlankheit ein. SPECHT/SCHOLZ [157] schlossen sich dem an. Gemeinsam ist den drei Versagensformen, dass sie sich nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit günstigenfalls durch einen Schubriss ankündigen. Dieser verläuft im

Gegensatz zum Biegeriss gegenüber der Balkenachse deutlich geneigt. Im ungünstigen Fall wird das Querkraftversagen durch die Schubrissbildung schlagartig eingeleitet. Im Folgenden wird auf die verschiedenen Versagensarten näher eingegangen.

Scherbruch bei Balken kleiner Schubschlankheiten $a/d \leq 1{,}5$

Bei Balken mit auflagernahen Einzellasten und damit einer sehr kleinen Schubschlankheit $a/d \leq 1{,}5$, entwickelt sich der kritische Schubriss nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit entlang der gedachten Verbindungslinie „Lastangriffspunkt – Auflager“ (Bild 2.1-11).

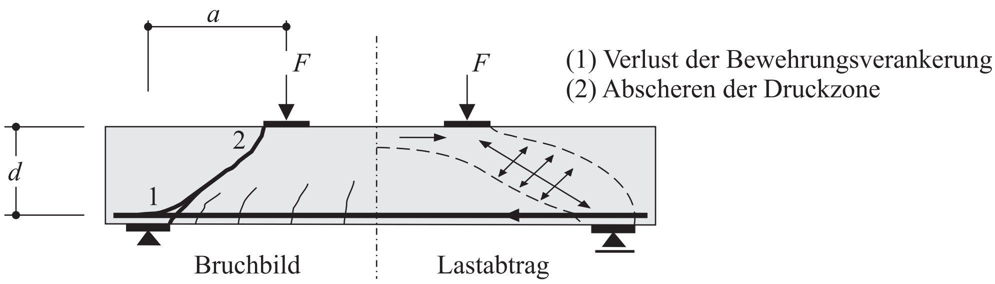


Bild 2.1-11: Scherbruch eines Trägers mit auflagernahen Einzellasten

Bis zum Versagen liegt ein sprengwerkartiger Lastabtrag mit einer direkten Druckstrebe, die sich auf dem Zugband absetzen kann, vor. Das wurde u. a. durch MUTTONI [110] bestätigt. Das schlagartige Versagen tritt entweder durch den Verlust der Bewehrungsverankerung (1) oder durch Abscheren der Druckzone (2) unter der Last in Richtung des Spaltzugrisses ein.

Schubdruckbruch bei Balken mit Schubschlankheiten $1{,}0 \leq a/d \leq 3{,}0$

Der kritische Schubriss entwickelt sich beim Schubdruckbruch im Regelfall aus einem Biegeriss heraus und wandert in einen Bereich unter der Lasteinleitungsstelle.

Er endet schließlich oberhalb der Spannungsnulllinie, die sich aus der Biegung ergibt. Auf Grund der Tatsache, dass die Rissufer nicht durch eine Querkraftbewehrung zusammengehalten werden, verdrehen sie sich mit steigender Last gegeneinander um einen Drehpunkt oberhalb der Risswurzel. Somit verringert sich der Traganteil der Rissverzahnung, und die ohnehin eingeschnürte Druckzone trägt einen höheren Lastanteil ab. Der Bruch tritt entweder durch Versagen der Biegedruckzone (1) oder durch die Entstehung eines Sekundärrisses (2) in der Druckzone ein (Bild 2.1-12). Ersteres resultiert aus der kombinierten Beanspruchung von Moment und Querkraft. Dadurch wird die Druckzone stärker eingeschnürt als im Bereich reiner Biegung in Feldmitte und die Druckfestigkeit des Betons wird erreicht [74]. Die Bildung des Sekundärrisses kann nach [83] initiiert werden, da es infolge des stark exzentrischen Angriffs der Biegedruckkraft zu einer Biegezugbeanspruchung an der Oberseite der Druckzone kommen kann. Aus den geometrischen Verhältnissen erklärt sich, dass eine für die Dübelwirkung typische Rissbildung entlang der Biegezugbewehrung trotz der vorhandenen Schubrotation gering ausfällt. Der Schubriss trifft nämlich erst in Auflagernähe auf die Biegezugbewehrung, wodurch deren Dübelwirkung erhöht wird.

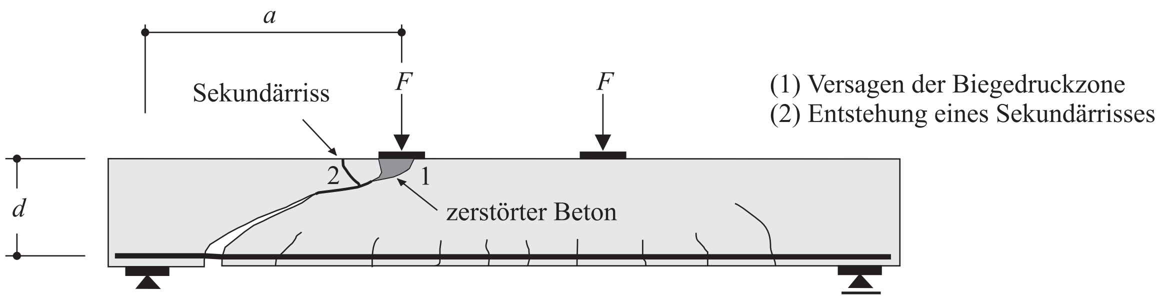


Bild 2.1-12: Schubdruckbruch

Biegeschubversagen bei Balken mit Schubschlankheiten *a/d* ≥ 3,0

Das Biegeschubversagen bzw. der Schrägzugbruch tritt auf, sofern nicht ein reiner Biegebruch ohne Schrägrissbildung maßgebend ist. Der kritische Schubriss entwickelt sich bei dieser Versagensart aus einem der Biegerisse, die im Bereich der Längsbewehrung weitgehend vertikal verlaufen und den Balken in einzelne „Betonzähne“ teilen. Er folgt in seinem Verlauf anfänglich den Trajektorien der Hauptdruckspannungen, ändert ab einer bestimmten Last dann jedoch seine Richtung und neigt sich zur Balkenachse. Bedingt durch die Rissöffnung und die Schubrotation um die sich zur Balkenoberseite fortpflanzende Rissspitze kommt es zur Aktivierung der Dübelwirkung der Längsbewehrung. Aus deren Überlastung resultiert nach [83] eine Sekundärrissbildung auf der dem Auflager zugewandten Seite des Schubrisses (1) und damit das einsetzende Versagen (Bild 2.1-13). Es kommt zu einem sukzessiven örtlichen Ausfall des Querkrafttraganteils der Rissverzahnung und des Verbundes. Die nicht mehr übertragbare Querkraft wird auf die Biegedruckzone umgelagert, was zu einem Anwachsen des kritischen Risses (2) und einer weiteren Einschnürung der Biegedruckzone führt. Damit einhergehend entwickelt sich der Sekundärriss entlang der Längsbewehrung (3) zum Auflager. Die Biegezugbewehrung gleitet und entzieht sich der Beanspruchung. Das Versagen erfolgt schlagartig.

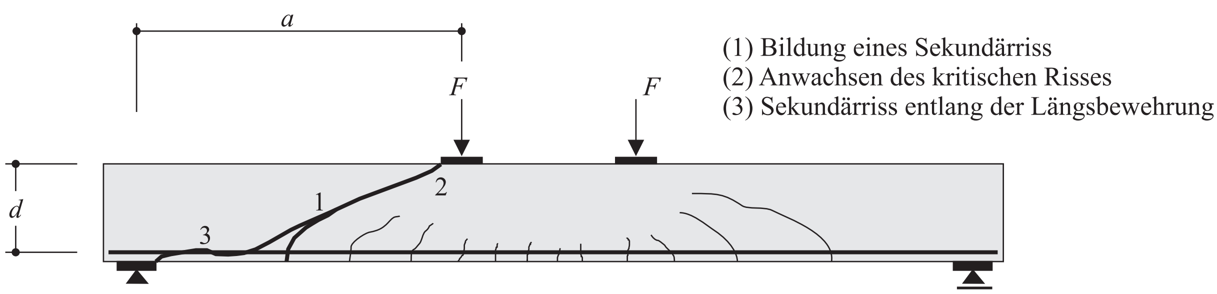


Bild 2.1-13: Biegeschubbruch bei schubschlanken Trägern

2.1.3.3 Betonfestigkeit

Mit steigender Betonfestigkeit nimmt der Widerstand eines Bauteils gegenüber einem Querkraftversagen zu. Diese Zunahme ist nicht linear, sondern *„bedeutend weniger als proportional zu* β_W*“* wie bereits LEONHARDT/WALTHER in [96] anmerkten.

KANI ging in [76] soweit zu sagen, dass *„der Einfluss der Betondruckfestigkeit* f_c*' auf die sog. Schubbruchfestigkeit […] unbedeutend“* ist.

Neuere Untersuchungen von ANGELAKOS et al. [6] weisen ebenfalls darauf hin, dass bei zunehmender Betonfestigkeit keine signifikant anwachsende Querkrafttragfähigkeit auftritt.

Im Gegensatz dazu entwickelten ROJEK et al. [131] ein Modell, bei dem im kritischen Bereich, in dem der Biegeschubriss die Längsbewehrung trifft, die Zugfestigkeit des Bauteils für das Versagen verantwortlich ist und linear in den ermittelten Bemessungsansatz eingeht.

KORDINA/BLUME [83] verwiesen einerseits auf den direkten Einfluss der Festigkeitseigenschaften (Zug- und Druckfestigkeit) des Betons in den verschiedenen Versagensarten (Kapitel 2.1.3.2) und andererseits auf Arbeiten von MOODY et al. [108] und VAN DEN BERG [162]. Sie hatten die Abhängigkeit der Querkrafttragfähigkeit von der Betongüte und damit den Betoneigenschaften untersucht.

In allen gängigen Normen hat sich heute die Auffassung von KORDINA/BLUME durchgesetzt, so dass sich die Betonfestigkeit in den verschiedenen Rechenansätzen zur Bestimmung des Querkraftwiderstandes wiederfindet. Sie fließt auf Grund der empirischen Vorgehensweise jedoch unterschiedlich ein.

Europäische Norm	EC2-1-1	(Januar 2011)	$f_{ck}^{1/3}$
fib Bulletin No. 65 + 66	Model Code	(2010)	$f_{ck}^{1/2}$
Kanadische Norm	CSA A23.3	(Mai 2004)	$f_{ck}^{1/2}$
Schweizer Norm	SIA 262	(Januar 2003)	$f_{ck}^{1/2}$
US-amerikanische Norm	ACI 318	(2008)	$f_{ck}^{1/2}$

2.1.3.4 Längsbewehrungsgrad

Mit zunehmendem Biegebewehrungsgrad ρ_l vergrößert sich bei ansonst identischen Balken die Druckzonenhöhe im Zustand II und damit der übertragbare Querkraftanteil $V_{c,c}$.

Darüber hinaus nimmt mit ρ_l auch die Biegesteifigkeit der Bewehrung zu, was einen wichtigen Einfluss auf die Verdübelungslast $V_{c,Dü,cr}$ hat. Diese Tatsache wurde u. a. von BAUMANN/RÜSCH [10] ausführlich beschrieben. Auch TUREYEN/FROSCH [160] beobachteten den Anstieg der Querkrafttragfähigkeit mit zunehmender Biegesteifigkeit der Längsbewehrung. Sie entwickelten daraus für Träger mit a/d > 2,7 einen einfachen Bemessungsansatz.

Nach SCHOLZ [148] beeinflusst die Dehnsteifigkeit der Längsbewehrung die Gesamtsteifigkeit im Zustand II und damit die Rissentwicklung. Dies wurde bereits von BHAL [19] erläutert. Damit liegt ein Zusammenhang zwischen dem Längsbewehrungsgrad und dem Querkraftabtrag infolge Rissverzahnung $V_{c,r}$ vor.

In die heute angewendeten verschiedenen Bemessungsnormen geht der Längsbewehrungsgrad unterschiedlich ein. In der Kanadischen [35] und der Schweizer Norm [144] wird ρ_l bei der Ermittlung der Spannungen und Dehnungen zum Zeitpunkt des rechnerischen Versagens berücksichtigt. Besonders anschaulich wird dies im CSA durch einen „Dehnungsfaktor“ ausgedrückt (Kapitel 2.2.5.4).

In anderen Normen [37], [39] wird der Biegebewehrungsgrad direkt mittels des Faktors $\rho_l^{1/3}$ berücksichtigt.

Dieser Ansatz wurde von KORDINA/BLUME [76] empirisch hergeleitet, da sie einen globalen Einfluss des Längsbewehrungsgrads auf die Bruchquerkraft nachwiesen. In diesem

Zusammenhang haben sie vorgeschlagen, den Biegebewehrungsgrad auf 3,5 % zu begrenzen, da mit zunehmendem ρ_l die Betonummantelung der Bewehrung und damit die Verbundbedingungen schlechter werden. Daraus resultiert ein Herabsetzen der Dübeltragwirkung. In EC2-1-1 wurde dieser Hinweis noch verschärft, indem der Bewehrungsgrad auf $\rho_l \leq 2$ % begrenzt wird. Die Limitierung dient dazu, ein schlagartiges Versagen der Druckzone bei Bewehrungsgraden $\rho_l > 1{,}5$ % zu verhindern [178].

In der Auswertung einer jüngeren Versuchsreihe der Universität von Toronto zeigten LUBELL et al. [98], dass diejenigen Rechenmodelle bzw. Normen, die die Spannungen und Dehnungen in der Längsbewehrung zum Zeitpunkt der Schubrissbildung berücksichtigen, bessere Korrelationen mit den Versuchsergebnissen liefern.

2.1.3.5 Bauteilabmessungen - Maßstabseffekt

In mehreren Versuchsreihen wurde versucht, den Einfluss der Bauteilabmessungen auf die Querkrafttragfähigkeit zu klären.

In den 1960er Jahren untersuchten LEONHARDT/WALTHER [95] in den bereits erwähnten Stuttgarter Schubversuchen den Einfluss der absoluten Balkenhöhe auf die Querkrafttragfähigkeit, indem sie durch die Änderung der Längsbewehrung die Verbundeigenschaften und daraus resultierend die Rissbildung beeinflussten. Sie erkannten, dass bei vollkommen ähnlichen Balken (d. h.: unterschiedliche Größen mit jeweils gleichem ρ_l und konstanter Stabanzahl, jedoch proportional zur Abmessung wachsendem Stabdurchmesser) eine kleinere Querkrafttragfähigkeit im Vergleich zu äußerlich ähnlichen Balken (d. h.: unterschiedliche Größen mit gleichem Bewehrungsgrad und gleichem Stabdurchmesser aber veränderlicher Stabanzahl) auftrat. Sie kamen deshalb zu dem Schluss, dass die Querkrafttragfähigkeit vollkommen ähnlicher Balken mit zunehmender Höhe abnimmt. Ab einer Höhe von $h \approx 40$ cm ist die Abnahme allerdings von untergeordneter Bedeutung.

In etwa zur selben Zeit führte KANI seine Schubversuche sowohl zum Einfluss der absoluten Balkenhöhe als auch zur Balkenbreite durch. In [78] legt er dar, dass sich bei vier Versuchsreihen, bei denen die Balkenhöhe jeweils verdoppelt wurde, ein progressiv ansteigender Tragfähigkeitsverlust zeigte. Unter Beibehaltung aller anderen Parameter gab er für den höchsten Balken ein um 40 % reduziertes Sicherheitsniveau im Vergleich zum niedrigsten Balken an.

Aus seinen Ergebnissen leitete er ebenfalls ab, dass die relative Tragfähigkeit bei Balken mit gleichem Seitenverhältnis, sowie mit gleichen Festigkeitswerten der Materialien, aber unterschiedlichen Absolutmaßen mit zunehmender Bauteilgröße geringer wird. Dies wird als Maßstabseffekt bezeichnet.

Eine mögliche Ursache für den Maßstabseffekt der Querkrafttragfähigkeit wurde in einigen Forschungsarbeiten der letzten Jahre den größeren Rissöffnungen von höheren Bauteilen zugeschrieben. So wird in [4], [29], [30] darauf hingewiesen, dass eine größere Rissöffnung w_{cr} eine verminderte Übertragung von Querkräften über die Risse und somit eine Reduzierung der Gesamtquerkrafttragfähigkeit infolge kleinerer Rissverzahnung $V_{c,r}$ bedingt. Ergänzend fügt SHERWOOD [150] hinzu, dass der Maßstabseffekt infolge eines schlecht kontrollierten

Risswachstums durch die Längsbewehrung bei steigender Bauteilhöhe zunimmt. Resümierend wird in [151] festgehalten, dass alle Faktoren, die die Rissverzahnung negativ beeinflussen, die Querkrafttragfähigkeit verringern und einen Maßstabseffekt verursachen. Dazu gehören bspw. größere Rissöffnungen, größerer Rissabstand infolge Risssteuerung durch die Längsbewehrung oder kleinere Zuschlagskörner (Kapitel 2.1.3.6)

Analog zum „Dehnungsfaktor“ des Längsbewehrungsgrads wird der Maßstabseffekt im CSA [35] besonders anschaulich durch einen „Maßstabseffektfaktor“ ausgedrückt, durch den die aufnehmbare Querkraft mit wachsender Bauteilhöhe bzw. wachsendem Rissabstand verringert wird (Kapitel 2.2.5.4).

WALRAVEN [171] seinerseits verneinte, dass eine verminderte Rissverzahnung den Maßstabseffekt hervorruft. Er begründete dies mit Querkraftversuchen an Balken unterschiedlicher Höhe, bei denen die Querkrafttragfähigkeit stets die etwa gleiche Abhängigkeit von der Balkenhöhe aufwies. Dabei machte es keinen Unterschied, ob die Balken aus Normal- oder Leichtbeton waren. Da zu erwarten gewesen wäre, dass der Traganteil der Rissverzahnung bei den Leichtbetonbalken infolge Zerreißen der Zuschlagskörner deutlich geringer hätte ausfallen müssen, war ein Maßstabseffekt alleine durch die Abnahme der Rissverzahnung bei wachsender Bauteilhöhe für ihn nicht zu bestätigen.

In anderen Forschungsarbeiten wird versucht, den Maßstabseffekt aus bruchmechanischer Sicht zu erklären. REINHARDT [123] legte dar, dass Risslängen ähnlicher Versuchskörper ebenfalls ähnlich sind und höhere Bauteile damit größere Risslängen aufweisen. Diese wiederum bestimmen die erreichbaren Traglasten. Die nach der linearen Bruchmechanik erreichbare Querkrafttragfähigkeit ist unter der Voraussetzung einer reinen Zugbeanspruchung in der Rissspitze proportional zur Wurzel der Trägerhöhe.

BAŽANT/KIM führten in [12] aus, dass die Anwendung der linearen Bruchmechanik, wie sie von REINHARDT vorgenommen wurde, nicht immer zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen Versuchsdaten und Berechnungsergebnissen liefert. Sie verwendeten deshalb für Balken und Platten ohne Querkraftbewehrung die nichtlineare Bruchmechanik. Damit entwickelten sie eine Formulierung, bei der der Einfluss des Maßstabs auf die Querkrafttragfähigkeit vom Verhältnis zwischen der statischen Höhe d und dem Durchmesser des verwendeten Größtkorns d_g, sowie einem dimensionslosen empirisch ermittelten Faktor λ_0 abhängt. Der Ansatz ist in Gl. 2.1-20 dargestellt:

$$\phi = \left(1 + \frac{d}{\lambda_0 \cdot d_g}\right)^{-1/2} \tag{2.1-20}$$

WALRAVEN/LEHWALTER [172] hielten hingegen die Abhängigkeit vom Korndurchmesser d_g ebenso für zweifelhaft wie diejenige von einer verminderten Rissverzahnung und führten ihrerseits den Maßstabseffekt analog zu ZINK [179] und GRIMM [57] darauf zurück, dass innerhalb der Bruchprozesszone nahe der Rissspitze noch Zugspannungen senkrecht zum Riss übertragen werden (Kapitel 2.1.2.5).

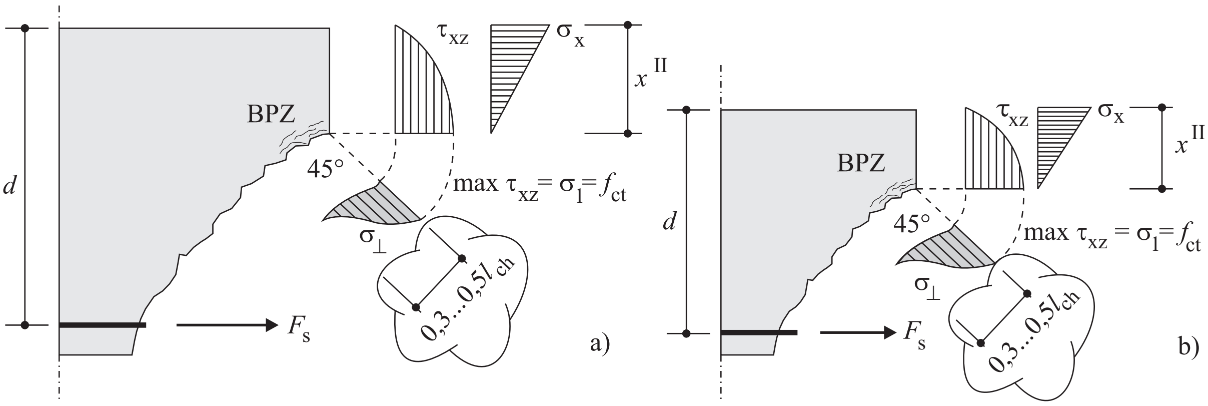


Bild 2.1-14: Einfluss der Größe der BPZ nach ZINK [179] bei a) großen b) kleinen Balken

Anhand Bild 2.1-14 und der von HILLERBORG [64] angegebenen Länge der Bruchprozesszone von $0{,}3 \cdot l_{ch} \ldots 0{,}5 \cdot l_{ch}$ wird ersichtlich, dass die Länge der Bruchprozesszone von Bauteilen mit geringer statischer Nutzhöhe d (Bild 2.1-14b) einen größeren prozentualen Anteil am Gesamtriss besitzt als bei Bauteilen mit größerer statischer Nutzhöhe (Bild 2.1-14a). Somit nimmt die Fähigkeit, Zugspannungen in der Bruchprozesszone zu übertragen mit zunehmender Bauteilhöhe ab, was die Querkrafttragkomponente V_{BPZ} ebenfalls verringert.

ZARARIS/PAPADAKIS [177] führen den Maßstabseffekt neben der Abhängigkeit von der statischen Nutzhöhe d auch auf die Schubschlankheit a/d zurück. In dem von ihnen entwickelten Modell, das an Trägern mit $a/d > 2{,}35$ kalibriert wurde, hängt die Länge l_{cr} nach dem Eindrehen des Schubrisses vom Abstand der Last a im Verhältnis $l_{cr} = 0{,}4 \cdot a$ ab. Der Anteil innerhalb l_{cr}, bei dem infolge hoher Betondruckspannungen Querzugspannungen herrschen, liegt nach [177] bei $0{,}16 \cdot a$. Für die Ermittlung der Querzugspannungen geben sie folgende Formel an:

$$\sigma_t = \frac{2F / \sin\theta}{\pi b_w l_{cr}} \tag{2.1-21}$$

In den gängigen Normen wird der Maßstabseffekt unterschiedlich behandelt. In EC2-1-1 [39], CSA A23.4 [35], Model Code 2010 [107] und SIA 262 [144] wird er durch unterschiedliche Faktoren berücksichtigt. Diese sind in den Gln. (2.1-22) bis (2.1-25) dargestellt. In ACI 318 [5] findet er keine Berücksichtigung. Das führt zu deutlich weniger konservativen Ergebnissen bei großen Bauteilen ohne Querkraftbewehrung [152], [153].

Europäische Norm: EC2-1-1: $$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0 \tag{2.1-22}$$

Kanadische Norm: CSA A23.3: $$\frac{1300}{1000 + s_{xe}} \tag{2.1-23}$$

Model Code 2010: Level II: $$\frac{1300}{1000 + k_{dg} \cdot z} \tag{2.1-24}$$

Schweizer Norm: SIA 262: $$k_d = \frac{1}{1 + k_v \cdot d} \tag{2.1-25}$$

Man erkennt die direkte Abhängigkeit von der Nutzhöhe in EC2-1-1. In der Schweizer Norm tritt eine direkte Abhängigkeit auf, wenn die Biegebewehrung voll ausgenutzt ist. Dann strebt der Faktor $k_v = 2{,}2 \cdot m_{Ed}/m_{Rd}$ gegen 2,2. Andernfalls korreliert der Maßstabseffekt mit der Schubspannweite a [112]. In der Kanadischen Norm sowie Model Code 2010 wird der *„size effect factor"* über den Rissabstand (abhängig vom inneren Hebelarm z) in Kombination mit der Korngröße d_g ausgedrückt. Weitere Ausführungen zum *„size effect factor"* erfolgen in Kapitel 2.2.8.3.

Parallel zu seinen Untersuchungen zur Bauteilhöhe nutzte KANI die vier Versuchsreihen auch, um den Einfluss der Balkenbreite zu untersuchen. Dazu verglich er die Summe der Traglasten von vier schmalen Balken mit jeweils der Breite b mit der eines einzelnen Balkens der Breite $4b$. Es zeigte sich, dass der breite Balken in etwa die gleiche Traglast erreichte, wie die Summe der vier schmalen Balken, weshalb für KANI keine Auswirkung der Balkenbreite auf die Querkrafttragfähigkeit vorhanden war. Dies wurde später u. a. durch SHERWOOD et al. [153] bestätigt.

2.1.3.6 Größe der Zuschlagskörner

Der Einfluss der Größe des Zuschlagskorns ist durch WALRAVEN in [168] und [169] ausführlich untersucht worden. Dabei kam er zu dem Ergebnis, dass die Größe der Zuschlagskörner im praxisrelevanten Bereich von d_g = 16 mm bzw. d_g = 32 mm auf die Rissnormalspannungen $\sigma_{c,r}$ wenig, auf die Rissschubspannungen $\tau_{c,r}$ jedoch mit zunehmender Rissgröße entscheidenderen Einfluss besitzt (Bild 2.1-15).

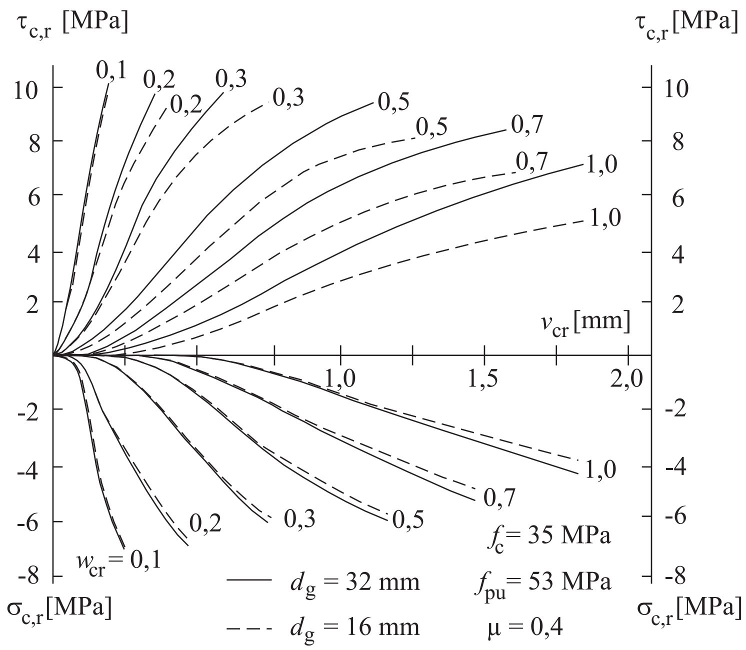


Bild 2.1-15: Einfluss der Korngröße nach WALRAVEN [168]

BAŽANT/SUN [14] ermittelten empirisch einen Faktor, der den Einfluss der Korngröße wiedergibt. Sie kalibrierten die daraus resultierende Bestimmungsgleichung anhand einer 461 Versuche umfassenden Datenbasis.

In jüngeren Forschungsarbeiten von SHERWOOD et. al. [151] wird die Zunahme der Querkrafttragfähigkeit mit wachsender Korngröße allerdings nur bis zu einem

Größtkorndurchmesser von d_g = 25 mm bestätigt. Außerdem ist die gesteigerte Fähigkeit, Querkräfte durch Rissverzahnung zu übertragen, bei höheren Bauteilen deutlicher erkennbar.

Die Größe der Zuschlagskörner wird in den gängigen Normen unterschiedlich erfasst. Während sie im CSA A23.3, fib Model Code 2010 oder SIA 262 explizit in die Bemessungsgleichungen einfließt, wird sie in EC2-1-1 oder ACI 318 nicht berücksichtigt.

2.1.3.7 Einfluss der beschriebenen Parameter in verschiedenen Normen

In den vorstehenden Abschnitten sind die wichtigsten Parameter des Querkraftabtrags nicht querkraftbewehrter Bauteile erläutert worden. In wie weit sie in aktuelle Normen Eingang finden, ist bereits teilweise dargestellt worden. Nachfolgend wird dies tabellarisch für die Normen ACI 318 [7], EC2-1-1 [39], CSA A23.3 [35], SIA 262 [144] und fib Model Code 2010 [107] zusammengestellt. Auf die Bemessung nach EC2-1-1 und Model Code 2010 wird im Kapitel 2.2.8 näher eingegangen. Dennoch werden ihre Bemessungsgleichungen für Bauteile ohne Querkraftbewehrung unter statischen Lasten, der Übersichtlichkeit halber, ebenso wie die der übrigen Normen kurz aufgelistet.

Auf eine detaillierte Betrachtung von ACI 318, CSA A23.3 und SIA 262 wird im Rahmen dieser Arbeit verzichtet. Daher werden auch nicht alle Faktoren (z. B. λ im CSA A.23.4 bzw. ACI 318 oder k_d in SIA 262) explizit erklärt. Es wird hier auf die entsprechenden Normentexte verwiesen.

Europäische Norm: EC2-1-1 (Januar 2011) – siehe auch Kapitel 2.2.8.2

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0{,}15}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}\right] \cdot b_w \cdot d \qquad \text{(nach EC2-1-1, Gl. 6.2.a)} \qquad (2.1\text{-}26)$$

fib Bulletin No. 65 + 66: Model Code 2010 – siehe auch Kapitel 2.2.8.3

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \qquad \text{(nach MC10, Gl. 7.3-17)} \qquad (2.1\text{-}27)$$

Kanadische Norm: CSA A23.3 (Mai 2004)

$$V_{Rd,c} = \phi_c \cdot \lambda \cdot \beta \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot z \qquad \text{(nach CSA A23.3, Gl. 11-6)} \qquad (2.1\text{-}28)$$

Schweizer Norm: SIA 262 (Januar 2003)

$$V_{Rd,c} = k_d \cdot \tau_{cd} \cdot d \cdot b_w \qquad \text{(nach SIA 262, Gl. 32)} \qquad (2.1\text{-}29)$$

US-amerikanische Norm: ACI 318 (2008)

$$V_{Rd,c} = \left(0{,}16\lambda \cdot \sqrt{f_c'} + 17{,}2\rho_l \frac{V_{Ed} d}{M_{Ed}}\right) \phi_c \cdot b_w \cdot d \qquad \text{(nach ACI 318-08, Gl. 11-5)} \qquad (2.1\text{-}30)$$

Ergänzend sei zu den Bemessungsgleichungen gesagt, dass sie verschiedene Teilsicherheitsbeiwerte für den Beton enthalten. Dies ist bei der Bemessung ebenso zu beachten, wie die Tatsache, dass auch die Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und veränderliche Lasten auf der Einwirkungsseite teilweise differieren. Die folgende Tabelle beschränkt sich auf die zuvor beschriebenen Parameter auf der Widerstandsseite.

Tabelle 2.1-1: Einflüsse auf die Querkrafttragfähigkeit unterschiedlicher Normen

Parameter	EC2-1-1	MC10	CSA A23.3	SIA 262	ACI 318
Breite b_w	×	×	×	×	×
stat. Nutzhöhe d	×	-	-	×	×
innerer Hebelarm $z = 0{,}9d$	-	×	×	-	-
Betondruckfestigkeit	$f_{ck}^{1/3}$	$f_{ck}^{1/2}$	$f_{ck}^{1/2}$	$f_{ck}^{1/2}$	$f_{ck}^{1/2}$
Maßstabsfaktor	×	o[1)]	o[1)]	o[1)]	-
Korngröße d_g	-	×[1)]	×[1)]	×[1)]	-
Längsbewehrungsgrad ρ_l	×	o[1)]	o[1)]	o[1)]	×
empirische Vorfaktoren	×	×[1)]	×[1)]	o[1)]	×

- = kein Einfluss, × = direkter Einfluss, o = indirekter Einfluss

[1)] erfasst im Faktor k_v (MC10), k_d (SIA 262) bzw. β (CSA A23.4)

2.2 Querkrafttragmodelle

2.2.1 Einleitung

Nachfolgend werden verschiedene Modelle zur Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung in ihrer grundsätzlichen Wirkungsweise vorgestellt. Weitere ausführliche Schilderungen sind u. a. bei REINECK [126] und WALRAVEN [167], [170] bzw. ASCE-ACI Committee 445 [8] zu finden. Außerdem werden auch die Bemessungsgleichungen von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung unter statischen Lasten nach EC2-1-1 und fib Model Code 2010 erläutert.

2.2.2 Bogen mit Zugband bzw. Sprengwerk-Modell

Für einen Stahlbetonbalken unter Gleichlasten stellt das Bogen-Zugband-Modell und für einen Stahlbetonbalken unter einer Einzellast ein Sprengwerk ein ideales Tragverhalten bei kleinen Schlankheiten bzw. Schubschlankheiten dar. Voraussetzung hierfür sind eine von Auflager zu Auflager ungeschwächt durchgehende Biegezugbewehrung und ein ungerissener Trägerbereich zwischen Lasteinleitung und Auflager. Über den kann sich der Druckbogen bzw. die Druckstrebe ausbilden. Dies ist bei üblichen Einfeldträgern auf Grund der kleinen Biegemomente im Gegensatz zu Durchlaufträgern oder Kragträgern normalerweise der Fall.

Nimmt die Schubschlankheit zu, kann sich ein Druckbogen nicht mehr unter Entfaltung seiner vollen Höhe zwischen den Auflagern ausbilden. Für diesen Fall gibt SPECHT in [156] ein Ingenieurmodell an, das aus einem kombinierten Bogen-Stabwerkmodell besteht. Hiernach bildet sich ein zweiter Bogen aus, der über eine Betonzugstrebe an den ersten gekoppelt wird.

Sofern die Schubschlankheit größer wird, erfolgt die Kopplung nicht nur durch eine Zugstrebe, sondern durch ein Fachwerk (Bild 2.2-1).

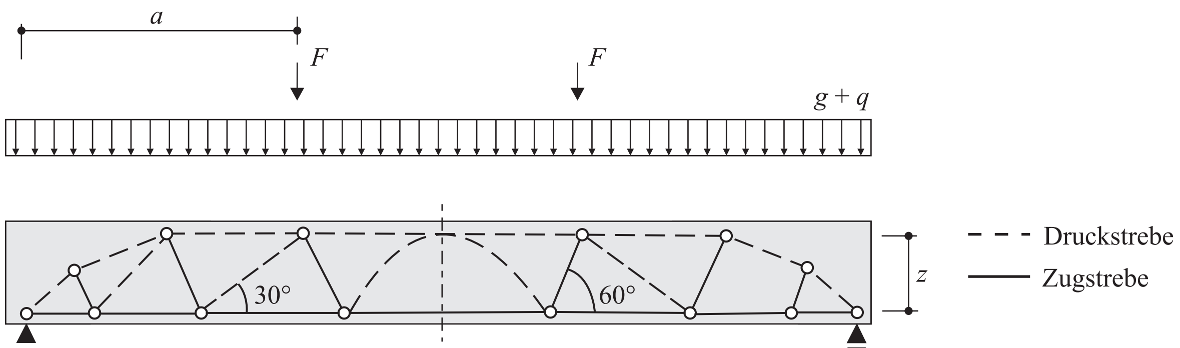


Bild 2.2-1: Ingenieurmodell nach SPECHT [156]

Durch unterschiedliche Anordnungen der Zug- und Druckstreben können mit diesem Modell verschiedene Schubschlankheiten berücksichtigt werden.

Wie in Kapitel 2.1.3.2 beschrieben, richtet sich das Versagen nach der vorhandenen Schubschlankheit. Ist sie gering, so kommt es zum Versagen des Druckbogens bzw. der Druckstrebe. Bei schlanken Trägern stellt für SPECHT hingegen das Versagen der Betonzugstrebe das Bruchkriterium dar.

SCHOLZ [148] erkannte durch einen Vergleich des vorliegenden Ingenieurmodells mit Versagenslasten aus Versuchen, dass sowohl die Wirkung der Längsbewehrung als auch der

Einfluss der Bauteilhöhe nicht zutreffend erfasst wird. Als Resultat daraus modifizierte er das Modell mittels einer Koeffizientenanpassung. Dies bedeutet eine empirische Weiterentwicklung des Ingenieurmodells. In [157] werden für schlanke, gedrungene Träger und Träger im Übergangsbereich Bemessungsgleichungen unter Einzel- oder Gleichlasten angegeben. Da im Rahmen der vorliegenden Arbeit schubschlanke Träger betrachtet werden, sind nachfolgend nur deren Bemessungsgleichungen dargestellt.

Unter Einzellasten: $$V_{\mathrm{Rd,c}} = \frac{1{,}0}{\ln(100d)} \cdot b_{\mathrm{w}} \cdot d \cdot (100\,\rho_{\mathrm{l}})^{1/3} \cdot \ln\left(1 + \left[f_{\mathrm{ck}} + 8)\right]/10\right) \qquad (2.2\text{-}1)$$

Unter Gleichlasten: $$V_{\mathrm{Rd,c}} = \frac{1{,}3}{\ln(100d)} \cdot b_{\mathrm{w}} \cdot d \cdot (100\,\rho_{\mathrm{l}})^{1/3} \cdot \ln\left(1 + \left[f_{\mathrm{ck}} + 8\right]/10\right) \qquad (2.2\text{-}2)$$

Einheiten in den Gln. (2.2-1) und (2.2-2): b_{w}, d [m], f_{ck} [MPa] →: $V_{\mathrm{Rd,c}}$ [MN]

2.2.3 Kamm- und Zahnmodelle

2.2.3.1 Kammmodell nach KANI

Begrifflich geht das Kammmodell aus dem Rissbild eines schlanken Stahlbetonbalkens im Grenzzustand der Tragfähigkeit hervor. Methodisch gehen Kamm- und Zahnmodelle auf KANI [75] zurück. Er entwickelte die Vorstellung, dass sich bei einem Träger unter zunehmender Querkraftbeanspruchung zwischen den einzelnen Rissen in der Zugzone eine kammartige Struktur bildet bzw. dass Betonzähne entstehen, die als Kragarme in die Biegedruckzone eingespannt sind (Bild 2.2-2). Die Stahlzugkraft ist dabei $F_{\mathrm{s}} = \Sigma\Delta F_{\mathrm{s}}$.

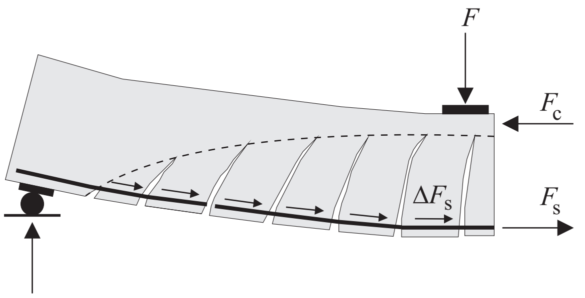


Bild 2.2-2: Kamm- bzw. Zahnmodell nach KANI [75]

Die Kragarme werden im Biegezugbereich durch Einzellasten belastet, die aus der Verbundspannung zwischen der Längsbewehrung und dem Beton resultieren. Diagonale Sekundärrisse erklärt KANI mit dem Überschreiten der Betonzugfestigkeit an der Einspannung der Betonzähne in den Druckgurt. Dies führt zu einem Ausfall eines Betonzahns und bei steigender Last zum Ausfall weiterer Zähne, so dass sich ein Druckbogen mit Zugband bzw. ein Sprengwerk einstellt.

Für KANI ist das Erreichen der Betonzugfestigkeit und der damit verbundene Ausfall der Einspannung des Zahns in die Druckzone das maßgebende Versagenskriterium.

2.2.3.2 Kammmodell nach FENWICK/PAULAY

FENWICK/PAULAY [49] bauten auf das *Kani*'sche Modell auf, erklärten aber auch, dass es die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung deutlich unterschätzt. Sie führten aus, dass ein Überschreiten der Betonzugfestigkeit an der Einspannung der Kragarme nicht zwangsläufig das Versagen bedingt. Vielmehr wird der ausfallende Querkraftanteil der Zahneinspannung einerseits durch die Rissverzahnung zwischen den Zähnen und andererseits durch die Dübelwirkung der Längsbewehrung kompensiert. Der Betonzahn bekommt dadurch allerdings Biegemomente und damit Verformungen bzw. Verdrehungen aufgezwungen, die zu einem weiteren Rissfortschritt und schließlich zum Versagen führen. FENWICK/PAULAY [49] schrieben der Einspannung des Betonzahns in die Druckzone einen Beitrag von 20 % am Querkraftabtrag zu.

2.2.3.3 Zahnmodell nach REINECK

REINECK entwickelte ein eigenes mechanisches (Zahn-)Modell [126] bzw. [127]. Darin bildete er durch die Erfassung der einzelnen Traganteile und Formulierung von Verträglichkeitsbedingungen für Spannungen und Verzerrungen alle Beanspruchungen vom Auftritt eines Risses bis zum Bruch ab. Dies geschieht, indem für eine vorgegebene Querkraftbelastung iterativ die Druckzonenhöhe, die Rissuferverschiebung in Höhe der vorhandenen Längsbewehrung und die horizontale Rissverlängerung errechnet werden. Dadurch lassen sich die Querkraftanteile und die Beanspruchung des Betonzahns angeben.

Seinem Modell legte er, ausgehend von der Auswertung verschiedener Rissbilder von Balkenversuchen, folgende Annahmen zu Grunde:

Die Zähne sind durch diskrete Biegerisse getrennt und verbinden Zug- und Druckzone (Bild 2.2-3). Die Rissneigung beträgt $\beta_r = 60°$ und der Rissabstand $0{,}7 \cdot (d\text{-}x)$. Außerdem setzte er vereinfachend denjenigen Riss horizontal an, der die Biegedruckzone einschnürt und zum Versagen führt.

Das REINECK'sche Modell beruht auf dem Zahn-Modell von FENWICK/PAULAY [49] mit den drei Querkrafttraganteilen: Biegeeinspannung des Zahnes in die Druckzone, Rissverzahnung $V_{c,r}$ und Dübelwirkung $V_{c,Dü}$.

Für den Querkraftanteil $V_{c,c}$ setzte REINECK einen waagerechten Druckgurt voraus. Dies begründet er damit, dass er durch die Berechnung der Nulllinienlage den geringen Einfluss einer Druckgurtneigung nachweisen konnte. Nach dem Versagen der Beton-Zähne spielt die Neigung des Druckgurtes bei dem sich einstellenden Bogen-Zugband- oder Sprengwerkmodell eine Rolle. Es ist dann eine Betrachtung am Gesamtsystem notwendig. Auf einen Zahn wirken die vier in Bild 2.2-3 dargestellten Lastfälle. Dabei bewirken die Lastfälle 1 bis 3 Differenzkräfte in der Biegelängsbewehrung. Diese haben eine Biegezugbeanspruchung des Zahns bis zum Erreichen der Betonzugfestigkeit an der Einspannung in die Druckzone zur Folge und bedeuten das Versagen des Zahns auf Biegung. Das Versagen tritt allerdings schon weit unterhalb der Traglast ein, so dass REINECK die Ausführungen FENWICK/PAULAYs [49] bestätigte, die der Biegeeinspannung des Betonzahns in die Druckzone bei höherer Last und im Bruchzustand einen untergeordneten Beitrag am Querkraftabtrag zuweisen. Nach dem Ausfall der Einspannung setzt sich der Riss flach in die Druckzone hinein fort. Der Betonzahn verdreht sich infolge Rotation um die Rissspitze. Die Rissverzahnung wird aktiviert, die Dübelwirkung verstärkt sich, so dass der Traganteil der Einspannung übernommen werden kann. Es stellt sich ein neuer Gleichgewichtszustand ein. Erst mit dem Versagen dieser Traganteile wandert der Riss ungehindert bis zum Bruch in die Druckzone.

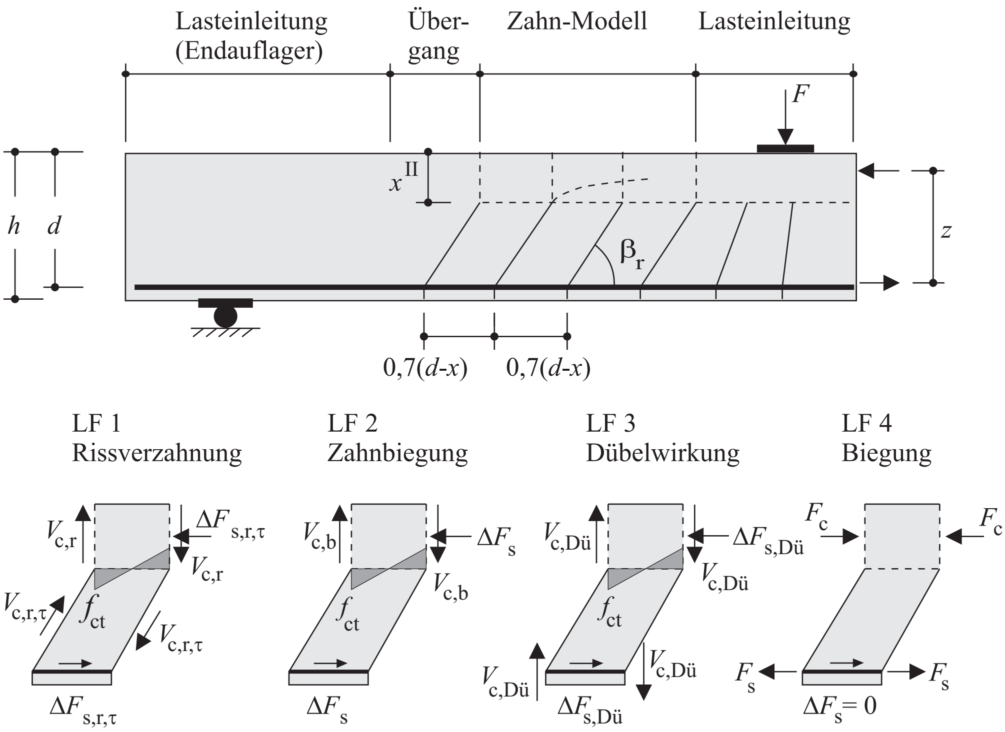


Bild 2.2-3: Zahnmodell nach REINECK [126]

REINECK [126] schriebt der Rissverzahnung dabei gegenüber der Dübelwirkung den größeren Anteil am Querkraftabtrag zu. Durch sie erklärt er auch den Maßstabseffekt, da die vorhandenen Risse bei wachsender statischer Nutzhöhe weiter aufgehen und damit die Rissverzahnung abnimmt. Des Weiteren gab er auf der sicheren Seite liegend an, dass der kritische Riss, der die Versagenslast bestimmt, in einem Abstand von $3 \cdot 0{,}7 \cdot (d\text{-}x)$ von der Lasteinleitungsstelle entfernt liegt.

REINECK entwickelte aus seinem Modell folgenden Bemessungsansatz für die Querkrafttragfähigkeit nicht querkraftbewehrter Bauteile:

$$V_u = \frac{0{,}4 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ct} + V_{c,Dü}}{\left(1 + 0{,}16 \cdot f_{ct} / f_{ck} \cdot \lambda \cdot (a/d - 1)\right)} \text{ [MN]} \tag{2.2-3}$$

Einheiten in Gl. (2.2-3): a, b_w, d [m], f_{ct}, f_{ck} [MPa], $V_{c,Dü}$ [MN] →: V_u [MN]

$$\lambda = \frac{f_{ck} \cdot d}{E_s \cdot \rho_l \cdot w_u} \tag{2.2-4}$$

Einheiten in Gl. (2.2-4): w_u, d [mm], f_{ck} [MPa]

$$\frac{V_{c,Dü}}{b_w \cdot d \cdot f_{ck}} = 1{,}4 \cdot \frac{\rho_l^{8/9}}{f_{ck}^{2/3} \cdot d^{1/3}} \tag{2.2-5}$$

Einheiten in Gl. (2.2-5): b_w, d [m], f_{ck} [MPa] →: $V_{c,Dü}$ [MN]

Gl. (2.2-3) liegt eine Betonzugfestigkeit $f_{ct} = 0{,}246 \cdot f_{ck}^{2/3}$ zu Grunde. REINECK leitete sie aus Versuchen ab, bei denen die Zugfestigkeit anhand einer Materialprobe bestimmt wurde [127].

2.2.4 Modelle auf Grundlage der Druckzonentragfähigkeit

2.2.4.1 Modell nach ZINK

ZINK [179] wies der ungeschädigten Betondruckzone den weitaus größten Anteil am Querkraftabtrag zu, womit sein Modell im Gegensatz zu den Kamm- und Zahnmodellen in Kapitel 2.2.3 steht. Die Grundlage seines Modells ist das Kräftegleichgewicht oberhalb der Rissspitze des maßgebenden Schubrisses beim Ausfall der Dübelwirkung und der Rissverzahnung (Bild 2.1-3c).

Da mit steigender Belastung die Querkraftübertragung in der Zugzone abnimmt, werden die Kräfte in die Druckzone umgelagert, bis sich schließlich ein Sprengwerk einstellt. Dieses trägt die Querkräfte über die komplette Trägerlänge ausschließlich über die Druckzone ab. Das Sprengwerk wird sich nur bei Bauteilen mit großer Druckzonenhöhe vollständig ausbilden; zum Beispiel in Balken mit einer starken Biegelängsbewehrung. Ansonsten setzt das instabile Risswachstum durch Überschreiten der Betonzugfestigkeit in Höhe der Dehnungsnulllinie des Querschnitts ein. Daraus resultiert schließlich das Versagen des Trägers.

Auf Grundlage dieses Bruchmechanismus entwickelte ZINK ein Querkraftmodell für rechteckige Bauteile mit einer Schubschlankheit von $a/d > 3$. Er leitete daraus einen Bemessungsansatz für Bauteile aus Normal- und Hochleistungsbeton her.

Tragfähigkeiten, die über der theoretischen Querkraftversagenslast der Druckzone liegen, erklärt er durch Nebentragwirkungen, die er wie folgt in seinen Bemessungsansatz aufnimmt:

Zum einen berücksichtigt er den bereits von LEONHARDT und WALTHER [95] in ihren Versuchsreihen gefundenen Zusammenhang von Querkrafttragfähigkeit und Bauteilhöhe. Der Maßstabseffekt geht in seinen Bemessungsansatz anhand des statistisch gewonnenen Anpassungsfaktors $k\cdot(l_{ch}/d)$ ein. ZINK legte beispielhaft dar, dass der Grundwert der Schubtragfähigkeit V_0 in Gl. (2.1-8) für einen konstanten Bewehrungsgrad $\rho_l = 0{,}02$ um den Faktor $k\cdot(l_{ch}/d) \approx 1{,}6$ gesteigert werden kann. Dies drückt er durch Gl. (2.2-6) aus:

$$k\cdot(l_{ch}/d) = \left(\frac{5\cdot l_{ch}}{d}\right)^{1/4} \tag{2.2-6}$$

Zum anderen machte er auf die günstige, jedoch geringe Wirkung der Schubschlankheit hinsichtlich der Querkrafttragfähigkeit aufmerksam. Sie stellt sich infolge der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (*tension stiffening*) ein. Dieser Effekt ist nach seinen Untersuchungen wegen des dann abgeschlossenen Rissbildes ab einer Schubschlankheit $a/d = 4$ konstant. Berücksichtigung findet dies im Faktor $k\cdot(a/d)$, den ZINK so normierte, dass er für Schubschlankheiten $a/d \geq 4$ den Wert 1,0 erreicht.

$$k\cdot(a/d) = \left(\frac{4\cdot d}{a}\right)^{1/4} \tag{2.2-7}$$

Alle weiteren Faktoren, welche die Querkrafttragfähigkeit beeinflussen und über den theoretischen Traganteil der Druckzone hinausgehen, waren nach ZINK nebensächlich. Die zum Versagen führende Schubrisslast V_u drückte er durch Gl. (2.2-8) bzw. (2.2-9) aus.

$$V_u = V_0 \cdot k \cdot \left(\frac{a}{d}\right) \cdot k \cdot \left(\frac{l_{ch}}{d}\right) \tag{2.2-8}$$

$$V_u = \frac{2}{3} b_w \cdot x^{II} \cdot f_{ct} \cdot \left(\frac{4d}{a}\right)^{1/4} \cdot \left(\frac{5 l_{ch}}{d}\right)^{1/4} \tag{2.2-9}$$

mit:

x^{II} = Druckzonenhöhe im Zustand II bei dreiecksförmiger Verteilung der Druckspannungen

$$\frac{x^{II}}{d} = \sqrt{\rho_l^2 \left(\frac{E_s}{E_c}\right)^2 + 2\rho_l \left(\frac{E_s}{E_c}\right)} - \rho_l \left(\frac{E_s}{E_c}\right) \tag{2.2-10}$$

$$f_{ct} = 2{,}12 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_c}{10}\right) \quad \text{zentr. Zugfestigkeit nach REMMEL [129]} \tag{2.2-11}$$

l_{ch} nach Gl. (2.1-16)

2.2.4.2 Modell nach HEGGER/GÖRTZ

Auf dem Modell von ZINK aufbauend entwickelte GÖRTZ [54] für nicht querkraftbewehrte Bauteile sein Modell unterschiedlicher Tragsysteme bei steigender Belastung.

Hiernach liegt im unteren Belastungsniveau (Bild 2.2-4a) ein steifes Querkrafttragverhalten bei kleinen Rissöffnungen vor, so dass durch die Rissverzahnung eine gute Kraftübertragung stattfindet. Durch die Steigerung der Belastung lokalisiert sich der Versagensriss (Bild 2.2-4b) und die Rissverzahnung $V_{c,r}$ fällt aus. Die Traganteile der Druckzone $V_{c,c}$ und der Dübelwirkung der Längsbewehrung $V_{c,Dü}$ kompensieren dies. GÖRTZ spricht vom oberen Beanspruchungsbereich mit der Druckzonentragfähigkeit $V_{c,c} = 2/3 \cdot b_w \cdot x^{II} \cdot f_{ct}$ nach ZINK [179]. In den angrenzenden Trägerbereichen liegt weiterhin das Tragverhalten des unteren Beanspruchungsbereiches vor.

Mit steigender Last entwickelt sich der horizontale Riss entlang der Biegelängsbewehrung. Die Dübelwirkung der Längsbewehrung nimmt ab, und die Druckzone muss auch diesen Anteil übernehmen. Eine Laststeigerung ist nur noch durch die Umlagerung in ein Sprengwerk möglich, wobei die Umlagerung nicht in allen Fällen stattfindet, so dass die maximale Traglast oft zwischen dem oberen Beanspruchungsbereich und dem Bruchzustand (Bild 2.2-4c) auftritt. Sofern ein Sprengwerk aktiviert wird, folgt nach HEGGER/GÖRTZ [62] ein Aufklaffen des Versagensrisses und ein Rissfortschritt in die Druckzone. Dies führt zu einer Einschnürung der Druckzone und folglich zum Versagen (Bruchzustand).

HEGGER/GÖRTZ erweiterten Gl. (2.2-9) zum einen um den Faktor $\beta = 3/(a/d) \geq 1{,}0$, durch den sie auch die erhöhte Tragfähigkeit im Bereich $a/d < 3$ durch den direkten Lastabtrag erfassen und zum anderen um den Anpassungsfaktor $\kappa_s = 1 - \omega_{w,ct} \geq 3{,}0$. Er spiegelt einen kontinuierlichen Übergang zwischen Bauteilen mit bzw. ohne Querkraftbewehrung wider.

$$V_u = \kappa_s \cdot \beta \cdot \frac{2}{3} b_w \cdot x^{II} \cdot f_{ct} \cdot \left(\frac{4d}{a}\right)^{1/4} \cdot \left(\frac{5 l_{ch}}{d}\right)^{1/4} \tag{2.2-12}$$

Bei der Umformung von Gl. (2.2-12) in ein baupraktisches Bemessungskonzept trafen HEGGER/GÖRTZ einige Vereinfachungen. Für den Geltungsbereich der vorliegenden Arbeit über schubschlanke Bauteile ohne Querkraftbewehrung ist die wesentliche Vereinfachung, den komplexen Ansatz nach Gl. (2.2-12) durch den einfacheren Ansatz nach EC2-1-1 (Gl. (2.2-43)) zu ersetzen. Dieser berücksichtigt die gleichen Abhängigkeiten, ist jedoch bei akzeptablen Genauigkeitsverlusten einfacher anzuwenden. Damit entspricht der Bemessungsansatz von HEGGER/GÖRTZ demjenigen des EC2-1-1 und stellt für den untersuchten Bereich keine Weiterentwicklung dar.

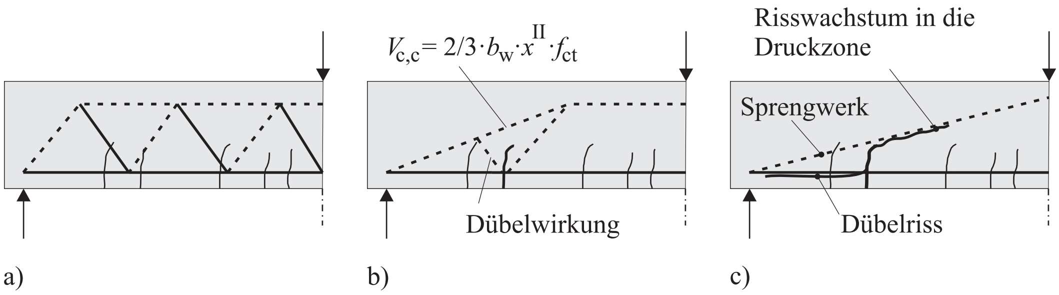


Bild 2.2-4: Belastungsabhängige Tragsysteme nach [54]

2.2.4.3 Modell nach NGHIEP

NGHIEP [117] unterteilte einen Stahlbetonquerschnitt ohne Querkraftbewehrung in die ungerissene Druckzone und die ungerissenen Betonanteile der Zugzone. Über diese Bereiche wird die Querkrafttragfähigkeit des Querschnitts sichergestellt. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) nimmt die ungerissene Druckzone 60 % und die Zugzone 40 % der Gesamtlast auf. Die aufnehmbare Querkraft V_{Rm} beträgt (unter Vernachlässigung der Zugzone) ungefähr 1,6-mal die Druckzonentragfähigkeit $V_{c,c}$. Anteile aus Dübelwirkung und Rissverzahnung sind von untergeordneter Bedeutung und werden ignoriert. Es ergibt sich:

$$V_{c,c} \approx 0{,}6 \cdot V_{Rm} \leftrightarrow V_{Rm} = 1{,}6 \cdot V_{c,c} \tag{2.2-13}$$

NGHIEP stützte sein Modell auf stofflich nichtlineare Finite Element Analysen, die zeigen, dass die größten Schubspannungen in den Punkten A2 bis A4 in Bild 2.2-5 auftreten.

Auf Grund des parabolischen Verlaufes der Schubspannungen in der Druckzone lässt sich der Traganteil der Druckzone $V_{c,c}$ nach Gl. (2.2-14) darstellen.

$$V_{c,c} = b \cdot \int_0^{x^{II}} \tau_{xy} \, \mathrm{d}\, y \approx k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{2}{3} \cdot \tau_{max} \cdot x^{II} \cdot b_w \tag{2.2-14}$$

Darin beschreibt k_1 den Einfluss der Schubschlankheit a/d nach ZINK.

$$k_1 = \left(\frac{4d}{a} \right)^{1/4} \tag{2.2-15}$$

Der Faktor k_2 ist eine Bezugsgröße für den Maßstabseffekt und wurde mit $d^{-0,25}$ erstmals von KANI [77] vorgeschlagen. Die Nutzhöhe, ab der keine Relevanz mehr vom Maßstabseffekt ausgeht, gab NGHIEP abweichend zu EC2-1-1, 6.2.2(1), mit eff. d = 250 mm an. Damit lautet die Beziehung für k_2:

$$k_2 = \left(\frac{250}{d}\right)^{1/4} \leq 1{,}0 \tag{2.2-16}$$

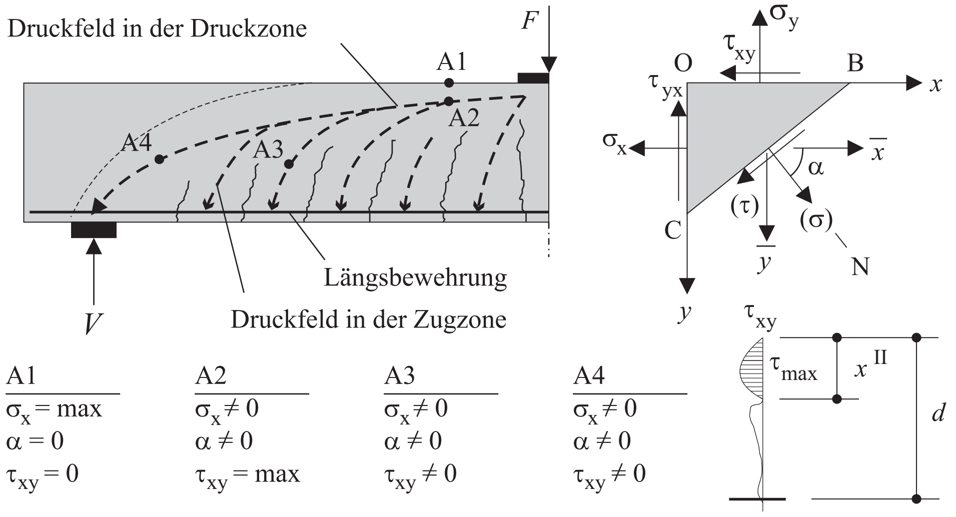


Bild 2.2-5: Druckzonen des Querschnitts sowie Spannungsverteilung nach NGHIEP [117]

In seinem Bemessungsansatz drückt NGHIEP die Abhängigkeit der Schubspannung τ_{max} von der charakteristischen Druckfestigkeit f_{ck} in der Druckzone mittels Gl (2.2-17) aus.

$$\tau_{max} \approx 1{,}3 \cdot (f_{ck})^{1/4} \tag{2.2-17}$$

Unter Berücksichtigung der Druckzonenhöhe x^{II} nach Gl. (2.2-10) gibt er eine vereinfachte Formel für die Querkrafttragfähigkeit im ULS für Bauteile ohne Querkraftbewehrung an.

$$V_{Rd,c} = 7 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{a}\right)^{1/4} \cdot \rho_l^{1/3} \cdot b_w \cdot d \tag{2.2-18}$$

Die mittlere rechnerische Querkrafttragfähigkeit ergibt sich nach Gl. (2.2-19) aus dem 1,6-fachen des Bemessungswiderstandes $V_{Rd,c}$.

$$V_{Rm,c} = 1{,}6 \cdot V_{Rd,c} = 11{,}25 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{a}\right)^{1/4} \cdot \rho_l^{1/3} \cdot b \cdot d \tag{2.2-19}$$

Basierend auf einer statistischen Auswertung der Gln. (2.2-18) und (2.2-43) anhand von 187 baupraktisch sinnvollen Versuchen aus der Datenbank von COLLINS et al. [27] ist eine sehr gute Abbildung der Querkrafttragfähigkeit durch NGHIEPs Ansatz ersichtlich. Diese ist in Tabelle 2.2-1 dargestellt und weist zum Teil deutlich bessere Ergebnisse auf, als der in EC2-1-1 verankerte Ansatz (Kapitel 2.2.8.2).

Tabelle 2.2-1: Statistische Auswertung der Gleichungen (2.2-18) und (2.2-43) aus [117]

	EC2-1-1: Gl. (2.2-43)	NGHIEP: Gl. (2.2-18)
$\bar{x}$	2,031	1,680
σ	0,334	0,202
VarK	0,164	0,120
$\bar{x}_{5\%}$	1,635	1,401
$\bar{x}_{95\%}$	2,654	2,093

Den Daten in Tabelle 2.2-1 liegen folgende Werte zu Grunde:

10 MPa	$\leq$	f_{ck}	$\leq$	55 MPa
0,14 %	$\leq$	ρ_l	$\leq$	2,0 %
2,35	$\leq$	a/d	$\leq$	3,0
41 mm	$\leq$	d	$\leq$	500 mm
100 mm	$\leq$	b_w	$\leq$	500 mm

Darüber hinaus führte NGHIEP weitere statistische Auswertung anhand der zuvor erwähnten Datenbank durch. Dabei stellte er die im Versuch aufgetretene Querkrafttragfähigkeit V_{Test} von 878 Versuchen ihrer mittleren, rechnerischen Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,c}$ nach Gl. (2.2-19) gegenüber und erzielte wiederum eine sehr gute Übereinstimmung (Bild 2.2-6).

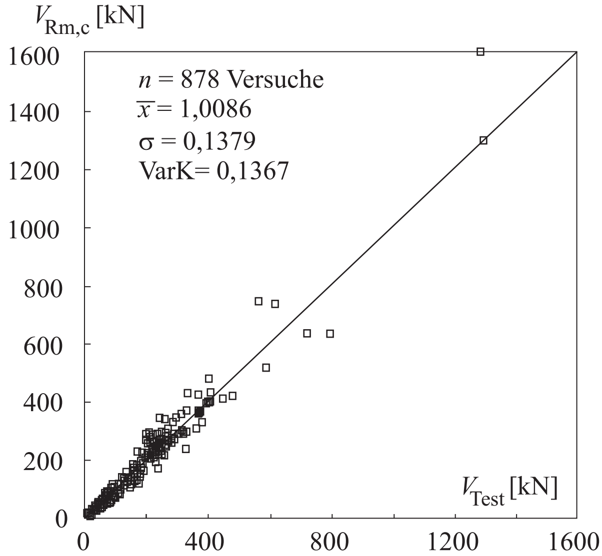


Bild 2.2-6: Vergleich der rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten $V_{Rm,c}$ nach NGHIEP [117] mit 878 Versuchswerten V_{Test}

Der Ansatz nach Gl. (2.2-18) und (2.2-19) wird auf Grund der guten Ergebnisse später in dieser Arbeit bei der Betrachtung der Ermüdungsfestigkeit mit berücksichtigt. Überdies zeigt sich eine gute Korrelation zwischen den Ergebnissen der eigenen statisch durchgeführten Versuche (Kapitel 6.4.4) und denen nach Gl. (2.2-14).

2.2.4.4 Empirische Modelle

Wegen des fehlenden mechanischen Modells wurden basierend auf einer systematischen Auswertung von Querkraftversuchen und Parameterstudien verschiedene, rein empirische Formeln für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit vorgeschlagen. Diese geben die in den Versuchen gefundenen Erkenntnisse wieder.

Dabei sind die einzelnen Parameter zwar mechanisch begründet, aber ihr formelmäßiges Zusammenwirken wird aus den Versuchen statistisch hergeleitet. So wird ohne mechanisches Modell per Regressionsanalyse ein mathematischer Zusammenhang der einzelnen Parameter erzeugt. Dieser ist allerdings nur für einen Bereich gültig, der durch Versuche abgedeckt wird. Hierin liegen bis heute großes Defizite der empirischen Modelle [61], [179]. Besonders deutlich wird dies aktuell an den Diskussionen zur Bemessung nicht querkraftbewehrter Bauteile nach ACI 318-08. Diese beruht weitestgehend auf einer 1963 empirisch ermittelten

Bemessungsgleichung, die heutzutage durch einige Forscher angezweifelt und sogar als unsicher angesehen wird [27], [28]. Selbiges berichten CHE et al. [24] für die chinesische Bemessungsnorm (GB 50010-2002). Sie beruht auf einer Datenbasis, die für Bauteile $h > 600$ mm sowie $\rho_l < 1$ % unsichere Ergebnisse liefert.

Allerdings kann festgestellt werden, dass bei einer zutreffenden Berücksichtigung der wesentlichen Einflussparameter auf die Querkrafttragfähigkeit aus den Datenbanken eine gute Korrelation bei einer geringen Streuung vorhanden ist.

So weist der Ansatz des CEB-FIP Model Code 1990 (MC90) [32], der einerseits auf empirischen Auswertungen von ZSUTTY [180], [181], andererseits auf PLACAS/REGAN [120] beruht, eine gute Korrelation zu experimentellen Ergebnissen auf. Die Abweichung der Querkrafttragfähigkeit zwischen dem Rechenmodell und dem Versuch ist klein, wie u. a. in [57], [179] dargelegt wird.

$$V_u = 2210 \cdot \left(f_{ck} \cdot \rho_l \cdot \frac{d}{a} \right)^{1/3} \cdot b_w \cdot d \qquad \text{nach ZSUTTY [180]} \qquad (2.2\text{-}20)$$

$$V_{sr} = 150 \cdot \left(3 \cdot \frac{d}{a} \right)^{1/3} \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{0{,}2}{d}} \right) \cdot (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \qquad \text{nach MC90 [32]} \qquad (2.2\text{-}21)$$

Einheiten in Gl. (2.2-20) und (2.2-21): a, b_w, d [m], f_{ck} [MPa] → V_u, V_{sr} [kN]

Mit Gl. (2.2-20) beschreibt ZSUTTY die maximale Querkrafttragfähigkeit. Gl. (2.2-21) gibt diejenige charakteristische Last an, ab der die Schubrissbildung eines nicht querkraftbewehrten Bauteils hervorgerufen wird, so dass eine Mindestquerkraftbewehrung eingelegt werden sollte. Der Bemessungswert nach MC90 vernachlässigt den Faktor zur Beschreibung der Schubschlankheit $(3 \cdot d/a)^{1/3}$ und ergibt sich zu:

$$V_{Rd,c} = 0{,}12 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w d \qquad (2.2\text{-}22)$$

Einheiten in Gl. (2.2-22): b_w, d [mm], f_{ck} [MPa] → $V_{Rd,c}$ [N]

Der Rechenansatz in EC2-1-1 und EC2-1-1/NA ist nahezu identisch mit Gl. (2.2-22). Er unterscheidet sich lediglich im Vorfaktor 0,10 (statt 0,12 im MC90), der durch HEGGER et al. [63] empirisch hergeleitet wurde (Kapitel 2.2.8.2), bzw. in der Begrenzung des Längsbewehrungsgrads und des Maßstabsfaktors. Auf Grund der geringen Abweichungen ist es ersichtlich, dass die Bemessungsgleichung nach EC2-1-1 eine gute Korrelation bei geringer Streuung aufweist, was u. a. von ROMBACH et al. [141] und NGHIEP [117] gezeigt wird.

Auch der Rechenansatz von KORDINA/BLUME [83] für Normalbeton und REMMEL [129] für Normalbeton und hochfeste Betone weisen ähnlich gute Ergebnisse auf.

Daher liegt der Gedanke nahe, dass die Forschung nach einem mechanischen Modell unnötig ist. Dabei wird jedoch übersehen, dass jede, einer statistischen Auswertung zu Grunde gelegte Datenbasis, Zufälligkeiten enthält und daraus gegebenenfalls relevante Einflussfaktoren nicht erkannt werden können. ROMBACH/LATTE [140] bezeichnen daher empirische

Auswertungen als *„wertvolles Hilfsmittel zur Verifizierung von Bemessungsmodellen“*, denen *„jedoch nicht blind vertraut werden“* sollte.

Ein mechanisches Modell ließe sich leicht und konsistent sowohl an veränderte Materialeigenschaften wie auch vorhandene geometrische Abmessungen anpassen und wäre demnach stets vorzuziehen.

2.2.5 Druckfeldmodelle

2.2.5.1 Klassische Druckfeld Theorien

Die Druckfeld Theorien (*compression field theories*) basieren auf klassischen Druckfeldmodellen, wie sie bereits durch KUPFER 1962 [88] formuliert wurden. Er beobachtete bei Schubversuchen, dass sich oftmals eine flachere Rissneigung zur Balkenlängsachse als 45° einstellte und dass somit der Druckstrebenwinkel θ flacher als die Neigung der Schubrisse sein könnte. Daraus entwickelte er, erstmals abweichend von der klassischen Fachwerkanalogie nach *Mörsch* mit einem Druckstrebenwinkel von θ = 45°, ein Fachwerk mit variabler Neigung der Druckstrebe und konnte präzisere Übereinstimmungen mit Versuchsergebnissen erzielen.

Die aufgestellte Gleichung ist nachfolgend angegeben und wurde durch KUPFER mittels des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit hergeleitet. Dies besagt, dass sich von allen möglichen Gleichgewichtszuständen derjenige einstellt, der den Lastabtrag mit einem Minimum an Formänderungsarbeit ermöglicht.

$$\tan^3\theta - \frac{\sigma_{s,x} - \alpha_e \cdot \sigma_{c,x}}{2 \cdot \sigma_{s,z}} \cdot \tan\theta - \alpha_e \cdot \frac{V}{b_w \cdot z \cdot \sigma_{s,z}} \cdot (1 - \tan^4\theta) = 0 \qquad (2.2\text{-}23)$$

mit:

$\alpha_e = E_s / E_c$

MITCHELL/COLLINS [106] führten die klassischen Druckfeldmodelle in die *Compression Field Theory* (CFT) über. Darin ermittelte COLLINS [26] für Schub unter der Annahme eines perfekten Verbunds zwischen Stahl und Beton ($\varepsilon_s = \varepsilon_c$) die Druckstrebenneigung aus der Verträglichkeitsbedingung. Hiernach ist der Druckstrebenwinkel θ zwischen der Längsachse und der Betondruckstrebe gleich dem Winkel zwischen der Hauptdruckdehnungssrichtung ε_2 und der Längsdehnung ε_x auf halber Balkenhöhe (Bild 2.2-7).

Am *Mohr*’schen Kreis lässt sich θ unter den oben genannten Annahmen herleiten.

$$\tan^2\theta - \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_2}{\varepsilon_z - \varepsilon_2} = 0 \qquad (2.2\text{-}24)$$

Die CFT vernachlässigt die versteifende Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen bei Zugbeanspruchungen, so dass sich im Allgemeinen ein zu weiches Bauteilverhalten [91] und damit zu große Verformungen ergeben.

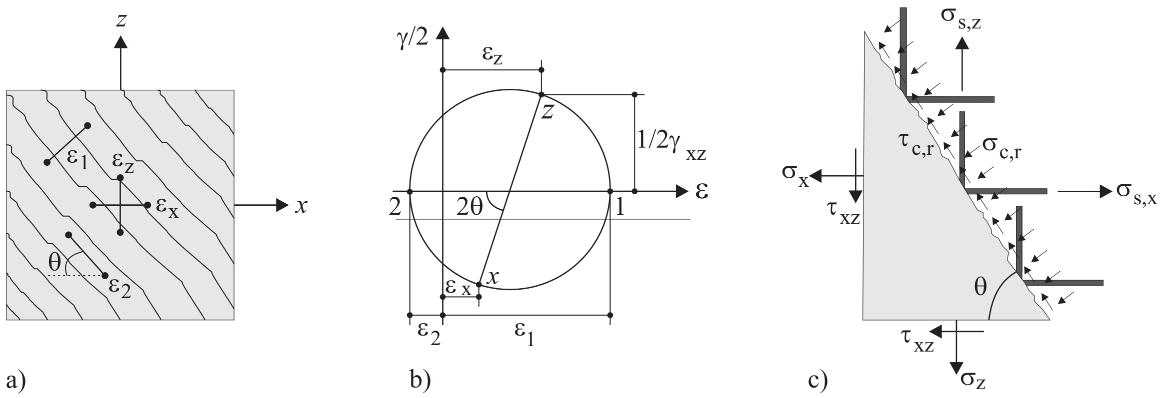


Bild 2.2-7: a) Dehnungen an einem gerissenen Stahlbetonelement und b) am *Mohr*'schen Kreis, c) Spannungen im Riss nach [164]

2.2.5.2 Modified Compression Field Theory

VECCHIO/COLLINS [164] führten den *tension stiffening* Effekt im Jahre 1986 ebenso wie die Rissverzahnung nach WALRAVEN [168] über entsprechende Materialgesetze in das Modell von COLLINS ein. Man spricht deshalb von der *Modified Compression Field Theory* (MCFT). Sie fanden heraus, dass die Hauptdruckspannung σ_2 nicht nur von der Hauptdruckdehnung ε_2, sondern auch von der Hauptzugdehnung ε_1 abhängt. Außerdem sind auch im gerissenen Betonquerschnitt noch Zugspannungen vorhanden, die bei zunehmenden Querkräften Schubspannungen $\tau_{c,r}$ in der Rissfläche erfordern (Bild 2.2-7) und die Querkrafttragfähigkeit des Querschnitts erhöhen. Der beschriebene Zusammenhang macht es nun auch möglich, Bauteile ohne Querkraftbewehrung, vor allem Deckenplatten, nach der MCFT zu bemessen.

Die MCFT rechnet mit mittleren Dehnungen und Spannungen. Diese werden bestimmt, indem die Restspannungen im Riss und die im Beton zwischen den Rissen gemittelt werden. Außerdem wird vereinfachend vorausgesetzt, dass die Hauptdehnungs- mit der gemittelten Hauptspannungs- und der Rissrichtung zusammentrifft ($\theta = \beta_r$). Diese Vereinfachung widerspricht den Versuchsergebnissen von KUPFER [88].

Mit der Annahme, dass im Riss keine Normalspannungen $\sigma_{c,r}$ wirken, bestimmt die Größe der Schubspannungen $\tau_{c,r}$, die über den Riss übertragen werden können, die Querkrafttragfähigkeit bei der Bemessung von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung.

Sie lässt sich über die Schubtragfähigkeit des diagonalen Risses bestimmen, da die Schubspannung im vertikalen Schnitt gleich der im Schubriss ($\tau_{c,r} = v = V/[b_w \cdot z]$) ist. Die empirisch ermittelte Grenzschubspannung im Riss beträgt nach [164]:

$$\tau_{c,r} \leq \frac{0{,}18 \cdot \left[f_{ck} + 1{,}6\right]^{1/2}}{0{,}3 + \dfrac{24 w_{cr}}{16 + d_g}} \tag{2.2-25}$$

Einheiten in Gl. (2.2-25): d_g, w_{cr} [mm], f_{ck} [MPa]

Die Rissöffnung w_{cr} wird aus dem Produkt der Hauptzugdehnung ε_1 orthogonal zum Riss und dem Rissabstand s_θ in Hauptzugrichtung bestimmt.

$$w_{cr} = \varepsilon_1 \cdot s_\theta \tag{2.2-26}$$

Für den Rissabstand s_θ existiert folgender formelmäßiger Zusammenhang, der die Rissabstände in x-Richtung s_x und z-Richtung s_z enthält, die aus rein horizontalem bzw. vertikalem Zug resultieren würden.

$$s_\theta = \left(\frac{\sin\theta}{s_x} + \frac{\cos\theta}{s_z} \right)^{-1} \tag{2.2-27}$$

Gl. (2.2-27) vereinfacht sich für Balken ohne Querkraftbewehrung zu Gl. (2.2-28), da der Rissabstand lediglich durch die Längsbewehrung gesteuert wird. Deren Menge und Anordnung ist dabei nach [4], [30] die entscheidende Steuerungsgröße (Bild 2.2-8).

$$s_\theta = \frac{s_x}{\sin\theta} \tag{2.2-28}$$

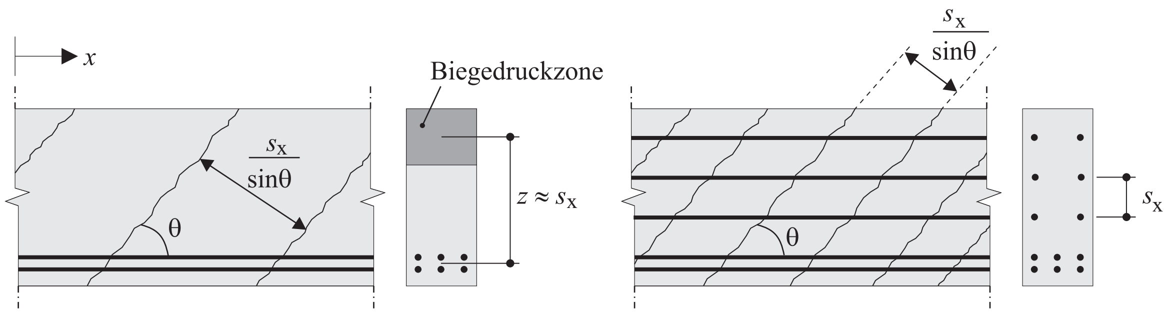


Bild 2.2-8: Einfluss der Längsbewehrung auf den Rissabstand nach [30]

2.2.5.3 Allgemeines Bemessungskonzept basierend auf der MCFT

Die mittlere Hauptzugspannung im Zustand I vor der Erstrissbildung ist $\sigma_1 = E_c \cdot \varepsilon_1$. Nach der Erstrissbildung ($\varepsilon_1 > \varepsilon_{cr}$) nimmt sie bei zunehmender Dehnung ab. COLLINS/MITCHELL [29] schlugen auf Grund weiterführender Untersuchungen für die Hauptzugspannung nach einsetzender Rissbildung folgende empirisch ermittelte Gleichung vor. Diese berücksichtigt sowohl die Abnahme der Verbundeigenschaften als auch die Bildung neuer Risse.

$$\sigma_1 = \frac{0{,}33 \cdot [f_{ck} + 1{,}6]^{1/2}}{1 + \sqrt{500\varepsilon_1}} \leq \frac{0{,}18 \cdot [f_{ck} + 1{,}6]^{1/2}}{0{,}3 + \dfrac{24 w_{cr}}{16 + d_g}} \tag{2.2-29}$$

Darauf aufbauend leiteten ADEBAR/COLLINS [4] Gl. (2.2-30) für die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung her.

$$V_{Rk,c} = \frac{0{,}33 \cdot [f_{ck} + 1{,}6]^{1/2}}{1 + \sqrt{500\varepsilon_1}} \cot\theta \cdot b_w \cdot z \tag{2.2-30}$$

Einheiten in Gl. (2.2-30): b_w, z [mm], f_{ck} [MPa] →: $V_{Rk,c}$ [N]

Gl. (2.2-30) basiert auf einem Fachwerkmodell, dessen Querkrafttragfähigkeit sich aus der Addition eines charakteristischen Betontraganteils $V_c = \sigma_1 \cdot \cot\theta \cdot b_w \cdot z$ und eines charakteristischen Querkraftbewehrungsanteils $V_s = a_{sw} \cdot \sigma_{s,z} \cdot z \cdot \cot\theta$ ergibt.

COLLINS/MITCHELL [29] und COLLINS et al. [30] verallgemeinerten Gl. (2.2-30), indem sie Tabellenwerte für Gl. (2.2-29) bzw. θ angeben. In den Tabellen fassten sie den Ausdruck nach

Gl. (2.2-29) sowie θ zum Faktor β zusammen und gaben den Hebelarm der inneren Kräfte mit $z = 0{,}9d$ an. Damit vereinfacht sich Gl. (2.2-30) zu.

$$V_{\mathrm{Rk,c}} = \beta \cdot b_{\mathrm{w}} \cdot 0{,}9d \tag{2.2-31}$$

Zu beachten ist, dass den Tabellenwerten ein Größtkorn von $d_{\mathrm{g}} = 19$ mm zu Grunde liegt. Deshalb muss s_{x} umgerechnet werden, wenn Betone mit abweichendem Größtkorn verwendet werden.

$$s_{\mathrm{xe}} = s_{\mathrm{x}} \cdot \frac{35}{d_{\mathrm{g}} + 16} \tag{2.2-32}$$

2.2.5.4 Simplified Modified Compression Field Theory

Um das beschriebene allgemeine Bemessungskonzept, das den Einsatz von Tabellenkalkulationen nötig macht, weiter zu vereinfachen, erweiterten BENTZ et al. [18] es zur *Simplified Modified Compression Field Theory* (SMCFT). Der Grundgedanke liegt darin, für β und θ einfache Formeln anzugeben, die es dem Anwender ermöglichen, die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils rasch abzuschätzen.

Dabei basiert der β-Faktor zum einen auf der Korrelation zwischen größer werdenden Rissöffnungen bzw. –abständen und kleiner werdenden Zuschlagskörnern; dies wird in [18] empirisch als Einfluss des Maßstabseffektes (*size effect factor*) beschrieben. Zum anderen basiert er auf den Dehnungen ε_{x} in halber Bauteilhöhe infolge der Momenten-Querkraft-Interaktion (*strain effect factor*).

Die beiden Effekte üben zwar eine gegenseitige Wechselwirkung aus. Diese wird jedoch in der SMFCT ignoriert, so dass der β-Faktor als ein Produkt der beiden Einflüsse dargestellt wird.

$$\beta = \frac{0{,}4}{1 + 500\varepsilon_{\mathrm{x}}} \cdot \frac{1300}{1000 + s_{\mathrm{xe}}} \tag{2.2-33}$$

Die ebenfalls empirisch ermittelte Gl. (2.2-34) für die Bestimmung des Druckstrebenwinkels θ ist von den beiden zuvor genannten Faktoren abhängig:

$$\theta = (29° + 7000\varepsilon_{\mathrm{x}}) \cdot (0{,}88 + \frac{s_{\mathrm{xe}}}{2500}) \le 75° \tag{2.2-34}$$

Die Längsdehnung ε_{x} stellt nach [16] vereinfachend die Längsdehnung in halber Bauteilhöhe dar, die näherungsweise der halben Dehnung in der Biegelängsbewehrung infolge der *M*-*V*-Interaktion entspricht.

$$\varepsilon_{\mathrm{x}} = \frac{\frac{M}{z} + V}{2E_{\mathrm{s}}A_{\mathrm{sl}}} \tag{2.2-35}$$

Die Berechnungsansätze der SMCFT bilden die Grundlage der Bemessung von Stahlbetonbauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung nach der Kanadischen Norm CSA A23.3-04 bzw. dem Model Code 2010 (Kapitel 2.2.8.3).

2.2.6 Theorie des kritischen Schubrisses

Die *Critical Shear Crack Theory* (CSCT) wurde von MUTTONI sowohl für Balken als auch für Platten ohne Querkraftbewehrung entwickelt. Er stellte im Jahre 1990 fest [110], dass die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit jener Bauteile nach der Plastizitätstheorie unsichere Ergebnisse liefert, sofern ein Riss die Druckstrebe einschnürt.

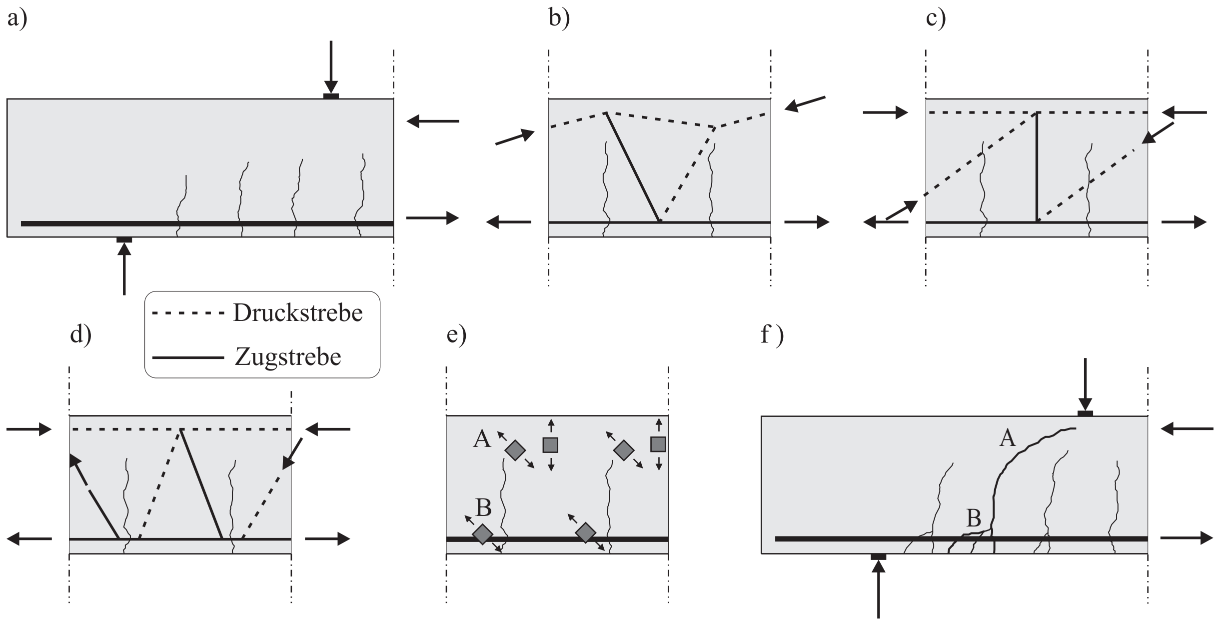


Bild 2.2-9: Entwicklung des kritischen Schubrisses nach [113] a) Anfängliches Rissbild, b) Einspannung in die Druckzone, c) Rissverzahnung, d) Dübelwirkung, e) Zugspannungen infolge b) bis d), f) abgeschlossenes Rissbild

In Versuchen beobachtete er, dass die Entwicklung des kritischen Schubrisses, die zur Einschnürung oder Durchtrennung der geneigten Druckstrebe führt, von der Schubschlankheit *a*/*d* abhängt. Dieses Phänomen ist als *Kani*'sches Schubtal bereits in Kapitel 2.1.3.2 erläutert worden. Bei kleinen Schubschlankheiten entwickelt sich der Riss nicht in die Druckstrebe, bei größeren kommt es zur Einschnürung oder Durchtrennung. Dies führt dazu, dass sich die rechnerische Tragfähigkeit der Druckstrebe nach der Plastizitätstheorie nicht einstellen kann.

In der CSCT legte MUTTONI dar, dass sich aus einem Biegeriss (Bild 2.2-9a) der zum Versagen führende kritische Schubriss (Bild 2.2-9f) entwickelt [111]. Dies geschieht, nachdem die anfänglichen Tragmechanismen „Einspannung in die Druckzone“ (Bild 2.2-9b), „Rissverzahnung“ (Bild 2.2-9c) und „Dübelwirkung“ (Bild 2.2-9d) ihre Tragwirkung teilweise oder ganz verlieren. Sobald die Zugfestigkeit im Beton überschritten wird, können die Zugspannungen in den Punkten A und B (Bild 2.2-9e) nicht mehr aufgenommen werden [114].

Allerdings resultiert daraus nicht zwangsläufig das Versagen des Bauteils, da es noch zur Umlagerung in eine Druckstrebe bzw. einen Druckbogen kommen kann. Dieser stützt sich direkt auf dem Auflager ab (Bild 2.2-10).

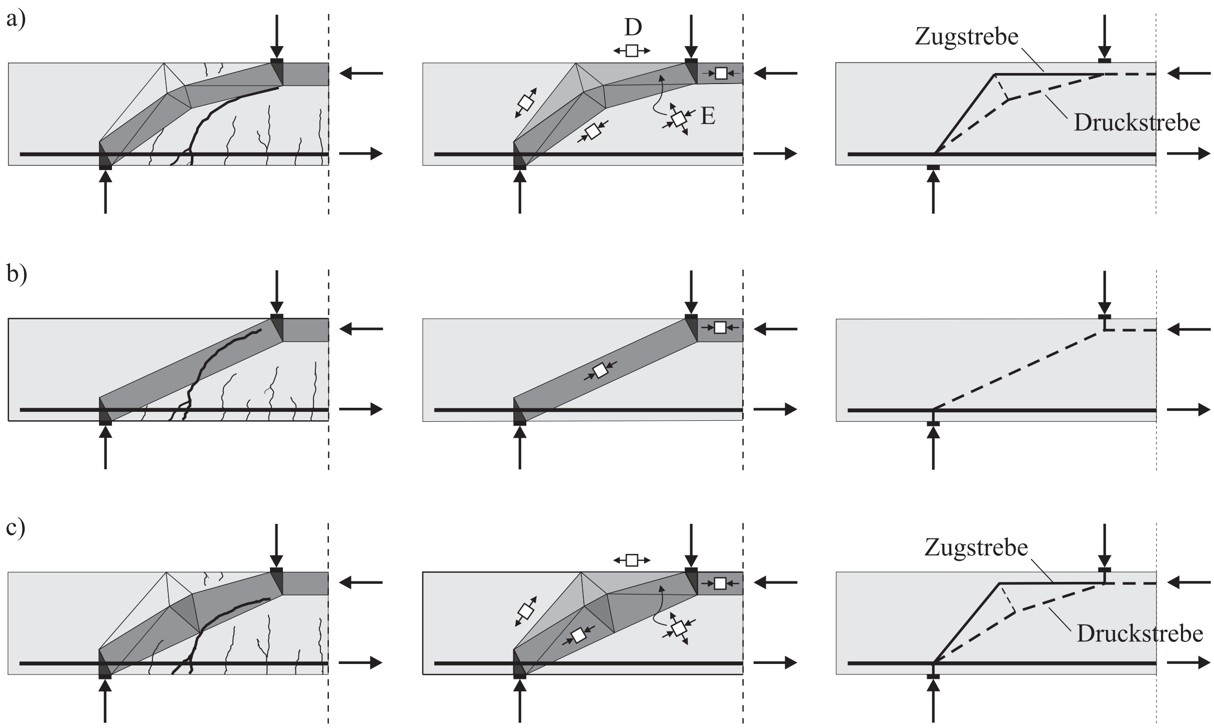


Bild 2.2-10: Lastabtrag nach Entstehung des kritischen Schubrisses nach [113] a) umgelenkte Druckstrebe, b) direkte Druckstrebe, c) Kombination aus a) und b)

MUTTONI/FERNÁNDEZ RUIZ [113] beschreiben zwei Möglichkeiten, wie sich die Druckstrebe absetzen kann. Zum einen kann es zu einer Umlenkung der Druckstrebe kommen (Bild 2.2-10a). Dies erfordert aus Gleichgewichtsgründen eine ebenfalls umgelenkte Zugstrebe. In diesem Fall heben sich die beiden Umlenkkräfte auf. Zum Versagen kommt es nach [110] entweder infolge eines Überschreitens der Zugfestigkeit im Bereich der Druckzone (Punkt D) oder zu einer Überbeanspruchung im Lasteinleitungsbereich (Punkt E).

Zum anderen kann sich die Druckstrebe infolge einer Verschiebung der Rissufer durch Rotation um die Rissspitze und dadurch zusätzlich aktivierter Rissverzahnung im kritischen Schubriss ohne Umlenkung direkt auf dem Auflager absetzen (Bild 2.2-10b). Dieser Fall ist abhängig von der Rissöffnung und der Korngröße bzw. Festigkeit der Gesteinskörnung, die die Rauigkeit der Rissufer bestimmen. Da sie in Versuchen feststellen konnten, dass beide Mechanismen im Versagensfall aktiviert wurden, gehen sie von einer Kombination der beiden Mechanismen aus (Bild 2.2-10c).

Die zuvor beschriebenen Abhängigkeiten spiegeln sich wie folgt in der CSCT [113] wider und bilden die Basis zur Bemessung von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung nach der Schweizer Norm SIA 262 [144].

$$\frac{V_{\mathrm{Rd,c}}}{b_{\mathrm{w}} \cdot d \cdot \sqrt{f_{\mathrm{ck}}}} = \frac{0{,}3/\gamma_{\mathrm{c}}}{1 + \dfrac{50}{16 + d_{\mathrm{g}}} \cdot \dfrac{f_{\mathrm{yk}}}{\gamma_{\mathrm{s}} \cdot E_{\mathrm{s}}} \cdot d \cdot \dfrac{m_{\mathrm{Ed}}}{m_{\mathrm{Rd}}}} \tag{2.2-36a}$$

Einheiten in Gl. (2.2-36): b_{w}, d, d_{g} [mm], f_{ck}, f_{yk}, E_{s} [MPa] →: $V_{\mathrm{Rd,c}}$ [N]

Verwendet man gängige Größen, wie z. B. E_s = 200.000 MPa, f_{yk} = 500 MPa, γ_s = 1,15, γ_c = 1,5 sowie d_g = 32 mm und setzt vereinfachend m_{Ed}/m_{Rd} = 1,0, vereinfacht sich Gl. (2.2-36a) deutlich.

$$\frac{V_{Rd,c}}{b_w \cdot d \cdot \sqrt{f_{ck}}} = \frac{0{,}3/1{,}5}{1+\frac{50}{16+32}\cdot\frac{500}{1{,}15}\cdot d\cdot 1{,}0} = \frac{1}{5+2265\cdot d} \qquad (2.2\text{-}36b)$$

Gl. (2.2-36b) liegt eine weitere Annahmen zu Grunde: Die Rissöffnung w_{cr} des kritischen Risses ist proportional zum Produkt aus der Längsdehnung ε nach der elastischen Biegetheorie (Ebenbleiben der Querschnitte) sowie der statischen Höhe d ($w_{cr} \sim \varepsilon \cdot d$).

Die Stelle zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit hängt von der Lastanordnung ab. Bei punktförmiger Belastung wird die Querkrafttragfähigkeit in einem Abstand von 0,5d entfernt von der Lasteinleitung nachgewiesen. In diesem von MUTTONI als *„critical region"* bezeichneten Bereich soll die Dehnung ε in einer Höhe von 0,6d von der Oberkante der Betondruckzone entfernt bestimmt werden. Dies lässt sich als Funktion der Dehnung der Bewehrung ε_s und der Druckzonenhöhe x^{II} ausdrücken. Bei gleichförmiger Belastung liegt der Bereich des kritischen Schnitts bei 0,5d vom Auflagerrand.

$$\varepsilon = \varepsilon_s \cdot \frac{0{,}6d - x^{II}}{d - x^{II}} \qquad (2.2\text{-}37)$$

mit:

x^{II} = Druckzonenhöhe nach Gl. (2.2-10) und $\varepsilon_s = f_{yk}/\gamma_s \cdot E_s$

2.2.7 Fachwerkmodell auf Basis der Bruchmechanik

BAŽANT [11] führte die Querkrafttragfähigkeit eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung auf das Druckversagen des Betons respektive der Druckstrebe infolge Einzellasten bzw. des Druckbogens infolge Gleichlasten zurück. Er erweiterte das klassische Fachwerkmodell, um bruchmechanische Phänomene beschreiben zu können und führte den Begriff *Fracturing Truss Model* ein.

Dabei liegt die fundamentale Annahme im energetischen Maßstabseffekt. Hiernach ist die freigesetzte Bruchenergie der Druckstrebe proportional zum Quadrat aus der Bruchlast v_u und der Nutzhöhe d. Das heißt: $(v_u \cdot d)^2$; wohingegen die während des Versagens verbrauchte Energie nur proportional zur Nutzhöhe d ist. Damit ergibt sich folgender Zusammenhang:

$$v_u \sim \frac{1}{\sqrt{d}} \qquad (2.2\text{-}38)$$

BAŽANT/KIM hatten bereits in [12] darauf hingewiesen, dass der Maßstabseffekt, der aus der freiwerdenden Energie während des fortschreitenden Risswachstums resultiert, bei Bauteilen mit einer Bruchprozesszone an der Rissspitze zu berücksichtigen ist.

Im *Fracturing Truss Model* wird das Versagen der Druckstrebe durch ein sich ausbreitendes Schädigungsband nahe der Rissspitze (Bild 2.2-11) erklärt. Eine einfache Vorstellung dieses Prozesses liefert BAŽANT, indem er die Ausbreitung infolge Druck mit dem Ausknicken eines orthotropen Materials vergleicht.

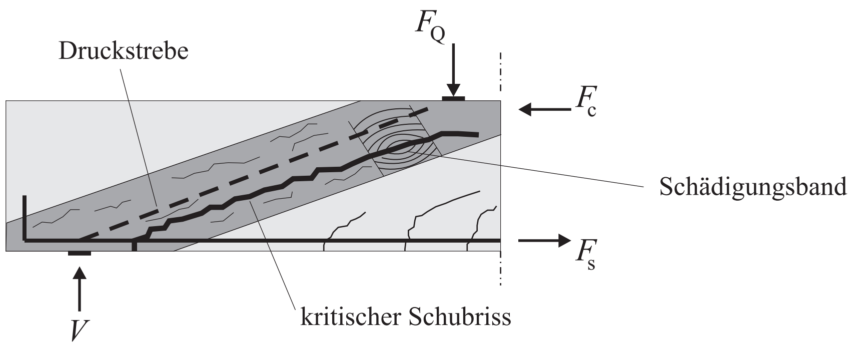


Bild 2.2-11: Versagen nach BAŽANT [11]

Die beschriebene Vorstellung, verknüpft mit dem Maßstabseffekt, stellte er formelmäßig folgendermaßen dar.

$$\frac{V_{Rk,c}}{b_w \cdot d} = \frac{v_0}{\sqrt{1 + d / d_0}} \tag{2.2-39}$$

Einheiten in Gl. (2.2-39): d, d_0 [mm], v_0 [MPa] →: $V_{Rk,c}$ [N]

In Gl. (2.2-39) stellen d_0 bzw. v_0 empirisch ermittelte Konstanten dar, die abhängig von der Betonfestigkeit sind. Mit d_0 wird die Sprödigkeit des Bauteils beschrieben ($d > d_0$ kennzeichnet vorwiegend sprödes, $d < d_0$ vorwiegend duktiles Versagen). Mit der Konstante v_0 wird die Querkrafttragfähigkeit des Bauteils ohne Einfluss des Maßstabseffektes rein über seine Materialeigenschaften und seine plastische Tragfähigkeit berücksichtigt.

Anhand der Überprüfung des *Fracturing Truss Model* mit verschiedenen Datenbanken realisierten BAŽANT/YU [15], dass die von BAŽANT [11] in den Parametern d_0 und v_0 getroffenen Vereinfachungen außer der Abhängigkeit von der Nutzhöhe d weitere Zusammenhänge nur unzureichend erfassten. Dazu zählten sie sowohl den Längsbewehrungsgrad ρ_l, wie auch die Schubschlankheit a/d, die Materialfestigkeit, die Korngröße d_g und die Neigung θ der Druckstrebe, die beispielsweise flacher als angenommen verlaufen kann. Um verschiedene gegenseitige Einflüsse zu erfassen, führten sie semi-empirische Produktansätze für d_0 und v_0 ein.

$$d_0 = c_0 \cdot f_{ck}^{r1} \cdot d_g^{r2} \cdot \rho_l^{r3} \cdot (a/d)^{r4} \tag{2.2-40}$$

$$v_0 = k_0 \cdot f_{ck}^{r5} \cdot \rho_l^{r6} \cdot [k_1 + (a/d)^{r7}] \tag{2.2-41}$$

Darin sind c_0, k_0, k_1 sowie r_1 bis r_7 Konstanten, die zum Teil durch theoretische Überlegungen erklärt werden können.

So geht die Betonfestigkeit über den auch im ACI 318 verankerten Ansatz $f_{ck}^{1/2}$ in Gl. (2.2-41) ein, wobei höherfeste Betone größere Sprödigkeit besitzen, so dass BAŽANT/YU eine Beziehung $d_0 \sim f_{ck}^{-2/3}$ in Gl. (2.2-40) einführten.

Den Einfluss der Schubschlankheit respektive die Momenten-Querkraft-Interaktion auf die Querkrafttragfähigkeit erfasst das *Fracturing Truss Model* über einen Anteil infolge Balkentragwirkung (Gl. (2.1-7)) und einen aus einer direkten Druckstrebe. Darin stellt die Balkentragwirkung einen konstanten Anteil k_1 dar. Die Druckstrebentragwirkung nimmt jedoch mit d/a zu. Ein Einfluss der Schubschlankheit auf die Sprödigkeit ($r_4 \approx 0$) ist nicht vorhanden. Die Erhöhung des Längsbewehrungsgrades ρ_l führt zu einer größeren Druckzonenhöhe. So wird nach einer Regression der Versuchsdaten eine Beziehung $v_0 \sim \rho_l^{3/8}$ angegeben.

Die Größenzunahme der Bruchprozesszone ist mit größer werdendem Größtkorn gegeben. Somit können, wenn auch unterproportional, höhere Querkrafttragfähigkeiten erreicht werden. Dieser Zusammenhang wird in der Sprödigkeit in Gl. (2.2-40) durch $d_0 \sim d_g^{1/2}$ berücksichtigt.

Diejenigen Parameter in den Gln. (2.2-40) und (2.2-41), die anhand der theoretischen Überlegungen nicht bestimmt werden konnten, wurden von BAŽANT/YU [15] mit der sogenannten „Methode der kleinsten Quadrate“ (*least squares method*) anhand der ACI 445-F Datenbank [128] angepasst, so dass sie zur Bestimmung des Mittelwertes der Querkrafttragfähigkeit folgende Gleichung angaben:

$$\frac{V_{\mathrm{Rm,c}}}{b_{\mathrm{w}} \cdot d \cdot \left[f_{\mathrm{ck}} + 1{,}6\right]^{1/2}} = 1{,}104 \cdot \rho_l^{3/8} \cdot \left(1 + \frac{d}{a}\right) \cdot \left(1 + \frac{d}{d_0}\right)^{-1/2} \qquad (2.2\text{-}42)$$

mit:

$d_0 = 639{,}8 \cdot d_g^{1/2} \cdot [f_{ck} + 1{,}6]^{-2/3}$

Einheiten in Gl. (2.2-42): a, b_w, d, d_g, d_0 [mm], f_{ck} [MPa] →: $V_{Rm,c}$ [N]

2.2.8 Nachweis der aufnehmbaren Querkraft bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung nach Eurocode 2 und fib Model Code 2010

2.2.8.1 Allgemein

Das Zusammenwirken der Einflussparameter bzw. Querkrafttragmechanismen wird seit Jahrzehnten von Wissenschaftlern unterschiedlich beurteilt, gewichtet und in kleineren oder größeren Datenbanken praxisnah oder -fern erfasst. Daraus resultieren die erörterten Rechenmodelle sowie die Bemessungsgleichungen in den Normen.

In diesem Kapitel werden die Bemessungsgleichungen zur Ermittlung der aufnehmbaren Querkraft $V_{Rd,c}$ von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung nach Eurocode 2 und Model Code 2010 (MC10) einschließlich der zu Grunde liegenden Faktoren erläutert. Es werden nur Bauteile ohne äußere Normalkraft (Vorspannung) betrachtet. Da ausschließlich das Verhalten schubschlanker Träger untersucht wird, kann der Einfluss auflagernaher Einzellasten vernachlässigt werden.

2.2.8.2 Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung nach EC2-1-1

$$V_{\mathrm{Rd,c}} = \left[\frac{C_{\mathrm{Rd,c}}}{\gamma_{\mathrm{c}}} \cdot k \cdot (100\,\rho_l \cdot f_{\mathrm{ck}})^{1/3}\right] \cdot b_{\mathrm{w}} \cdot d \qquad \text{(nach EC2-1-1, Gl. 6.2.a)} \qquad (2.2\text{-}43)$$

mit:

$C_{Rd,c} = 0{,}15$

$\gamma_c = 1{,}5$ (für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation) [-]

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0 \; [-] \qquad (2.2\text{-}44)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{\mathrm{sl}}}{b_{\mathrm{w}} \cdot d} \leq 0{,}02 \; [-] \qquad (2.2\text{-}45)$$

Einheiten in den Gln. (2.2-43) bis (2.2-45): b_{w}, d [mm], A_{sl} [mm²], f_{ck} [MPa] → $V_{\mathrm{Rd,c}}$ [N]

Wegen des im Nationalen Anhang zu EC2-1-1 [40] eingeführten Vorfaktors $C_{\mathrm{Rd,c}} = 0{,}15$ ist EC2-1-1, Gl. 6.2.a identisch zu DIN 1045-1, Gl. 70 [37], die auf den MC90 [32] zurückgeht. Die statistische Absicherung dazu bilden die Untersuchungen im Rahmen des DIBT-Forschungsvorhabens *„Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfesten und hochfesten Betonen nach DIN 1045-1“* [63].

Dazu wurde auf eine insgesamt 604 Versuche umfassende Datenbank von monolithischen Stahlbetonbauteilen (Einfeldträger unter Einzellasten) ohne Querkraftbewehrung zurückgegriffen. Die Versuche wurden durch verschiedene Kriterien hinsichtlich ihrer Versagensart, Festigkeit und geometrischen Abmessungen erst auf den Gültigkeitsbereich der DIN 1045-1 übertragen. Die Wahl der Kriterien war, je nach beteiligten Wissenschaftlern, von unterschiedlicher Schärfe. So reduzierte REINECK die Datenbasis in [63] auf 282 relevante Versuche, HEGGER/GÖRTZ [63] hingegen auf 363 Versuche.

REINECK wie auch HEGGER/GÖRTZ berücksichtigten lediglich Versuche mit einer Schubschlankheit $a/d > 2{,}89$ bzw. $a/d > 3{,}0$; d. h. schlanke Bauteile, bei denen es nicht zu einer Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit durch direkte Druckstreben kommt. Dabei machen diejenigen mit $a/d > 4{,}5$ einen deutlich geringeren Anteil aus. Dies dürfte zum einen dem *Kani*’schen Schubtal und zum anderen der steigenden Wahrscheinlichkeit eines Biegebruchs bei größerem a/d-Verhältnis geschuldet sein.

In Bild 2.2-12 sind die statistischen Werte für verschiedene Bereiche der Schubschlankheit aufgelistet. Auf Grund der großen Streuungen der in Versuchen erreichten Traglasten liegt im relevanten Bereich ein Variationskoeffizient von VarK = 0,35 … 0,38 vor. Dieser führt zu großen Sicherheitsfaktoren.

Die Schubschlankheit geht nicht in die Bemessungsgleichung ein, was zu einer Streuung der Ergebnisse führt und eine Ungenauigkeit von 18 % innerhalb der Daten verursacht [63].

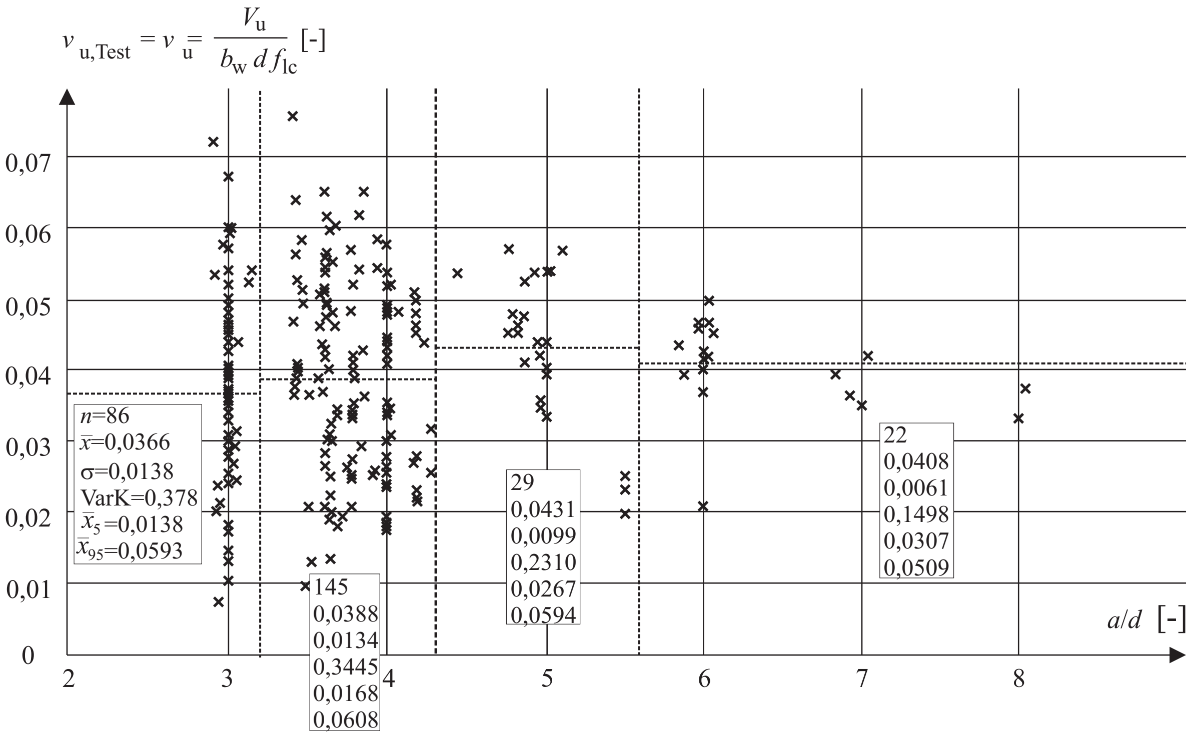


Bild 2.2-12: Dimensionslose Bruchquerkraft über der Schubschlankheit a/d nach HEGGER et al. [63]

Demgegenüber geht die statische Nutzhöhe d des Bauteils sowohl direkt, als auch über den Maßstabsfaktor k ein, obwohl die Datenbasis für d > 600 mm kaum auswertbare Versuche enthält (Bild 2.2-13). Dadurch ist eine statistisch fundierte Analyse schwierig. Auf dieses Problem wiesen im Übrigen auch COLLINS et al. [27] hin. Sie haben in einer Datenbank 1849 Versuche erfasst, von denen lediglich 7,8 % eine Bauteilhöhe $h \geq 560$ mm besitzen.

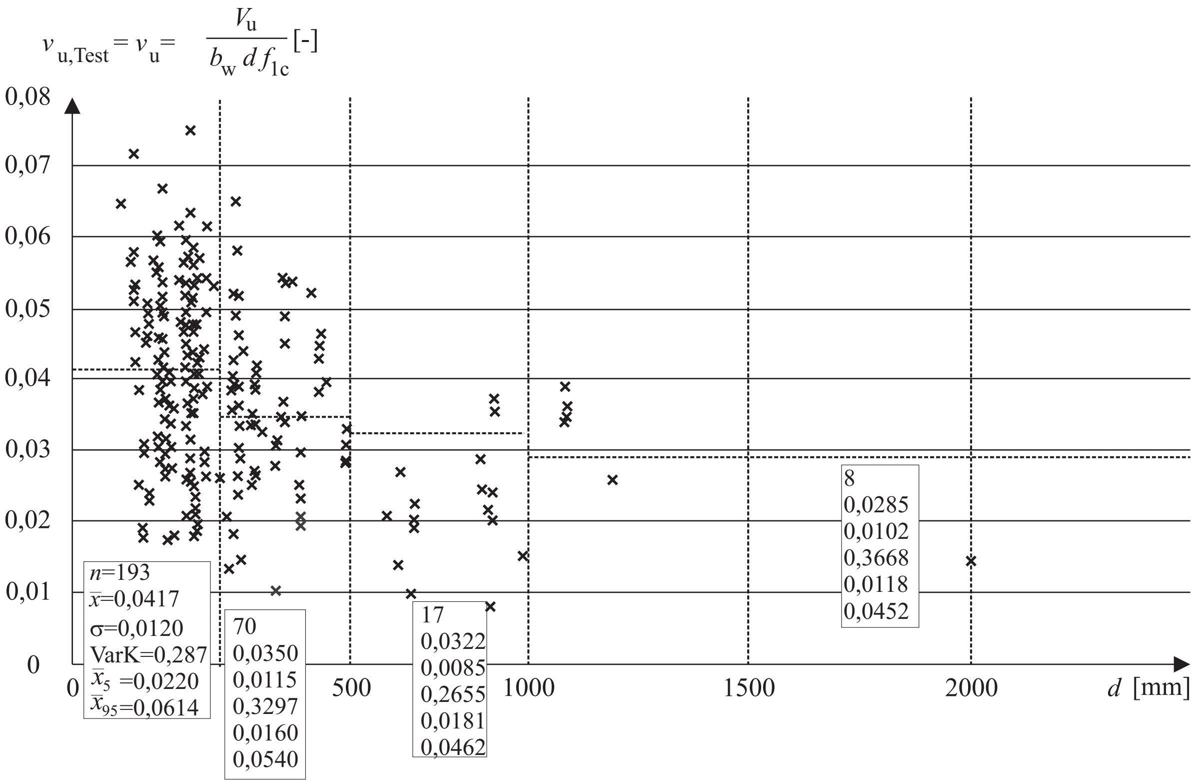


Bild 2.2-13: Dimensionslose Bruchquerkraft über der Nutzhöhe d nach HEGGER et al. [63]

Die Betondruck- bzw. –zugfestigkeit ($f_{ct} \approx f_{ck}^{1/3}$), die Bauteilbreite b_w und der Längsbewehrungsgrad ρ_l gehen direkt in den Bemessungsansatz ein. Die Begrenzung $\rho_l < 2$ % soll ein zu starkes Bewehren von Bauteilen zum Erbringen des Querkraftnachweises verhindern, um die Gefahr eines plötzlichen Versagens (Druckzonenbruch vor Stahlfließen) bei Biegebeanspruchung zu minimieren (Kapitel 2.1.3.4).

Der Vorfaktor in Gl. (2.2-43) wurde zu $C_{Rd,c} = 0{,}15/\gamma_c$ festgesetzt, obwohl sich statistisch $0{,}135/\gamma_c$ ergab [63]. Begründet wird die Wahl mit der konservativen Vorgehensweise bei der Versuchsauswertung und dem zu Grunde liegenden Sicherheitskonzept.

Die Empfehlung von KÖNIG/FISCHER [85] bzw. REGAN [122], den Vorfaktor progressiver zu $C_{Rd,c} = 0{,}18/\gamma_c = 0{,}12$ mit $\gamma_c = 1{,}5$ für die ständigen und vorübergehenden Bemessungssituationen anzunehmen, wurde im Nationalen Anhang nicht aufgenommen.

Nach Gl. (2.2-43) weist ein Bauteil mit einem Längsbewehrungsgrad $\rho_l = 0$ keine Querkrafttragfähigkeit auf. Dies ist insofern unlogisch, da auch unbewehrte Betonbauteile einen Querkraftwiderstand besitzen. Deshalb wurde in EC2-1-1 [39] durch Gl. 6.2.b und im Nationalen Anhang [40] durch die Gln. 6.3aDE sowie 6.3bDE eine Mindestquerkrafttragfähigkeit definiert, die keine Abhängigkeit von ρ_l besitzt.

$$V_{Rd,c} = v_{min} \cdot b_w \cdot d \quad [\mathrm{N}] \qquad \text{(EC2-1-1, Gl. 6.2.b)} \qquad (2.2\text{-}46)$$

mit:

$$v_{min} = \frac{0{,}0525}{\gamma_c} \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \;\text{ für } d \leq 600 \text{ mm} \qquad \text{(EC2-1-1/NA, Gl. 6.3aDE)} \qquad (2.2\text{-}47)$$

$$v_{min} = \frac{0{,}0375}{\gamma_c} \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \;\text{ für } d > 800 \text{ mm} \qquad \text{(EC2-1-1/NA, Gl. 6.3bDE)} \qquad (2.2\text{-}48)$$

Einheiten in den Gln. (2.2-46) bis (2.2-48): k [-], b_w, d [mm], f_{ck} [MPa]

Die maßgebende Stelle für die Querkraftbemessung unter vorwiegend gleichmäßiger Belastung und direkter Auflagerung wird in EC2-1-1 bei $x = d$ vom Auflagerrand angegeben.

2.2.8.3 Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung nach MC10

Der MC10 [107] enthält für die Querkraftbemessung von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung zwei Ansätze (Level I, II). Dabei entscheidet das gewählte Level über den in Gl. (2.2-49) anzusetzenden Faktor k_v und damit über die Komplexität und Genauigkeit der Bemessung.

Die unterschiedlichen Ansätze nach MC10, Kapitel 1.3, sind folgendermaßen definiert:

Level I: Genereller Ansatz für den Entwurf und die Bemessung von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung

Level II: Komplexerer Ansatz für die Bemessung von Bauteilen, der zu wirtschaftlicheren Ausführungen beitragen kann

$$V_{\mathrm{Rd,c}} = k_{\mathrm{v}} \cdot \frac{\sqrt{f_{\mathrm{ck}}}}{\gamma_{\mathrm{c}}} \cdot b_{\mathrm{w}} \cdot z \qquad \text{(nach MC10, Gl. 7.3-17)} \qquad (2.2\text{-}49)$$

mit:

$\sqrt{f_{\mathrm{ck}}} \leq 8{,}0$ [MPa]

$\gamma_{\mathrm{c}} = 1{,}5$ (für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation) [-]

Einheiten in Gl. (2.2-49): f_{ck} [MPa], b_{w} [mm], z [mm], k_{v} [-] → $V_{\mathrm{Rd,c}}$ [N]

Bemessung von Bauteilen mit Level I:

Der rechnerische Nachweis basiert auf der Annahme, dass die Längsdehnungen des Bauteils in halber Bauteilhöhe der Hälfte derer in der Längsbewehrung entsprechen. Somit lässt sich die Längsdehnung zu $\varepsilon_{\mathrm{x}} = 0{,}5 \cdot f_{\mathrm{yk}}/E_{\mathrm{s}} = 0{,}5 \cdot 500/200.000 = 1{,}25 \cdot 10^{-3}$ bestimmen.

Der Faktor k_{v} ergibt sich bei Bauteilen ohne nennenswerte Normalkräfte mit $f_{\mathrm{ck}} \leq 70$ MPa, $f_{\mathrm{yk}} \leq 600$ MPa und $d_{\mathrm{g}} \geq 10$ mm zu:

$$k_{\mathrm{v}} = \frac{180}{(1000 + 1{,}25 \cdot z)} \quad [-] \qquad \text{(nach MC10, Gl. 7.3-19)} \qquad (2.2\text{-}50)$$

Einheiten in Gl. (2.2-50): z [mm], f_{ck} [MPa]

Es ist zu erkennen, dass der Faktor k_{v} in Analogie zur Kanadischen Norm den Einfluss des Maßstabseffektes erfasst. Im Gegensatz zum Ansatz des EC2-1-1 geht dabei der innere Hebelarm z und nicht die statische Nutzhöhe d ein.

Bemessung von Bauteilen mit Level II:

Der k_{v}-Faktor (β-Faktor in [18]) berücksichtigt zum einen den Einfluss von Rissöffnungen und –abständen bzw. Zuschlagskörnern auf die Querkrafttragfähigkeit. Diese Zusammenhänge werden in [18] empirisch als Einfluss des Maßstabseffektes (*size effect factor*) beschrieben. Zum anderen beinhaltet er die Dehnungen ε_{x} in halber Bauteilhöhe infolge der Momenten-Querkraft-Interaktion (*strain effect factor*).

Die beiden Effekte üben eine gegenseitige Wechselwirkung aus, welche in der SMFCT ignoriert wird so dass sich k_{v} als ein Produkt der beiden Einflüsse darstellen lässt (Kapitel 2.2.5.4).

$$k_{\mathrm{v}} = \frac{0{,}4}{1 + 1500\,\varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000 + k_{\mathrm{dg}} z} \qquad \text{(nach MC10, Gl. 7.3-21)} \qquad (2.2\text{-}51)$$

mit:

$$\varepsilon_{\mathrm{x}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{M_{\mathrm{Ed}} / z + V_{\mathrm{Ed}}}{E_{\mathrm{s}} \cdot A_{\mathrm{s}}} \leq 3{,}0 \cdot 10^{-3} \qquad \text{(nach MC10, Gl. 7.3-16)} \qquad (2.2\text{-}52)$$

$$k_{\mathrm{dg}} = \frac{32}{16 + d_{\mathrm{g}}} \geq 0{,}75 \qquad \text{(nach MC10, Gl. 7.3-20)} \qquad (2.2\text{-}53)$$

Einheiten in Gl. (2.2-51) sowie (2.2-53): ε in ‰ [-], f_{ck} [MPa], z [mm], d_{g} [mm]

Für Betone, bei denen das Größtkorn nicht kleiner als $d_g \leq 16$ mm ist, kann $k_{dg} = 1{,}0$ angesetzt werden.

Generell wird die Querkraftbemessung nach MC10, Kapitel 7.3.3.1, analog zu CSA A23.3 an der Stelle $x = z = 0{,}9d$ vom Auflagerrand durchgeführt.

2.3 Nachweis der Ermüdungsfestigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung nach EC2-1-1 und MC10

2.3.1 Einleitung

Nachfolgend werden die Eigenschaften von Beton unter nieder- und hochzyklischen Ermüdungsbeanspruchungen erläutert. Daran anschließend werden die Grundzüge der Bemessung gegen Ermüdung des Betons unter Querkraftbeanspruchung bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung dargelegt und die Rechenansätze in EC2-1-1 und MC10 vorgestellt. Wechselbeanspruchungen mit unterschiedlichen Vorzeichen sind nicht Gegenstand der Arbeit. Da der Fokus in der vorliegenden Arbeit auf dem Versagen des Betons liegt, wird auf eine Beschreibung des Ermüdungsverhaltens des Betonstahls verzichtet.

2.3.2 Nachweis gegen Ermüdung des Betons unter Querkraftbeanspruchung

2.3.2.1 Allgemein

Die Ermüdungsfestigkeit von Werkstoffen wie Beton wird im sogenannten Dauerschwingversuch (auch Einstufenversuch genannt) ermittelt. Dieser ist in Bild 2.3-1 exemplarisch skizziert. Es handelt sich dabei um einen Versuch, bei dem eine voreingestellte, nicht veränderliche aber wechselnde Belastung aufgebracht wird. In der vorliegenden Arbeit werden lediglich zyklische Belastungen im Schwellbereich Druck betrachtet. Das heißt: Ober- und Unterlast besitzen das gleiche Vorzeichen und üben eine Druckbeanspruchung ($\sigma_{max} < 0$ und $\sigma_{min} < 0$) auf die Versuchsträger aus. Das Prüfungsende ergibt sich entweder durch das Versagen des Prüfkörpers, oder durch Erreichen einer angestrebten Anzahl an Lastwechseln.

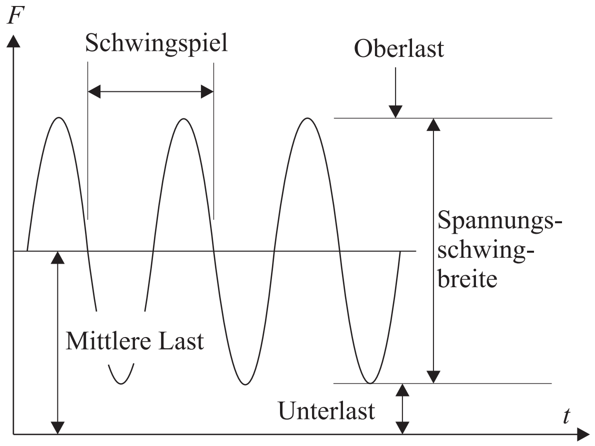


Bild 2.3-1: Einstufenversuch

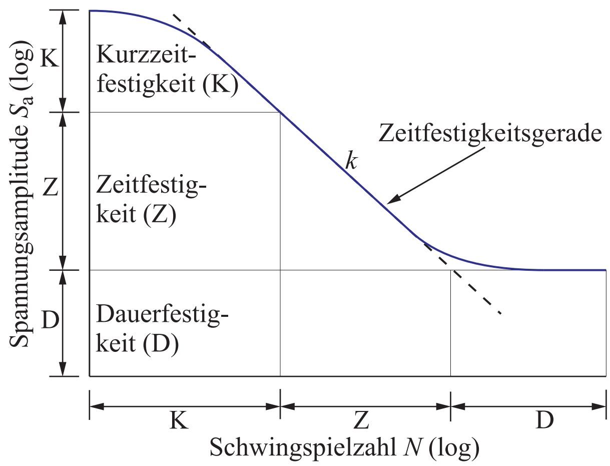


Bild 2.3-2: Wöhlerlinie nach [60]

Wegweisende Dauerschwingversuche wurden in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts von *August Wöhler* durchgeführt. Darum werden Dauerschwingversuche auch heute oftmals noch als Wöhlerversuche bezeichnet. Wertet man mehrere Wöhlerversuche in einem Diagramm statistisch aus, in dem die Schwingbreite über der Lastspielzahl aufgetragen wird, so erhält man als Regressionsgerade eine Wöhlerlinie. Damit lassen sich für eine vorgegebene Schwingbreite die Anzahl aufnehmbarer Lastspiele bis zum Ermüdungsversagen bestimmen. In einer Wöhlerlinie (bzw. Ermüdungsfestigkeitskurve) sind für die aufnehmbaren Lastspiele nach [60], [115] drei Bereiche gekennzeichnet (Bild 2.3-2). Die Kurzzeitfestigkeit, die Zeitfestigkeit und die Dauerschwingfestigkeit. Der Bereich der Kurzzeitfestigkeit (*low-cycle* *fatigue*), wird auch als quasi-statische Festigkeit bezeichnet, bei der unter wenigen Lastwechseln ($N < 10^4$) hohe Amplituden auftreten. Da im Betonbau bereits im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) die Beanspruchungen stark eingeschränkt werden, können keine Schwingbreiten, die zum Versagen nach wenigen Lastwechseln führen würden, auftreten. Somit besitzt die Kurzzeitfestigkeit bei der Bemessung gegen Ermüdung kaum Relevanz. Das Versagen ähnelt eher dem Bruchvorgang bei einmaliger Belastung. Gegensätzlich dazu ist der Zeitfestigkeits- und Dauer(schwing)festigkeitsbereich (*high-cycle fatigue*) bemessungsrelevant. Als Dauerschwingfestigkeit wird jener Bereich bezeichnet, in dem eine zyklische Last durch ein Bauteil theoretisch unendlich oft versagensfrei aufnehmbar ist. Eine Begrenzung der Beanspruchungen auf Werte im Dauerfestigkeitsbereich liegt zwar *„auf der sicheren Seite"*, ist jedoch unwirtschaftlich. Verbesserungen in Bezug auf die Ausnutzung des Materials erhält man, sobald man Werte des Zeitfestigkeitsbereiches verwendet [84]. Dieser quantifiziert Schwingbeanspruchungen, die für eine bestimmte Anzahl an Lastwechseln bzw. eine bestimmte Zeit versagensfrei ertragbar sind. Brücken werden beispielsweise für 10^6 Lastzyklen ausgelegt.

Betrachtet man nicht konstante Schwingbeanspruchungen unter Betriebslasten, das heißt regellos aber realitätsnah zwischen Ober- und Unterlast schwankende Schwingbreiten, spricht man von der Betriebsfestigkeit. Dieser Nachweis liefert die wirtschaftlichste Bemessung, da Schwingbreiten zulässig sind, die oberhalb der Dauerschwingfestigkeit liegen. Bei vielen Bauwerken, bspw. Brücken, liegen die real auftretenden Schwingbeanspruchungen nicht vor. Daher fordert EC2-1-1 keinen Betriebsfestigkeitsnachweis, sondern bietet eine vereinfachte dreistufige Nachweisführung an.

2.3.2.2 Ermüdungsverhalten von Beton

Da eine Dauerschwingfestigkeit, wie sie für Stahl mit $2 \cdot 10^6$ Zyklen gegeben ist, für Beton bislang nicht bestimmt werden konnte [70], spricht man in EC2-1-1 von der Quasi-Dauerschwingfestigkeit, wenn die definierte Grenz-Schwingspielzahl von 10^6 erreicht wird.

Es sind in der Vergangenheit viele Wöhlerversuche durchgeführt worden, um die Ermüdungsfestigkeit von Beton zu bestimmen. Eine Zusammenfassung beinhaltet CEB-Bulletin No. 188 [31]. Auf den darin angegebenen Wöhlerlinien beruht der Bemessungsansatz in MC90 und damit auch der Ansatz nach EC2-1-1 und MC10 (Kapitel 2.3.2.3).

Niederzyklische Ermüdungsversuche unter Druck- und Zugbeanspruchungen

Grundsätzlich wird zwischen niederzyklischer (*low cycle*) und hochzyklischer (*high cycle*) Beanspruchung unterschieden. Niederzyklische Druckversuche wurden u. a. von SINHA et al. [154], niederzyklische Zugversuche u. a. durch REINHARDT et al. [125] durchgeführt. Dabei weist das Verhalten des Betons im Druck- wie auch im Zugbereich ähnliche Eigenschaften auf. Dazu zählt erstens, dass die Be- und Entlastungshysteresen, wie in Bild 2.3-3a, b dargestellt, unterhalb der monotonen Arbeitslinie liegen. Diese wird daher als Einhüllende (*envelope*) der zyklischen Versuche bezeichnet.

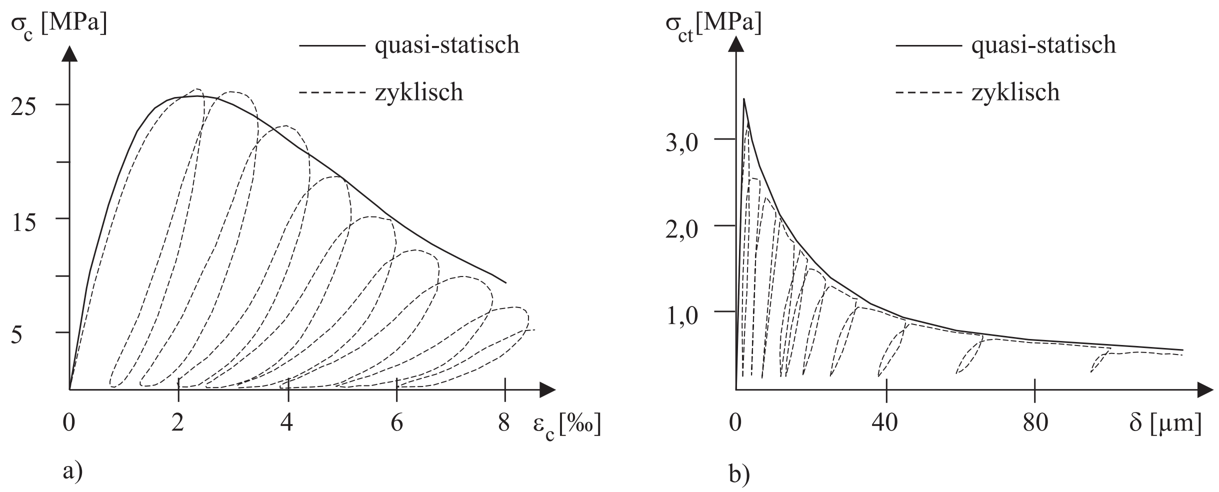


Bild 2.3-3: a) Zyklische Spannungs-Dehnungskurve im Druckbereich nach [154] und b) zyklische Spannungs-Dehnungskurve im Zugbereich nach [125]

Ein weiteres Merkmal ist zweitens, dass der Entlastungspfad der Hysterese nicht durch den Ursprung der Spannungs-Dehnungskurve verläuft und somit inelastische Verzerrungen im Beton verbleiben. Auf Grund der flacher geneigten Hysteresen zeigt sich drittens, dass bei zunehmender Belastung die Steifigkeit des Betons abnimmt. Dies kann als Schädigung interpretiert werden. Den rascheren Abfall der Zugfestigkeit in Bild 2.3-3b erklären REINHARDT et al. [125] durch die höhere Sprödigkeit des Betons unter Zugbelastungen.

Hochzyklische Ermüdungsversuche unter Druckbeanspruchungen

Für Beton unter hochzyklischen Druckschwellbelastungen liegt eine Vielzahl von Arbeiten vor. Beispielhaft seien HOLMEN [67], KLAUSEN [82] und aus der jüngeren Vergangenheit IBUK [70] genannt. In diesen Arbeiten ist in Wöhlerversuchen die Ermüdungslebensdauer von Betonproben bestimmt worden. Dennoch ist das Ermüdungsversagen unter hochzyklischen Druckschwellbeanspruchungen bisher noch nicht vollständig erklärt [119]. So kann ein Versagen auch nach einer Vielzahl von Lastzyklen auftreten.

Ein weiteres Argument, das hochzyklische Ermüdungsverhalten des Betons zu betrachten, liefert PFANNER [119]. Er weist darauf hin, die Anwendung des *Envelope*-Konzeptes der Arbeitslinie aus monotoner Beanspruchung bei hochzyklischen Beanspruchungen kritisch zu hinterfragen.

Daher wird nachfolgend das Verhalten von Beton unter hochzyklischen Lasten beschrieben.

Die Ursache der Materialermüdung des Betons unter Druckschwellbelastungen liegt in der Zunahme der Gesamtlängsdehnung, die durch die Mikrorissbildung in der Zementsteinmatrix verursacht wird. Im Allgemeinen lassen sich die Dehnungsverläufe während der Lebensdauer in drei Phasen unterteilen (Bild 2.3-4). Phase 1 umfasst den Bereich bis ca. 20 % der Bruchlastspielzahl. Die bereits infolge Schwindens vorhandenen Mikrorisse wachsen durch die Belastung rasch an, so dass sich eine nichtlineare Zunahme der Gesamtlängsdehnung ergibt. Phase 2 beinhaltet den Bereich bis ungefähr 80 % der Bruchlastspielzahl. Sie zeichnet sich durch ein langsames und stabiles Risswachstum aus. Die Dehnungsrate nimmt geringfügig zu. In Phase 3 tritt ein instabiles Risswachstum auf. Mikrorisse vereinigen sich zu Makrorissen. Das führt zur raschen Beschleunigung des Verlustes an Steifigkeit (bzw. einer großen Schädigungszunahme) und schließlich zum Bruch. Die Dehnungen in der dritten Phase nehmen rapide und überproportional zu. Eine typische Evolutionskurve der Dehnungen infolge zentrischer Druckschwellbelastung ist anhand der Versuche von HOLMEN [67] in Bild 2.3-4 dargestellt.

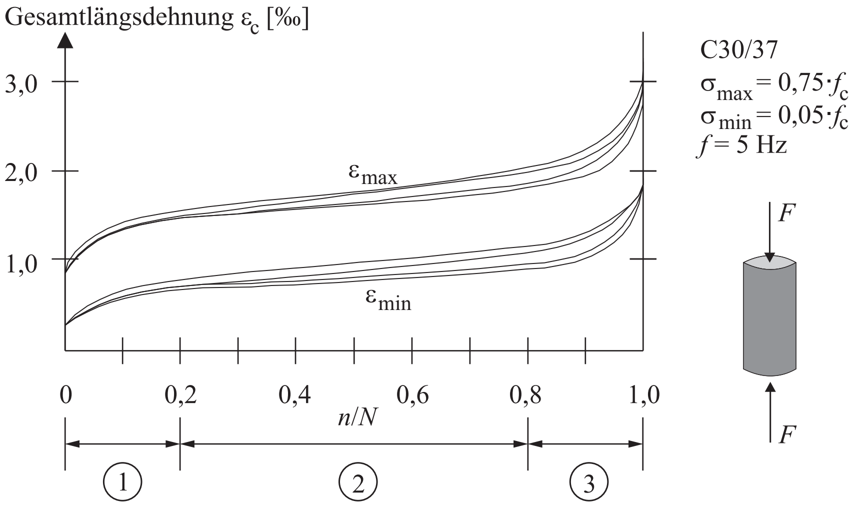


Bild 2.3-4: Evolution der Stauchungen bei zentrischer Druckschwellbelastung nach [67]

Bereits aus den Versuchen von MEHMEL/KERN [104] (Bild 2.3-5a) oder SINHA et al. [154] erkennt man, dass die Steifigkeit der Betonprobe mit zunehmender Lastspielzahl abnimmt.

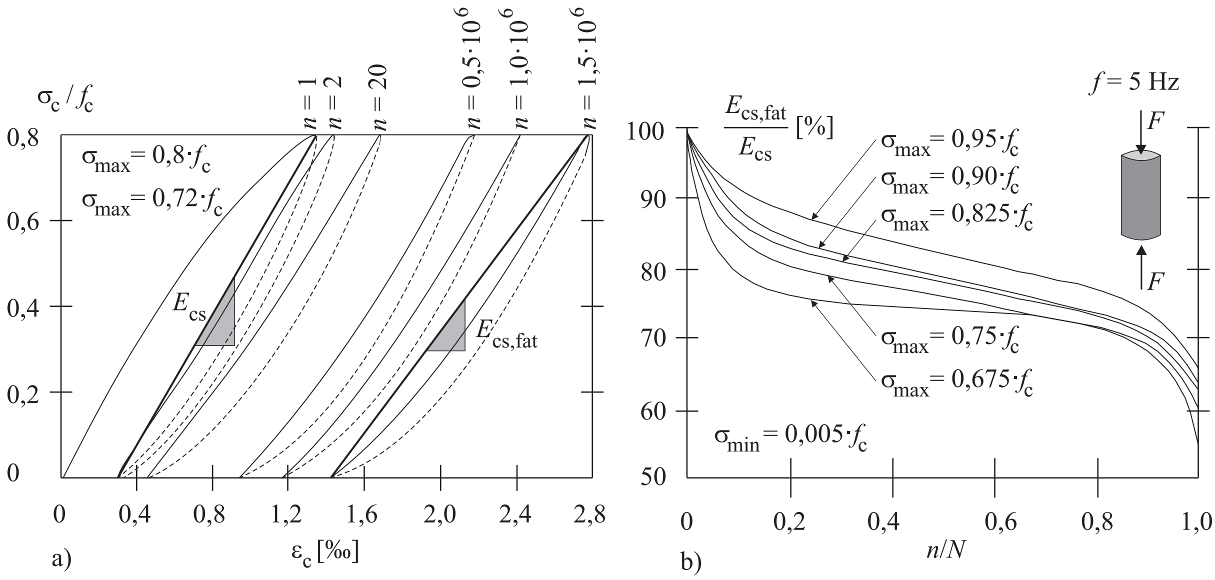


Bild 2.3-5: a) Änderung des Sekanten-Elastizitätsmoduls nach [104] und b) fortschreitende Änderung der Sekantensteifigkeit nach [67]

Dies kann über die Änderung des Sekantenmoduls ($E_{cs,fat}$) beschrieben werden. HOLMEN [67] hat die fortschreitende Abnahme der Sekantensteifigkeit in seinen Versuchen über der normierten Lebensdauer aufgetragen (Bild 2.3-5b). Es zeigt sich, dass die Steifigkeitsentwicklung analog zur Formänderungsevolution in die zuvor beschriebenen drei Phasen der Dehnungszunahme infolge Rissbildung unterteilt werden kann. Die Versuche von IBUK [70] bestätigen dies. Auch KLAUSEN [82] zeigt infolge seiner Versuche einen dreiphasigen Schädigungsprozess während der normierten Lebensdauer auf.

Hochzyklische Ermüdungsversuche unter Zugbeanspruchungen

Wöhlerlinien für hochzyklisch auf Zug beanspruchten Beton werden u. a. in CORNELISSEN [33] und CORNELISSEN/REINHARDT [34] angegeben. PFANNER [119] sowie KESSLER-KRAMER [80] machen darauf aufmerksam, dass das *Envelope*-Konzept der Arbeitslinie für hochzyklische Zugbeanspruchungen ebenfalls nicht zutreffend ist. Allerdings zeigt CORNELISSEN [33], dass der typische S-förmige Verlauf (Bild 2.3-4) der Verformungsevolution auch bei Zugbeanspruchungen der Darstellung des Schädigungsfortschritts genügt.

2.3.2.3 Nachweiskonzept nach EC2-1-1 und MC10

Die Ermüdungsnachweise nach EC2-1-1 und MC10 basieren auf einem dreistufigen Nachweiskonzept des MC90 [32]. Die Nachweisführung unterscheidet sich zwar in den Stufen, allerdings bieten Eurocode wie Model Code die Möglichkeit, ein Ermüdungsversagen einfach abzuschätzen, oder eine wirtschaftlichere Bemessung durchzuführen. Die Präzision und Signifikanz nehmen dabei ebenso wie der Berechnungsaufwand stufenweise zu.

Um detaillierte Aussagen über das Ermüdungsverhalten unter wirklichkeitsnahen Bedingungen treffen zu können, wären aufwändige Simulationsversuche erforderlich, um die regellose Belastungsfolge mit seltenen aber auftretenden Höchstwerten zu erfassen.

Eine einfachere Möglichkeit, die Lebensdauer zu beurteilen, bieten Schadensakkumulationshypothesen. Hierbei werden Schwingbreite und Auftretenshäufigkeit von Belastungen in Lastkollektiven geordnet und mit den Ergebnissen aus Einstufenversuchen verglichen [178]. Der einfachste Ansatz, die *Palmgren-Miner-Regel*, basiert auf der linearen Zunahme der Schädigung mit zunehmender Anzahl von Lastwechseln. Zufällige Belastungen werden in ‚i' verschiedene Lastkollektive mit konstanten Schwingbreiten Δ_i eingeordnet. Die *Palmgren-Miner-Regel* setzt voraus, dass vorhergehende Schädigungen keinen Einfluss auf nachfolgende Lastzyklen besitzen (sog. Reihenfolgenunabhängigkeit). Wird der kritische Schädigungswert erreicht, erfolgt das Versagen. Liegt eine mehrstufige Schwingbeanspruchung vor, so werden die einzelnen Teilschädigungen, wie in Gl. 2.3-1 dargestellt, addiert. Per Definition führt die Schadenssumme von $D_{Ed} = 1{,}0$ zum Ermüdungsversagen. Schadenssummen kleiner 1,0 beschreiben nach [119] den theoretisch bereits aufgebrauchten Anteil der zu 1,0 gehörenden Ermüdungslebensdauer.

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n_i}{N_i} = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \frac{n_3}{N_3} + \ldots \leq D_{Ed,lim} = 1{,}0 \qquad (2.3\text{-}1)$$

mit:

n_i = tatsächlich vorhandene Anzahl der Schwingspiele bei einer Schwingbreite Δ_i

N_i = Bruchlastspielzahl, die Δ_i zugeordnet ist und aus der Wöhlerlinie abgelesen werden kann

Die lineare Zunahme der Schädigung und die Reihenfolgenunabhängigkeit konnten für viele Materialien bislang nicht experimentell bestätigt werden. Von der Anwendung der *Palmgren-Miner-Regel* auf Beton wird abgeraten [66], [70], [118]. Aus Mangel an besseren Modellen bildet sie aber u. a. die Basis des ausführlichen Betriebsfestigkeitsnachweises der Stufe 3 mit Berücksichtigung der Schadensakkumulation. Dieser ist in EC2-1-1 lediglich für

Betonstahl- und Spannstahl anwendbar [51]. Bei Stahlbetonbauteilen ist nach EC2-1-1 im Allgemeinen Stufe 1 (Spannungsbegrenzung im *Quasi-Dauerfestigkeitsnachweis*) ausreichend. Darin werden zulässige Ober- und Unterspannungen nachgewiesen, um ein Ermüdungsversagen auszuschließen. Stufe 1 stellt wie Stufe 2 einen anwenderfreundlichen Sonderfall des expliziten Betriebsfestigkeitsnachweises dar.

2.3.2.4 Ermüdungsnachweis von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung nach EC2-1-1

Der Ermüdungsnachweis des Betons bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung unter einer Querkraftbelastung ist eng an die Nachweisstufe 1 des druckbeanspruchten Betons gebunden. Für diesen sind in EC2-1-1 zwar keine Ermüdungsfestigkeitskurven angegeben, allerdings basieren die Regelungen für den vereinfachten Nachweis auf Wöhlerlinien, die DANIELEWICZ [44] durch zweiparametrige Beziehungen beschreibt. Darin wird die Bruchschwingspielzahl N in Abhängigkeit der Ober- und Unterspannung auf $N = 10^6$ Lastzyklen bezogen und wie folgt dargestellt:

$$\log N = 14 \cdot \frac{1 - E_{\mathrm{cd,max,equ}}}{\sqrt{1 - R_{\mathrm{equ}}}} \tag{2.3-2}$$

mit:

$$E_{\mathrm{cd,max,equ}} = \frac{|\,\sigma_{\mathrm{cd,max,equ}}\,|}{f_{\mathrm{cd,fat}}} \tag{2.3-3}$$

$$E_{\mathrm{cd,min,equ}} = \frac{|\,\sigma_{\mathrm{cd,min,equ}}\,|}{f_{\mathrm{cd,fat}}} \tag{2.3-4}$$

$$R_{\mathrm{equ}} = \frac{E_{\mathrm{cd,min,equ}}}{E_{\mathrm{cd,max,equ}}} \tag{2.3-5}$$

Die vorgenannten Gleichungen sind in Bild 2.3-6 links dargestellt. Sie werden in EC2-1-1, Gl. 6.77 durch eine lineare Beziehung vereinfacht (Gl. (2.3-6)). Diese ist in Bild 2.3-6 rechts in Form eines *Goodman*-Diagramms abgebildet. *Goodman*–Diagramme erlauben eine übersichtliche und oftmals verwendete Darstellung, da zur gleichen Bruchlastspielzahl gehörende Oberspannungen über Unterspannungen aufgetragen werden [59]. Bei den Vereinfachungen nach Gl. (2.3-6) wird abweichend zu Gl. (2.3-2) eine Lastspielzahl von $N = 10^7$ zu Grunde gelegt [178]. Sie wurde pragmatisch festgelegt.

$$\frac{\sigma_{\mathrm{c,max}}}{f_{\mathrm{cd,fat}}} \le 0{,}5 + 0{,}45 \cdot \frac{\sigma_{\mathrm{c,min}}}{f_{\mathrm{cd,fat}}} \le \begin{cases} 0{,}9 \text{ für } f_{\mathrm{ck}} \le 50 \text{ MPa} \\ 0{,}8 \text{ für } f_{\mathrm{ck}} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \qquad \text{(EC2-1-1, Gl. 6.77)} \tag{2.3-6}$$

mit:

$f_{\mathrm{cd,fat}}$ = Bemessungswert der einaxialen Festigkeit des Betons beim Ermüdungsnachweis

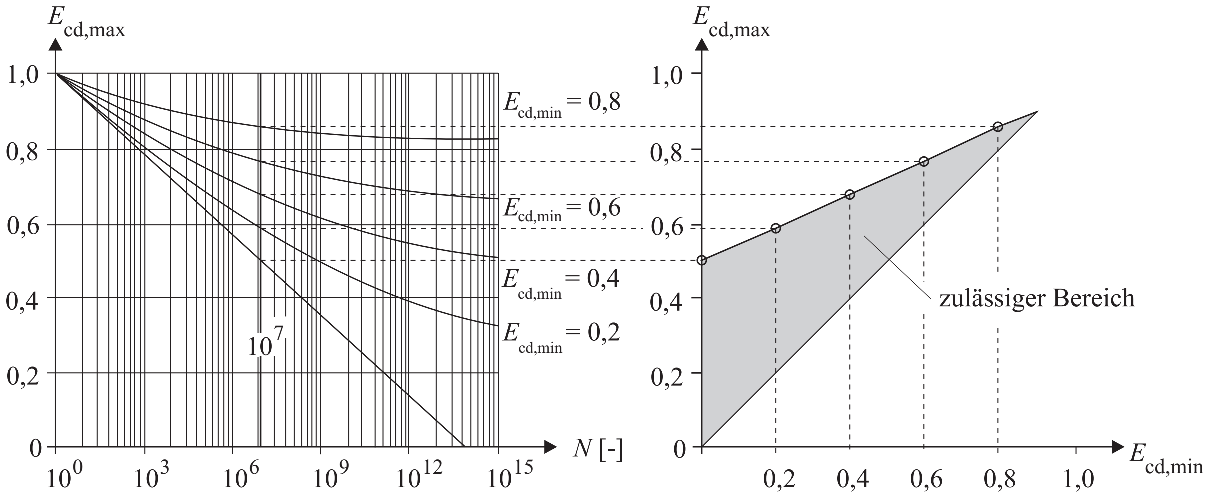


Bild 2.3-6: Spannungsgrenzen beim vereinfachten Nachweis druckbeanspruchten Betons [178]

Die Querkrafttragfähigkeit des nicht querkraftbewehrten Stahlbetons hängt von mehreren Parametern ab (Kapitel 2.1.3). Diese finden direkten Eingang in Gl. (2.2-43). Da das Rissverhalten unter dynamischer Last dem unter statischer Last gleicht, wird die dynamische Tragfähigkeit auf die statische Tragfähigkeit bezogen. Dies erfolgt, indem die einwirkenden maximalen und minimalen Querkräfte ($V_{Ed,max}$ bzw. $V_{Ed,min}$) mit $V_{Rd,c}$ in Bezug gesetzt werden.

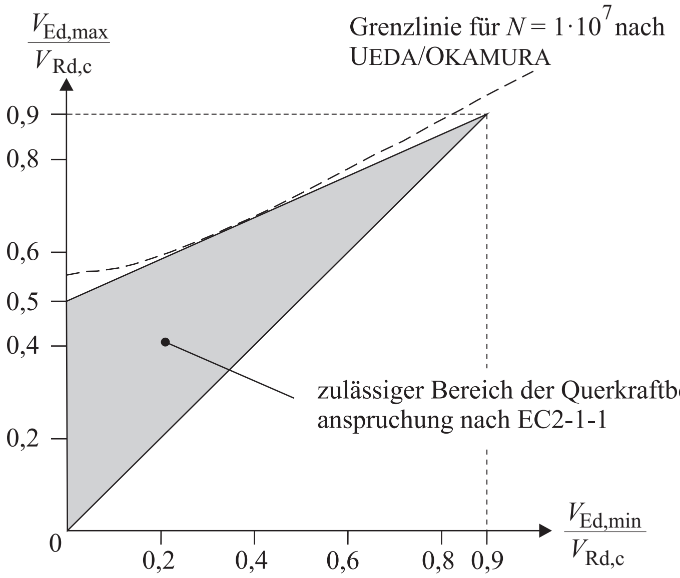


Bild 2.3-7: Zulässige Schubspannungsschwingbreite bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung [178]

Nach EC2-1-1 gilt für ein Verhältnis von Unterlast zu Oberlast $V_{Ed,min}/V_{Ed,max} > 0$: *„Bei Bauteilen ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung darf ein ausreichender Widerstand gegen Ermüdung des Betons bei Querkraftbeanspruchung als gegeben angesehen werden, wenn die folgenden Bedingung eingehalten sind.“*

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0{,}5 + 0{,}45 \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|} \begin{cases} \leq 0{,}9 \text{ bis C}50/60 \\ \leq 0{,}8 \text{ ab C}55/67 \end{cases} \qquad \text{(EC2-1-1, Gl. 6.78)} \qquad (2.3\text{-}7)$$

Gl. (2.3-7) ist in Bild 2.3-7 für Betongüten kleiner C50/60 aufgetragen. Hierin erkennt man auch die gute Annäherung an die von UEDA/OKAMURA [161] beschriebenen Wöhlerlinie zur Beschreibung der Ermüdungsfestigkeit. Sie wird in Kapitel 3.3 näher erläutert.

2.3.2.5 Ermüdungsnachweis von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung nach MC10

Im Model Code 2010 gilt der Ermüdungsnachweis eines nicht querkraftbewehrten Bauteils unter einer Querkraftbelastung als erbracht, wenn die geforderte Lastspielzahl während der Lebensdauer n kleiner oder gleich der Versagenslastspielzahl N ist.

$$n \leq N \tag{2.3-8}$$

mit: $\log N = 10 \cdot (1 - V_{\mathrm{Ed,sup}}/V_{\mathrm{Rd,c}})$ (nach MC10, Gl. 7.4-11) (2.3-9)

Hierin ist $V_{\mathrm{Ed,sup}}$ die maximale Bemessungsquerkraft. Bei 10^6 Lastspielen ergibt sich eine zulässige Querkraft von $V_{\mathrm{Ed,sup}} = 0{,}4 \cdot V_{\mathrm{Rd,c}}$. Diese ist unabhängig von der minimalen Querkraft $V_{\mathrm{Ed,min}}$. Nach EC2-1-1 hingegen ist ein Wert von $V_{\mathrm{Ed,sup}} = 0{,}5 \cdot V_{\mathrm{Rd,c}}$ bis $0{,}9 \cdot V_{\mathrm{Rd,c}}$ zulässig.

2.3.3 Unsicherheiten beim Ermüdungsnachweis nach EC2-1-1 und MC10

Der Querkraftbemessung nach Gl. (2.2-43) in EC2-1-1 und Gl. (2.2-49) in MC10 liegt kein rein mechanisches Modell zu Grunde. Vielmehr basieren die Gleichungen auf empirischen bzw. semi-empirischen Untersuchungen unter Beachtung mechanischer Beziehungen (Kapitel 2.2.8.1). Daraus resultieren erhebliche Streuungen der Bemessungsansätze, wie die Gegenüberstellung der Bruchlast V_{Test} im Versuch zur mittleren, rechnerischen Versagenslast $1{,}5 \cdot V_{\mathrm{Rd,c}}$ in [91], [117], [134], [137] zeigt (Bild 1.1-1). Hinsichtlich der Ermüdungsbemessung führt dies zu Folgendem:

Die Ermüdungsbemessung des Betons bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung ist sowohl nach Gl. (2.3-7) in EC2-1-1 wie auch nach den Gln. (2.3-8) und (2.3-9) in MC10 direkt an den Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit $V_{\mathrm{Rd,c}}$ geknüpft. Es liegt daher sehr nahe, dass die Berechnung der Ermüdungsfestigkeit des Betons bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung ebenfalls mit Defiziten behaftet ist. Daher wird in Kapitel 3 eine statistische Auswertung existierender dynamischer Versuche vorgenommen, um dieser Frage nachzugehen.

2.4 Zusammenfassung

Im vorangegangenen Kapitel wurden zuerst die Mechanismen, die beim Querkraftabtrag von Stahlbetonquerschnitten ohne Querkraftbewehrung wirken, und die Parameter, die Einfluss darauf haben, ausführlich vorgestellt und diskutiert. Die Erläuterungen dienen dazu, die Tragmechanismen und Parameter zu studieren und ihr Wirken beim Querkraftabtrag zu beurteilen; dies geschieht mit Hinblick und unter besonderer Berücksichtigung der eigenen Versuche (Kapitel 4). Anschließend sind verschiedene Bemessungsmodelle, sowie die Bemessungsgleichungen für Stahlbetonbauteile ohne Querkraftbewehrung unter statischer Last nach EC2-1-1 und MC10 detailliert erläutert worden. Im letzten Abschnitt des Kapitels erfolgte die Darstellung der Bemessung nicht querkraftbewehrter Bauteile unter zyklischen Lasten nach EC2-1-1 und MC10.

Es wurde aufgezeigt, dass die einzelnen Tragmechanismen weitestgehend unstrittig sind; ihr Anteil am Querkraftabtrag jedoch von Wissenschaftlern unterschiedlich bewertet wird. Im Einzelnen wurden die Tragfähigkeit der Druckzone $V_{c,c}$, die Dübelwirkung der Längsbewehrung $V_{c,Dü}$, die Rissverzahnung $V_{c,r}$ und der Querkrafttraganteil der Bruchprozesszone V_{BPZ} in Kapitel 2.1 betrachtet.

Anhand der eigenen Versuche können die Querkrafttragfähigkeit der Druckzone bzw. die Druckstreben, die die einwirkende Last zum Auflager führen, als entscheidende Mechanismen am Querkraftabtrag im ULS eingestuft werden. Damit kann die Beurteilung von ZINK [179] (Kapitel 2.1.2.2) bestätigt werden. Angaben von TAYLOR [159], die Druckzone übernehme bis 40 % der Gesamtquerkraft, erscheinen zu konservativ, wie in Kapitel 6.4.4 gezeigt wird.

ZINK beschreibt die Dübelwirkung als untergeordnete Komponente, während ihr in anderen Arbeiten 20 % der Querkrafttragfähigkeit zugesprochen wird. Für die eigenen beiden Versuchsreihen bestätigt sich diese Beurteilung zwar rechnerisch mit ca. 18 % der gesamten Querkrafttragfähigkeit. Da aus den Versuchsbeobachtungen der eigenen Versuche kein signifikanter Einfluss hervorgeht, wird die Dübelwirkung im Grenzzustand der Tragfähigkeit als untergeordnet klassifiziert.

Auch der Anteil der Rissverzahnung wird sehr kontrovers beurteilt. In den eigenen Versuchen zeigt sich allerdings, dass er im ULS eine vernachlässigbare Größe einnimmt. Damit können die Beurteilungen, die u. a. durch ZINK [179] und KÖNIG et al. [86] (Kapitel 2.1.2.4) vorgenommen worden sind, bestätigt werden.

Der Querkrafttraganteil der Bruchprozesszone V_{BPZ} spielt besonders bei Bauteilen geringer Höhe eine Rolle (Kapitel 2.1.2.5). Da die Versuchsbalken der eigenen beiden Serien (Kapitel 4) eine baupraktisch relevante Höhe von h = 34 cm besitzen und nicht als niedrig anzusehen sind, wird der Querkraftanteil der Bruchprozesszone als untergeordnet betrachtet. Er wird im Weiteren nicht verfolgt.

Die zuvor dargestellten Mechanismen werden durch verschiedene Parameter beeinflusst. Diese sind in Kapitel 2.1.3 erörtert worden. Zu den wichtigsten Einfluss nehmenden Parametern gehören die Schubschlankheit a/d, die Betonfestigkeit f_c, der Längsbewehrungsgrad ρ_l, die Bauteilabmessung und die Größe der Zuschlagskörner d_g. Ihr Wirken am Querkraftabtrag ist unstrittig, die Relevanz der einzelnen Faktoren jedoch wird unterschiedlich bewertet. Dies wird an einer Gegenüberstellung verschiedener Bemessungsgleichungen deutlich. Sie ist in Kapitel 2.1.3.7 vorgenommen worden.

Die verschiedenen Bemessungsgleichungen weisen unabhängig ihrer Komplexität signifikante Streuungen auf. Dies zeigen umfangreiche Vergleiche zwischen Rechen- und Versuchswerten aus Datenbanken [63], [117]. Da die Untersuchungen bereits vorliegen, wird auf eigene Berechnungen hierzu verzichtet. Zur Verdeutlichung der Unterschiede zwischen den einzelnen Normen werden nachfolgend einige Ergebnisse von NGHIEP [117] wiedergegeben. Seine statistischen Untersuchungen basieren auf einer Datenbasis von COLLINS [27], welche 1849 Versuchsergebnisse enthält. In Tabelle 2.4-1 sind davon 878 relevante Versuche statistisch ausgewertet worden.

Tabelle 2.4-1: Auswertung von 878 Versuchen mit Bemessungsgleichungen unterschiedlicher Normen aus [117]

Wert	ACI 318 [7]	SIA 262 [144]	CSA A23.3 [35]	EC2-1-1 [39]	NGHIEP [117]
$\bar{x}$	1,853	1,643	1,824	1,939	1,621
σ	0,556	0,302	0,285	0,379	0,221
VarK	0,300	0,184	0,156	0,195	0,136
$\bar{x}_{5\%}$	0,950	1,173	1,425	1,449	1,302
$\bar{x}_{95\%}$	2,807	2,178	2,384	2,670	2,025

Den Daten in Tabelle 2.4-1 und Tabelle 2.4-2 (nächste Seite) liegen folgende Werte zu Grunde:

10 MPa	$\leq$	f_{ck}	$\leq$	55 MPa
0,14 %	$\leq$	ρ_l	$\leq$	2,0 %
2,35	$\leq$	a/d	$\leq$	3,0
41 mm	$\leq$	d	$\leq$	500 mm
100 mm	$\leq$	b_w	$\leq$	500 mm

Auch anhand der Querkrafttragmodelle, die in Kapitel 2.2 dargestellt und erörtert worden sind, wird ersichtlich, dass die Einflüsse unterschiedlich bewertet werden. Bei den betrachteten Modellen handelt es sich im Einzelnen um: Bogen mit Zugband bzw. Sprengwerkmodell, Kamm- und Zahnmodelle, Modelle auf Basis der Druckzonentragfähigkeit, Druckfeldmodelle, Theorie des kritischen Schubrisses und ein bruchmechanisches Fachwerkmodell.

Obwohl die unterschiedlichen Modelle zum Teil sehr zufriedenstellende Ergebnisse erbringen und man sich z. B. am Zahnmodell (Kapitel 2.2.3.3) die Querkrafttraganteile ($V_{c,c}$, $V_{c,r}$, $V_{c,Dü}$ und Zahnbiegung) sowie die Einflüsse darauf (Betonfestigkeit f_c bzw. f_{ct} $\Rightarrow$ $V_{c,r}$ bzw. Zahnbiegung; Längsbewehrungsgrad ρ_l $\Rightarrow$ $V_{c,c}$, $V_{c,Dü}$; Querschnittsgeometrie $\Rightarrow$ $V_{c,r}$) gut verdeutlichen kann, hat sich für das Querkraftversagen nicht querkraftbewehrter Bauteile bis dato keines dieser Modelle als allgemein anerkannt durchsetzen können. Dies liegt vor allem daran, dass alle Bemessungsansätze nur zum Teil mechanisch begründet sind. Damit besitzen sie stets empirische Anteile. Manchmal wurden sie sogar rein empirisch hergeleitet und basieren auf getroffenen, nicht abgesicherten Annahmen.

So wurde u. a. eine statistische Koeffizientenanpassung im *Fracturing Truss Model* (Kapitel 2.2.7) vorgenommen, oder der Einfluss des Maßstabseffektes (*size effect factor*) innerhalb der *Simplified Modified Compression Field Theory* (Kapitel 2.2.5.4) empirisch hergeleitet. Erfassen die zu Grunde gelegten Datenbanken nicht alle Einflüsse, können die Ergebnisse ungenau sein und unter Umständen sogar auf der unsicheren Seite liegen. Beruht ein Modell auf einschränkenden Annahmen, ist eine Allgemeingültigkeit nicht gegeben. So stimmt z. B. die Annahme des Ortes des kritischen Schubrisses im Zahnmodell von REINECK [126] nur unzureichend mit den tatsächlichen Schubrissen der geraden Träger von NGHIEP [117] bzw. den statisch getesteten Trägern, die innerhalb der eigenen Versuche in dieser Arbeit (Kapitel 4) untersucht werden, überein. Selbiges betrifft auch die von REINECK angenommene Rissneigung $\beta_r = 60°$.

In Folge der geschilderten Problematik erscheint es selbsterklärend, dass die unterschiedlichen Querkrafttragmodelle und ihre Bemessungsansätze ebenfalls signifikante Streuungen der Ergebnisse aufweisen. Eine ausführliche statistische Auswertung dazu ist wiederum durch NGHIEP vorgenommen worden. Die Ergebnisse von ihm untersuchter Bemessungsansätze sind in Tabelle 2.4-2 zusammengestellt.

Tabelle 2.4-2: Statistische Auswertung von 878 Versuchen mit verschiedenen Bemessungsmodellen aus [117]

Wert	REINECK [126]	ZINK [179]	TUREYEN [160]	ZARARIS [177]	BAŽANT [15]	LATTE [91]	NGHIEP [117]
$\bar{x}$	1,156	1,043	1,508	1,008	1,022	1,317	1,008
σ	2,257	0,146	0,344	0,152	0,144	0,347	0,137
VarK	1,952	0,140	0,228	0,150	0,141	0,263	0,136
$\bar{x}_{5\%}$	0,777	0,823	1,012	0,797	0,817	0,823	0,810
$\bar{x}_{95\%}$	1,964	1,324	2,098	1,287	1,287	1,958	1,260

Trotz der offensichtlichen Diskrepanzen bleibt allerdings auch festzustellen, dass diejenigen Modelle, die der Druckzone des Querschnitts (Kapitel 2.2.4) den maßgebenden Anteil am Querkraftabtrag zuweisen, den Querkraftabtrag der eigenen Versuche (Kapitel 4) gut beschreiben. Dazu zählen u. a. die Arbeiten von NGHIEP [117] und ZINK [179]. Vor allem in der Arbeit von NGHIEP konnte durch Versuche und Finite Elemente Analysen ein Ansatz entwickelt werden, der genauere Ergebnisse liefert, als der Bemessungsansatz in der aktuell gültigen Norm EC2-1-1. Die Qualität des Ansatzes zeigt sich auch beim Vergleich mit den eigenen numerischen Simulationen in Kapitel 6.4.4.

Auch die Theorie des kritischen Schubrisses (*critical shear crack theory*), bei der ein Lastabtrag im ULS über Druckstreben erfolgt (Kapitel 2.2.6), liefert gute Übereinstimmungen mit den Beobachtungen und Ergebnissen der eigenen Serie. Daher finden sich Ansätze der CSCT in den Auswertungen der Versuche (Kapitel 4.8.3) wieder.

Schließlich sei erwähnt, dass die Versagensszenarien, die von KORDINA/BLUME [83] beschrieben wurden, auch in den eigenen Versuchen beobachtet werden konnten (Kapitel 2.1.3.2).

Resümierend kann festgehalten werden, dass die geschilderten Probleme und Diskrepanzen innerhalb der Bemessung von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung unter statischen

Lasten auch auf ebensolche Bauteile unter zyklischen Lasten zutreffen. Dies ist zum Teil dem Bemessungskonzept geschuldet. So ist die Ermüdungsbemessung des Betons von nicht querkraftbewehrten Bauteilen sowohl in EC2-1-1 wie auch im MC10 eng an die statische Querkrafttragfähigkeit $V_{\mathrm{Rd,c}}$ geknüpft (Kapitel 2.3.2.4 und 2.3.2.5). Daher beruht sie auf den gleichen empirisch oder semi-empirisch ermittelten Grundlagen und unterliegt ebenfalls Streuungen.

Das in Kapitel 2.3.2.2 geschilderte Ermüdungsverhalten des Betons unter nieder- und vor allem hochzyklischen Beanspruchungen stellt eine wichtige Grundlage für das von PFANNER [119] hergeleitete energetische Ermüdungs-Schädigungs-Modell dar. Dieses wird in Kapitel 6.5.1 erläutert und im Rahmen eigener Finite Elemente Analysen der zyklisch belasteten Versuche in Kapitel 6.5.2 verwendet.

Im folgenden Kapitel werden statistische Auswertungen der Ergebnisse von existierenden Ermüdungsversuchen vorgenommen, um Aussagen über die Genauigkeit und Sicherheit der aktuellen Ermüdungsbemessung nach Eurocode 2 und Model Code 2010 tätigen zu können.

3 Versuche zur Ermüdung von Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung

3.1 Einleitung

In den vergangenen Jahrzehnten wurden von verschiedenen Forscherteams weltweit Versuchsserien zur Ermüdungsfestigkeit von Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung durchgeführt. Insgesamt konnten der Literatur die Daten von 160 Balkenversuchen entnommen werden. Dabei handelt es sich um 3- bzw. 4-Punkt Versuche an Einfeldträgern mit unterschiedlicher Betonfestigkeit f_c, Biegelängsbewehrungsgrad ρ_l, statischer Höhe d, Schubschlankheit a/d und Korngröße d_g. Ferner unterscheiden sich die einzelnen Serien in der Lastfrequenz sowie den Ober- und Unterlasten (F_{sup} und F_{inf}). Teilweise wurden innerhalb der Versuchsserien auch statische Versuche durchgeführt, um mittels der Versagensquerkraft V_u eine Referenz für die Querkrafttragfähigkeit zu erhalten. Sofern vorhanden, werden die Ober- und Unterlasten in den später folgenden Analysen auf V_u bezogen; generell erfolgt ein Bezug auf die mittlere rechnerische Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,c}$. In den Auswertungen ist die maximale Querkraft $V_{Ed,max}$ abhängig von der Oberlast F_{sup} und die minimale Querkraft $V_{Ed,min}$ von der Unterlast F_{inf}. Die Anzahl der aufgebrachten Lastspiele differierte sowohl zwischen den einzelnen betrachteten Serien wie auch innerhalb einer Serie. Das Prüfungsende ergab sich entweder durch das Versagen des Prüfkörpers, oder indem der Betonbalken eine angestrebte Anzahl an Lastwechseln erreichte.

Nachfolgend erfolgt die nähere Erläuterung der Versuchsserien mit anschließender Auswertung und Zusammenfassung der Ergebnisse in einer Datenbank. Die konkreten Zahlenwerte (geometrische Abmessungen, Betonfestigkeiten etc.) können Anhang A entnommen werden.

3.2 Versuche von CHANG/KESLER (1958)

Versuchsbeschreibung

CHANG/KESLER [23] führten Vier-Punkt-Biegeversuche an 39 rechteckigen Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung durch. Die Schubschlankheit betrug $a/d = 3{,}5$. Neben der Betonfestigkeit wurden auch der Längsbewehrungsgrad und das Verhältnis zwischen Ober- und rechnerischer Versagenslast ($V_{Ed,max}/V_{cal,u}$) variiert. Die max. Korngröße betrug $d_g \leq 25{,}4$ mm. Die Betonfestigkeit f_c' nach ACI wurde wie folgt in die charakteristische Betondruckfestigkeit f_{ck} nach EC2-1-1 umgerechnet: $f_{ck} = f_c' - 1{,}6$ MPa.

Die geometrischen Kennwerte sowie Angaben zu Lasten und Lastspielzahlen können den Tabellen A-1 und A-2 in Anhang A sowie Bild 3.2-1 entnommen werden.

Die dynamischen Lasten wurden mittels einer hydraulischen Presse und einer Frequenz von 7,3 Hz in den Drittelspunkten aufgebracht. Die Unterlast lag bei den Versuchen stets bei $F_{inf} = 0{,}89$ kN, die Oberlast F_{sup} variierte von 18,24 kN bis 42,26 kN. Die maximale Lastspielzahl betrug $N = 10^7$. Diejenigen Versuchskörper, die diese erreichten, wurden anschließend statisch bis zum Versagen belastet.

Versuchsauswertung

22 Versuchsbalken versagten infolge eines Druckzonenbruchs am Ende des Schrägrisses. Dabei wurde die Druckzone bis zu ihrem Versagen durch die pulsierende Last geschwächt bzw. eingeschnürt. Die Entstehung eines horizontalen Risses entlang der Biegelängsbewehrung bewerteten CHANG/KESLER als sekundäres Versagen. 11 Träger versagten schlagartig mit dem Entstehen eines Schubrisses und 2 Träger infolge Ermüdung der Biegelängsbewehrung. Die Ermüdungslast lag stets unter derjenigen aus statischen Versuchen. 2 weitere Träger erreichten die angestrebte Lastspielzahl von $N = 10^7$. Im statischen Versuch versagte einer schlagartig mit dem Auftreten des Schubrisses, der andere durch einen Druckzonenbruch.

Weitere Ergebnisse können Tabelle A-3 entnommen werden.

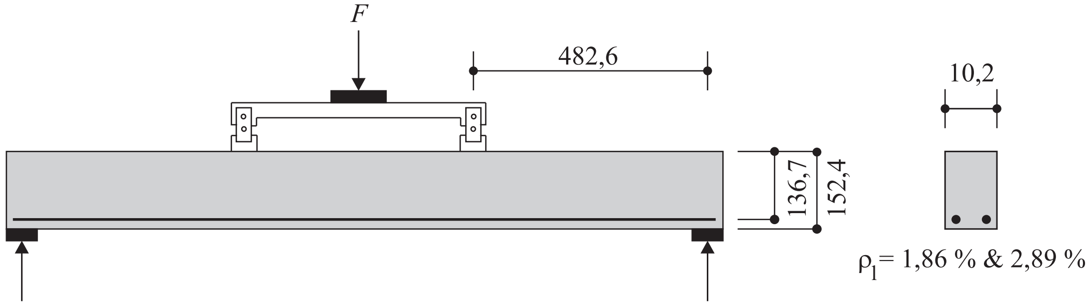


Bild 3.2-1: Versuchsanordnung von CHANG/KESLER [23]

CHANG/KESLER vermuteten, dass der Längsbewehrungsgrad und die Betonfestigkeit die Ermüdungsfestigkeit unter dynamischen Lasten im selben Maße wie unter statischen Lasten beeinflussen.

3.3 Versuche von UEDA/OKAMURA (1982)

Versuchsbeschreibung

UEDA/OKAMURA [161] führten Vier-Punkt-Biegeversuche an 16 rechteckigen Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung durch. Die Abmessungen (bei konstanter Schubschlankheit $a/d = 3{,}5$) wurden ebenso variiert wie die Betonfestigkeit und die Ober- und Unterlasten. Das verwendete Größtkorn hatte einen Durchmesser von $d_g = 25$ mm. Alle Kennwerte können den Tabellen A-4 und A-5 in Anhang A bzw. Bild 3.3-1 entnommen werden.

Statische Belastungsversuche zur Ermittlung der Versagenslast F_u wurden innerhalb der Versuchsserie nicht durchgeführt bzw. erst, nachdem die Träger unter zyklischer Belastung nicht versagt hatten. Die rechnerischen Versagensquerkräfte $V_{cal,u}$ (entspricht sinngemäß $V_{Rd,c}$) wurden von UEDA/OKAMURA ermittelt und die gewählten Ober- und Unterlasten der Versuchsserie darauf bezogen.

Der Versuchsablauf sah vor, die 16 Versuchsbalken durch eine hydraulische Presse mit einer Frequenz von 3,5 Hz zyklisch zu belasten. Diejenigen Balken, die eine gewisse Lastspielzahl erreichten, wurden mit größerer Ober- und Unterlast nochmals getestet. Die Ziel-Lastspielzahl war dabei anders als bei CHANG/KESLER nicht auf einen Wert festgesetzt, sondern variierte.

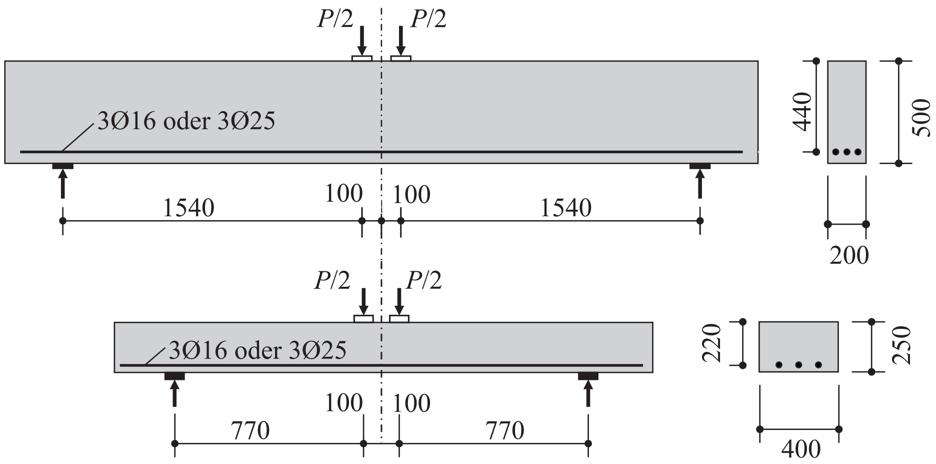


Bild 3.3-1: Versuchsanordnung von UEDA/OKAMURA [161]

Versuchsauswertung

Von den 16 Versuchsträgern versagten 12 infolge eines auftretenden diagonalen Schädigungsrisses. Hiervon erreichten einige zuerst die angestrebte Lastspielzahl. Ihr Bruch trat später unter gesteigerter Beanspruchung auf. Bei zwei Balken versagte die Biegelängsbewehrung auf Ermüdung. Die übrigen beiden Versuchsträger erreichten die angestrebte Lastspielzahl und wurden dann statisch bis zum Bruch belastet. Eine Zusammenfassung der Ergebnisse findet sich in Tabelle A-6 in Anhang A.

UEDA/OKAMURA wiesen dem Quotient Unter- und Oberlast einen wichtigen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit zu. Je kleiner das Verhältnis zwischen Unter- und Oberlast ($V_{\mathrm{Ed,min}}/V_{\mathrm{Ed,max}}$) ist, desto geringer ist die Lebensdauer von Bauteilen der gleichen Ober- zu Versagenslast ($V_{\mathrm{Ed,max}}/V_{\mathrm{cal,u}}$). Sie entwickelten daraus einen formelmäßigen Zusammenhang unter Berücksichtigung der Bruchlastspiele N, der auch in Bild 2.3-7 dargestellt ist.

$$\log\left(\frac{V_{\mathrm{Ed,max}}}{V_{\mathrm{cal,u}}}\right) = -0{,}036 \cdot \left(1 - \frac{V_{\mathrm{Ed,min}}^2}{V_{\mathrm{Ed,max}}^2}\right) \cdot \log N \tag{3.3-1}$$

3.4 Versuche von FREY/THÜRLIMANN (1983)

Versuchsbeschreibung

FREY/THÜRLIMANN [53] führten an der ETH Zürich insgesamt 11 Drei-Punkt-Versuche an Stahlbetonbalken mit rechteckigem oder T-förmigem Querschnitt ohne Querkraftbewehrung durch. Die Schubschlankheit betrug a/d = 4,2 bzw. 4,3.

Der Größtkorndurchmesser des Betons war bei einigen Versuchen d_g = 16 mm und bei den übrigen Versuchen d_g = 32 mm.

Geometrische Angaben, Bewehrungsgrad ρ_l und Betonfestigkeiten der 11 Versuche können den Tabellen A-7 und A-8 im Anhang sowie Bild 3-4.1 entnommen werden. Die Last wurde mittels eines dynamischen Druckkolbens lastgesteuert aufgebracht.

Neben den Betonstauchungen wurden die Dehnungen der Längsbewehrung, die Durchbiegungen und die Verzerrungen am Trägersteg aufgezeichnet. Des Weiteren wurde der Rissfortschritt nach jeder Laststufe angezeichnet. Die Lasterhöhung erfolgte nach 2,0 bis

$2{,}5 \cdot 10^6$ Lastwechseln ohne Bruch. Ein Versuch wurde $6{,}6 \cdot 10^6$ Lastwechseln unterzogen. Alle 11 Versuche sind bis zum Versagen der Balken gefahren worden. Statische Versuche zur Ermittlung der Versagenslast F_u wurden nicht durchgeführt.

Die Umrechnung der Betonfestigkeit β_{WN} in f_{ck} erfolgte nach [56] zu $f_{ck} \approx 0{,}8 \cdot \beta_{WN}$.

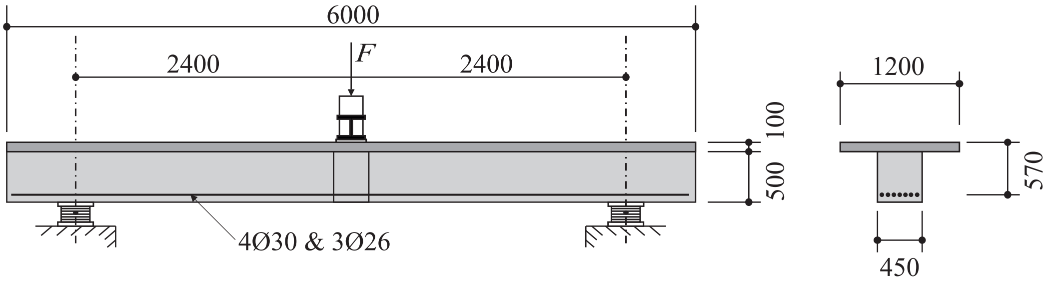


Bild 3.4-1: Versuchsanordnung für BII/11 nach FREY/THÜRLIMANN [53]

Versuchsauswertung

An den 11 untersuchten Balken konnten insgesamt 19 Schubbrüche festgestellt werden, da die Balken nach erfolgtem Bruch einer Seite dort durch eine äußere vorgespannte Querkraftbewehrung bandagiert und repariert wurden. Dadurch konnte die andere Balkenseite ebenfalls bis zum Bruch geprüft werden. Außer bei einem Versuch erfolgte nach dem 1. Bruch keine weitere Laststeigerung.

Die Belastungsgeschichte variierender Lastspielzahl in den Versuchen kann Tabelle A-8 in Anhang A entnommen werden.

Insgesamt traten unterschiedliche Ermüdungswiderstände auf, wobei die Balken mit den kleineren Abmessungen und Korndurchmessern (d_g = 16 mm) höhere Ermüdungsfestigkeiten als die größeren Balken mit größerem Korndurchmesser (d_g = 32 mm) aufwiesen.

Die Balken unterschieden sich in ihrem Bruchverhalten nach ihrer Querschnittsform. Die Balken mit T-förmigem Querschnitt versagten infolge Ermüdung des Steges. Das geschah nicht unmittelbar nach dem Auftreten des Schubrisses, sondern dauerte noch einige hundert bis zehntausend Lastspiele. Zwei der T-Träger versagten infolge einer vollständigen Ablösung der Biegelängsbewehrung. Dies war in einem Fall schlagartig, im anderen dauerte es mehrere Zyklen.

Die Träger mit Rechteckquerschnitt erfuhren 2 verschiedene Versagensmodi. Einerseits einen spröden Bruch, andererseits einen Ausbruch der Längsbewehrung nach einer länger andauernden Direktabstützung.

An den 11 untersuchten Trägern lassen sich nach FREY/THÜRLIMANN folgende Tragwirkungen erkennen: Ausgehend vom klassischen Biegeverhalten bildete sich bei einzelnen Trägern eine Sekundärbiegung, bei anderen ein Sprengwerk aus. Der direkte Abtrag der Belastung in die Auflager durch eine Druckstrebe resultierte aus der Entstehung des Schubrisses und der anschließend folgenden Ablösung der Biegelängsbewehrung. Der Schubriss trat in Abhängigkeit vom Belastungsniveau und von der Anzahl der Lastwechsel auf, wobei es nach der Entstehung des Schubrisses bis zum Ermüdungsversagen noch zu einer deutlichen Steigerung der Lastspielzahl kommen konnte. Dies konnte in den eigenen Versuchen (Kapitel 4) ebenfalls beobachtet werden.

3.5 Versuche von MARKWORTH et al. (1984)

Versuchsbeschreibung

MARKWORTH et al. [101] führten in ihrer Versuchsserie 10 dynamische und 2 statische Vier-Punkt-Biegeversuche an Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung durch. Dabei variierte die Betonfestigkeit. Die Querschnittsform (Rechteck) sowie die Querschnittsabmessungen und damit die Schubschlankheit $a/d = 3{,}5$ blieben gleich. Das verwendete Größtkorn hatte einen Durchmesser von $d_g = 16$ mm. Alle wichtigen Parameter können den Tabellen A-10 und A-11 in Anhang A sowie Bild 3.5-1 entnommen werden. Die Umrechnung der Betonfestigkeit β_{WS} in f_{ck} erfolgt für die spätere Auswertung nach Gl. (3.5-1) aus [36] bzw. [56].

$$f_{ck} \approx 0{,}8 \cdot \beta_{WN} = 0{,}8 \cdot (\beta_{WS} - 5 \text{ MPa}) \qquad (3.5\text{-}1)$$

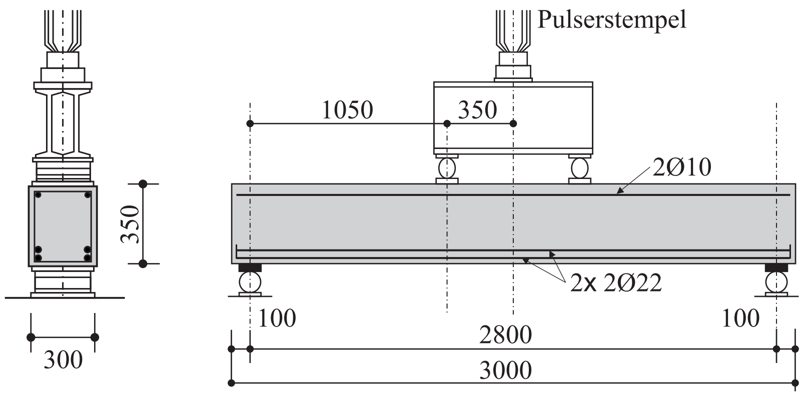


Bild 3.5-1: Versuchsanordnung von MARKWORTH et al. [101]

Neben den Durchbiegungen in den Viertelspunkten wurden die Rissöffnungen an je einem Hauptschrägriss pro Balkenhälfte mittels Messuhren aufgenommen.

Die Balken wurden so geprüft, dass durch „Herantasten“ eine Laststufe ermittelt werden konnte, bei der der Träger mindestens $2 \cdot 10^6$ Lastspiele aufnahm und erst in der nächsten Laststufe versagte. Dabei wurde auch bei den statischen Belastungen die jeweilige dynamische Oberlast nicht überschritten. Das Verhältnis von Unter- zu Oberlast betrug bei allen Versuchen $F_{inf}/F_{sup} = 0{,}3$. Die Frequenz lag bei ca. 6 Hz.

Versuchsauswertung

Bei den Balken trat vorwiegend ein ankündigungsfreier Schrägzugbruch auf. Dabei versagte die Betondruckzone oberhalb der Rissspitze.

Bei den statisch belasteten Trägern stimmten die Versuchsergebnisse mit den zuvor berechneten Bruchlasten weitgehend überein [69]. Bei den dynamisch belasteten Trägern lag die Versuchslast deutlich unter der berechneten Last. Außerdem unterlagen die Träger aus Beton mit einer hohen Festigkeit größeren Schädigungen als diejenigen aus Beton mit einer geringeren Festigkeit.

Eine Übersicht der Versuchsergebnisse enthält Tabelle A-12 in Anhang A.

3.6 Versuche von SCHLÄFLI/BRÜHWILER (1999)

Versuchsbeschreibung

SCHLÄFLI/BRÜHWILER [147] führten an der EPF Lausanne insgesamt 28 Versuche an Plattenstreifen ohne Querkraftbewehrung durch. Diese unterteilen sich in 18 Versuche unter vorwiegender Biegebeanspruchung und 10 Versuche unter vorwiegender Querkraftbeanspruchung. Die Umrechnung der experimentell im Labor ermittelten Betonfestigkeit $f_{c,cyl}$ in f_{ck} erfolgt für die spätere Auswertung nach Gl. (3.6-1) aus [38]:

$$f_{ck} = f_{c,cyl} - 4 \text{ MPa} \qquad (3.6\text{-}1)$$

Gemeinsam war beiden Versuchsserien eine Betondruckfestigkeit von f_{ck} = 31 MPa, eine Biegezugfestigkeit nach 28 Tagen von f_{ct} = 2,5 MPa und ein Größtkorn von d_g = 32 mm.

Diejenigen Balken, die eine gewisse Lastspielzahl erreichten, wurden mit einer größeren Oberlast nochmals geprüft. Die Lastspielzahl war dabei nicht auf einen Wert festgesetzt, sondern variierte.

Versuche unter vorwiegender Biegebeanspruchung

2 der 18 Versuchsbalken wurden unter statischer Last bis zum Versagen belastet, um die Versagenslast F_u als Referenz für die 16 Ermüdungsversuche zu ermitteln. Die Plattenstreifen unterschieden sich nicht in ihren Abmessungen, wohl aber im Längsbewehrungsgrad. Nähere Details können den Tabellen A-13 und A-14 und Bild 3-6.1 entnommen werden.

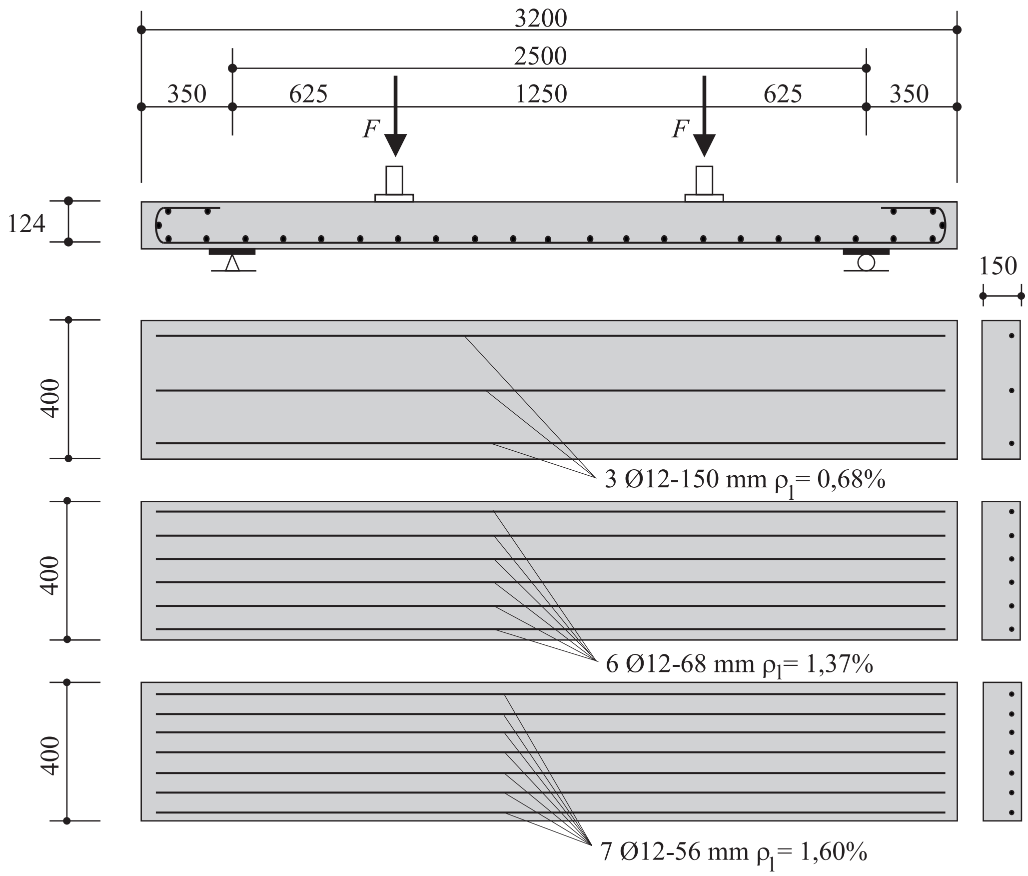


Bild 3.6-1: Biegeversuche von SCHLÄFLI/BRÜHWILER [147]

Die Versagensquerkräfte V_u der verschiedenen Plattenstreifen sind durch den Längsbewehrungsgrad als Index gekennzeichnet und betrugen:

$V_{u,0,68\%}$ = 30,7 kN (aus einem statischen Versuch ermittelt)

$V_{u,1,37\%}$ = 52,0 kN (aus einem statischen Versuch ermittelt)

$V_{u,1,6\%}$ = 69,1 kN (errechnet)

Es handelte sich um Vier-Punkt-Biegeversuche mit einer Belastungsfrequenz von 4,5 Hz. Die ersten 6 Plattenstreifen wurden mit einer Unterlast (F_{inf}) von 10 % der Oberlast (F_{sup}) getestet. Da sich kein Versagen einstellte, ist die Unterlast dann auf 30 % der Oberlast erhöht worden.

Neben den Betonstauchungen wurden die Dehnungen der Längsbewehrung, die Durchbiegungen und die Verzerrungen am Trägersteg aufgezeichnet. Des Weiteren erfolgte eine kontinuierliche Betrachtung des Rissfortschritts zu verschiedenen Zeitpunkten.

Versuche unter vorwiegender Querkraftbeanspruchung

Einer der 10 Versuchsbalken wurde unter statischer Last bis zum Versagen getestet, um die Versagenslast als Referenz für die 9 Ermüdungsversuche zu ermitteln. Die Plattenstreifen hatten die gleichen Abmessungen und den gleichen Längsbewehrungsgrad. Nähere Details finden sich in Tabelle A-16 und A-17 sowie Bild 3.6-2.

Die statische Bruchlast F_u der Plattenstreifen betrug F_u = 307 kN, so dass sich die Versagensquerkraft V_u am linken Auflager (Bild 3.6-2) zu V_u = 3/4·307 kN = 230,3 kN ergibt. Sie ist damit deutlich größer als die rechnerische mittlere Bemessungsquerkraft $V_{Rm,c}$ = 90,8 kN (nach EC2-1-1).

Die Ermüdungslasten wurden mittels einer hydraulischen Presse auf die Träger aufgebracht. Es handelte sich um 3-Punkt-Biegeversuche mit einer Frequenz von 9 Hz. Die Versuche wurden mit einer Unterlast von ca. 20 % der Oberlast und analog zu der Versuchsserie *„Biegung"* durchgeführt.

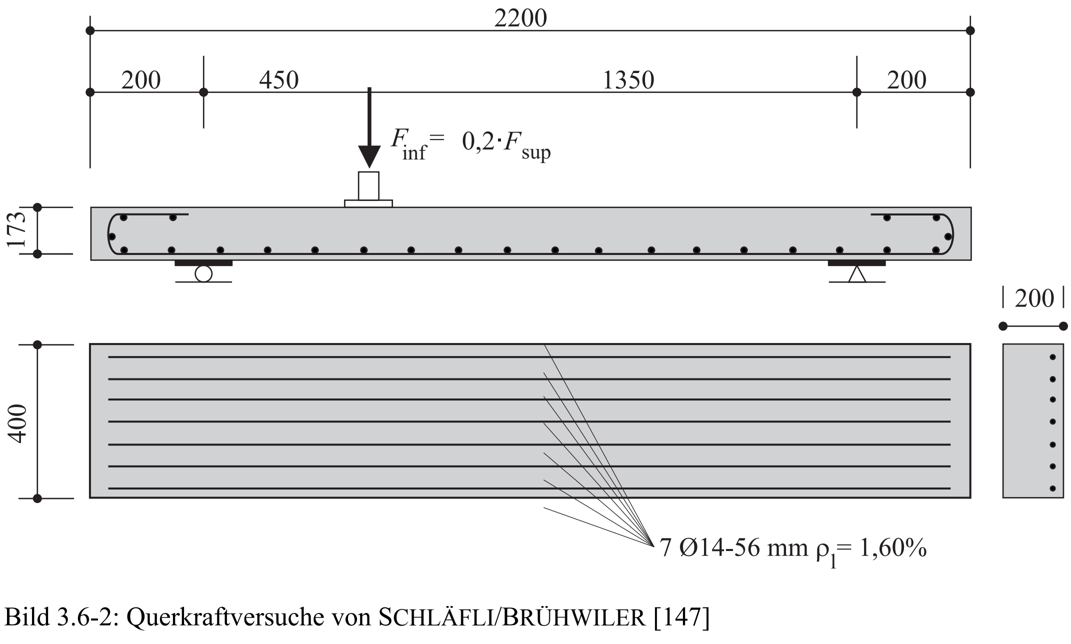


Bild 3.6-2: Querkraftversuche von SCHLÄFLI/BRÜHWILER [147]

Auswertung der Biegeversuche

Die zyklische Beanspruchung führte in den Stahlbetonbalken zur Rissbildung und zum Risswachstum, sowie zum Verbundverlust und zu bleibenden Betonstauchungen. Sowohl die Zunahme der Durchbiegungen als auch das Risswachstum hingen vom Lastniveau ab. SCHLÄFLI [146] führt dazu aus, dass die relative Verformungszunahme bei niedrigerem Lastniveau (kleinerer Oberlast) größer ist.

In den Biegeversuchen versagte die Biegelängsbewehrung infolge Ermüdung (Tabelle A-15). Ein Versagen der Betondruckzone trat nicht auf; das Versagen der Bewehrungsstäbe war anhand des plötzlichen Anstiegs der Durchbiegungen erkennbar. Des Weiteren stellten sich große Rissöffnungen ein.

Auswertung der Querkraftversuche

Dem Ermüdungsversagen unter Querkraftbelastungen ging immer ein Abplatzen der Betondruckzone voraus. Dieser Versagensmechanismus stellte sich infolge großer Rotationen ein. Der Schrägriss öffnete sich weit bzw. verlief entlang der Bewehrung zum Auflager. Ein Versagen der Biegelängsbewehrung infolge einer kombinierten Zug- und Dübelbeanspruchung wurde ebenfalls beobachtet [146]. Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle A-18 im Anhang A zusammengefasst.

Das Ermüdungsversagen infolge Querkraftbelastungen kündigte sich frühzeitig an. Die Träger waren jedoch weiter in der Lage, Lastspiele aufzunehmen. Wie bereits bei FREY/THÜRLIMANN erwähnt, konnte diese Tatsache in den eigenen Versuchsserien ebenfalls beobachtet werden (Kapitel 4).

Als Kriterium zur Ermüdungsbemessung schlägt SCHLÄFLI vor, die Bildung des Schrägrisses mit großen Rissöffnungen zu verhindern.

Ungeklärt bleibt die signifikante Differenz zwischen der mittleren rechnerischen Bemessungsquerkraft ($V_{\mathrm{Rm,c}}$ = 90,8 kN) und der tatsächlichen Versagensquerkraft (V_{u} = 230,3 kN) des Referenzversuches. SCHLÄFLI/BRÜHWILER geben keine Begründung an. Allerdings liegt die Vermutung nahe, dass zumindest ein Teil der Last über eine direkte Druckstrebe abgetragen wird, auch wenn die äußere Kraft nicht im Bereich der auflagernahen Lasten nach EC2-1-1, 6.2.2(6) mit $\beta = a/d = 2{,}6 > 2{,}0$ lag.

3.7 Versuche von ZANUY et al. (2008)

Versuchsbeschreibung

ZANUY et al. [176] führten drei Vier-Punkt-Biegeversuche zur Ermüdungsfestigkeit durch. Die Querschnittsabmessungen und die Betonfestigkeit wurden gleich belassen, während die Längsbewehrung, die Ober- und Unterlasten und die Frequenz der aufgebrachten Last variierten. Dies stellt im Vergleich zu den bisher beschriebenen Versuchen ein alternatives Vorgehen dar. Die Parameter zu den durchgeführten Versuchen sind den Tabellen A-19 und A-20 sowie Bild 3.7-1 zu entnehmen. Es wurden keine Referenzversuche durchgeführt.

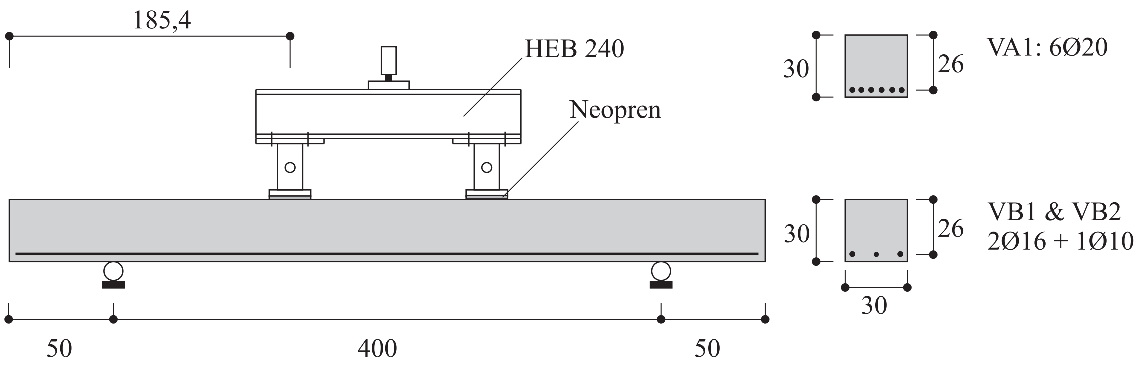


Bild 3.7-1: Querkraftversuche von ZANUY et al. [176]

Versuchsauswertung

In den Versuchen VB1 und VB2 mit einem niedrigen Längsbewehrungsgrad (ρ_l = 0,64 %) kam es zum Ermüdungsversagen der Bewehrung; beim Träger VA1 (ρ_l = 2,51 %) hingegen zum Ermüdungsversagen des Betons. Es zeigte sich, dass bei allen drei Versuchskörpern nach dem Aufgehen des kritischen Schrägrisses bis zum Versagen weitere Lastwechsel aufgebracht werden konnten. Der hoch bewehrte Balken VA1 war in der Lage, eine deutlich größere Anzahl an Zyklen aufzunehmen.

Einen Überblick über die Ergebnisse gibt Tabelle A-21 in Anhang A.

3.8 Auswertung der beschriebenen Versuche in einer Datenbank

3.8.1 Zusammenstellung der Datenbank

Die sieben beschriebenen Versuchsreihen beinhalten insgesamt 160 Versuche zur Ermüdungsfestigkeit von Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung. Deren Ergebnisse bilden die Datenbank, die anschließenden Betrachtungen zu Grunde liegt. In ihr sind sowohl Versuchskörper enthalten, die nach Erreichen einer bestimmten Lastspielzahl mit veränderter Last erneut getestet wurden (im Folgenden *Durchläufer* genannt), als auch Versuchskörper, die vor dem Erreichen einer bestimmten Lastspielzahl versagten. Generell unterliegen die Versuche keiner festgeschriebenen Anzahl an Lastspielen, ab der sie als Durchläufer gelten. Das Versagen der Versuchskörper ist nach Beton- bzw. Stahlversagen kategorisiert. Dabei bezeichnet *Betonversagen* den Ausfall der in Kapitel 2.1 beschriebenen Mechanismen zur Querkraftaufnahme. Dieser Versagenszustand ist u. a. bei Fahrbahnplatten von Brücken von Relevanz und soll innerhalb dieser Arbeit ausführlich betrachtet werden. *Stahlversagen* wird, wenngleich es bei Brücken Relevanz besitzen kann, nicht weiter betrachtet, da hierfür entsprechende Bemessungsansätze vorliegen. Im Einzelnen umfasst die Datenbank:

- 64 Durchläufer
- 66 Versuche mit Betonversagen
- 30 Versuche mit Versagen der Biegelängsbewehrung (Stahlversagen)

Betrachtet man die vorhandenen 160 Versuche genauer, so stellt man fest, dass einige auf Grund ihrer Abmessungen, Betongüte oder Bewehrungsgehalte baupraktisch irrelevant sind. Für die weitere Auswertung wurden daher folgende Kriterien hinsichtlich der baupraktischen Relevanz festgelegt:

- Bauteilhöhe $h \geq 30$ cm
- Betongüte 20 MPa $\leq f_{ck} \leq$ 50 MPa
- Bewehrungsgrad $\rho_l \leq 2{,}0$ %
- Schubschlankheit $a/d \geq 2{,}5$

Lediglich 40 Versuche erfüllten die obigen Bedingungen. Diese teilen sich wie folgt auf:

- 17 Durchläufer
- 20 Versuche mit Betonversagen
- 3 Versuche mit Versagen der Biegelängsbewehrung (Stahlversagen)

Innerhalb der Versuchsserien wurden nicht von allen Forscherteams statische Versuche durchgeführt, um den jeweiligen Referenzwert für die maximale Querkrafttragfähigkeit V_u zu bestimmen. Lediglich MARKWORTH et al. [101] sowie SCHLÄFLI/BRÜHWILER [147] (in beiden Serien: Biegung und Schub) taten dies. In der Summe liegen 69 Versuche vor, bei denen die Versagensquerkraft V_u experimentell bestimmt wurde. Sie gliedern sich wie folgt.

- 43 Durchläufer
- 8 Versuche mit Betonversagen
- 18 Versuche mit Versagen der Biegelängsbewehrung (Stahlversagen)

Eine Übersicht über die Verteilung der Versuche, bezogen auf die mittlere rechnerische Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,c}$ bzw. die maximale Querkrafttragfähigkeit V_u, gibt Tabelle 3.8-1.

Tabelle 3.8-1: Verteilung der Versuche nach $V_{Rm,c}$ und V_u

	Anzahl	Durchläufer	Stahlversagen	Betonversagen
insgesamt ($V_{Rm,c}$)	160 (100 %)	64 (40 %)	30 (19 %)	66 (41 %)
baupraktisch relevant ($V_{Rm,c}$)	40 (100 %)	17 (43 %)	3 (8 %)	20 (50 %)
mit stat. Referenzlast (V_u)	69 (100 %)	43 (62 %)	18 (26 %)	8 (12 %)
bauprakt. relevant (V_u)	11 (100%)	7 (64 %)	0 (0 %)	4 (36 %)

Wird die Datenbank hinsichtlich der Versuche ausgewertet, die im Sinne der zuvor definierten Bedingungen als baupraktisch relevant anzusehen sind und denen gleichzeitig statische Versuche als Referenz zu Grunde liegen, so gibt es lediglich 11 Versuche, die allesamt von MARKWORTH et al. [101] durchgeführt wurden. Daraus kann ein Defizit an verwertbaren Versuchsdaten abgeleitet werden.

3.8.2 Auswertung der Datenbank

3.8.2.1 Einführende Erläuterung

Nachfolgend werden anhand der erstellten Datenbank statistische Auswertungen zur Ermüdung von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung unter Querkraftbelastungen vorgenommen. Dabei werden die Ermüdungsnachweise zuerst nach Gl. (2.3-7) gemäß EC2-1-1 geführt und die Ergebnisse gemäß EC2-2 in Form von *Goodman*-Diagrammen (Bild 2.3-7) dargestellt. Anschließend erfolgt das gleiche Vorgehen für den MC10 nach

Gl. (2.3-8). Sämtliche Auswertungen werden getrennt für die komplette Datenbank (160 Versuche), die baupraktisch relevanten Daten (40 Versuche) sowie die Daten mit einem Referenzversuch (69 Versuche) durchgeführt.

In den Ermüdungsnachweis gemäß EC2-1-1 nach Gl. (2.3-7) bzw. MC10 nach Gl. (2.3-8) geht die statische Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c}$ eines nicht querkraftbewehrten Bauteils ein. Da diese empirisch ermittelte Größe nach verschiedenen Bemessungsansätzen bzw. Normen unterschiedliche Werte ergibt, werden für die Auswertungen gemäß EC2-1-1 in Gl. (2.3-7) nacheinander die folgenden normativen Ansätze für $V_{Rd,c}$ verwendet. In den Untersuchungen der Ermüdungsfestigkeit nach MC10 wird auf dieses Vorgehen verzichtet.

1. EC2-1-1 →: $V_{Rd,c}$ nach Gl. (2.2-43)
2. NGHIEP →: $V_{Rd,c}$ nach Gl. (2.2-18)
3. MC10 →: $V_{Rd,c}$ nach Gl. (2.2-49)

Die Beurteilung der Versuche aus der Datenbank erfolgt nicht anhand des Bemessungswiderstandes $V_{Rd,c}$, sondern anhand der mittleren rechnerischen Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,c}$. Die Umrechnungsfaktoren ergeben sich aus statistischen Auswertungen von Datenbanken:

$$V_{Rm,c}^{DIN} = 1{,}8 \cdot V_{Rd,c}^{DIN} \qquad \text{nach [91], [179]} \qquad (3.8\text{-}1)$$

$$V_{Rm,c}^{NGHIEP} = 1{,}6 \cdot V_{Rd,c}^{NGHIEP} \qquad \text{nach [117]} \qquad (3.8\text{-}2)$$

$$V_{Rm,c}^{MC} = 1{,}8 \cdot V_{Rd,c}^{MC} \qquad (3.8\text{-}3)$$

Für Gl. (3.8-1) treffen die Ausführungen in Kapitel 2.2.8.2 zu. Diese besagen, dass die Bemessungsgleichung für nicht querkraftbewehrte Bauteile nach DIN 1045-1: 2001 gleich der des deutschen Nationalen Anhangs zu EC2-1-1 [40] ist. Damit kann der Faktor 1,8, den ZINK [179] für DIN 1045-1 angibt und der durch LATTE [91] bestätigt wird, auch für EC2-1-1 verwendet werden. Somit gilt $V_{Rm,c}^{DIN} = V_{Rm,c}^{EC2}$.

Auf Grund der guten Ergebnisse, die mit der Bemessungsgleichung von NGHIEP erzielt werden (Kapitel 2.2.4.3), wird auch sein Bemessungsansatz verwendet. Er gibt in [117] an, dass die Umrechnung der Bemessungsquerkraft in die mittlere Querkrafttragfähigkeit mit dem Faktor 1,6 zu erfolgen hat.

Um den Mittelwert des Bauteilwiderstandes nach Gl. (3.8-3) zu erlangen, wurden aus der Schubdatenbank von COLLINS et al. [27] diejenigen Versuche aussortiert, bei denen $\rho_l \geq 2{,}0$ % und $a/d \leq 2{,}0$ ist. Außerdem wurden Versuche eliminiert, die die Autoren auf Grund ihrer ungenügenden Dokumentation als unzureichend ansahen. Eine Einschränkung hinsichtlich der geometrischen Abmessungen oder der Betonfestigkeiten wird nicht vorgenommen. Von den ursprünglich vorhandenen 1849 Versuchen verblieben 765. Für diese wurde jeweils die aufnehmbare Bemessungsquerkraft $V_{Rd,c}$ (Level II) nach Gl. (2.2-49) bzw. den Gln. (2.2-51) bis (2.2-53) bestimmt. Die Auswertung der verbliebenen Versuche mit einem charakteristischen Widerstand von $V_{Rk,c} = 1{,}5 \cdot V_{Rd,c}$ ergab für $V_{Test}/V_{Rk,c}$ einen Mittelwert von $\overline{x} = 1{,}2$. Hieraus folgt ein Umrechnungsfaktor von 1,8 für den Mittelwert $V_{Rm,c}$ des Bauteilwiderstandes nach MC10 in Gl. (3.8-3).

3.8.2.2 Ermüdungsnachweis nach Eurocode 2

Wird der Nachweis der Ermüdungsfestigkeit des Betons nach EC2-1-1, Gl. 6.78 (Kapitel 2.3.2.4) geführt, und werden die Ergebnisse in *Goodman*-Diagrammen aufgetragen, zeigt sich, welche Parametervariationen von $V_{\text{Test,max}}$ und $V_{\text{Test,min}}$ in den Versuchen vorgenommen worden sind. Es ist ersichtlich, dass nicht die komplette Bandbreite der beiden Parameter in gleichem Maße durch Versuche abgedeckt ist. Das Gros liegt bei kleinen Unterlasten $V_{\text{Test,min}}$. Dies gilt sowohl für die gesamte 160 Versuche umfassende Datenbasis (Bild 3.8-1), wie auch für die 40 baupraktisch relevanten Versuche (Bild 3.8-2). Eine Kombination von Ober- zu Unterlast, wie sie bei Brücken für das Verhältnis aus Radlast zu Eigengewicht auf einer auskragenden Fahrbahnplatte üblich ist ($F_{\text{sup}}/F_{\text{inf}}$ = 0,7/0,4), liegt nur in geringer Anzahl vor.

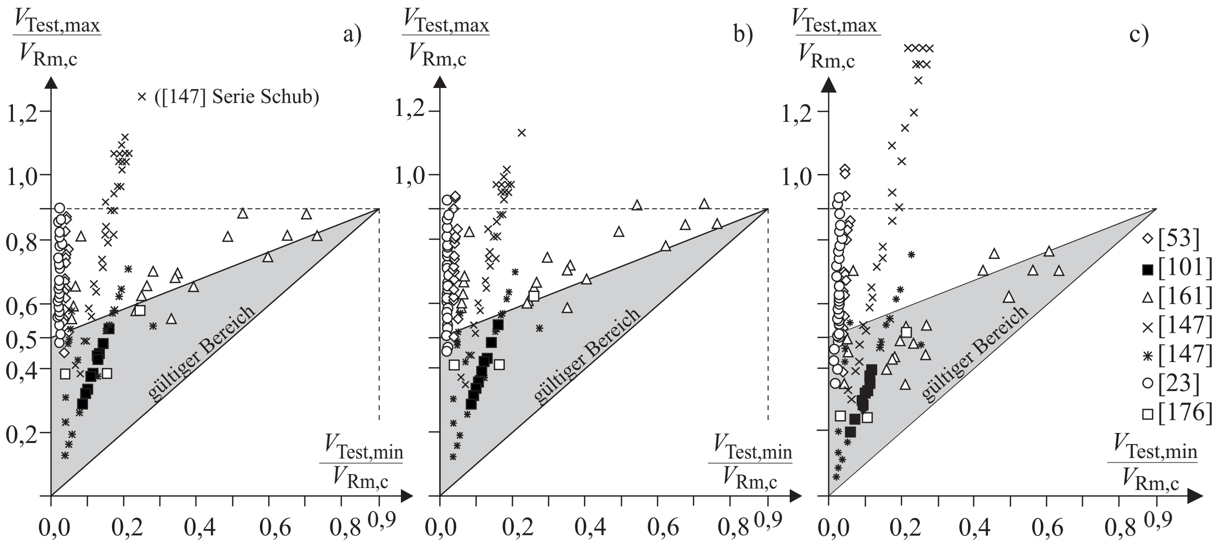


Bild 3.8-1: Parametervariation $V_{\text{Test,max}}$ und $V_{\text{Test,min}}$ von 160 Versuchen in EC2-1-1, Gl. 6.78, bezogen auf $V_{\text{Rm,c}}$ a) nach EC2-1-1, b) nach NGHIEP und c) nach MC10

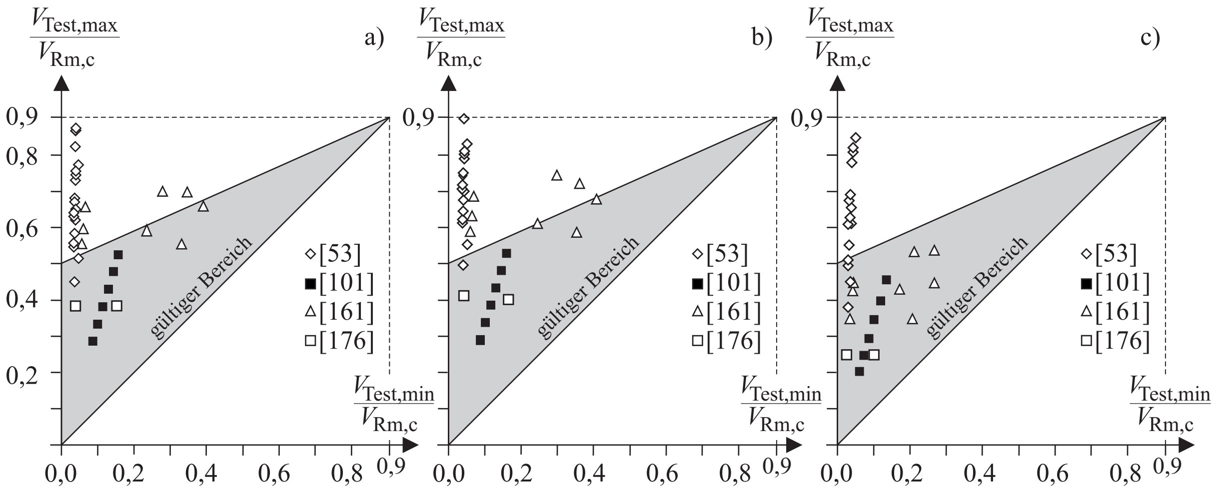


Bild 3.8-2: Parametervariation $V_{\text{Test,max}}$ und $V_{\text{Test,min}}$ von 40 baupraktisch relevanten Versuchen in EC2-1-1, Gl. 6.78, bezogen auf $V_{\text{Rm,c}}$ a) nach EC2-1-1, b) nach NGHIEP und c) nach MC10

In einer detaillierten Analyse wird die komplette Datenbank (Bild 3.8-3), ebenso wie die 40 baupraktisch relevanten Versuche (Bild 3.8-4), nach *Durchläufern* bzw. *Betonversagen* kategorisiert. Das Querkraftversagen des Betons steht, wie bereits erwähnt, besonders im Fokus; auf das Versagen der Biegelängsbewehrung (Stahlversagen) wird in Kapitel 3.8.2.4 eingegangen. Aus Bild 3.8-3a geht hervor, dass viele Durchläufer außerhalb des gültigen (grauen Bereiches) des *Goodman*-Diagramms liegen und somit höhere Ermüdungstragfähigkeiten, als nach EC2-1-1 prognostiziert, aufweisen. Gravierender wiegen jedoch diejenigen Versuche, bei denen es zu einem Versagen des Betons gekommen ist und die sich im zulässigen (grauen) Bereich im *Goodman*-Diagramm befinden (Bild 3.8-3b). Hierfür liefert Eurocode 2 auf der unsicheren Seite liegende Werte.

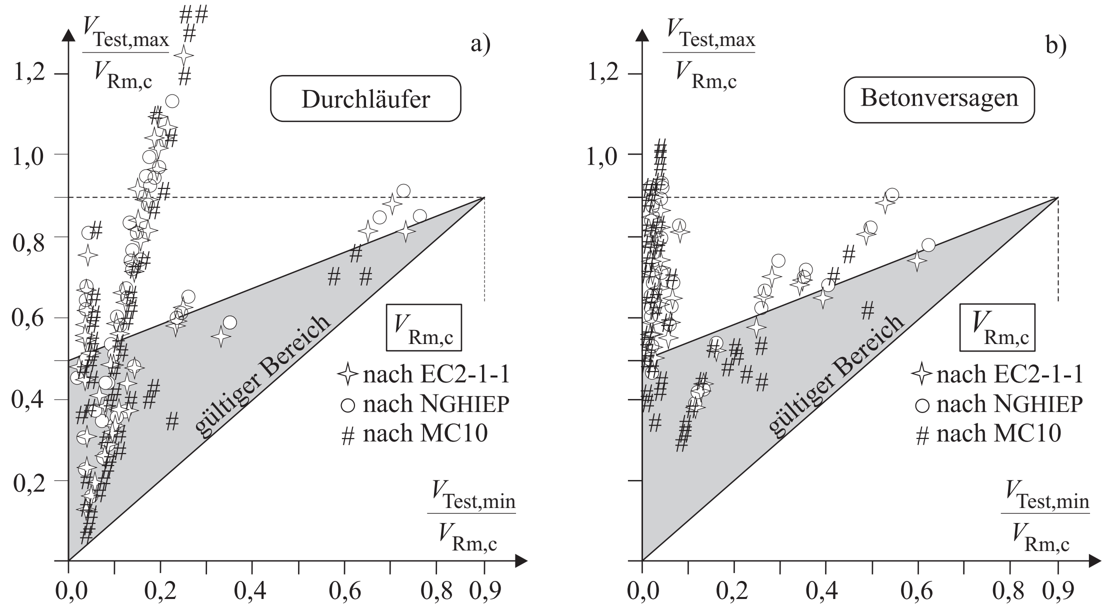


Bild 3.8-3: a) *Durchläufer* bzw. b) *Betonversagen* in der 160 Versuche umfassenden (kompletten) Datenbank nach EC2-2, Bild NA.6.103, bezogen auf $V_{Rm,c}$

Im Einzelnen ergibt sich: Bezogen auf alle 160 Werte der Datenbank tritt ein Betonversagen bei 21,2 % der Versuche auf, die im gültigen (grau hinterlegten) Bereich in Bild 3.8-3b liegen, sofern $V_{Rm,c}$ nach Eurocode 2 ansetzt wird. Das heißt, dass von diesen Versuchen nahezu jeder 5. durch Gl. (2.3-7) fehlerhaft und damit auf der unsicheren Seite bemessen wird. Mit dem Ansatz des Bauteilwiderstandes nach NGHIEP geht eine marginale Verbesserung in Bild 3.8-3b hervor. Der Anteil der fehlerhaften Ergebnisse beträgt 19,7 %. Deutlich schlechtere Ergebnisse ergeben sich, wenn der Bauteilwiderstand nach Model Code 2010 in Gl. (2.3-7) einsetzt wird. Der Prozentsatz an falsch bemessenen Versuchen steigt auf 37,9 %.

Zu einer Verbesserung der Bemessungsergebnisse kommt es für die *Durchläufer* (Bild 3.8-3a), sofern der Bauteilwiderstand nach MC10 verwendet wird. 67,2 % der Versuche werden korrekt bemessen, das heißt, sie befinden sich im grau hinterlegten Bereich. Für den Ansatz von $V_{Rm,c}$ nach EC2-1-1 bzw. NGHIEP beträgt der Anteil lediglich 53,1 %.

Eine tabellarische Übersicht und Zusammenfassung der Ergebnisse der vorangegangenen Auswertungen ist in Tabelle 3.8-2 gegeben. Darin sind die beschriebenen Auswertungen der kompletten 160 Versuche umfassenden Datenbank ebenso enthalten wie die folgenden Auswertungen der 40 praxisrelevanten Versuche. Versuche mit Stahlversagen sind ausgeklammert.

Analog zu den Betrachtungen an der kompletten Datenbank sind auch für die baupraktisch relevanten Versuche die Bauteilwiderstände nach Eurocode 2, NGHIEP und Model Code 2010 in Gl. (2.3-7) eingesetzt worden.

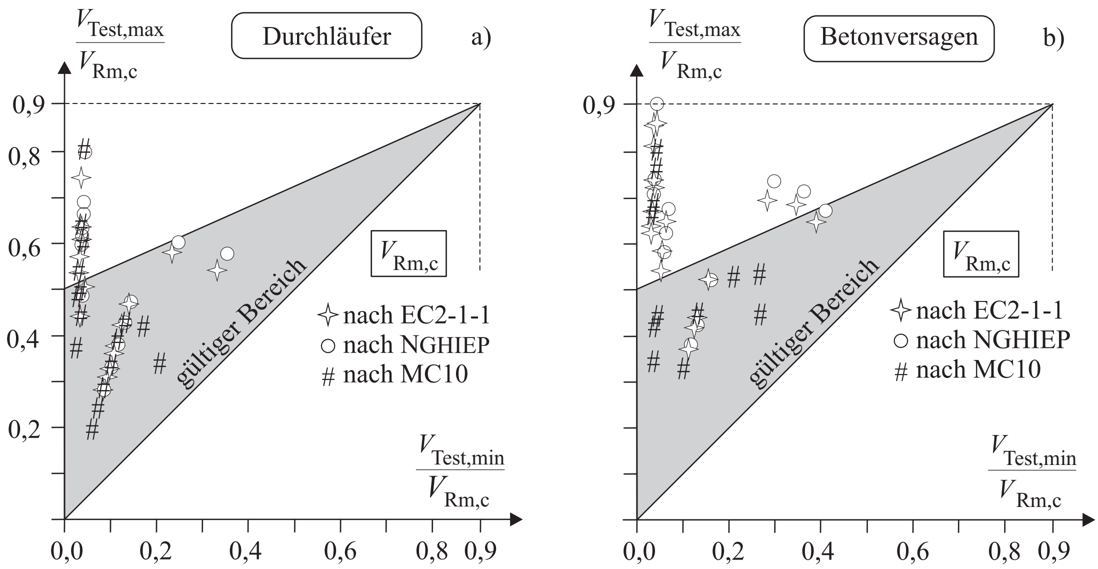


Bild 3.8-4: a) *Durchläufer* bzw. b) *Betonversagen* in der 40 Versuche umfassenden (reduzierten) Datenbank nach EC2-2, Bild NA.6.103, bezogen auf $V_{Rm,c}$

Gegenüber der kompletten Datenbasis erfährt das Ermüdungsversagen des Betons keine Verbesserung in der Vorhersagegenauigkeit. Im Gegenteil, der prozentuale Anteil fehlerhaft bemessener Versuche nimmt zu.

Im Einzelnen stellen sich folgende Ergebnisse dar:

Betonversagen (Bild 3.8-4b) wird durch den Ansatz von $V_{Rm,c}$ nach Eurocode 2 bzw. NGHIEP gleichermaßen vorhergesagt. 30 % der Versuche liegen dabei im gültigen Bereich der Norm, das heißt, nahezu jeder 3. Versuch wird durch Gl. (2.3-7) falsch, also auf der unsicheren Seite, prognostiziert; nach Model Code ist es sogar jeder 2. Versuch.

Eine Verbesserung der Bemessungsergebnisse liegt bei den *Durchläufern* (Bild 3.8-4a) vor. Die Ermüdungsbemessung führt in der reduzierten Datenbank mit allen drei Ansätzen für den Bauteilwiderstand zu prozentual genaueren Ergebnissen als die der kompletten Datenbank. Dabei resultieren die prozentual genauesten Ergebnisse aus dem Ansatz von $V_{Rm,c}$ nach Model Code 2010.

Resümierend zeigt sich, dass die Bemessungsgleichung, Gl. 6.78 in EC2-1-1 unpräzise ist, unabhängig davon welcher Ansatz für den Bauteilwiderstand $V_{Rm,c}$ verwendet wird. Eine Ursache dafür ist, dass $V_{Rm,c}$ einen empirischen bzw. semi-empirischen Ansatz beinhaltet und offensichtlich nicht alle Einflüsse erfasst [91], [117], [133], [134]. Beispielhaft für nicht berücksichtigte Einflüsse wird die Versuchsserie *„Schub"* von SCHLÄFLI/BRÜHWILER [147] näher betrachtet. Sie umfasste, wie aus den Bildern 3.8-1 und 3.8-3 ersichtlich, Versuche mit einem Verhältnis $V_{Test,max}/V_{Rm,c} > 1{,}0$. Die aufnehmbare Querkraft war somit größer als die mittlere Bemessungsquerkraft. Eine naheliegende Erklärung hierfür liegt darin, dass ein Teil der Last auf Grund der Geometrie über eine direkte Druckstrebe in das Auflager abgetragen wurde, obwohl die Schubschlankheit mit $a/d = 2{,}61$ größer war als der in

EC2-1-1, 6.2.2(6), angegebene Wert von $a/d \leq 2{,}0$. Dieser augenscheinliche Lastabtrag wird in $V_{Rm,c}$ nicht berücksichtigt.

Tabelle 3.8-2: *Durchläufer* und *Betonversagen* im gültigen Bereich von EC2-1-1, Gl. 6.78

Auswertung von Gl. 6.78 basierend auf	Anzahl der Versuche	Durchläufer Total / Prozent	Betonversagen Total / Prozent
$V_{Rm,c}$ nach EC2-1-1	130* (total)	34 von 64 / 53,1	14 von 66 / 21,2
$V_{Rm,c}$ nach NGHIEP	130* (total)	34 von 64 / 53,1	13 von 66 / 19,7
$V_{Rm,c}$ nach MC10	130* (total)	43 von 64 / 67,2	25 von 66 / 37,9
$V_{Rm,c}$ nach EC2-1-1	37*(baupr. relevant)	11 von 17 / 64,7	6 von 20 / 30,0
$V_{Rm,c}$ nach NGHIEP	37*(baupr. relevant)	10 von 17 / 58,8	6 von 20 / 30,0
$V_{Rm,c}$ nach MC10	37*(baupr. relevant)	13 von 17 / 76,5	10 von 20 / 50,0

* Versuche mit Versagen der Biegelängsbewehrung (Stahlversagen) sind nicht berücksichtigt

Um die Genauigkeit der Bemessungsgleichung weitergehend beurteilen zu können, werden nachfolgend nur diejenigen Versuche betrachtet, bei denen ein statischer Referenzversuch zur Ermittlung der Versagensquerkraft V_u durchgeführt wurde. Die Auswertung und grafische Darstellung mittels eines *Goodman*-Diagramms erfolgt mit dem Ansatz von V_u innerhalb Gl. (2.3-7).

Es liegen insgesamt drei Versuchsserien vor. Zwei Serien (*„Biegung“* und *„Schub“*) wurden von SCHLÄFLI/BRÜHWILER [147], die dritte Serie von MARKWORTH et al. [101] durchgeführt. Die Verteilung der Ergebnisse und die Kategorisierung nach *Durchläufern* und *Betonversagen* sind in den Bildern 3.8-5a und 3.8-5b sowie Tabelle 3.8-3 dargestellt.

Tabelle 3.8-3: *Durchläufer* und *Betonversagen* im gültigen Bereich von EC2-1-1, Gl. 6.78

Auswertung von Gl. 6.78 basierend auf	Anzahl der Versuche	Durchläufer Total / Prozent	Betonversagen Total / Prozent
V_u (stat. Referenzlast)	51*1	41 von 43 / 95,3	8 von 8 / (100)*2

*1 Versuche mit Versagen der Biegelängsbewehrung (Stahlversagen) sind nicht berücksichtigt

*2 acht Versuche aus einer Serie

Analog zu den zuvor geführten Analysen ist das Stahlversagen in Bild 3.8-5b nicht dargestellt. Für die *Durchläufer* und das *Betonversagen* ergibt sich Folgendes: Gl. (2.3-7) liefert sehr gute Ergebnisse (95,3 %) hinsichtlich der *Durchläufer* (als Kreise dargestellt in Bild 3.8-5b). Diejenigen Versuche mit einem Versagen des Betons (Dreiecke in Bild 3.8-5b) liegen zu 100 % im zulässigen Bereich der Norm. Das bedeutet, dass alle Versuche durch die Bemessungsgleichung fehlerhaft beschrieben werden. Es ist allerdings hervorzuheben, dass alle 8 Versuche, die infolge Betonermüdung versagten, aus ein und derselben Versuchsreihe von MARKWORTH et al. [101] stammten. Auf Grund ihrer geringen Anzahl einerseits und ihrer Uniformität andererseits besitzen diese Ergebnisse nur eine eingeschränkte Gültigkeit. Es ist offensichtlich, dass auch hier ein Defizit an verwertbaren Daten vorliegt. Darauf wurde u. a. bereits in [134], [135], [137] hingewiesen. Wegen der sehr geringen Datenmenge (11 Versuche; 7 *Durchläufer* und 4 *Betonversagen*) wird auf eine genaue Untersuchung der baupraktisch relevanten Versuche, bei denen gleichzeitig die Versagensquerkraft V_u bekannt ist, verzichtet.

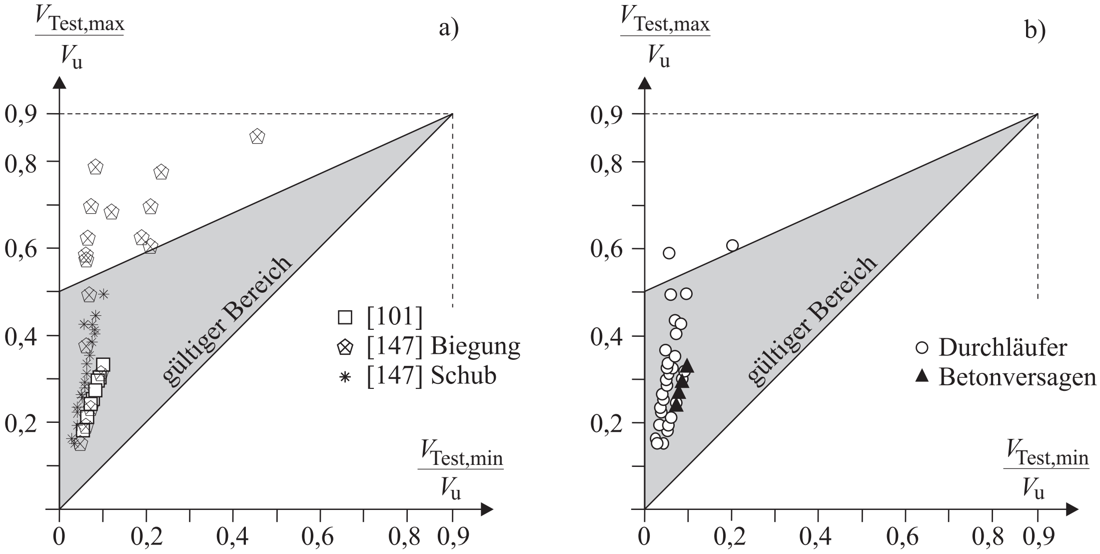


Bild 3.8-5: a) Darstellung aller 69 Versuche mit bekannter statischer Versagenslast V_u und b) *Durchläufer* und *Betonversagen* nach EC2-2, Bild NA.6.103, bezogen auf V_u

3.8.2.3 Ermüdungsnachweis nach Model Code 2010

Nachfolgend werden die Ermüdungsnachweise nach Gl. (2.3-8) gemäß Model Code 2010 geführt. Dabei erfolgt nacheinander zuerst die Betrachtung aller 160 Versuche und daran anknüpfend die der praxisnahen bzw. der Versuche mit statischer Referenz. Infolge der Auswertungen nach EC2-1-1 wurde auf den Ansatz der mittleren Bemessungsquerkraft $V_{Rm,c}$ nach NGHIEP und Eurocode 2 verzichtet und nur der nach Model Code 2010 verwendet. Die Anzahl der aufgebrachten Lastspiele n konnte den Versuchsbeschreibungen entnommen werden und ist im Anhang A zusammengestellt. Der Quotient $V_{Ed,max}/V_{Rm,c}$, durch den die Bruchlastspielzahl N ermittelt wird, errechnet sich über den mittleren, rechnerischen Querkraftwiderstand nach Gl. (3.8-3).

Es ist weiterhin Folgendes anzumerken:

Die Nachweisführung erfolgt mit der *Palmgren-Miner-Regel*. Bei einstufigen Versuchen ergibt sich durch Umformen des Quotienten $n/N \leq 1{,}0$ die Bemessungsgleichung $n_1 \leq N_1$. Bei mehrstufigen Versuchen muss für jede Laststufe die Bruchlastspielzahl N_i ermittelt und mit den Lastspielen, die in der Stufe vorhanden sind, verglichen werden. Der Nachweis wird über die Summe der einzelnen Laststufen n_i/N_i geführt. Diese muss, wie durch Gl. (2.3-1) ausgedrückt, kleiner 1,0 sein. Da der Quotient $V_{Ed,max}/V_{Rm,c}$ in Gl. (2.3-9) bei einigen Versuchen größer 1,0 ist, kann die Versagenslastspielzahl Werte von $N \leq 1{,}0$ annehmen. Dies betrifft vor allem die Versuchsreihe *„Schub“* von SCHLÄFLI/BRÜHWILER, bei der Querkräfte über direkte Druckstreben zum Auflager abgetragen wurden. Sämtliche Versuche, bei denen dies der Fall war, werden als „fehlerhaft bemessen“ eingestuft.

Eine Zusammenfassung der Ergebnisse beinhaltet Tabelle 3.8-4. Darin bleiben Versuche mit Versagen der Längsbewehrung unberücksichtigt. Eine detailierte Auswertung kann den Tabellen A-22 bis A-28 im Anhang zu diesem Kapitel entnommen werden.

Tabelle 3.8-4 zeigt folgende Fakten auf: Das Ermüdungsversagen von Bauteilen, bei denen der Beton versagt, kann durch den Nachweis nach MC10 nur unzureichend prognostiziert werden. Der prozentuale Anteil fehlerhaft bemessener Bauteile liegt bezogen auf die komplette Datenbank bei ca. 36 % und bezogen auf die baupraktisch relevanten Versuche sogar bei 60 %. Bezüglich der Versuche mit statischer Referenz V_u kann keine fundierte Aussage zum Betonversagen getroffen werden, da hierfür zu wenig Versuche (lediglich 8 Versuche) vorhanden sind. Für die *Durchläufer* gilt: Ohne zufriedenstellend zu sein, liefern die Versuche, bei denen V_u bekannt ist, die besten Ergebnisse. Es werden 65,1 % durch Gl. (2.3-8) korrekt vorhergesagt; mit den Werten der kompletten bzw. reduzierten Datenbank sind es lediglich 42,2 % bzw. 47,1 %.

Tabelle 3.8-4: Korrekte Vorhersage von Durchläufern und Betonversagen nach MC10, Gl. 7.4-11

Auswertung von Gl. 7.4-11 basierend auf	Anzahl der Versuche	Durchläufer Total / Prozent	Betonversagen Total / Prozent
$V_{Rm,c}$ nach MC10	130* (total)	27 von 64 / 42,2	42 von 66 / 63,6
$V_{Rm,c}$ nach MC10	37* (baupr. relevant)	8 von 17 / 47,1	8 von 20 / 40,0
V_u	51* (stat. Referenzlast)	28 von 43 / 65,1	1 von 8 / 12,5

*Versuche mit Versagen der Biegelängsbewehrung (Stahlversagen) sind nicht berücksichtigt

3.8.2.4 Ermüdungsversagen der Bewehrung

Diese Versagensform wird sich vorzugsweise bei Bauwerken, die hoher Wechselbeanspruchung ausgesetzt sind, bspw. Windenergieanlagen und Offshore Konstruktionen, aber auch Brücken, einstellen. Da innerhalb der vorliegenden Arbeit die Ermüdungsfestigkeit von nicht querkraftbewehrten Stahlbetonbalken hinsichtlich des Betonversagens und nicht hinsichtlich der Dauerfestigkeit der Biegebewehrung untersucht wird, werden die Versuche mit einem Ermüdungsversagen der Bewehrung nicht eingehender untersucht.

Dennoch soll an dieser Stelle kurz aufgezeigt werden, dass der Ermüdungsnachweis des Betonstahls nach EC2-1-1, Bild 30 bzw. Tabelle NA.6.3, die Versuche innerhalb der Datenbank weitestgehend richtig erfasst. Hierzu wird zuerst die Höhe der dreiecksförmigen Druckzone im Zustand II nach Gl. (2.2-10) bestimmt. Die benötigten E-Moduli der verwendeten Betone lassen sich nach Gl. (3.8-4) ermitteln. Für den Betonstahl wird für alle Versuche $E_s = 200.000$ MPa angenommen.

$$E_{cm} = 22 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} \qquad \text{(nach EC2-1-1, Tabelle 3.1)} \qquad (3.8\text{-}4)$$

Der innere Hebelarm z^{II} kann dann mit der allgemein bekannten Beziehung $z^{II} = d - x^{II}/3$ errechnet werden. Die vorhandene Spannungsschwingbreite zwischen Ober- und Unterlast ergibt sich nach Gl. (3.8-5).

$$\Delta\sigma_s = \frac{M_{sup} - M_{inf}}{A_s \cdot z^{II}} \qquad (3.8\text{-}5)$$

Die Abmessungen der Bauteile, sowie die vorhandenen Betonfestigkeiten und Bewehrungsmengen der einzelnen Versuche wurden der Literatur entnommen. Sie sind in Anhang A wiedergegeben. In Tabelle A-29 ist eine Auswertung derjenigen Versuche, bei denen die Biegebewehrung versagte, vorgenommen worden. Die Ergebnisse der 160 untersuchten Träger sind in Bild 3.8-6 dargestellt. Die Darstellung erfolgt getrennt nach Versagen der Biegebewehrung (Dreiecke) und Durchläufern bzw. Betonversagen (Kreise).

Man erkennt, dass das Bewehrungsversagen in den Versuchen im Allgemeinen korrekt prognostiziert wird (87 % nach EC2-1-1/NA, 80 % nach MAURER et al. [102]).

Von den verbliebenen 130 Versuchen (Durchläufer und Betonversagen) werden mit dem Ansatz des Knickpunktes der Wöhlerlinie bei $\Delta\sigma_{Rsk}$ = 175 MPa und $N^* = 10^6$ nach EC2-1-1/NA, Tabelle NA.6.3DE, ca. 27 % der Versuche fehlerhaft bemessen. Das heißt: Es wird rechnerisch ein Bewehrungsversagen erwartet, das jedoch nicht eintritt. Mit dem Ansatz des Knickpunktes der Wöhlerlinie bei $\Delta\sigma_{Rsk}$ = 197 MPa und $N^* = 10^6$ nach MAURER et al. [102] verringert sich der Anteil falsch prognostizierter Versuche auf ca. 23 %. Zu berücksichtigen ist, dass viele der fehlerhaft vorhergesagten Versuche aus den Serien von SCHLÄFLI/BRÜHWILER [147] stammen. In ihnen wurde nach dem Versagen des ersten Bewehrungsstabes bis zum kompletten Versagen des Bauteils weiter belastet. Die Zyklenzahl beim Erstbruch gaben sie allerdings nicht an.

Insgesamt stellt sich die bereits in [137] erwähnte gute Prognosegenauigkeit für ein Ermüdungsversagen der Biegebewehrung dar.

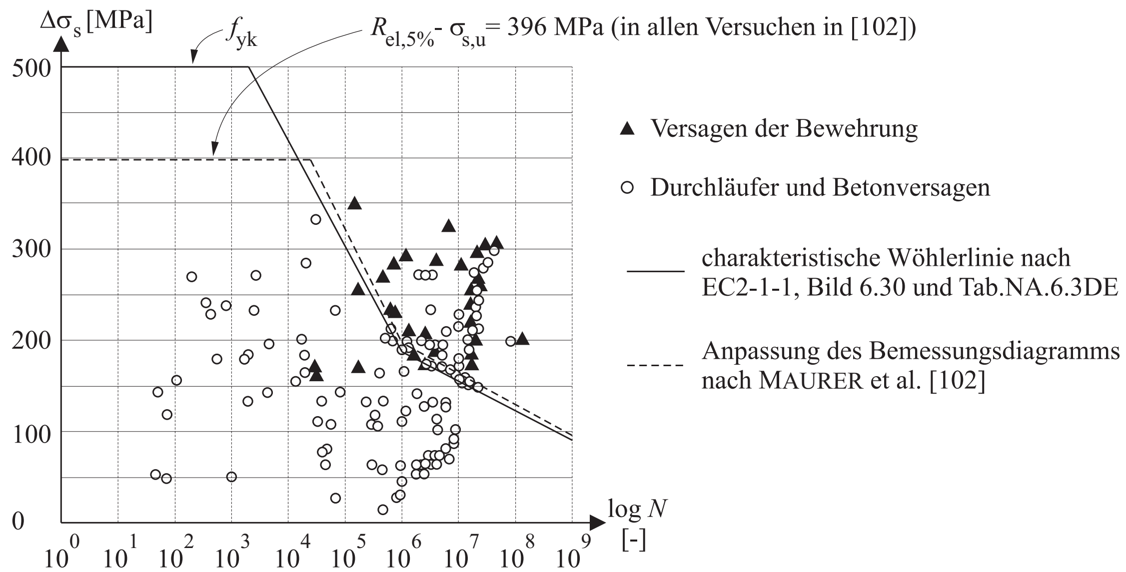


Bild 3.8-6: Bemessungsdiagramm nach Eurocode 2 bzw. nach MAURER et al. [102]

3.9 Zusammenfassung

Den Auswertungen in diesem Kapitel liegt eine ausführliche Beschreibung und Untersuchung von 160 Versuchen hinsichtlich ihres Ermüdungsverhaltens zu Grunde. Innerhalb der einzelnen Versuchsreihen wurden Stahlbetonbalken (Einfeldträger) ohne Querkraftbewehrung unter zyklischen Lasten geprüft. Die Versuchsergebnisse wurden zu einer Datenbank zusammengefasst. In dieser wird nach *Durchläufern* und Versuchen mit *Stahl-* oder *Betonversagen* unterschieden. Der Fokus der vorliegenden Arbeit liegt auf denjenigen Versuchen, bei denen es zum Versagen des Betons gekommen ist.

Für die Auswertung sind innerhalb der Datenbank 3 Gruppen gebildet worden. Zum einen wurden alle 160 Versuche verwendet. Zum anderen wurden baupraktisch relevante Versuche zusammengestellt. In einer dritten Gruppe erfolgte die Analyse der Versuche, bei denen die Versagensquerkraft V_u experimentell bestimmt worden war.

Anhand der einzelnen Versuche konnten die Ermüdungsnachweise des Betons nach Eurocode 2 und Model Code 2010 geführt werden. Gemeinsam war beiden Bemessungsansätzen, dass sie zu einer großen Streuung der Ergebnisse führten.

In der Ermüdungsbemessung nach Eurocode ist die mittlere, rechnerische Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,c}$ nacheinander gemäß Eurocode 2, NGHIEP und Model Code 2010 in die Bemessungsgleichung (EC2-1-1, Gl. 6.78) eingesetzt worden. Damit konnte ihr Einfluss auf die Ermüdungsbemessung untersucht werden. In den Versuchen, in denen der Beton versagte, wurden mit dem Ansatz von $V_{Rm,c}$ nach Eurocode 2 und NGHIEP ungefähr die gleichen Ergebnisse erzielt. Diese waren zwar besser als diejenigen, die sich mit dem Ansatz von $V_{Rm,c}$ nach Model Code 2010 ergaben, dennoch ist annähernd jeder 5. Versuch, bei dem das Betonversagen maßgebend ist, fehlerhaft vorhergesagt worden. Eine Verbesserung der Ergebnisse durch die Reduzierung auf 40 praxisrelevante Versuche ergab sich für das *Betonversagen* nicht. Vielmehr traten die bereits bekannten Ungenauigkeiten, die der empirisch gewonnene Ansatz für $V_{Rm,c}$ enthält, zu Tage. Diese können durch keinen der drei verwendeten Ansätze entscheidend verbessert werden. Dass $V_{Rm,c}$ nicht alle Einflüsse am Querkraftabtrag erfasst und damit die Ermüdungsbemessung beeinflusst, wird an der Versuchsreihe von SCHLÄFLI/BRÜHWILER deutlich. In dieser spielt der Lastabtrag mittels einer direkten Druckstrebe eine wesentliche Rolle. Diese bleibt innerhalb $V_{Rm,c}$ allerdings unberücksichtigt.

Gute Ergebnisse bezüglich der Vorhersagegenauigkeit, zumindest der *Durchläufer*, ergaben sich für die Versuche, bei denen die maximale Querkrafttragfähigkeit V_u im statischen Versuch ermittelt worden war. Gleichzeitig wurde jedoch auch ein Defizit an verwertbarem Datenmaterial hinsichtlich einer statistischen Aussage zum Betonversagen ersichtlich. Es lagen lediglich 8 Versuche einer einzigen Serie vor, in der V_u bestimmt worden war. Diese schlechte Datenlage ist zudem offensichtlich, betrachtet man die Anzahl an Versuchen, die einerseits praxisnah waren und bei denen andererseits gleichzeitig die Versagenslast bekannt war. Ihre Anzahl innerhalb der Datenbank beträgt lediglich 11 (7 Durchläufer, 4 Versuche mit Betonversagen).

Die Untersuchungen nach Model Code 2010 wurden entsprechend denen nach Eurocode 2 geführt. Die mittlere rechnerische Querkrafttragfähigkeit $V_{Rm,c}$ ist jedoch nur nach MC10 verwendet worden. Es zeigte sich, dass die Ermüdungsbemessung statistisch zu keiner Verbesserung der Ergebnisse gegenüber Eurocode 2 führt.

Es kann daher festgehalten werden, dass die Ermüdungsbemessung nach Eurocode 2 wie auch nach Model Code 2010 nur unbefriedigend genaue Ergebnisse liefert. Dabei ist es von untergeordneter Bedeutung, welcher Ansatz für $V_{\mathrm{Rm,c}}$ innerhalb EC2-1-1, Gl. 6.78 verwendet wird.

Lag ein statischer Referenzversuch vor, stellten sich für die *Durchläufer*, die nach EC2-1-1 bemessen wurden, verbesserte Ergebnisse ein.

Eine fundierte Aussage, ob EC2-1-1, Gl. 6.78 für Bauteile mit Betonversagen zutreffend ist, wenn die statische Referenztragfähigkeit V_{u} bekannt ist, kann auf Grund zu weniger praxisrelevanter Versuche nicht getätigt werden. Es ist also zwingend notwendig, über eine größere Anzahl an praxistauglichen Versuchen mit bekanntem V_{u} zu verfügen.

Daher wurden die im folgenden Kapitel beschriebenen eigenen Versuchsreihen V01 und V02 durchgeführt, in denen experimentell zuerst die tatsächliche Querkrafttragfähigkeit bestimmt worden ist. Außerdem besitzen die Versuchskörper nach den in diesem Kapitel formulierten Kriterien eine baupraktische Relevanz. Auf Grund der Tatsache, dass aus den vorangegangenen statistischen Auswertungen nicht ersichtlich geworden ist, ob ein Ermüdungsversagen des Betons nach Model Code 2010 präziser beschrieben wird als nach Eurocode 2, erfolgen die weiteren Betrachtungen mit dem Fokus auf Eurocode 2.

Abschließend sei erwähnt, dass das Versagen des Betonstahls durch die Bemessungsgleichung in Eurocode 2 gut abgebildet wird.

4 Versuche V1 bis V20 am Institut für Massivbau der TU Hamburg-Harburg

4.1 Einleitung

Im vorigen Kapitel wurden Unsicherheiten dargelegt, die die Ermüdungsbemessung nach Eurocode 2 bzw. Model Code 2010 aufweist. Nachfolgend wird über 2 jeweils 10 Versuche umfassende Serien (V01 mit den Versuchen V1 bis V10 sowie V02 mit den Versuchen V11 bis V20) berichtet. Diese wurden in der Versuchshalle des Instituts für Massivbau an der TU Hamburg-Harburg (TUHH) durchgeführt. Beide Serien umfassten ausschließlich baupraktisch relevante Stahlbetonbalken ohne Querkraftbewehrung. Die jeweils ersten beiden Balken (V1 und V2 bzw. V11 und V12) wurden unter statischer Last geprüft, um die Versagensquerkraft V_u der Serie zu ermitteln. Dadurch lassen sich die erheblichen Ungenauigkeiten eliminieren, die sich aus dem Rechenwert $V_{Rm,c}$ ergeben. Die Belastung der Versuche V3 bis V10 bzw. V13 bis V20 erfolgte zyklisch. Sämtliche Träger hatten eine starke Biegelängsbewehrung ($\rho_l = 1,57$ %), um einerseits ein Biegeversagen und andererseits den Bewehrungsbruch zu verhindern. Da innerhalb dieses Kapitels nicht alle Details dargestellt werden können, sei auf die Anhänge B, C und D sowie [136], [138] und [135], [137] verwiesen.

4.2 Ziel der Versuche

Ziel der experimentellen Untersuchungen war es, das Ermüdungsverhalten von Stahlbetonbalken zu untersuchen. Dabei standen erstens die Mechanismen des Lastabtrags im Fokus. Zweitens wurde der Einfluss verschiedener Parameter (z. B. Verhältnis Ober- zu Unterlast oder max. Oberlast) auf die Ermüdungsfestigkeit betrachtet. Da auf Grund fehlender Versuchsdaten momentan nur unzureichende Aussagen zum Betonversagen unter Ermüdungslasten getätigt werden können, wurde drittens EC2-1-1, Gl. 6.78 hinsichtlich seiner Verlässlichkeit diskutiert, sofern die Versagensquerkraft V_u bekannt ist.

4.3 Festlegung der Versuchskörper

Bei Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung handelt es sich in der Regel um Platten, da Balken entsprechend normativer Vorgaben stets eine Mindestquerkraftbewehrung aufweisen müssen. Im Rahmen der Versuchsreihe (V1 bis V20) wurden jedoch Balken als Versuchskörper gewählt, da hieran die experimentellen Untersuchungen einfacher und aussagekräftiger sind. So kann beispielsweise die Rissentwicklung nachvollzogen werden. Außerdem kommt bei Flächenbauteilen als zusätzliche unbekannte Größe der zweiachsige Lastabtrag im Zustand II hinzu.

Die Versuchsserien V01 und V02 umfassten jeweils 10 Balken nach Bild 4.3-1. Alle Balken besaßen eine Stützweite von $l_{eff} = 3,0$ m. Sie wiesen eine Höhe von h = 340 mm sowie eine statische Nutzhöhe von $d = 300$ mm auf. Damit betrug die Schubschlankheit einheitlich $a/d = 5,0$. Im Bereich hinter den Auflagern wurde eine Bügelbewehrung angeordnet, um einen Verankerungsbruch zu verhindern. Die Kraft auf die beidseitig gelenkig gelagerten Träger wurde über eine Stahlplatte (10 × 20 × 3 cm) mittig mittels einer hydraulischen Presse aufgebracht. Eine Übersicht zeigt Tabelle 4.3-1.

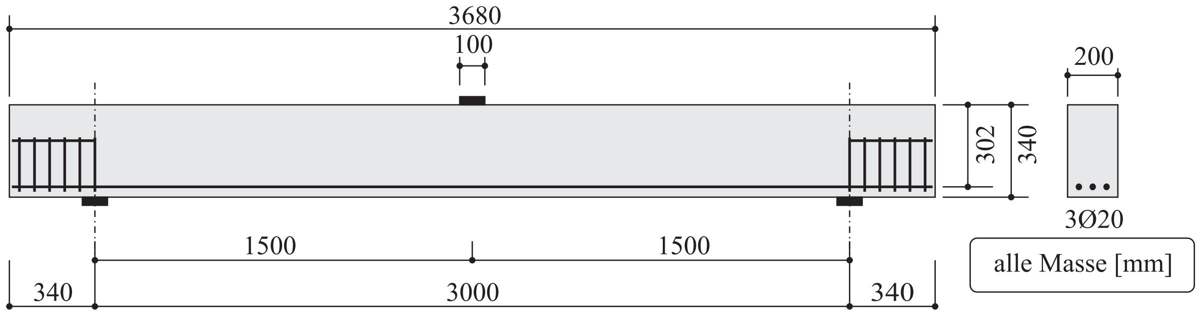


Bild 4.3-1: Versuchskörper V1 bis V20

Tabelle 4.3-1: Zusammenstellung der wichtigsten Parameter der Versuchskörper

	Nr.	Balken	Versuch nach Betonage [d]	b_w [mm]	d [mm]	a/d [-]	f_{cm} [MPa]
Versuchsserie V01 [136]	1	V1	354	200	300	5,0	41,7
	2	V2	355	200	300	5,0	41,7
	3	V3	395	200	300	5,0	41,9
	4	V4	396	200	300	5,0	41,9
	5	V5	411	200	300	5,0	42,0
	6	V6	417	200	300	5,0	42,0
	7	V7	720	200	300	5,0	42,7
	8	V8	866	200	300	5,0	42,7
	9	V9	931	200	300	5,0	42,7
	10	V10	937	200	300	5,0	42,7
Versuchsserie V02 [138]	11	V11	92	200	300	5,0	39,0
	12	V12	105	200	300	5,0	39,0
	13	V13	138	200	300	5,0	39,0
	14	V14	162	200	300	5,0	39,0
	15	V15	201	200	300	5,0	39,0
	16	V16	253	200	300	5,0	39,0
	17	V17	280	200	300	5,0	39,0
	18	V18	294	200	300	5,0	39,0
	19	V19	310	200	300	5,0	39,0
	20	V20	323	200	300	5,0	39,0

4.4 Baustoffeigenschaften

4.4.1 Beton

Die Versuchsserien V01 und V02 wurden zu verschiedenen Zeitpunkten betoniert. Die einzelnen Versuchskörper jeder Serie (V1 bis V10 bzw. V11 bis V20) sind zur gleichen Zeit in einer Batterieschalung hergestellt worden. Somit weisen sie gleiche Betoneigenschaften auf. Es wurde bei beiden Serien Beton der Sollgüte C20/25 verwendet, der im ausgehärteten Zustand eine erheblich höhere Festigkeit entwickelte (Anhang B).

Die vorhandenen Betonfestigkeiten sind für V01 im Alter von 28, 67, 362, 537 und 920 Tagen mittels zylindrischer Ø150 mm und/oder würfelförmiger Probekörper (Kantenlänge 150 mm) experimentell bestimmt worden. Für die Serie V02 geschah dies nach 28, 107 und 364 Tagen. Im Rahmen dieser Arbeit werden die Werte der zylindrischen Betonkörper (siehe Anhang B Tabelle B-1 und B-2 bzw. B-4 und B-5) verwendet.

Zwischenwerte der Serie V01 ergeben sich durch lineare Interpolation; in Serie V02 waren die Druckfestigkeiten nach 107 bzw. 364 Tagen identisch. Den weiteren Betrachtungen liegen daher die in Tabelle 4.3-1 aufgeführten Werte ($f_{cm}(t) = 41{,}7\ldots42{,}7$ MPa für V01 und $f_{cm}(t) = 39{,}0$ MPa für V02) zu Grunde. Ausführlichere Erläuterungen zur Betonfestigkeit f_c und den Problemen bei ihrer Bestimmung können [136] sowie [138] entnommen werden.

4.4.2 Bewehrung

Die Bewehrung der Balken beider Serien bestand aus Stabstahl Ø20 mm der Güte BSt 500 S. Die experimentell bestimmten Spannungs-Dehnungslinien waren annähernd gleich. Bild 4.4-1 kann die σ-ε–Beziehung der Serie V01 entnommen werden. Die gemittelte Fließgrenze des Stahls betrug $R_{el} = 572$ MPa (Anhang B, Tabelle B-7). Experimentell ergab sich ein gemittelter Elastizitätsmodul von $E_{sm} = 199.000$ MPa.

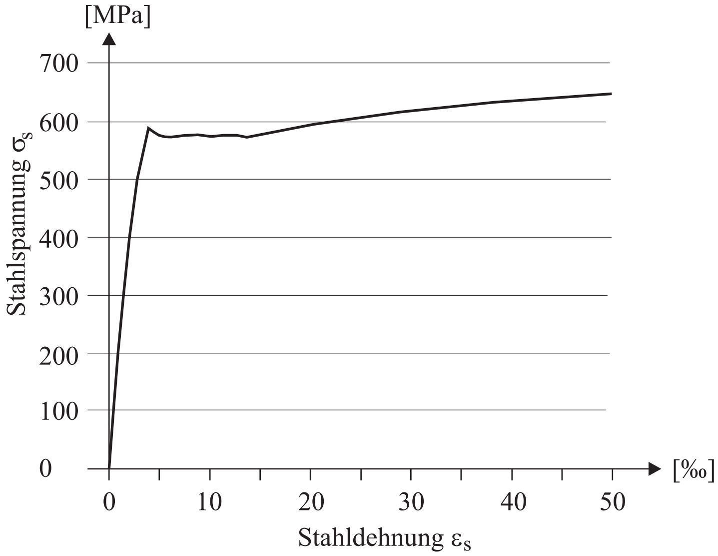


Bild 4.4-1: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Bewehrungsstahls Ø 20 mm

4.4.3 Herstellung der Versuchskörper

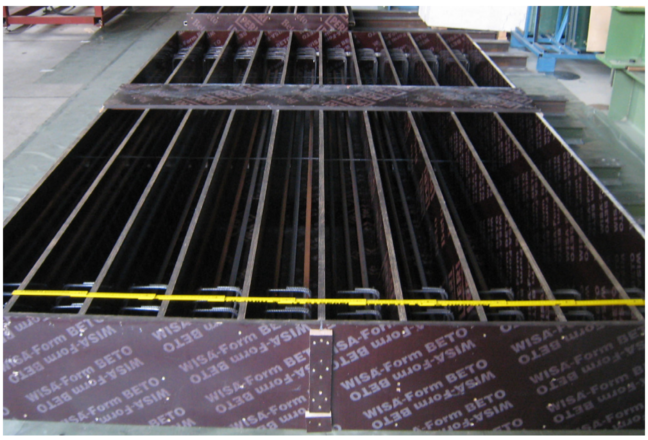


Bild 4.4-2: Schalung und Bewehrung V1 bis V20

Bild 4.4-3: Betonage V11 bis V20

Bild 4.4-2 zeigt die Schalung und Bewehrung der Serien V01 und V02. Nachdem die Versuchskörper V1 bis V10 ausgeschalt waren, wurde die Schalung rückgebaut und später für die Körper V11 bis V20 wieder genutzt. Alle Versuchskörper sowie die Betonwürfel und

-zylinder wurden in der Versuchshalle des Institutes für Massivbau an der Technischen Universität Hamburg-Harburg hergestellt und dort auch bis zur Versuchsdurchführung gelagert.

4.5 Messtechnik

Bei der verwendeten Messtechnik ist einerseits nach statischen und zyklischen Versuchen und andererseits nach den Versuchsserien zu unterscheiden. Gemeinsam ist allen Versuchen, dass die Verformungen an der Trägerunterseite, die Betondehnungen an der Trägeroberseite (Druck) sowie die Öffnung des Biegerisses in Trägermitte kontinuierlich aufgezeichnet worden sind. Im Einzelnen erfolgten folgende Messungen (Bild 4.5-1):

2 × 3 Betondehnungen ($\varepsilon_{l,1\text{-}3}$, $\varepsilon_{r,1\text{-}3}$) an der Trägeroberseite

3 × Verformungen (w_l, w_m, w_r)

1 × Rissöffnung (r_m) in Feldmitte des Trägers

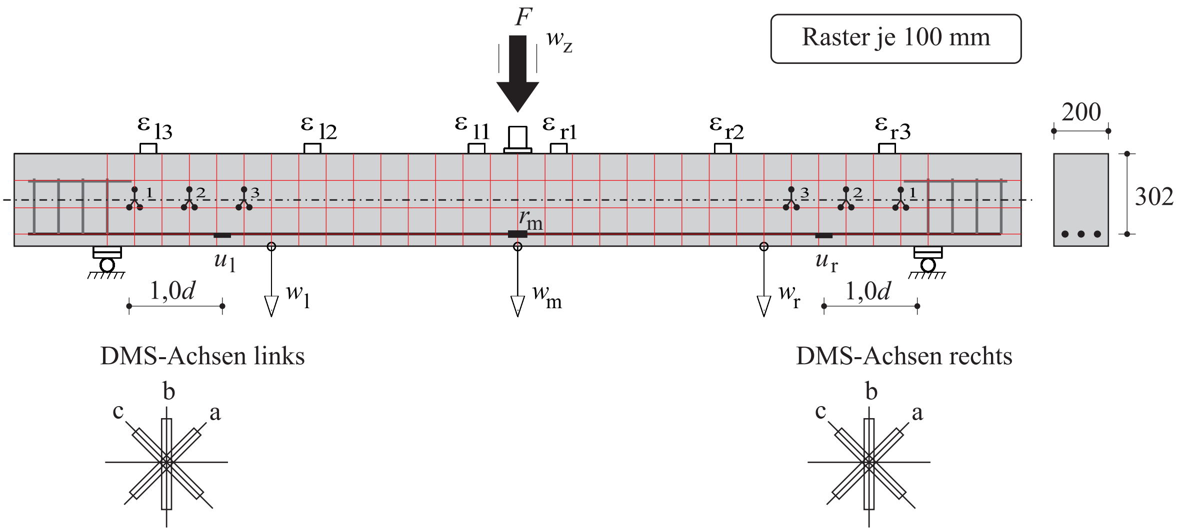


Bild 4.5-1: Anordnung der Messstellen V1 bis V20 (u_l und u_r ab V7; DMS Rosetten ab V11)

In den zyklischen Versuchen V3 bis V10 bzw. V13 bis V20 wurde zusätzlich auch die Öffnung der Schubrisse aufgezeichnet. Hierzu war es notwendig, den maßgebenden Schubriss frühzeitig zu erkennen. Dies gelang allerdings nicht immer. Bei einigen Versuchen wurde die Messtechnik erweitert. So wurden in V7 und V8 vertikale Dehnungen auf Höhe der Biegelängsbewehrung im Bereich unterhalb der Lasteinleitung aufgenommen. Da diese Messungen im Bereich der Biegerisse lagen und die Messaufnehmer zum Teil von diesen gekreuzt oder tangiert wurden, waren die Messergebnisse nicht zufriedenstellend. Auf eine Fortführung dieser Messungen wurde daher verzichtet. Stattdessen ist in den Versuchen V7 bis V20 die Dehnung im mittleren Bewehrungsstab im Abstand 1,0d vor der Auflagerkante gemessen worden (u_l, u_r). Dazu musste in V01 ein kleiner Teilbereich freigelegt werden, um den Dehnungsaufnehmer anzubringen; in V02 wurde der Dehnungsaufnehmer bereits vor dem Betonieren angebracht. Ab Versuch V11 erfolgte die Aufnahme der Dehnungen in drei Richtungen (0°/45°/90° DMS-Rosetten) an jeweils drei Stellen auf Höhe der Schwerachse vor den Auflagern. Weitere Details zu den Messungen können Bild 4.5-1 bzw. [136] und [138] entnommen werden.

4.6 Versuchsdurchführung

4.6.1 Belastungshistorie und Rissdokumentation

Tabelle 4.6-1 gibt einen Überblick über die zyklischen Belastungen (F_{inf}, F_{sup}) der einzelnen Versuche. Sie weist auch diejenigen Versuche aus, in denen die Oberlast F_{sup} nach 10^6 Zyklen gesteigert werden konnte.

Tabelle 4.6-1a: Ober- und Unterlasten in Versuchsserie V01

Test	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10
F_{sup}	stat.	stat.	120	105	90	75/80/85	105/120	112,5/120	112,5	112,5
F_{inf}	stat.	stat.	10	10	10	10	60	60	60	60

Tabelle 4.6-1b: Ober- und Unterlasten in Versuchsserie V02

Test	V11	V12	V13	V14	V15	V16	V17	V18	V19	V20
F_{sup}	stat.	stat.	101,7 108,3	101,7 108,3 114,9	108,3 115,1	108,3 115,1 123,1	114,9	114,9	128,0 137,8	128,0 137,8
F_{inf}	stat.	stat.	32,8	32,8	49,2	49,2	65,6	65,6	98,5	98,5

<u>Balken V1, V2 sowie V11, V12 (statisch):</u>

Die Belastung wurde alle 6 Minuten um ca. 10 kN gesteigert. Der Rissaufnehmer (r_m), der die Breite des Biegerisses in Feldmitte aufnahm, konnte erst beim Auftreten der Biegerisse angebracht werden. Im Bereich der Bruchlast wurde auf Wegsteuerung umgeschaltet. Exemplarisch ist in Bild 4.6-1 die Last-Zeit-Kurve für den Balken V2 dargestellt. Die Versagenslasten der Träger betrugen in Versuchsserie V01: F_{Test} = 150 kN bzw. 156 kN und in Versuchsserie V02: F_{Test} = 161,7 kN bzw. 166,5 kN.

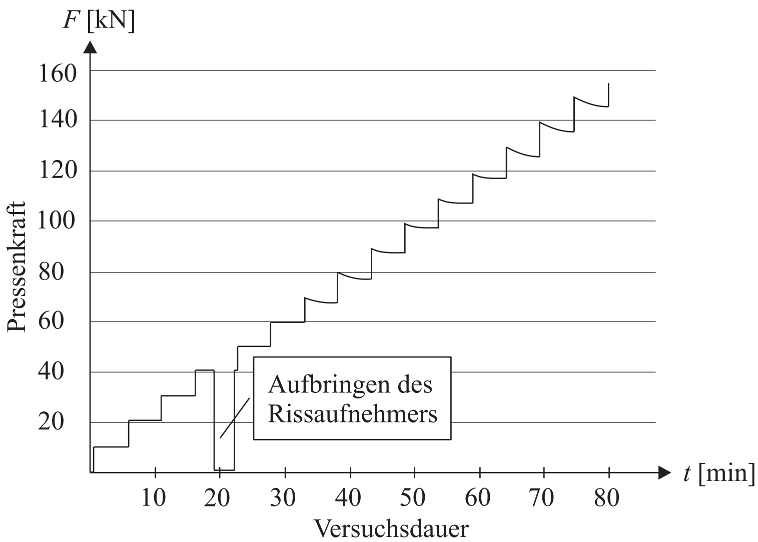


Bild 4.6-1: Last-Zeit-Kurve des Balkens V2 (exemplarisch)

<u>Balken V3 bis V10 und V13 bis V20 (zyklisch):</u>

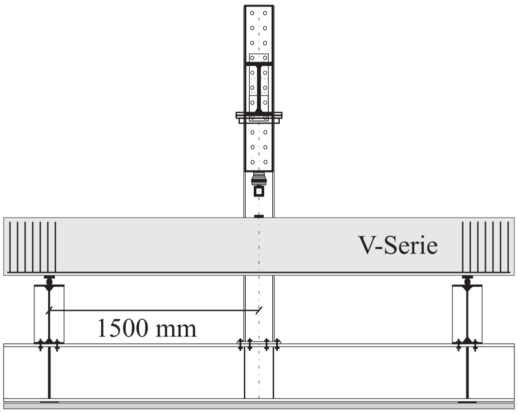
In Versuchsserie V01 wurden die Ober- und Unterlasten der Versuche V3 bis V10 ausgehend von der niedrigeren der beiden Versagenslasten $F_u = F_{Test}$ = 150 kN (aus Versuch V1) festgelegt (Tabelle 4.6-1a). Die Unterlast betrug bei den Versuchen V3 bis V6 jeweils $F_{inf} = 10$ kN, die Oberlast variierte. Ab Versuch V7 wurde die Unterlast auf $F_{inf} = 60$ kN gesteigert.

In Versuchsserie V02 erfolgte die Festlegung der Ober- und Unterlasten anhand der gemittelten Versagenslast $F_u = 164{,}1$ kN. Die Unterlasten wurden paarweise gesteigert (Tabelle 4.6-1b).

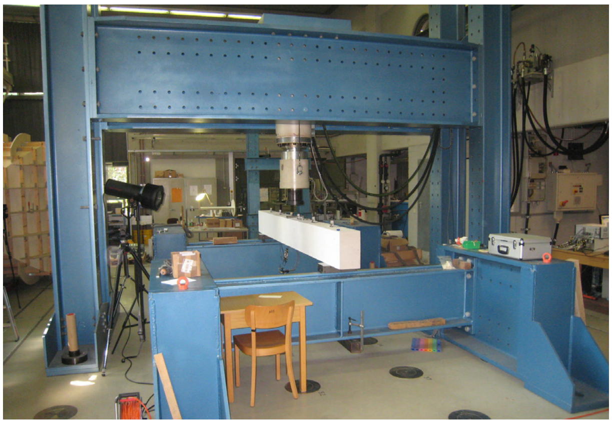
Die Belastungshistorie der 16 zyklisch getesteten Versuche war stets gleich: Mit Beginn des Versuches (10^0 Lastspiele) wurde F_{sup} innerhalb von 60 Sekunden aufgebracht und der Träger unter der Oberlast gehalten, um die entstandenen Risse zu markieren. Anschließend erfolgte die Belastung mit 10^1 Lastspielen zwischen F_{sup} und F_{inf}. Die Frequenz betrug $f = 0{,}5$ Hz. Es wurde in Mittellage angehalten und erneut das Rissbild aufgenommen. Die weitere Belastung fand mit einer Frequenz von $f = 1{,}0$ Hz statt. Nach jeder 10er Potenz der Lastspiele wurde der Versuch angehalten (10^2, 10^3 usw.), um erneut das Rissbild aufzuzeichnen. Die Rissaufnehmer wurden angebracht, nachdem sich ein Schubriss augenscheinlich einstellte. Der Messbereich der Rissaufnehmer lag bei -2/+4 mm in x-Richtung und ±3 mm in y-Richtung.

4.6.2 Versuchsanordnung

Die Belastung aller Balken erfolgte mittig durch eine hydraulische Presse. Die Kontaktfläche der Lastverteilungsplatte betrug 100 mm × 200 mm × 30 mm. Die Stahlbetonträger waren auf Rollen gelenkig und verschieblich gelagert. Somit lag als statisches Ersatzsystem jeweils ein zwängungsfrei gelagerter statisch bestimmter Einfeldträger vor. Die Versuchsanordnung kann Bild 4.6-2 entnommen werden.



(a) Versuchsanordnung



(b) Versuchsrahmen mit Presse

Bild 4.6-2: Versuchsanordnung

4.7 Versuche V1 bis V20

4.7.1 Allgemein

Nachfolgend werden die Versuche V1 bis V20 der Versuchsserien V01 und V02 beschrieben und ausgewertet. In den Versuchen traten immer wieder ähnliche Versagensmodi ein. Diese können, sofern es sich um Betonversagen handelte, nach Bild 4.7-1 in das Versagen des Lasteinleitungsbereiches infolge einer Überbeanspruchung durch kombinierte Druck- und

Zugspannungen (darin impliziert kann auch ein Stabilitätsversagen der Druckzone sein) und das Versagen des Trägers durch Zugspannungen infolge einer umgelenkten Druckstrebe unterteilt werden. Die beiden Versagensarten treten in den Bereichen E und D in Bild 4.7-1b auf. MUTTONI [110] hat bereits auf diese Zusammenhänge hingewiesen (Kapitel 2.2.6). Das dritte in den Versuchen beobachtete Szenarium stellt eine Erweiterung seiner Überlegungen dar. Es handelt sich um ein Versagen des Auflagerbereiches. Nicht zu verwechseln mit dem Versagen der Verankerung, sondern um das Versagen bedingt durch kombinierte Beanspruchungen. Detaillierte Ausführungen dazu finden sich in Kapitel 4.8.3.

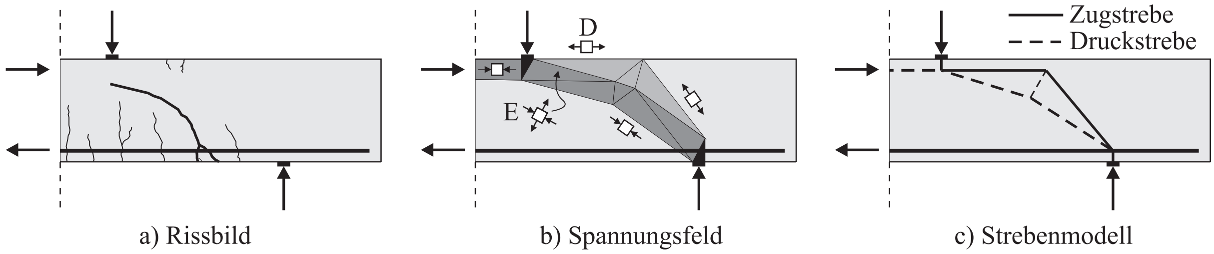


Bild 4.7-1: Versagensmechanismus nach MUTTONI [110]

Da sich in den anschließend beschriebenen 20 Versuchen einige Ergebnisse wiederholen, werden diese nun kurz zusammengefasst. In den nachfolgenden Erläuterungen wird nicht mehr explizit darauf eingegangen.

1. In den meisten Versuchen trat ein gleichmäßiger Lastabtrag auf. Dies bedeutet, die Dehnungsaufnehmer links (ε_{l1} bis ε_{l3}) und rechts (ε_{r1} bis ε_{r3}) wiesen (annähernd) gleiche Werte aus. Eine ausführliche Darstellung aller Dehnungen ist in Anhang C enthalten.

2. Es wurden bei den Versuchen meist Rissaufnehmer nach der Öffnung der Schrägrisse angebracht. Dabei bezeichnet R_1 den Aufnehmer entlang des schrägen Astes des Risses und R_2 denjenigen am horizontalen Ast des Risses.

3. Sofern der Aufnehmer R_1 angebracht wurde, konnten ausnahmslos Rissöffnungen (senkrecht zum Riss) gemessen werden, die größer waren als der Grenzwert w_u = 0,9 mm, den REINECK [127] für die Übertragbarkeit von Rissverzahnungskräften angibt.

4. Sofern der Aufnehmer R_2 angebracht wurde, konnten ausnahmslos Rissöffnungen (senkrecht zum Riss) gemessen werden, die größer waren als der Grenzwert r = 0,1 mm, den BAUMANN/RÜSCH [10] für die Rückhängung der Dübelkraft in die Druckzone angeben.

5. Infolge der Ergebnisse aus V01 wurde ein erhöhtes Sicherheitsniveau gegenüber EC2-2/NA, Bild NA.6.103 ermittelt. Dieses kann durch Gl. (4.8-1) in Kapitel 4.8.4 beschrieben werden. Anhand Gl. (4.8-1) wurden dann die Oberlasten in V02 festgelegt. Sofern die Versuche *Durchläufer* darstellten, wurde die Oberlast nach Gl. (4.8-2) gesteigert.

4.7.2 Beschreibung und Auswertung der Versuche V1 bis V20

Versuch: V1

Typ: statisch **Versagenslast:** F_u = 149,8 kN

Versagensmodus: Überbeanspruchung aus kombinierter Last im Lasteinleitungsbereich

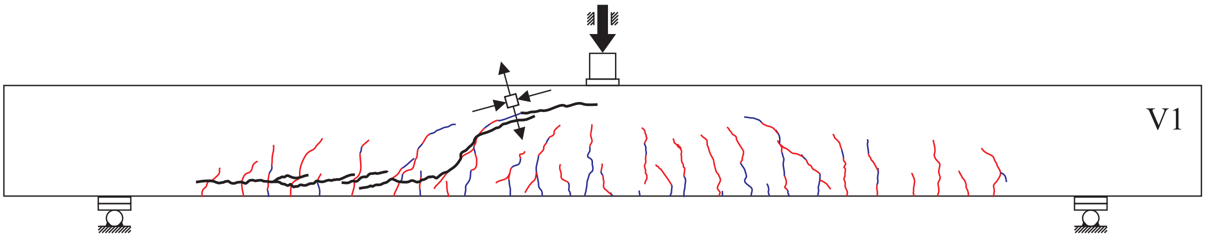


Bild 4.7-2: Versagensmodus V1

Versuchsbeschreibung:

Das Versagen des Trägers trat schlagartig mit dem Auftreten eines Schubrisses in der linken Trägerhälfte ein.

Versuchsauswertung:

Die gemessenen maximalen Betondruckdehnungen in Messstelle 1 betrugen links ca. ε_{1l} = -2,05 mm/m und rechts ca. ε_{1r} = -1,77 mm/m. Sie lagen damit links in etwa in der Größe der Grenzdehnungen bei Druck mit kleiner Ausmitte ε_{cu} = -2,0 mm/m nach LEONHARDT/MÖNNIG [94]. Da es nicht zu einem „Ausknicken" der Druckzone gekommen ist, lässt sich der Bruch durch die Überbeanspruchung im Bereich der Lasteinleitung erklären.

Bild 4.7-3: Bruchzustand V1

Versuch: V2

Typ: statisch **Versagenslast:** $F_u = 155{,}6$ kN

Versagensmodus: Überbeanspruchung aus kombinierter Last im Lasteinleitungsbereich

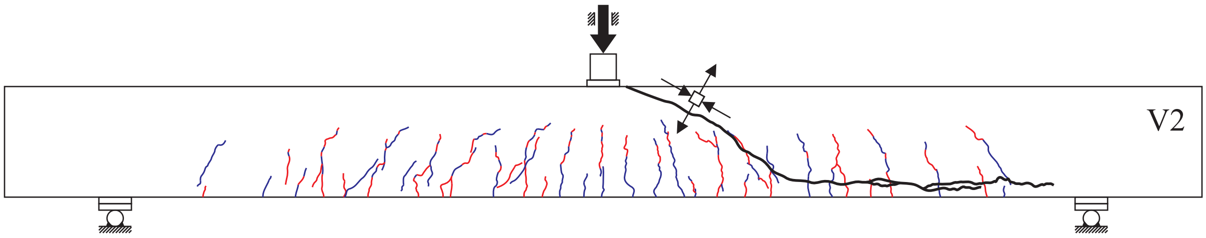


Bild 4.7-4: Versagensmodus V2

Versuchsbeschreibung:

Das Versagen des Trägers trat rechts schlagartig mit dem Auftreten des Schrägrisses ein.

Versuchsauswertung:

Während die Last-Dehnungskurven der Dehnungsaufnehmer 1 und 2 für beide Trägerhälften nahezu identisch sind (siehe Bilder C-V2), sind die (Druck-)Dehnungen in Aufnehmer 3 beim Versagen auf der linken Balkenhälfte erheblich größer. Der Versagensriss bildete sich allerdings auf der rechten Trägerseite aus.

Auch bei V2 kam es nicht zu einem „Ausknicken“ der Druckzone. Die gemessenen Druckdehnungen in Messstelle 1 betrugen links ca. $\varepsilon_{1l} = -2{,}37$ mm/m und rechts ca. $\varepsilon_{1r} = -2{,}31$ mm/m. Der Bruch kann durch ein Versagen des Lasteinleitungsbereiches erklärt werden. Die Druckzone wurde vom Schrägriss durchtrennt.

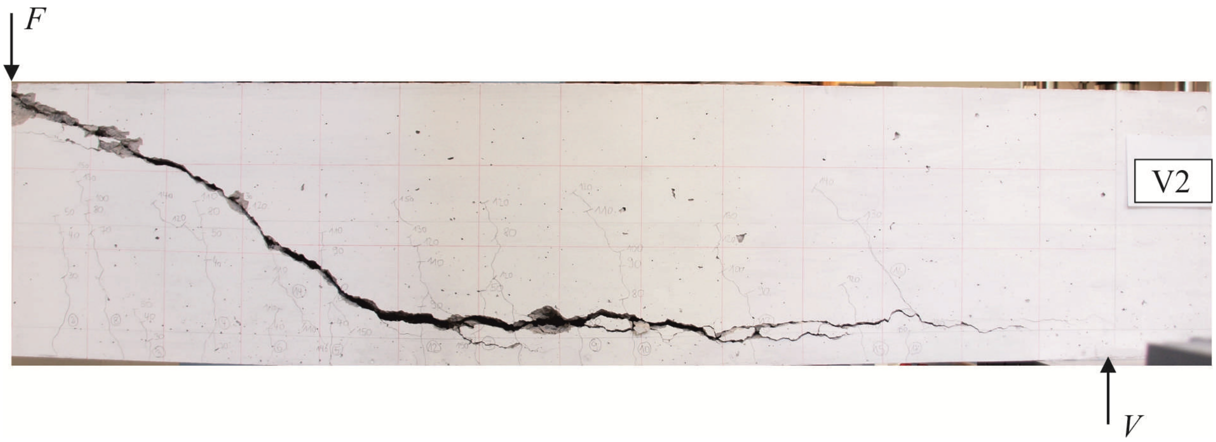


Bild 4.7-5: Bruchzustand V2

Versuch: V3
Typ: zyklisch
Durchlauf: a **Oberlast:** $F_{\text{sup}} = 105$ kN **Unterlast:** $F_{\text{inf}} = 10$ kN **Zyklen:** 289
Besonderheiten: 2 Schubrisse (bei *73 Zyklen* rechts und *289 Zyklen* links)
Versagensmodus: nicht eindeutig; siehe dazu *„Versuchsauswertung"*

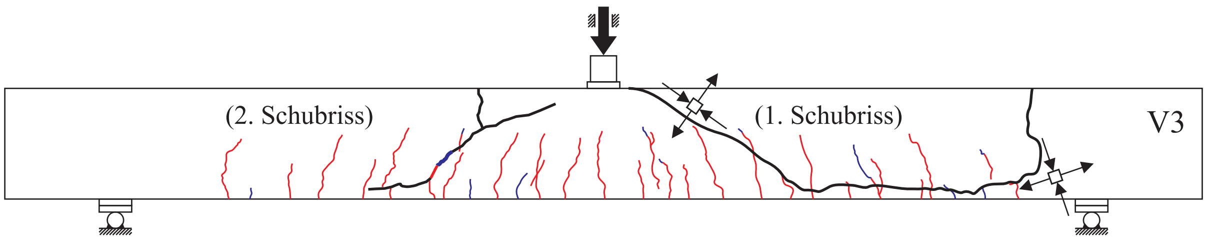


Bild 4.7-6: Versagensmodi

Versuchsbeschreibung:

Bei *73 Zyklen* trat rechts ein Schubriss auf; der Träger konnte die Lastspiele und die Oberlast jedoch weiterhin aufnehmen. Mit dem Schubriss einhergehend bildete sich vor dem Auflager ein vertikaler Sekundärriss, der sich von der Trägeroberseite in den Träger hinein fortpflanzte.

Bei *289 Zyklen* versagte der Träger schlagartig beim Erreichen der Oberlast. Mit dem Versagen wuchs der senkrechte Riss kurz vor der Auflagervorderkante hinab bis zum Horizontalriss auf Höhe der Biegelängsbewehrung. Auf der linken Trägerseite stellte sich ebenfalls ein Schrägriss ein. Dabei kam es zur Sekundärrissbildung zur Trägeroberseite hin.

Versuchsauswertung:

Ein gleichmäßiger Lastabtrag kann nicht unterstellt werden, da die linksseitigen Dehnungen unter zyklischer Last in den Messstellen 1 und 2 ca. 35 % größer sind als rechts (Bilder V3/2 und V3/3). Das Auftreten des ersten kritischen Schubrisses ist in den Bildern C-V3/2 und C-V3/3 durch einen Dehnungssprung gut zu erkennen. In der Messstellen 3 rechts traten zudem Zugdehnungen auf, die größer als die Zugdehnung des unbewehrten Betons waren (Bild C-V3/3).

Aus den Verformungen in Bild C-V3/6 geht hervor, dass sich nach Öffnen des Schubrisses bis zum Versagen ein relativ stabiles System ohne weitere Verformungszunahme einstellte. Die Rissöffnungen waren augenscheinlich sehr groß, so dass eine Kraftübertragung mittels Rissverzahnung über den Schubriss hinweg ausgeschlossen werden kann. Außerdem hatte sich die Biegelängsbewehrung bereits teilweise nach unten aus der Betonmatrix gelöst, was den Ausfall der Dübelwirkung in diesem Bereich nach sich zog. Der Lastabtrag bis zum endgültigen Schubversagen scheint daher hauptsächlich durch einen Druckbogen bzw. ein Sprengwerk erfolgt zu sein. Da eine direkte Ausbildung einer Druckstrebe von der Lasteinleitung bis zum Auflager auf Grund des vorhandenen Rissbildes nur eingeschränkt möglich ist (Bild 4.7-6), stellt sich, wie von MUTTONI [110] beschrieben, eine umgelenkte Zugstrebe (siehe Dehnungen $\varepsilon_{\text{rechts}}$) samt abgeknickter Druckstrebe ein. Für das Versagen (Bild 4.7-6) erscheinen folgende drei Möglichkeiten plausibel, wobei eine eindeutige Erklärbarkeit nicht gegeben ist.

1. Es ist zu einer Überbeanspruchung der Druckzone im Lasteinleitungsbereich E auf der rechten Trägerhälfte gekommen. Die Dehnungen in Messstelle 1 rechts betragen $\varepsilon_{1r} = -2{,}09$ mm/m (Bild C-V3/1); die Druckzone wurde durchtrennt. Daraus folgen die Vereinigung von Horizontal- und Sekundärriss und die Bildung des linksseitigen Schubrisses.
2. Es ist zu einer Überbeanspruchung der Druckzone im Lasteinleitungsbereich E auf der linken Trägerhälfte gekommen. Ein Ausknicken hat nicht stattgefunden, aber das Versagen bedingt die Rissvereinigung bzw. die Durchtrennung der Druckzone rechts.
3. Unter der Voraussetzung, dass Zugspannungen nicht nur lastnah [113] im Bereich D, (Bild 4.7-1) sondern, wie in Messstelle 3 rechts nachgewiesen, auch in größerer Entfernung zur Lasteinleitung hin auftreten können, ergibt sich außerdem Folgendes: Auf Grund der ellbogenförmigen Zugstrebe (durch die Biegerisse ist keine direkte Druckstrebe zwischen Lasteinleitung und Auflager mehr möglich) kommt es zu einem reißverschlussartigen Öffnen des anfänglich vertikalen Risses an der Auflagervorderkante (Bild 4.7-7). Pflanzt sich dieser Riss fort (Stufe 3), kommt es zu einer starken Einschnürung der Druckkraft übertragenden Fläche. Es entsteht ein Bereich, in dem analog zum Lasteinleitungsbereich E eine kombinierte Belastung aus Druck und Zug herrscht. Sie führt schließlich zum Versagen (Stufe 4). Im dargestellten Fall kann sich der Horizontalriss mit dem vertikalen Riss vereinigen. Daraus resultiert auch die Durchtrennung der Druckzone links und rechts.

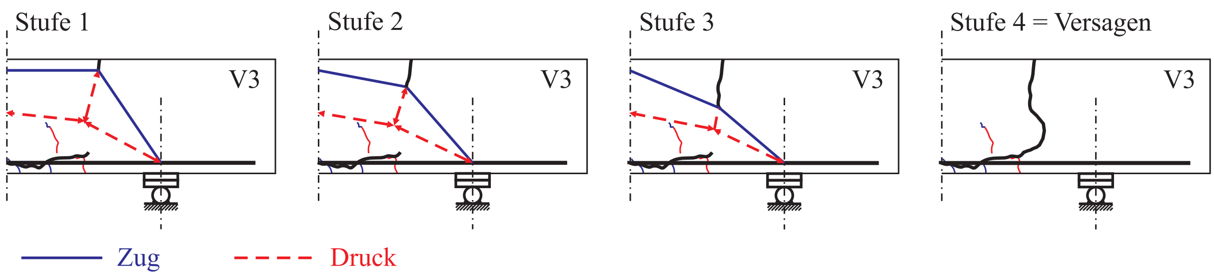


Bild 4.7-7: Reißverschlussartiges Aufgehen des Risses an der Auflagervorderkante

Bild 4.7-8: Bruchzustand V3

Versuch: V4

Typ: zyklisch

Durchlauf: a **Oberlast:** F_{sup} = 105 kN **Unterlast:** F_{inf} = 10 kN **Zyklen:** 7,29·10^3

Besonderheiten: 2 Schrägrisse (bei *4,5·10^3 Zyklen* links und *7,29·10^3 Zyklen* rechts)

Versagensmodus: Überbeanspruchung aus kombinierter Last im Lasteinleitungsbereich

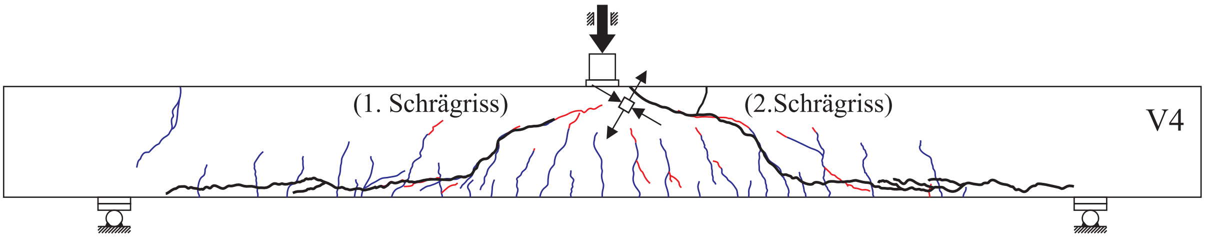


Bild 4.7-9: Versagensmodus V4

Versuchsbeschreibung:

Da sich der Schrägriss links andeutete, wurde bei *3,78·10^3 Lastspielen* ein Rissaufnehmer angeklebt (Bild 4.7-10). Bei ca. *4,5·10^3 Lastspielen* trat der Schrägriss auf und entwickelte sich aus der Trägermitte heraus zur Biegelängsbewehrung. Er wanderte reißverschlussartig an der Längsbewehrung entlang zum linken Auflager. Dabei öffnete er sich immer weiter. Außerdem bildete sich ein senkrechter Riss vor der Auflagervorderkante. Dieser pflanzte sich mit steigender Lastspielzahl von der Trägeroberseite zur Trägerunterseite fort und drehte zur Auflagermitte hin ein.

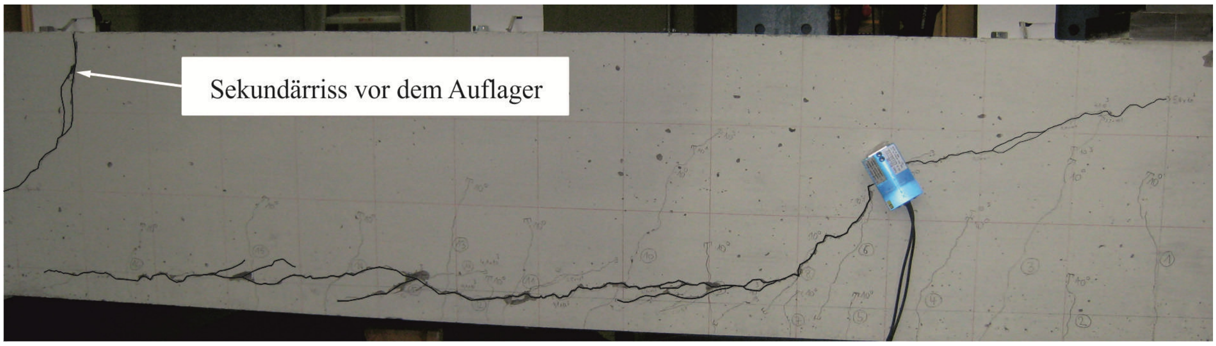


Bild 4.7-10: Schrägriss in Versuch V4 von der Lasteinleitung zum linken Auflager

Nach der Ausbildung des Schrägrisses konnten trotz einer augenscheinlich großen Rissöffnung weitere Lastspiele aufgebracht werden, ohne dass es zu größeren Trägerverformungen kam.

Der Balken versagte nach *7,29·10^3 Lastspielen* schlagartig in der rechten Trägerhälfte, ohne dass die Oberlast erreicht wurde (F_u = 75,3 kN). Innerhalb weniger Zyklen entwickelte sich ein Schrägriss aus der Trägermitte hin zur Lasteinleitung und entlang der Biegelängsbewehrung zum rechten Auflager. Mit dem Versagen bildete sich bei ungefähr 1,0d vor der Vorderkante der Lasteinleitung ein vertikaler Riss, der die Betondruckzone durchtrennte (Bild 4.7-12).

Versuchsauswertung:

Der Lastabtrag, verstärkt über die linke Trägerhälfte (ca. 30% größere Dehnungen in den Bildern C-V4/1 bis 3), weist bereits auf die Bildung des kritischen Risses auf dieser Trägerseite hin. Allerdings versagte der Träger nicht mit Aufgehen dieses Risses, sondern konnte weitere Lastspiele aufnehmen. Die Verformungen blieben annähernd konstant (Bild C-V4/5). Der Träger war stabil.

Eine Übertragung von Kräften mittels Rissverzahnung über den Schrägriss muss wegen der großen Rissweite von 2 bis 3 mm (Bild C-V4/6) in Frage gestellt werden. Es bildete sich außerdem ein vertikaler Sekundärriss vor dem Auflager, der von der Trägeroberseite ausging (Bild 4.7-9). Dieser öffnete sich mit zunehmender Lastspielzahl reißverschlussartig und kann durch die Zugspannungen (Bild 4.7-11) erklärt werden, die in Messstelle 3 links (Bild C-V4/3) auftreten. Zum Versagen führt er indes nicht.

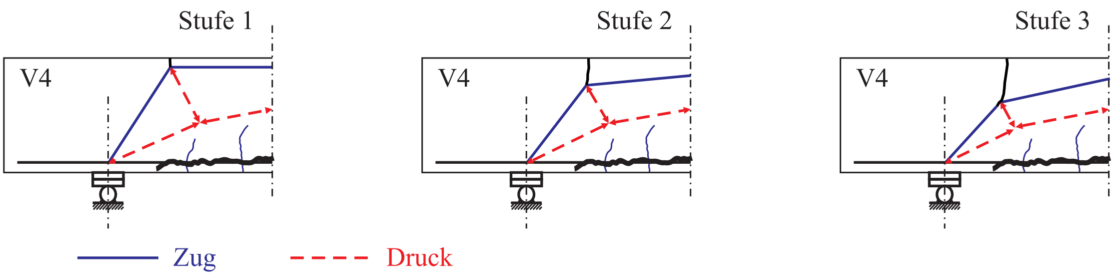


Bild 4.7-11: Reißverschlussartiges Aufgehen des Risses an der Auflagervorderkante

Dieses trat spontan bei $7{,}29 \cdot 10^3$ *Lastspielen* in der rechten Trägerseite auf. Dort stellten sich in Messstelle 3 Betonzugdehnungen ein (Bild C-V4/3). Sie waren allerdings sehr gering ($\varepsilon_{r3,max}$ = 0,02 mm/m) und deutlich geringer als in Messstelle 3 links.

Dies deutete darauf hin, dass das schlagartige Versagen durch die Überbeanspruchung des Lasteinleitungsbereiches verursacht wurde. Dafür spricht die Ausbildung eines Sekundärrisses, der die Druckzone durchtrennte. Die gemessenen Dehnungen lagen bei $\varepsilon_{1l} = \varepsilon_{1r} =$ -2,01 mm/m und waren somit zum einen identisch und zum anderen ungefähr gleich den Grenzdehnungen ε_{cu}, wodurch erklärt werden kann, dass sich lediglich ein Sekundärriss bildete, die Druckzone jedoch nicht „abplatzte".

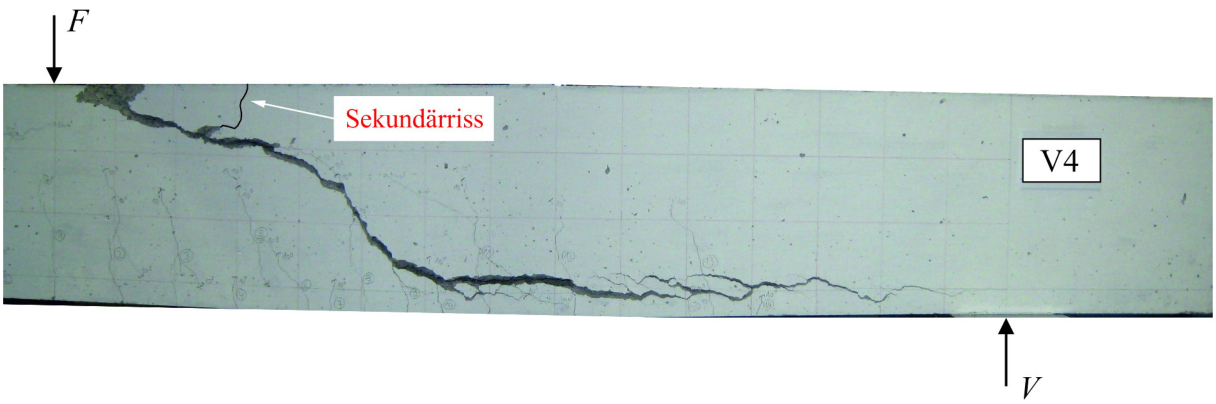


Bild 4.7-12: Bruchzustand V4 (rechts)

Versuch: V5
Typ: zyklisch

Durchlauf: a **Oberlast:** F_{sup} = 90 kN **Unterlast:** F_{inf} = 10 kN **Zyklen:** $1{,}53 \cdot 10^5$

Besonderheiten: Schrägriss ging bei *$1{,}4 \cdot 10^5$ Zyklen* auf

Versagensmodus: Durchtrennen der Druckzone infolge lastnaher Zugbeanspruchungen

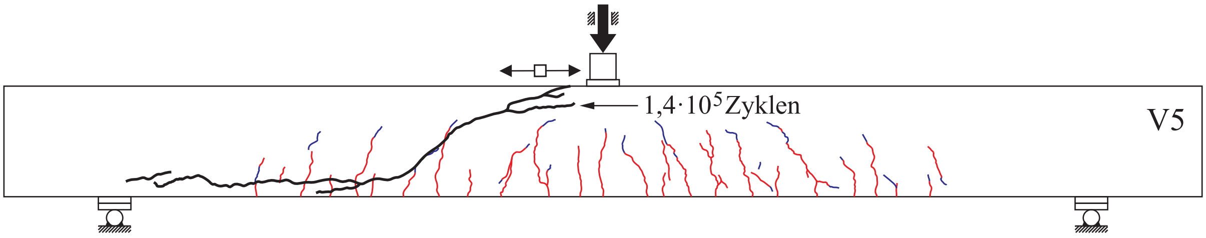


Bild 4.7-13: Versagensmodus V5

Versuchsbeschreibung:

Die Rissaufnehmer wurden bei *$1{,}13 \cdot 10^4$ Lastspielen* angeklebt (Bild 4.7-13); der Schubriss trat bei ca. *$1{,}4 \cdot 10^5$ Lastspielen* auf und entwickelte sich aus der Trägermitte heraus zur Biegelängsbewehrung. Es konnten trotz einer augenscheinlich großen Rissöffnung weitere Lastspiele aufgebracht werden, ohne dass es zu größeren Trägerverformungen kam. Die weitere Rissentwicklung entsprach derjenigen der vorherigen Versuche. Ein senkrechter Riss an der Auflagervorderkante bzw. von der Oberkante des Balkens ausgehend bildete sich nicht. Das Versagen trat bei *$1{,}53 \cdot 10^5$ Lastspielen* spröde in der linken Trägerhälfte ein. Innerhalb weniger Zyklen durchtrennte der Schubriss die eingeschnürte Druckzone. Das Bruchbild ist Bild 4.7-14 zu entnehmen.

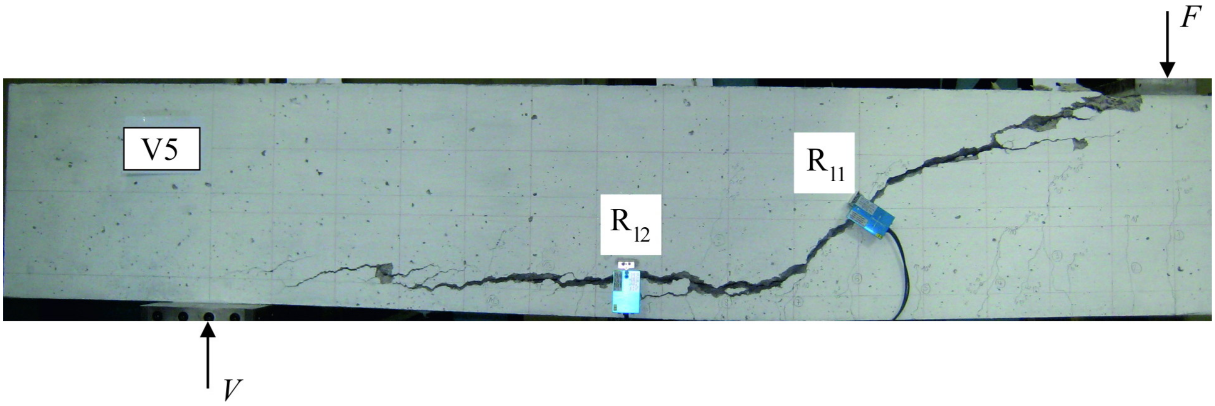


Bild 4.7-14: Bruchzustand sowie Anordnung der Rissaufnehmer (Versuch V5)

Versuchsauswertung:

Mit Auftreten des kritischen Risses bei *$1{,}4 \cdot 10^5$ Lastspielen* fiel der Dehnungsmesser ε_{l3} links aus (Bild C-V5/6). Allerdings konnten anhand der Messstellen 1 und 2 links Zugdehnungen nachgewiesen werden. Sie waren in der Messstelle 1 so groß, dass der Aufnehmer kurz vor dem Versagen (wahrscheinlich) ebenfalls ausfiel ($\varepsilon_{l1} \approx 0{,}45$ mm/m in Bild C-V5/1). Anhand der Lastspiel-Verformungskurven in Bild C-V5/5 wird deutlich, dass sich nach dem Öffnen des Risses in der linken Trägerseite erneut ein stabiles System einstellte. Es traten geringe zusätzliche Verformungen bis zum Versagen bei *$1{,}53 \cdot 10^5$ Lastspielen* auf.

Die großen Rissöffnungen bzw. Rissverschiebungen im Schrägriss auf der linken Trägerhälfte (Bild C-V5/7) lassen darauf schließen, dass die Rissverzahnung im Schubriss stark vermindert oder unwirksam war. Die Rissöffnung entlang der Längsbewehrung (Bild C-V5/8) zeigt, dass die Dübelwirkung in diesem Bereich nicht mehr vorhanden war. An deren Stelle musste daher ein Druckbogen bzw. eine abgeknickte Druckstrebe die Lasten zu den Auflagern führen. Hierauf wurde bereits in [137] hingewiesen.

Aus den gewonnenen Erkenntnissen kann der Schluss gezogen werden, dass sich das Versagen wie folgt ereignete: Nahe der Lasteinleitung (Bereich D) traten Zugspannungen auf, die die Druckzone durchtrennten. Anhand Bild 4.7-13 wird deutlich, dass die Druckstrebe (nach Aufgehen des Schubrisses bei $1{,}4 \cdot 10^5$ *Lastspielen*) nicht mehr direkt zwischen der Lasteinleitung und dem Auflager verlief und daher (ellbogenförmig) umgeleitet wurde. Die aus dem Gleichgewicht resultierenden Zugspannungen verursachten dann während der folgenden Zyklen das Versagen.

Versuch: V6

Typ: zyklisch

Durchlauf: a	**Oberlast:** F_{sup} = 75 kN	**Unterlast:** F_{inf} = 10 kN	**Zyklen:** 10^6
Durchlauf: b	**Oberlast:** F_{sup} = 75 kN		**Zyklen:** $9{,}4 \cdot 10^5$
Durchlauf: c	**Oberlast:** F_{sup} = 80 kN		**Zyklen:** $9{,}45 \cdot 10^5$
Durchlauf: d	**Oberlast:** F_{sup} = 85 kN		**Zyklen:** $9{,}86 \cdot 10^5$

Besonderheiten: Schubriss *$7{,}2 \cdot 10^5$ Zyklen* rechts (V6d); Bruch eines Bewehrungsstabes bei *$7{,}65 \cdot 10^5$ Zyklen* (V6d); Schubriss bei *$8{,}7 \cdot 10^5$ Zyklen* links (V6d)

Versagensmodus: Überbeanspruchung aus kombinierter Last im Lasteinleitungsbereich

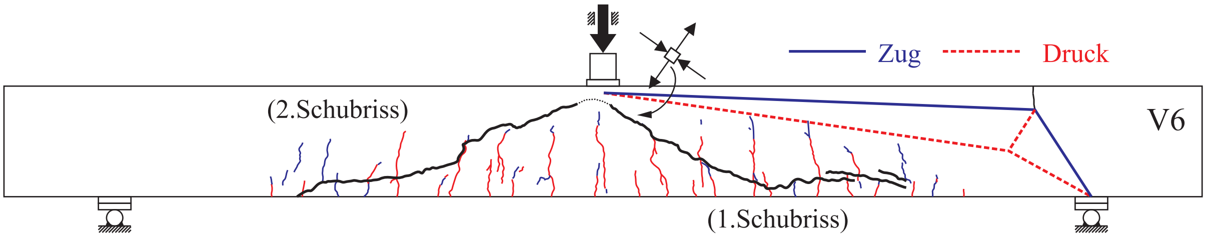


Bild 4.7-15: Versagensmodus V6

Versuchsbeschreibung:

Abweichend zu den vorherigen Versuchen bildeten sich zwar Biegerisse aus, jedoch formte sich kein erkennbarer Schubriss. Der Träger erreichte *10^6 Lastspiele* und wurde als *Durchläufer* klassifiziert (V6a). Da es gegen Ende des ersten Versuches zu einer geringen Zunahme der Verformungen kam, wurde der Versuchskörper V6 einem weiteren Durchlauf unterzogen (V6b), den er ebenfalls ohne erkennbar kritischen Schrägriss ertrug. Auf Grund der Tatsache, dass sich kein Ermüdungsversagen abzeichnete, wurde der Versuch bei insgesamt *$10^6 + 9{,}4 \cdot 10^5$ Lastspielen* zunächst gestoppt. Im dritten Durchlauf (V6c) erfolgte eine Steigerung der Oberlast. Auch in diesem Versuchsdurchlauf erreichte der Träger *$9{,}45 \cdot 10^5$ Lastspiele*, ohne eine nennenswerte Schädigung zu zeigen. Deshalb ist der Versuch wiederum gestoppt worden. Im vierten Durchlauf (V6d) wurde die Oberlast abermals gesteigert. Unterlast, Belastungsfrequenz und Rissaufnahme blieben gleich. Bei ca. *$7{,}2 \cdot 10^5$ Lastspielen* stellte sich ein breiter Schrägriss in der rechten Trägerseite ein. Da dies während der Nacht geschah, konnte kein Rissaufnehmer angebracht werden. Am Morgen waren bereits große Rissbreiten vorhanden. Dennoch konnte der Balken die Lasten aufnehmen.

Bild 4.7-16: Bruch eines Bewehrungsstabes V6d

Bei ca. $7{,}65 \cdot 10^5$ *Lastspielen* (gesamte Schwingspiele: $10^6 + 9{,}4 \cdot 10^5 + 9{,}45 \cdot 10^5 + 7{,}65 \cdot 10^5 = 3{,}65 \cdot 10^6$) versagte ein Bewehrungsstab (Bild 4.7-16). Der Versuchsbalken war weiterhin in der Lage, die zyklische Last von 85/10 kN aufzunehmen. Bei ca. $8{,}7 \cdot 10^5$ *Lastspielen* stellte sich schließlich ein breiter Schrägriss in der linken Trägerhälfte ein. Der Träger konnte bei zunehmender Verformung auch diese Lasten ertragen. Bei $9{,}86 \cdot 10^5$ *Lastspielen* wurde der Versuch schließlich gestoppt und der Versuchskörper bis zum Versagen weggesteuert belastet. Die maximal aufnehmbare Last betrug $F_u = 65$ kN. Das Bruchbild von V6d ist in Bild 4.7-17 dargestellt.

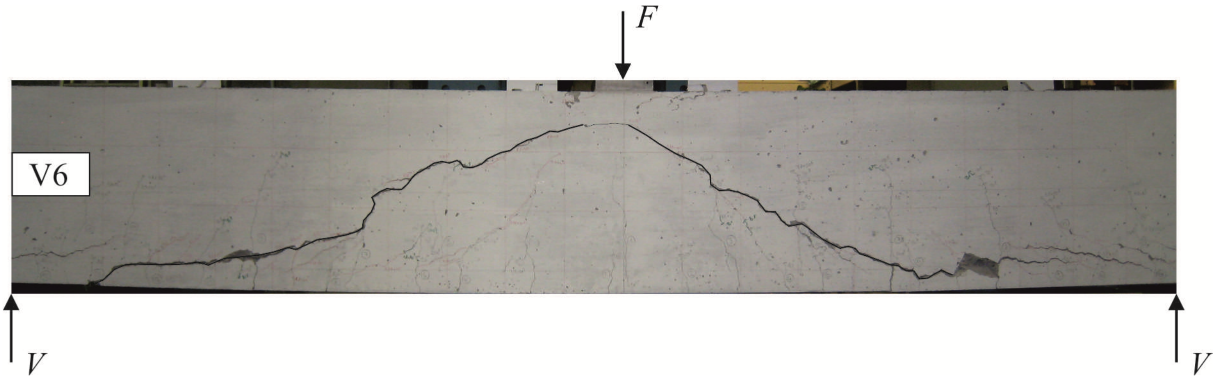


Bild 4.7-17: Bruchzustand V6d

Versuchsauswertung:

Der Versuchskörper V6 wurde mit unterschiedlichen Oberlasten zyklisch geprüft. Daher ist V6 von a bis d unterteilt. An den Bildern C-V6a, C-V6b und C-V6c (siehe Anhang C) ist der der gleichmäßige Lastabtrag über beide Trägerhälften zu erkennen. Die Verformungen w_l und w_r sind annähernd gleich und es ist nur ein sehr geringer Verformungszuwachs in den drei Teilversuchen zu verzeichnen. Zusammenfassend lässt sich daher festhalten, dass der Träger bis zum dritten Durchlauf (V6c) keine Einschränkung seiner Ermüdungsfestigkeit erfahren hat.

Im vierten Durchlauf (V6d) trat bei ca. $7{,}2 \cdot 10^5$ *Lastspielen* ein Schrägriss in der rechten Trägerhälfte auf. Damit einhergehend bildete sich an der Trägeroberseite ein Sekundärriss vor dem rechten Auflager. Man erkennt die Zunahme der Verformungen (mit $w_r > w_l$) in Bild C-V6d/4. Es kam rechts und links nach der Rissöffnung zu einer Zunahme der Dehnungen in Messstelle 1 und 2 (Bild C-V6/1 und C-V6/2). Bei ca. $7{,}65 \cdot 10^5$ *Lastspielen* versagte ein Bewehrungsstab. Dies ist in Bild C-V6d/4 zu erkennen. Ein sprunghafter Anstieg der Verformungen in Feldmitte von ca. 22 % ($w_m = 12$ mm auf $w_m = 14{,}7$ mm) war die Folge. Dennoch bildete sich wieder ein stabiles System und der Träger war unter den vorhandenen Lasten weiterhin tragfähig.

Aus dem zuvor Beschriebenen kann gefolgert werden, dass die Dübelwirkung der Längsbewehrung beim Lastabtrag von untergeordneter Bedeutung war. Das Ausfallen eines von drei vorhandenen Bewehrungsstäben würde bei signifikantem Einfluss der Dübelwirkung nach sich ziehen, dass die Last auf den beiden verbleibenden Stäben um 50 % ansteigt. Damit müsste ein deutliches Fortschreiten des Risswachstums entlang der intakten Längsstäbe und insgesamt eine deutlich größere Verformung des Trägers einhergehen. Das war nicht der Fall. Untermauert wird dies durch das Rissbild (Bild 4.7-18). Es zeigt den Träger vor dem

Versagen des Bewehrungsstabes. Man sieht deutlich, dass im markierten Bereich Rissöffnungen r > 0,1 mm vorhanden waren. Damit ist der Grenzwert nach BAUMANN/RÜSCH überschritten. Also hätte nach Ausfall des Bewehrungsstabes infolge der Lastzunahme auf den anderen beiden Stäben ein reißverschlussartiges Aufgehen des Horizontalrisses und die bereits beschriebene deutlichere Verformungszunahme auftreten müssen. Betrachtet man den schrägen Ast des Risses, so wird deutlich, dass die kritische normale Rissöffnung w_u = 0,9 mm nach REINECK überschritten ist. Dies bedeutet, dass auch der Anteil der Rissverzahnung vermindert und von untergeordneter Bedeutung ist.

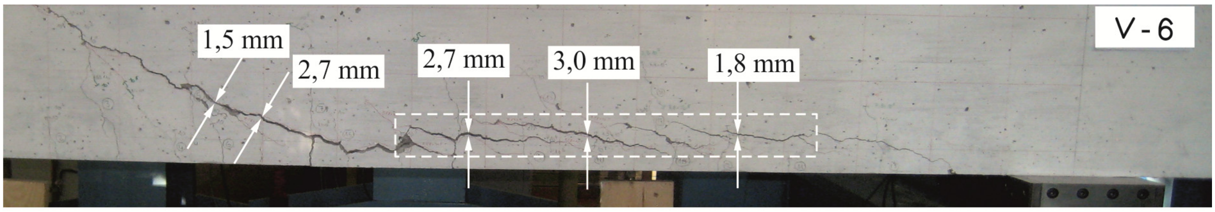


Bild 4.7-18: Rissbild vor Versagen des Bewehrungsstabes

Die Vermutung liegt nahe, dass die Tragfähigkeit der Druckzone die Ermüdungsfestigkeit des Trägers bestimmt.

Diese These wird gestärkt, wenn die rechnerische Druckzonenhöhe im Zustand II nach Gl. (2.2-10) betrachtet wird. Es ergibt sich rechnerisch eine Druckzonenhöhe (in Feldmitte) vor Versagen des Bewehrungsstabes von x^{II} = 11,0 cm. Nach dem Versagen des Stabes reduziert sich der Wert auf x^{II} = 9,23 cm. Dies entspricht einer Abnahme von ca. 19 % und korreliert gut mit der Zunahme der Verformungen (von 22 %).

Weiter ist anzumerken: Bei einer Oberlast F_{sup} = 85 kN ergibt sich ein maximales Moment von M_{sup} = 63,8 kNm. Der innere Hebelarm beträgt $z^{II} = d - x^{II}/3 = 30{,}2 - 9{,}23/3 = 26{,}9$ cm. Hieraus folgt eine Zugkraft in der Längsbewehrung von $F_s = M/z^{II}$ = 236,8 kN. Diese Kraft kann von den verbliebenen 2Ø20 mm aufgenommen werden. Ein Modell bestehend aus Druckstreben und Zugband ist somit auch nach dem Bruch des Bewehrungsstabs tragfähig. Das endgültige Versagen des Versuches V6d wurde statisch herbeigeführt, nachdem er bei annähernd *10^6 Lastspielen* gestoppt worden war.

Ein Ausknicken der Druckzone hat in V6d nicht stattgefunden. Ferner traten in Messstelle 3 rechts Zugspannungen ε_{r3} < 0,1 mm/m (Bild C-V6d/3) auf. Es bildete sich ein Sekundärriss (Bild 4.7-15). Dieser wanderte nicht in den Träger hinein, sondern der Träger konsolidierte sich. Die Entstehung eines linksseitigen Sekundärrisses wurde trotz Auftretens von Zugdehnungen nicht beobachtet.

Der Lastabtrag konnte bis zum Stopp des Versuchs über direkte bzw. umgelenkte Druckstreben stattfinden. Dabei waren die Öffnungen der Biegerisse auf der linken Trägerseite (2. Schubriss) so gering, dass Druckkräfte übertragen werden konnten. Das Versagen im abschließenden statischen Versuch kann durch die kombinierte Zug- und Druckbelastung im Lasteinleitungsbereich und eine dadurch hervorgerufene Überbelastung erklärt werden (Bild 4.7-15).

Versuch: V7

Typ: zyklisch

Durchlauf: a **Oberlast:** F_{sup} = 105 kN **Unterlast:** F_{inf} = 60 kN **Zyklen:** 10^6

Durchlauf: b **Oberlast:** F_{sup} = 120 kN **Zyklen:** $1{,}35 \cdot 10^4$

Besonderheiten: Schrägriss *$5{,}6 \cdot 10^3$ Zyklen* links (V7b); Schrägriss bei *$1{,}35 \cdot 10^5$ Zyklen* rechts (V7b)

Versagensmodus: Stabilitätsversagen der Druckzone

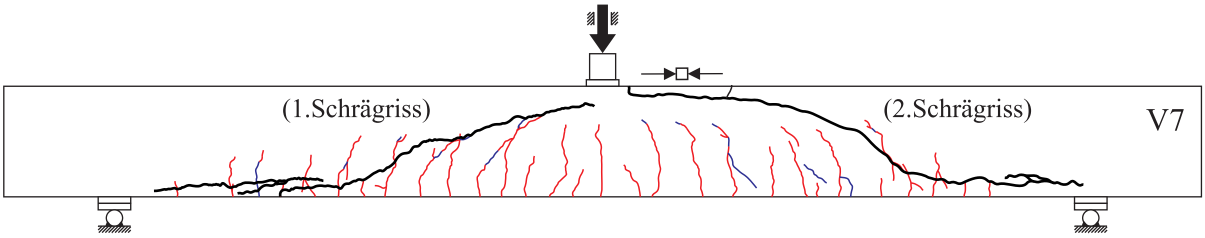


Bild 4.7-19: Versagensmodus V7

Versuchsbeschreibung:

Im Versuch V7a wurden Ober- und Unterlasten gegenüber den vorherigen Versuchen verändert. Die Messtechnik für V7 war um einige vertikale Dehnungsmessungen unterhalb der Lasteinleitung erweitert worden, um eventuell vorhandene Vertikalspannungen zu bestimmen (Kapitel 4.5). Da sich diese Dehnungsaufnehmer in Höhe der Biegebewehrung befanden, lagen sie im Einflussbereich der Biegerisse und wurden teilweise von diesen gekreuzt oder tangiert. Die Messergebnisse waren nicht zufriedenstellend. Daher wird an dieser Stelle auf eine ausführliche Erläuterung der Resultate verzichtet und auf [136] verwiesen.

Ein Schrägriss stellte sich innerhalb der *10^6 Lastzyklen* nicht ein. Der Träger war augenscheinlich intakt. Dies wurde durch die aufgezeichneten Messungen (Verformung und Dehnungen) bestätigt. Also konnte der Träger als *Durchläufer* klassifiziert und als Versuch V7b erneut getestet werden. Bei ca. *$5{,}6 \cdot 10^3$ Lastspielen* stellte sich auf der linken Trägerhälfte ein Schrägriss ein. Die Verformungen des Trägers nahmen deutlich zu, allerdings war der Träger weiterhin in der Lage, die Ober- und Unterlasten aufzunehmen. Rissaufnehmer wurden angebracht. Bei ca. *$1{,}35 \cdot 10^4$ Lastspielen* versagte der Balken schließlich durch die Ausbildung eines Schrägrisses in der rechten Trägerhälfte. Das Versagen war schlagartig. Das Bruchbild des Trägers ist in Bild 4.7-20 zu sehen.

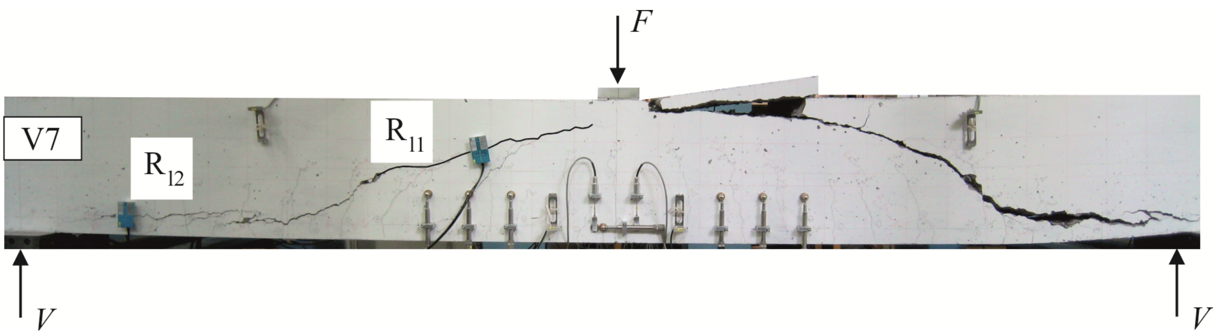


Bild 4.7-20: Bruchzustand Versuch V7b

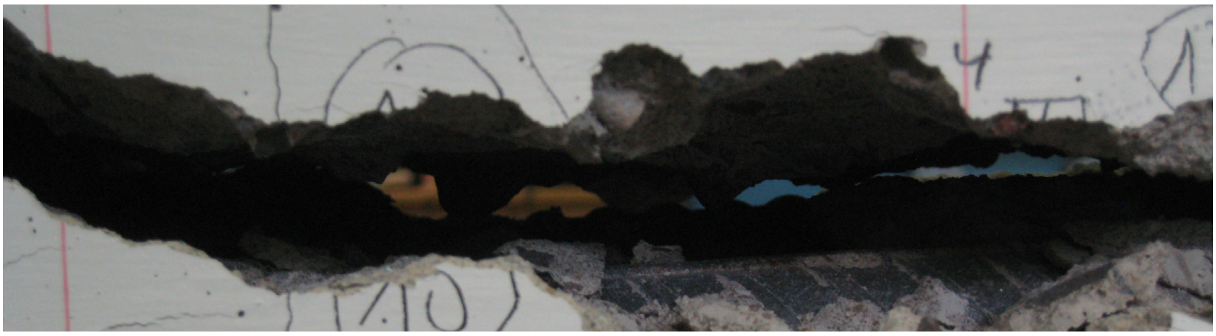


Bild 4.7-21: Ablösen der Längsbewehrung von der Betonmatrix (V7b)

Versuchsauswertung:

Der Versuchskörper V7 wurde mit unterschiedlichen Oberlasten zyklisch belastet. Er ist daher in V7a und V7b unterteilt. Da die Verformungen w_l, w_m und w_r (Bild C-V7a/5) innerhalb *10^6 Lastspiele* nur einen sehr geringen Zuwachs aufwiesen, kann davon ausgegangen werden, dass der Träger V7 im ersten Durchlauf mit F_{sup}/F_{inf} = 105/60 kN keine Einschränkung der Ermüdungsfestigkeit erfahren hatte.

Im zweiten Durchlauf (V7b, F_{sup}/F_{inf} = 120/60 kN) entstand bei ca. *$5{,}6 \cdot 10^3$ Lastspielen* ein Schrägriss in der linken Trägerhälfte. Die sprunghafte Zunahme der Verformungen (mit $w_l > w_r$) ist in Bild C-V7b/4 zu erkennen. Auf das Entstehen des Schrägrisses konnte durch die gemessenen Betondehnungen nicht vorzeitig geschlossen werden (Bilder C-V7b/1 bis 3).

Nach dem Aufgehen des Schrägrisses wurden die Rissaufnehmer R_1 und R_2 angebracht. Die Rissöffnung senkrecht zum Riss lag bei Messstelle R_1 (Bild C-V7b/5) mit max. R_{1x} = 2,5 mm signifikant über dem von REINECK [127] angegebenen kritischen Wert w_u. Gleichzeitig traten geringe Rissverschiebungen auf. Ein Ausfall der Rissverzahnung im ULS (ähnlich den vorherigen Versuchen) zeichnete sich damit ab.

In Messstelle R_2 (Bild C-V7b/6) zeigte sich, dass die Rissöffnung senkrecht zum Riss deutlich größer war als die kritische Rissöffnung r = 0,1 mm nach BAUMANN/RÜSCH [10]. Die Verschiebung war ähnlich zur Rissöffnung. Das Ablösen der Betondeckung war eindeutig zu erkennen (Bild 4.7-21). Damit muss entlang des Horizontalrisses von einer günstigenfalls deutlich verminderten Dübelwirkung ausgegangen werden.

Für das Tragverhalten scheint ein Druckbogen bzw. eine Druckstrebe verantwortlich gewesen zu sein. Die Rissweiten und -höhen der Biegerisse ließen links eine Direktabstützung zwischen Lasteinleitung und Auflager zu. Die linke Direktabstützung blieb bis zum Versagen intakt. Auf der rechten Seite kam es zu einer Überbeanspruchung im Lasteinleitungsbereich E und einem Ausknicken der Druckzone (Bild 4.7-19). Die gemessenen max. Dehnungen betrugen rechts ca. ε_{1r} = -2,05 mm/m und befanden sich in Höhe von ε_{cu} = -2,0 mm/m für Druck mit kleinen und mittleren Ausmitten.

Versuch: V8

Typ: zyklisch

Durchlauf: a **Oberlast:** F_{sup} = 112,5 kN **Unterlast:** F_{inf} = 60 kN **Zyklen:** 10^6

Durchlauf: b **Oberlast:** F_{sup} = 120,0 kN **Zyklen:** 31.300

Besonderheiten: Schubriss *19.900 Zyklen* rechts (V8a); Schubriss bei *7,5·10³ Zyklen* links (V8b); Bruch unter statischer Last F_u = 121,1 kN > F_{sup} = 120 kN

Versagensmodus: Überbeanspruchung aus kombinierter Last im Auflagerbereich

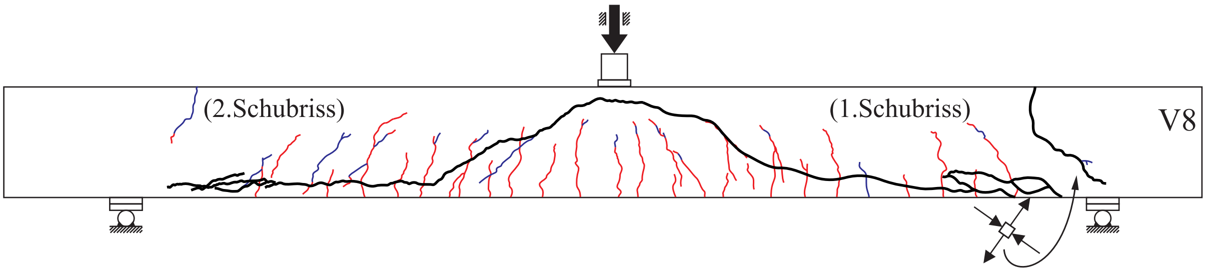


Bild 4.7-22: Versagensmodus V8

Versuchsbeschreibung:

Ein Schubriss stellte sich in V8a bei ca. *19.900 Lastspielen* auf der rechten Trägerseite ein. Damit einher ging die Entwicklung eines anfänglich vertikalen Sekundärrisses vor der rechten Auflagerkante (Bild 4.7-23). Dieser Riss wanderte mit zunehmenden Lastspielen in den Träger. Die Rissaufnehmer wurden bei *80.000 Lastspielen* angebracht.

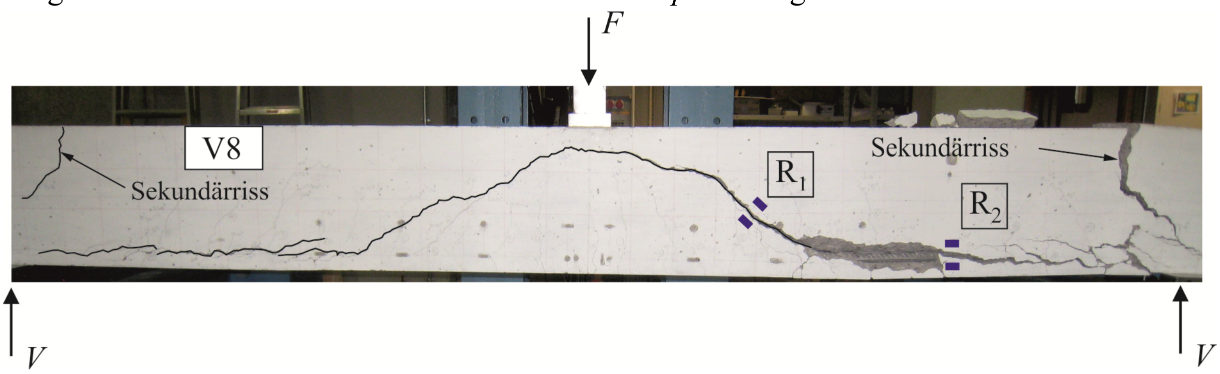


Bild 4.7-23: Bruchzustand V8b

Mit dem Schubriss stellten sich zwar große Verformungen ein, dennoch konnte der Träger die Lasten aufnehmen und erreichte *10⁶ Lastwechsel*. Daher ist er als *Durchläufer* klassifiziert worden. Er wurde dann als Versuch V8b erneut getestet. Dabei erfuhr die Oberlast eine Steigerung auf F_{sup} = 120 kN. Die Unterlast blieb konstant. Bei ca. *7,5·10³ Lastspielen* stellte sich auf der linken Trägerhälfte ebenfalls ein Schrägriss ein. Es kam zur Sekundärrissbildung vor der linken Auflagerkante (Bild 4.7-23). Die Verformungen des Trägers nahmen nochmals deutlich zu, allerdings konnte der Balken auch diese Lasten aufnehmen.

Mit dem Aufgehen des Schrägrisses ging der Ausfall des rechten Wegaufnehmers w_r, sowie des linken Dehnungsaufnehmers u_l auf der Längsbewehrung einher. Bei ca. *31.300 Lastspielen* wurde der Versuch gestoppt, da die Verformungen einen gesetzten Grenzwert (29,9 mm Zylinderweg) erreichten. Der Träger wurde anschließend statisch bis zum Versagen getestet. Die Bruchlast betrug F_u = 121,1 kN > F_{sup}.

Versuchsauswertung:

Den Zeitpunkt (ca. *19.900 Lastspiele*), zu dem sich der kritische Riss in der rechten Trägerhälfte bildete, erkennt man in Bild C-V8a/5. Allerdings versagte der Träger nicht, sondern konnte weitere Lastspiele aufnehmen. Die Verformungen nach der Rissöffnung blieben annähernd konstant; der Träger war stabil.

Eine vollständige Übertragung von Kräften mittels Rissverzahnung über den Schubriss muss hinsichtlich der max. Rissöffnung von $R_{1x} \approx 1{,}5$ mm bzw. einer max. Rissuferverschiebung $R_{1y} \approx 0{,}6$ mm (Bild C-V8a/6) in Frage gestellt werden. Die gemessene maximale Rissöffnung der Messstelle 2 betrug $R_{2x} \approx 1{,}2$ mm (Bild C-V8b/7). Ergo ist daher davon auszugehen, dass entlang des horizontalen Risses keine Zugkräfte in den Beton „hochgehängt“ werden konnten.

Außerdem bildete sich ein vertikaler Sekundärriss vor dem rechten Auflager. Dieser ging von der Balkenoberseite aus (Bild 4.7-24a) und öffnete sich mit zunehmender Lastspielzahl reißverschlussartig (Stufe 1 und 3). Erklärt werden kann er durch das Modell der umgelenkten Druck- bzw. Zugstreben (Bild C-V8a/3 zeigt das Auftreten von Zugdehnungen in Messstelle 3) nach MUTTONI [110]. Zum Versagen führte der Riss nicht. Vielmehr stabilisierte sich der Träger, und das Risswachstum stoppte. Vorhandene Biegerisse mit geringen Rissweiten wurden überdrückt, bzw. es fand ein Lastabtrag über Rissverzahnung statt. Der Träger erreichte *10^6 Lastspiele*.

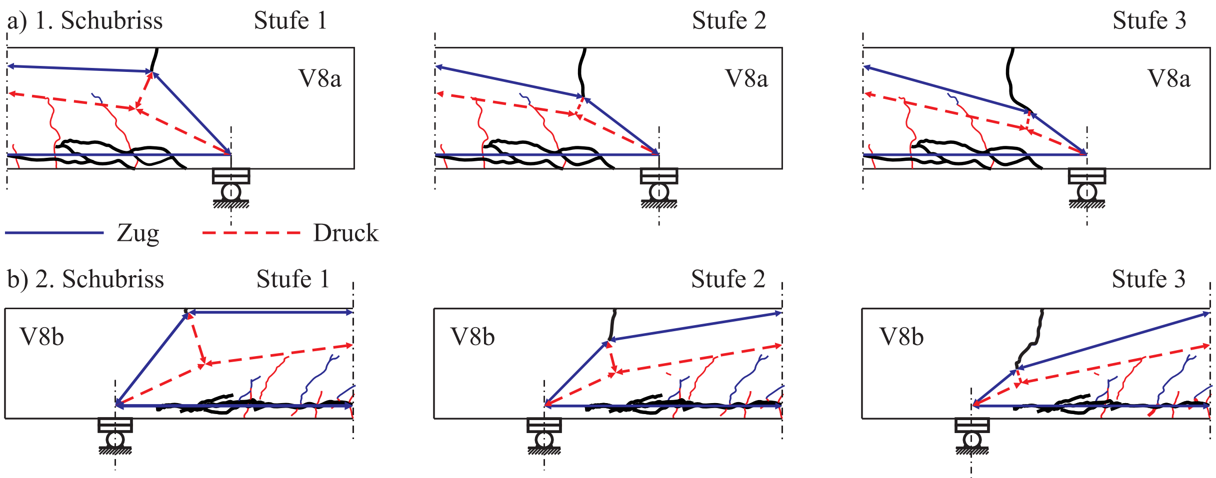


Bild 4.7-24: Lastabtrag nach dem Aufgehen des Schubrisses a) rechts und b) links

Mit der Öffnung des Schrägrisses kam es zu einem sprunghaften Anstieg der Zugkraft im mittleren rechten Bewehrungsstab (Bild 4.7-25). Dies ist ein deutliches Anzeichen dafür, dass sich Lasten aus der Rissverzahnung und der Dübelwirkung in die Druckstreben umgelagert haben.

In Feldmitte herrschte unter F_{sup} = 112,5 kN ein Moment von $M_{sup} = F_{sup} \cdot l/4$= 84,4 kNm. Bei einer Druckzonenhöhe von $x^{II} \approx 11{,}1$ cm nach Gl. (2.2-10) ergibt sich der innere Hebelarm zu z^{II} = 26,3 cm. Damit betrug die rechnerisch Zugkraft pro Bewehrungsstab $F_{s,cal}$ = 107,3 kN. Geht man davon aus, dass der Verbund zwischen Beton und Bewehrung nach der Öffnung des kritischen Risses nur noch eingeschränkt vorhanden war, ist diese Zugkraft zum Auflager hin lediglich geringfügig abgebaut worden. Die gemessene maximale Zugkraft nach der Rissöffnung war $F_{s,r} \approx 95$ kN (Bild 4.7-25) und korrespondierte unter den beschriebenen

Randbedingungen gut mit der Errechneten. Für die Plausibilität der Ergebnisse spricht, dass die gemessenen mittleren Zugkräfte (links und rechts) vor der Rissöffnung sehr gut übereinstimmten. Die Zugkraft vor dem linken Auflager betrug $F_{s,l} \approx 39$ kN und die vor dem rechten Auflager $F_{s,r} \approx 40$ kN.

Somit kann weiter gefolgert werden: Vor Öffnen des Schubrisses wirkten alle Tragmechanismen des Querkraftabtrags ($V_{c,c} + V_{c,Dü} + V_{c,r}$). Die mittlere Zugkraft $F_{s,r}$ vor Öffnen des Risses entsprach ca. 40 kN. Nach Öffnen des Risses wirkten lediglich die Biegedruckzone ($V_{c,c}$) bzw. die Druckstreben. Die mittlere Kraft im Bewehrungsstab war auf $F_{s,r} \approx 60$ kN angewachsen. Das heißt, die Differenz von ca. 20 kN, die zuvor durch Dübelwirkung und Rissverzahnung übertragen worden ist, wurde nun zusätzlich über die Druckzone bzw. die Druckstreben übertragen. Damit konnte über die Druckzone und die Druckstreben im Zustand vor der Schubrissbildung mindestens die gleiche Kraft wie über die anderen Mechanismen zusammen abgetragen werden. Hierüber ist bereits in [139] berichtet worden.

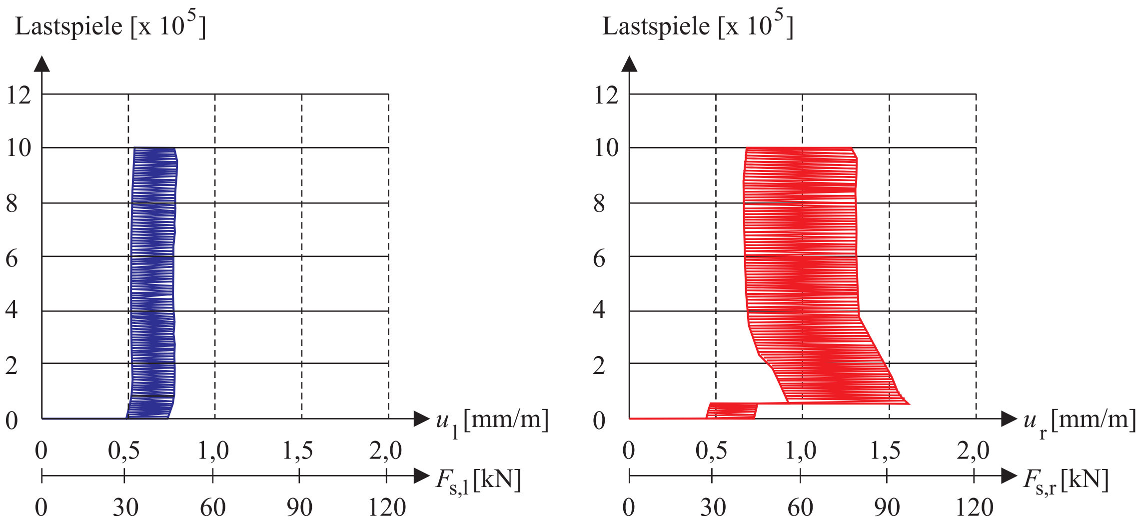


Bild 4.7-25: Dehnungen und Zugkräfte im mittleren Bewehrungsstab links und rechts (V8a)

Die Dehnungen nach einer neuerlichen Belastung des Balkens (V8b, $F_{sup}/F_{inf} = 120/60$ kN), korrespondierten sehr gut mit denjenigen am Ende von V8a. In Messstelle 1 war ein beidseitiger Dehnungszuwachs zu erkennen, in den übrigen beiden Messstellen stellten sich ähnlich Dehnungen ein wie zum Ende von V8a.

Mit dem Öffnen des linksseitigen Schubrisses bei ca. *7.500 Lastspielen* entstand vor dem linken Auflager ein vertikaler Sekundärriss (Bild 4.7-23 und Bild 4.7-24b). Er wuchs mit zunehmender Lastspielzahl zur Trägerunterseite.

Da Zugdehnungen in Messstelle 3 gemessen worden sind (Bild C-V8b/3), ist der Sekundärriss über das Modell der umgelenkten Druckstrebe erklärbar.

Darüber hinaus kam es zu einem sprunghaften Anstieg der Dehnungen im Bewehrungsstab (links). Dieser überproportionale Anstieg ging in den Ausfall des Dehnungsaufnehmers u_l über (Bild 4.7-26). Die gemessenen Kräfte entsprechen denen des Versuches V8a (nach der Schrägrissöffnung) und bestätigen ihre Plausibilität.

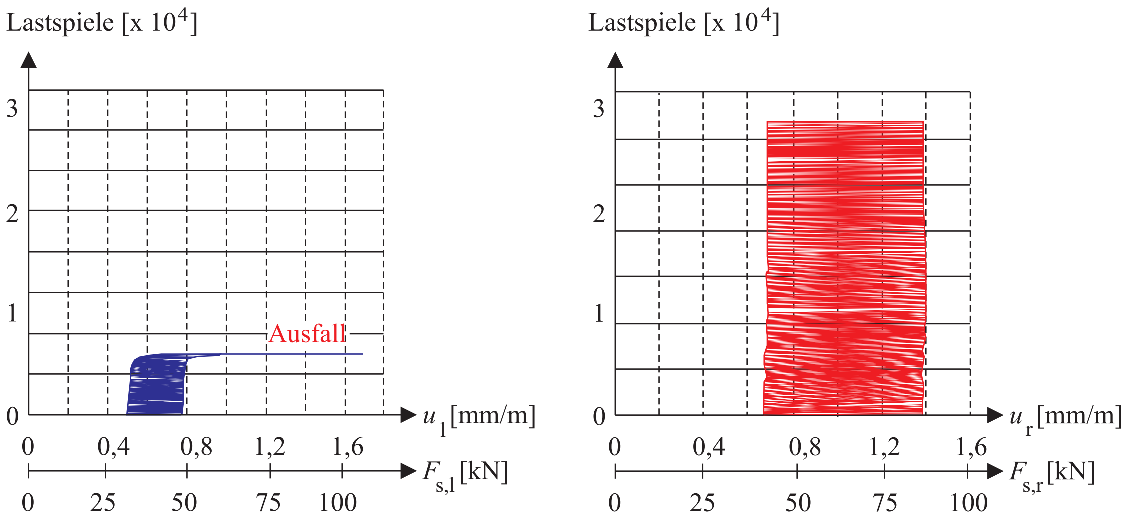


Bild 4.7-26: Dehnungen und Zugkräfte im mittleren Bewehrungsstab links und rechts (V8b)

Beim Stoppen der dynamischen Belastung (*31.300 Zyklen*) betrugen die maximalen Betondehnungen in Messstelle 1 ε_{l1} = -2,53 ‰ und ε_{r1} = -2,12 ‰.

Abschließend wurde der Versuchskörper weggesteuert bis zum Bruch (Bild 4.7-27) belastet. Es konnte nochmals eine maximale Traglast F_u = 121,1 kN > F_{sup} = 120 kN erzielt werden.

Zwar vereinigten sich die Schubrisse während des statischen Versuches unter der Lastplatte, allerdings war kein Abplatzen/Ausknicken der Druckzone zu beobachten. Das Versagen des Trägers im rechten Auflagerbereich ereignete sich im statischen Versuch vielmehr infolge der Vereinigung des fortschreitenden Sekundärrisses und des Horizontalrisses entlang der Bewehrung. Zuvor wurde der vorliegende stabile Zustand (Bild 4.7-24a) durch die kombinierte Belastung aus Druck und Zug aufgehoben. Es kam wie bei Versuch V3 zu einer Einschnürung der Druckkraft übertragenden Trägerfläche vor dem rechten Auflager und einer Vereinigung des Sekundärrisses mit dem Horizontalriss.

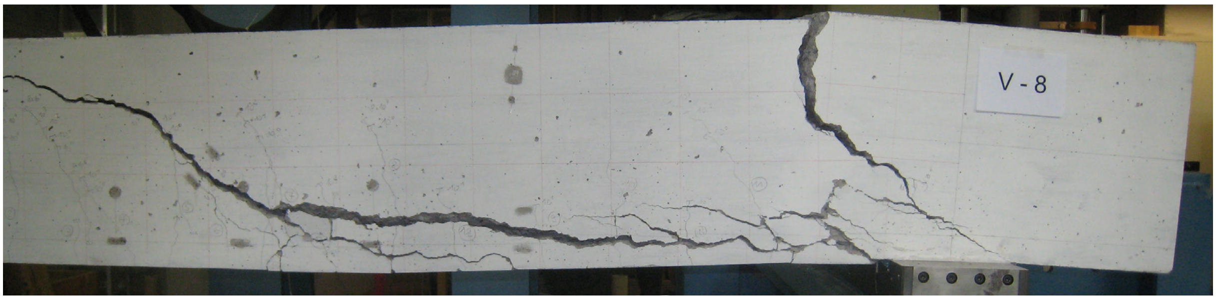


Bild 4.7-27: Rissbild nach dem Versagen V8b

Versuch: V9

Typ: zyklisch

Durchlauf: a **Oberlast:** F_{sup} = 112,5 kN **Unterlast:** F_{inf} = 60 kN **Zyklen:** 2688

Besonderheiten: schlagartiges Versagen

Versagensmodus: Stabilitätsversagen der Druckzone

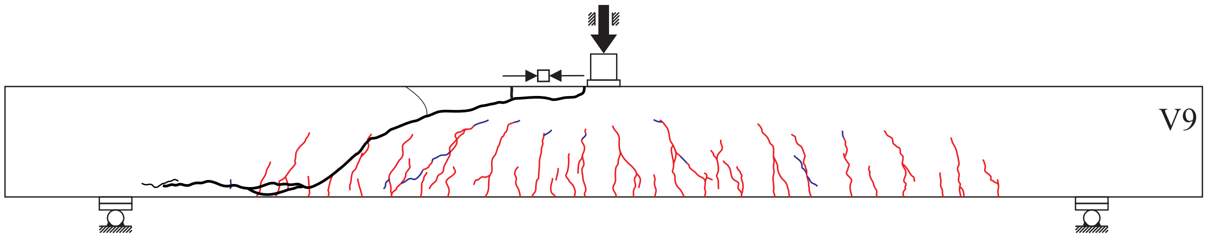


Bild 4.7-28: Versagensmodus V9

Versuchsbeschreibung:

Da sich bei *1.461 Zyklen* auf der linken Trägerseite ein Schubriss ankündigte, wurde dort ein Rissaufnehmer angebracht. Der Träger versagte allerdings links entlang eines anderen Risses schlagartig nach *2.688 Zyklen* mit Erreichen der Oberlast. Das Versagen ereignete sich infolge des Ausknickens der Druckzone (Bild 4.7-28).

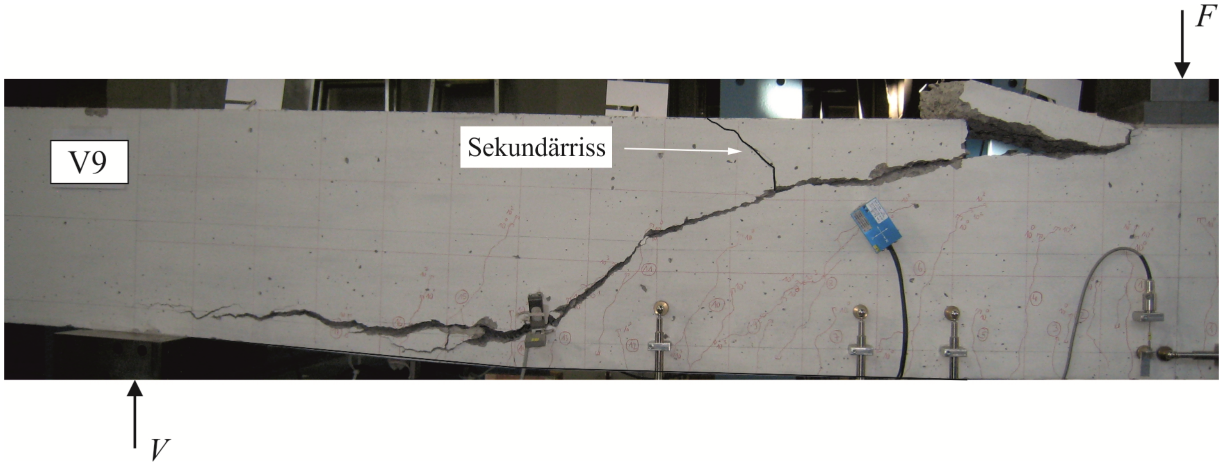


Bild 4.7-29: Bruchzustand V9

Versuchsauswertung:

Unter der zyklischen Last ist die F-ε-Kurve der Messstelle 1 links und rechts ebenso gleich (Bild C-V9/1), wie beim Anfahren der Oberlast (Bild C-V9/4). Diejenige der Messstelle 2 (Bild C-V9/2) weist links abnehmende Dehnungen auf. In der Messstelle 3 traten rechts Zugdehnungen auf, die in etwa in Höhe der vom Beton aufnehmbaren Rissdehnung liegen ($\varepsilon_{r3} \approx \varepsilon_{cr}$). Ein Sekundärriss vor dem Auflager bildete sich nicht. Das Versagen trat bereits nach *2.688 Zyklen* in der linken Trägerhälfte auf. Es ereignete sich schlagartig und ohne Vorankündigung (Bild C-V9/5). Mit dem Versagen kam es zum „Ausknicken“ der Druckzone sowie zur Entstehung eines sekundären Risses, der den Träger zur Oberseite hin durchtrennte (Bild 4.7-29). Auch wenn das Ausknicken der Druckzone nicht anhand der vorhandenen Dehnungen (max. ε_{l1} = -1,431 mm/m) erklärt werden kann, liegt augenscheinlich (Bild 4.7 29) ein Stabilitätsversagen vor. Dafür spricht, das schlagartige Versagen mit „Abplatzen“ der Druckzone unter einem „lauten Knall“.

Versuch: V10
Typ: zyklisch
Durchlauf: a **Oberlast:** F_{sup} = 112,5 kN **Unterlast:** F_{inf} = 60 kN **Zyklen:** 2688
Besonderheiten: schlagartiges Versagen
Versagensmodus: Überbeanspruchung aus kombinierter Last im Lasteinleitungsbereich

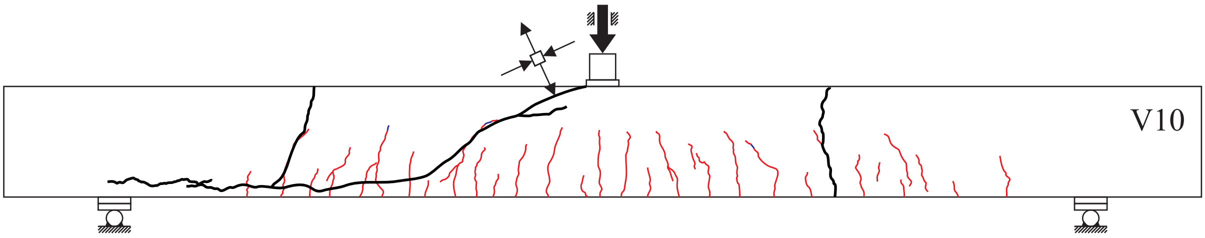


Bild 4.7-30: Versagensmodus V10

Versuchsbeschreibung:

Nachdem V8 unter der Oberlast F_{sup} = 112,5 kN und der Unterlast F_{inf} = 60 kN als Durchläufer klassifiziert werden konnte, V9 jedoch unter den selben Lastbedingungen bereits nach *2.688 Lastwechseln* schlagartig versagte, sollte in V10 geprüft werden, welcher der beiden Versuche statistisch einen „Ausreißer" darstellt. Darum wurde V10 unter den gleichen Lasten und der gleichen Lasthistorie getestet wie V8 und V9. Die Messungen der Dehnungen und Verformungen wurden dadurch reduziert, dass auf die vertikalen Dehnungsaufnehmer unterhalb der Lasteinleitung verzichtet wurde [136].

V10 versagte nach *291 Lastzyklen* (annähernd) schlagartig und ohne (nennenswerte) Vorankündigung. Rissaufnehmer waren zu diesem Zeitpunkt noch nicht angebracht. Das Bruchbild kann Bild 4.7-31 entnommen werden. Das Versagen geschah so heftig, dass zum einen der Stahlblock unterhalb der Presse verrutschte und sich zum anderen jeweils ein vertikaler Riss rechts und links auf halber Strecke zwischen dem Auflager und der Lasteinleitung bildete.

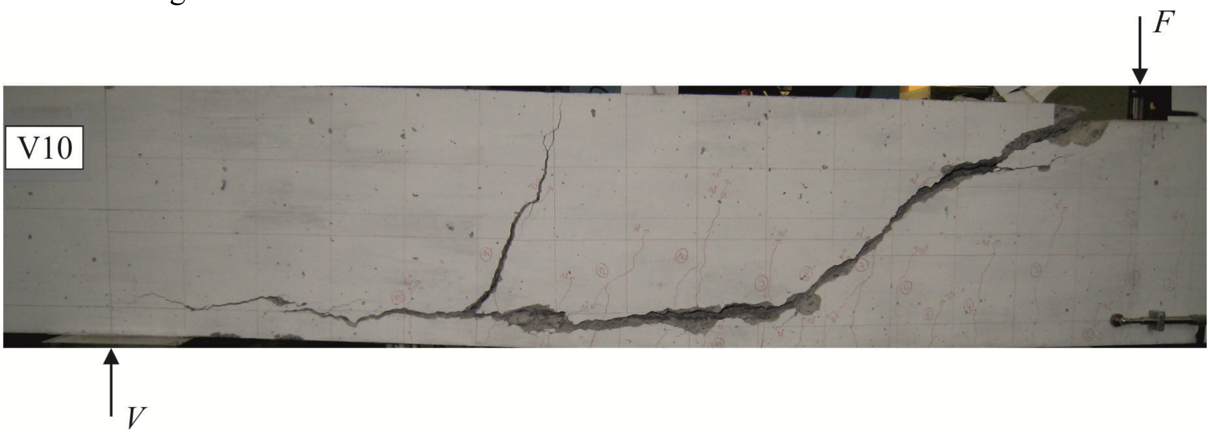


Bild 4.7-31: Bruchbild V10

Versuchsauswertung:

Unter der zyklischen Last ist in Bild C-V10/1 zu erkennen, dass der Träger linksseitig größere Dehnungen aufwies. Dabei betrug $\varepsilon_{l1,max}$ = -2,12 mm/m und $\varepsilon_{r1,max}$ = -1,33 mm/m. In den Messstellen 2 und 3 waren die Dehnungen in etwa quantitativ gleich groß. Bemerkenswert ist folgende Tatsache: In Messstelle 3 links traten in den letzten Zyklen (290, 291) Zugdehnungen auf (Bild C-V10/3). Entgegen V9 deutete sich das Versagen, wenn auch nur sehr kurz, an und findet nicht vollkommen schlagartig statt.

Das Versagen stellte sich bei *292 Zyklen* in der linken Trägerhälfte ein. Anhand der Verformungen wird der kurze Ankündigungsbereich deutlich (Bild C-V10/5). Ein „Ausknicken" der Druckzone sowie ein sekundärer Riss ähnlich Träger V9 waren nicht zu erkennen. Vielmehr versagte der Lasteinleitungsbereich unter kombinierter Beanspruchung.

Die linksseitigen Dehnungen bzw. Zugkräfte im mittleren Bewehrungsstab in Bild 4.7-32 zeigen ebenfalls den kurzen Ankündigungsbereich. Sowohl links wie auch rechts betrug die mittlere Zugkraft ca. 35 kN.

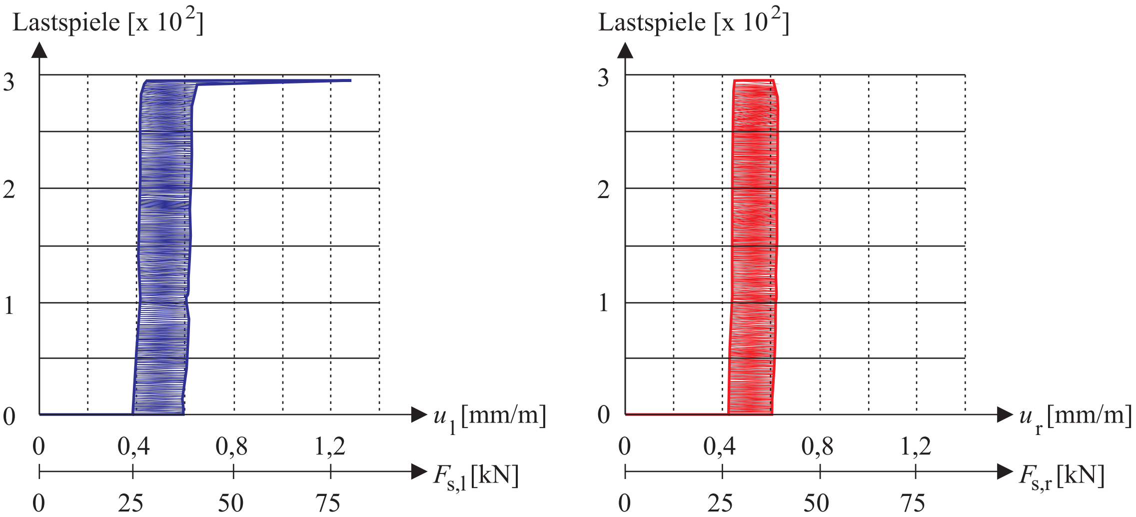


Bild 4.7-32: Dehnungen und Zugkräfte im mittleren Bewehrungsstab links und rechts (V10)

Versuch: V11

Typ: statisch **Versagenslast:** F_u = 161,7 kN

Versagensmodus: Stabilitätsversagen der Druckzone

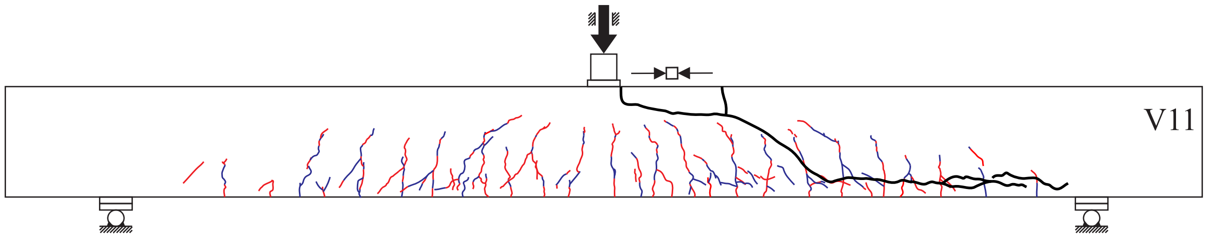


Bild 4.7-33: Versagensmodus V11

Versuchsbeschreibung:

Das Versagen des Trägers trat schlagartig mit dem Auftreten eines rechtsseitigen Schubrisses ein. Die Druckzone knickte aus. Der Bruchzustand kann Bild 4.7-34 entnommen werden. Die Bruchlast betrug F_u = 161,7 kN.

Versuchsauswertung:

Auf Grund der gemessenen Dehnungen (Bild C-V11/1) kann von einem symmetrischen Kraftfluss ausgegangen werden. Dafür spricht auch der Last-Verformungsverlauf in beiden Trägerhälften (Bild C-V11/2). Die gemessenen maximalen Betondruckdehnungen in Messstelle 1 betrugen ca. ε_{rl} = -2,04 mm/m. Sie lagen damit ca. in der Größe der Grenzdehnungen ε_{cu} nach LEONHARDT/MÖNNIG [10].

Das Versagen wurde durch das „Ausknicken" der Druckzone hervorgerufen (Bild 4.7-33). Der Bruch kann durch ein Druck- respektive ein Stabilitätsversagen im Bereich der Lasteinleitung erklärt werden.

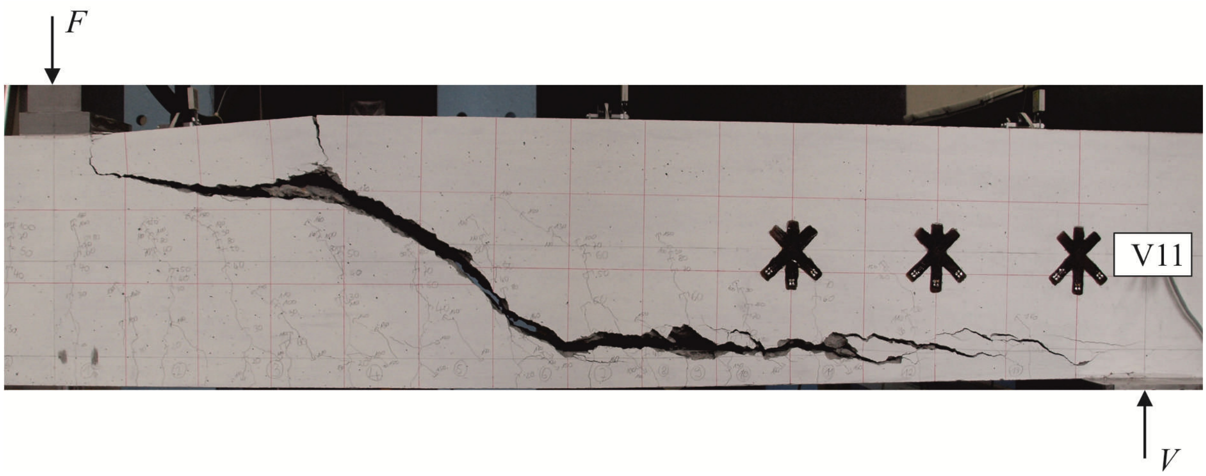


Bild 4.7-34: Bruchzustand V11

Versuch: V12

Typ: statisch **Versagenslast:** $F_u = 166{,}5$ kN

Versagensmodus: Stabilitätsversagen der Druckzone

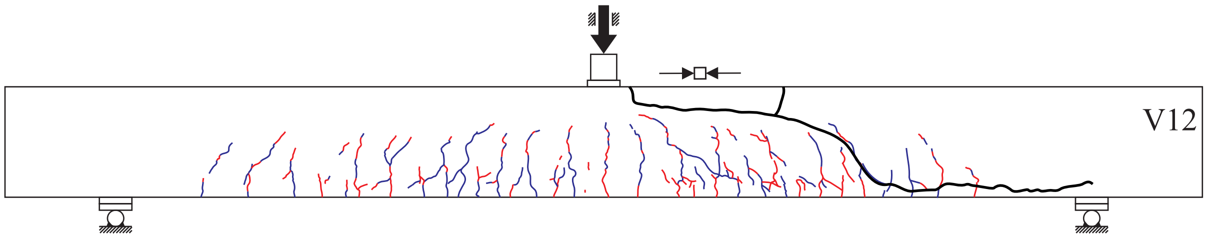


Bild 4.7-35: Versagensmodus V12

Versuchsbeschreibung:

Das Versagen des Balkens trat schlagartig mit dem Auftreten des Schrägrisses ein. Mit dem Versagen einher ging das Ausknicken der Druckzone. Der Versagensmodus ist in Bild 4.7-35 dargestellt.

Versuchsauswertung:

Der rechtsseitige Bruch deutete sich durch deutlich höhere gemessene Dehnungen an (Bild V12/1 und V12/2). Der Versagensriss bildete sich folglich in der rechten Trägerhälfte bei $F_u = 166{,}5$ kN aus.

Auch bei V12 kam es zum „Ausknicken“ der Druckzone. Die gemessenen Druckdehnungen in Messstelle 1 betrugen links ca. $\varepsilon_{1l} = -2{,}09$ mm/m und rechts ca. $\varepsilon_{1r} = -2{,}82$ mm/m. Sie lagen über der Grenzdehnung $\varepsilon_{cu} = -2{,}0$ mm/m.

Das Versagen kann durch das Stabilitätsversagen der Druckzone erklärt werden.

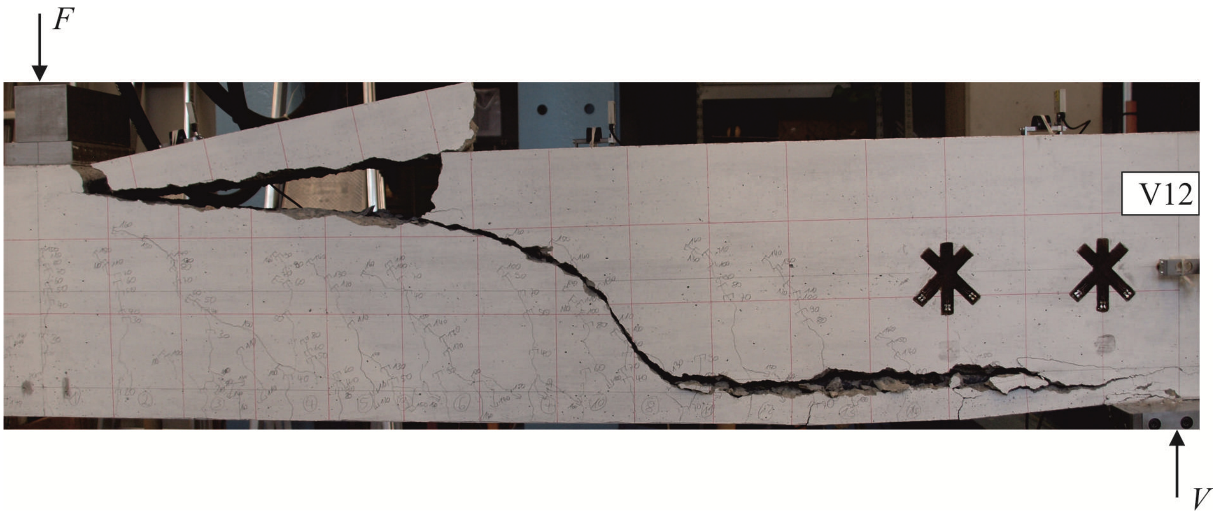


Bild 4.7-36: Bruchzustand V12

Versuch: V13

Typ: zyklisch

Durchlauf: a	**Oberlast:** F_{sup} = 101,7 kN	**Unterlast:** F_{inf} = 32,8 kN	**Zyklen:** 10^6
Durchlauf: b	**Oberlast:** F_{sup} = 108,3 kN		**Zyklen:** $2{,}22 \cdot 10^5$

Besonderheiten: Versagen der Längsbewehrung

Versagensmodus: Stahlversagen

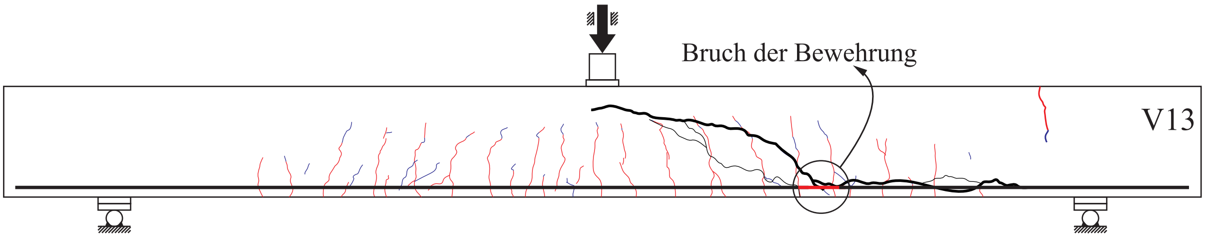


Bild 4.7-37: Versagensmodus V13

Versuchsbeschreibung:

Bei *379.500 Zyklen* trat in Versuch V13a auf der rechten Balkenseite ein Schubriss auf; der Träger konnte die Lastspiele und die Oberlast jedoch weiter aufnehmen. Weiterhin bildete sich vor dem Auflager ein bereits in den meisten Versuchen der Serie V01 beobachteter vertikaler Sekundärriss, der sich von der Trägeroberseite in den Träger hinein fortpflanzte (Bild 4.7-37). Ein Wegaufnehmer zur Beschreibung der Rissöffnungen und –verschiebungen wurde bei *422.000 Zyklen* angebracht.

Nachdem der Träger *10^6 Zyklen* ohne nennenswerte Zunahme an Verformungen ertragen hatte, wurde er im Versuch V13b einer erhöhten Oberlast ausgesetzt. Bei ca. *208.500 Zyklen* brach ein Bewehrungsstab, was zu einer deutlichen Verformungszunahme führte. Infolge dessen erreichte der Träger das definierte Weglimit (w_z = 25,4 mm), so dass der Versuch nach *222.593 Zyklen* automatisch unter einer Last von F = 72,5 kN gestoppt wurde. Von dieser Last aus wurde der Träger schließlich weggesteuert (v = 0,1 mm/s) weiter belastet. Nachdem ein weiterer Bewehrungsstab gebrochen war (Bild 4.7-38), wurde der Versuch endgültig gestoppt.

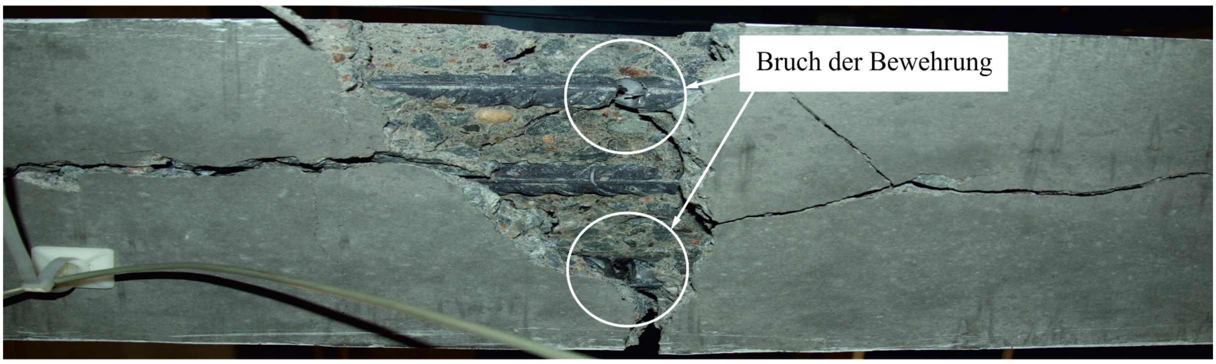


Bild 4.7-38: V13b Bruch von 2 Bewehrungsstäben (Ansicht von unten)

Versuchsauswertung:

In Messstelle 3 (Bild V13a/3) stellten sich rechts Zugdehnungen ein. Deren Größe konnte zwar nicht bestimmt werden, da der vertikale Sekundärriss den Dehnungsaufnehmer 3 traf und beschädigte. Dennoch kann dadurch, analog zu Versuchen der Serie V01, das Öffnen des

Sekundärrisses erklärt werden. Eine vollständige Übertragung von Kräften mittels Rissverzahnung muss auf Grund der max. Rissöffnung von $R_{1x} \approx 1{,}5$ mm (Bild V13a/6) hinterfragt werden. Bild 4.7-39 zeigt das Aufgehen des Schrägrisses und den sprunghaften Anstieg der Zugkraft im mittleren rechten Bewehrungsstab. Bei ca. *500.000 Zyklen* kam es zum Ausfall des Dehnungsaufnehmers u_r.

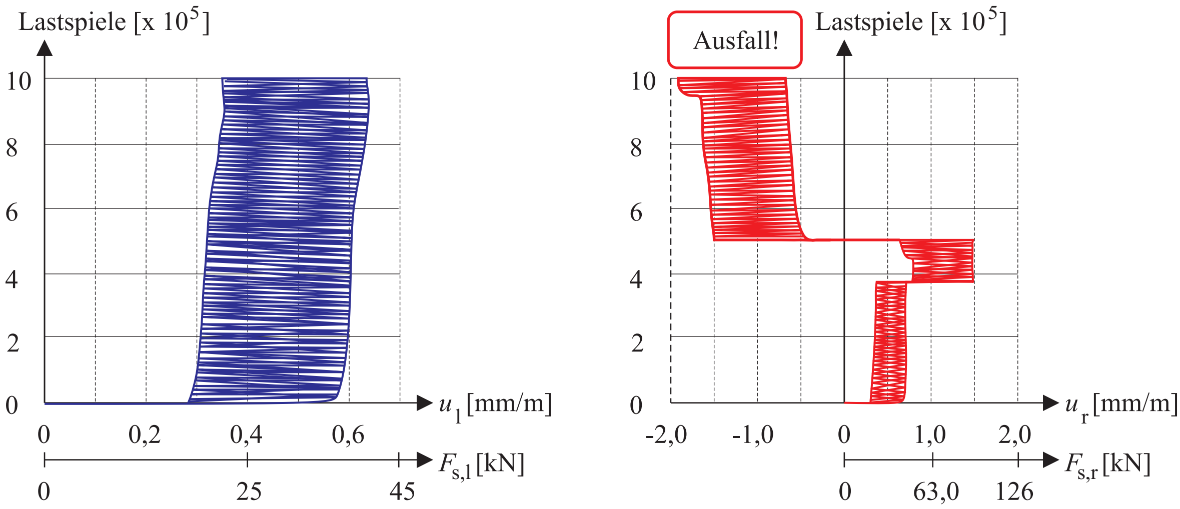


Bild 4.7-39: Dehnungen und Zugkräfte im mittleren Bewehrungsstab links und rechts (V13a)

Die mittleren Zugkräfte im Bewehrungsstab vor dem Öffnen des Schrägrisses waren mit $F_s \approx 35$ kN nahezu gleich. Nach Aufgehen des Risses kam es rechtsseitig zu einer Zunahme der Dehnungen in u_r und damit zu einer Umlagerung von Querkrafttraganteilen. Dies konnte bereits bei Versuch V8 beobachtet werden. Rechts betrug die gemessene mittlere Zugkraft nun $F_{s,r} \approx 69$ kN; es zeigt sich, dass nach Ausfall von Rissverzahnung und Dübelwirkung über die Druckstrebe bzw. die Druckzone zusätzlich die Differenzkraft ΔF von ca. 35 kN abgetragen wurde; im Zustand vor der Rissbildung konnte die Druckzone in V13 also bereits die volle Last ertragen; Dübelwirkung und Rissverzahnung spielten (nahezu) keine Rolle.
Außerdem betrug die maximal gemessene Zugkraft $F_{s,r,max} = 92{,}9$ kN (bei einer Dehnung $u_r = 1{,}48$ mm/m) unter der Oberlast. Mit der Überlegung, dass, wie bei V8, unter dieser Oberlast ein Moment von $M_{sup} = ¼\ F_{sup} \cdot l = 77$ kNm herrschte und der innere Hebelarm $z^{II} = 26{,}3$ cm war, ergibt sich eine rechnerische Zugkraft pro Bewehrungsstab von $F_{s,cal} = 97$ kN. Diese war auf Grund einer großen Öffnung des horizontalen Astes des Schubrisses bis zum Auflager vorhanden. Die gemessene Zugkraft kann somit durch die Rechnerische bestätigt werden.

Das Versagen des Trägers scheint durch den Bruch der Längsbewehrung bestimmt gewesen zu sein. Ein Betonversagen (Versagen im Lasteinleitungsbereich oder im Auflagerbereich) konnte zum Zeitpunkt, zu dem der Versuch gestoppt wurde, nicht beobachtet werden. Daher wurde der Ermüdungsnachweis des Betonstahls nach EC2-1-1, Bild 30 und Tabelle NA.6.3 geführt. Darin betrug die Lastspielzahl bei Bruch des ersten Stabes $1{,}208 \cdot 10^6$; das Differenzmoment aus Ober- und Unterlast $\Delta M = 56{,}6$ kNm und der innere Hebelarm $z^{II} = 0{,}263$ m. Es ergibt sich eine Spannungsschwingbreite von $\Delta\sigma_s = 228{,}5$ MPa. Das Versagen des Bewehrungsstahls kann rechnerisch bestätigt werden. Eine Darstellung der vorhandenen Spannungsschwingbreite in EC2-1-1, Bild 30 enthält V14.

Versuch: V14
Typ: zyklisch

Durchlauf: a	**Oberlast:** F_{sup} = 101,7 kN		**Zyklen:** 10^6
Durchlauf: b	**Oberlast:** F_{sup} = 108,3 kN	**Unterlast:** F_{inf} = 32,8 kN	**Zyklen:** 10^6
Durchlauf: c	**Oberlast:** F_{sup} = 114,9 kN		**Zyklen:** 100

Besonderheiten: Schrägriss bei *$9{,}4 \cdot 10^5$ Zyklen* links (V14b); Bruch eines Bewehrungsstabes bei *$9{,}6 \cdot 10^5$ Zyklen* links (V14b)

Versagensmodus: Stahlversagen

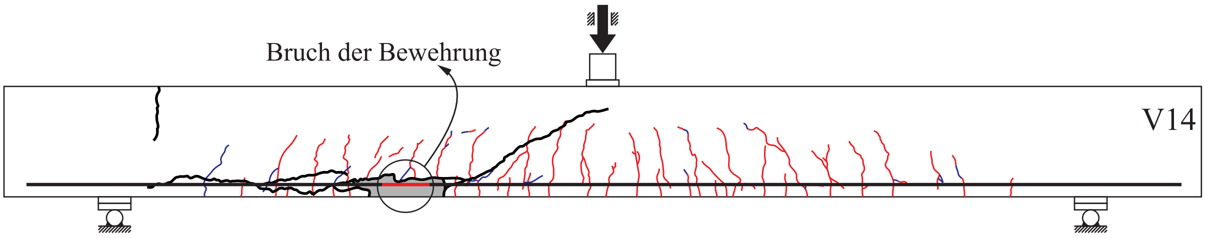


Bild 4.7-40: Versagensmodus V14

Versuchsbeschreibung:

In V14a bildeten sich zwar Biegerisse, ein erkennbarer Schrägriss formte sich jedoch nicht. Der Träger erreichte *10^6 Lastspiele* und wurde als *Durchläufer* klassifiziert. Nach weiteren *940.000 Lastspielen* trat in der linken Trägerhälfte ein Schrägriss auf. Nach *960.000 Zyklen* riss in V14b ein Bewehrungsstab. Außerdem entstand vor dem Auflager ein vertikaler Sekundärriss (Bild 4.7-41). Dennoch erreichte der Träger erneut *10^6 Lastspiele*. Rissaufnehmer konnten keine angebracht werden, da der Schrägriss nachts auftrat.
Obwohl der Träger bereits große Verformungen aufwies, wurde er als V14c mit abermals gesteigerter Oberlast erneut getestet; auf Grund der rasch anwachsenden Verformungen wurde der Versuch nach *100 Zyklen* gestoppt. Die beiden Bewehrungsstäbe waren zu diesem Zeitpunkt ebenso wie die Druckzone unter der Lasteinleitung noch intakt.

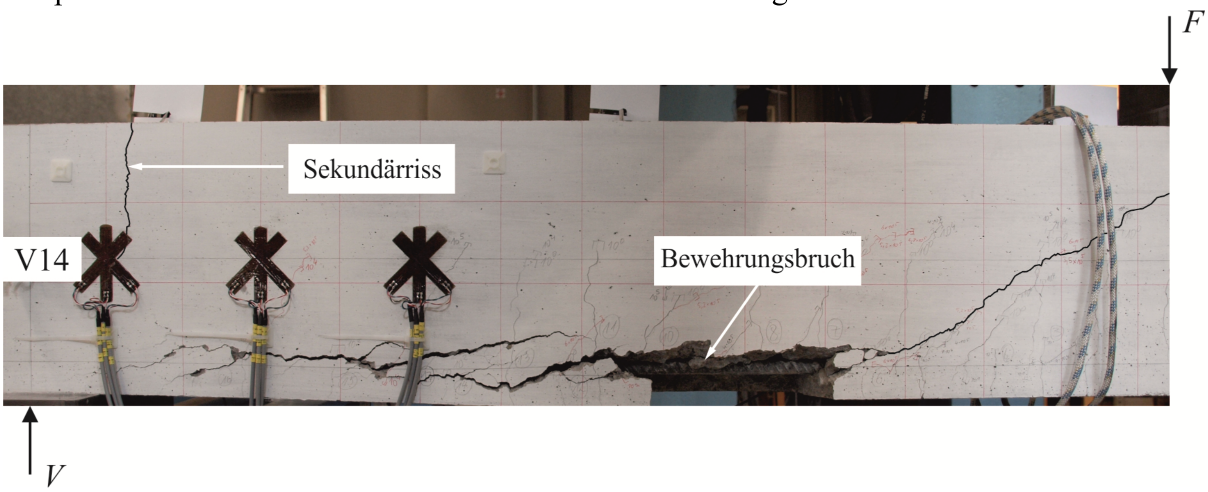


Bild 4.7-41: V14b Bruchzustand

Versuchsauswertung:

Es war bereits beim Anfahren der Oberlast ersichtlich, dass die linksseitigen und rechtsseitigen Dehnungen quantitativ sehr unterschiedlich waren (Bild V14a/4). Dies setzte

sich auch unter zyklischen Lasten fort. Die Dehnungen in den Messstellen 1 und 2 (auf beiden Seiten) unterschieden sich mehr als in allen anderen Versuchen (Bild V14a/1 und Bild V14a/2); allerdings deuten die Dehnungen in Messstelle 2 auf eine fehlerhafte Messung hin [138].
Die Verformungen hingegen wiesen beidseitig (w_l und w_r) die gleichen Werte auf (Bild V14a/5). Nachdem der Träger ohne nennenswerte Schädigungen *10^6 Zyklen* durchlaufen hatte, wurde er als V14b erneut geprüft. Dabei wiederholten sich die bereits angesprochenen großen links- bzw. rechtsseitigen Abweichungen in den Dehnungsaufnehmern 1 und 2 (Bild V14b/1 und Bild V14b/2). Der Dehnungsaufnehmer 3 (links) wies das Auftreten von Zugdehnungen aus (Bild V14b/3), fiel jedoch auch unmittelbar aus, als bei ca. *940.000 Zyklen* ein Schrägriss auf der linken Trägerseite aufging (Bild V14b/4). Der vertikale Sekundärriss, der daraus resultierte, traf den Aufnehmer.
Bei ca. *960.000 Zyklen* versagte ein Bewehrungsstab. Die Verformungen stiegen dadurch linksseitig an (Bild V14b/4). Der Balken war jedoch weiterhin in der Lage, die Lasten aufzunehmen und erreichte *10^6 Lastspiele*.

Da die Druckzone und der Auflagerbereich in V14c noch intakt war, scheint für die rasche Verformungszunahme von w_m = 6,04 mm bei F = 0 kN auf w_m = 21,5 mm bei $F = F_{sup}$ ein Versagen der Bewehrung verantwortlich zu sein. Dafür spricht, dass unter F_{sup} ein Moment von M_{sup} = 114,9·¾ kNm = 86,2 kNm herrscht. Daraus wiederum resultiert eine Zugkraft pro ungebrochenem Stab von F_s = ½·86,2 m/0,265 m = 162,6 kN sowie eine Spannung von σ_s = 162,6 kN/3,14 cm² = 520 MPa. Diese befindet sich im Bereich der Fließdehnung, so dass die rasche Verformungszunahme darüber erklärt werden kann.

Auf Grund des Bewehrungsversagens wird für den Träger, wie bereits bei V13, der Nachweis der Betonstahlermüdung nach EC2-1-1 geführt. Die Lastspielzahl, bei Eintritt des Bewehrungsversagens beträgt *$1{,}96 \cdot 10^6$ Zyklen*; das Differenzmoment ΔM = 56,6 kNm, der innere Hebelarm z^{II} = 0,263 m und die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_s$ = 228,5 MPa. Man erkennt in Bild 4.7-42, dass das Ermüdungsversagen des Bewehrungsstahls in den Versuchen V13 und V14 rechnerisch bestätigt werden kann.

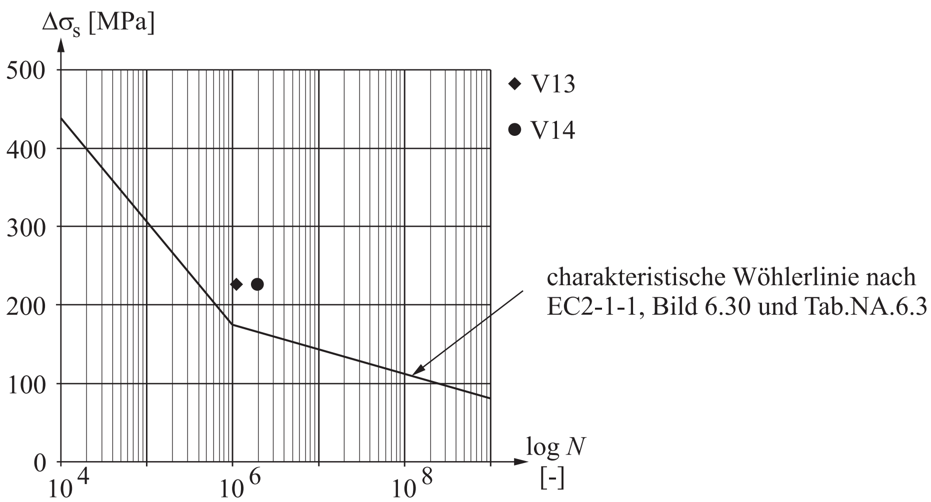


Bild 4.7-42: Bewertung von V13 und V14

Versuch: V15

Typ: zyklisch

Durchlauf: a **Oberlast:** F_{sup} = 108,3 kN **Unterlast:** F_{inf} = 49,8 kN **Zyklen:** 10^6

Durchlauf: b **Oberlast:** F_{sup} = 115,7 kN **Zyklen:** $6{,}02 \cdot 10^5$

Besonderheiten: Schubriss bei *$1{,}64 \cdot 10^5$ Zyklen* rechts (V15a); Schubriss bei *$1{,}64 \cdot 10^5$ Zyklen* links (V15b); Bruch eines Bewehrungsstabes bei *$5{,}93 \cdot 10^5$ Zyklen* (V15b)

Versagensmodus: Überbeanspruchung aus kombinierter Last im Auflagerbereich

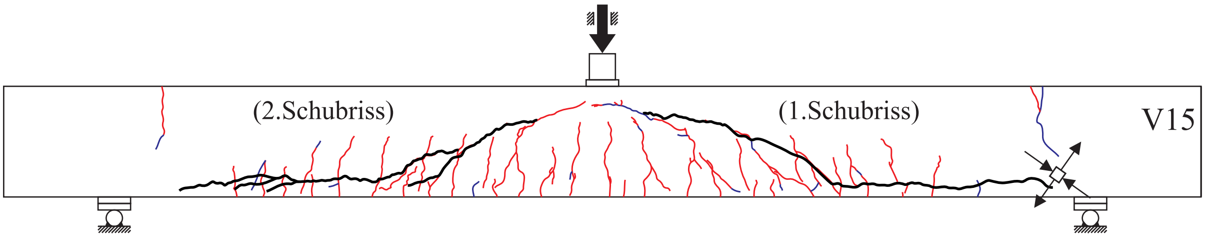


Bild 4.7-43: Versagensmodus V15

Versuchsbeschreibung:

Es wurden sowohl in V15a (rechter Schubriss) wie auch V15b (linker Schubriss) Wegaufnehmer zur Ermittlung der Rissöffnungen angebracht. Dies geschah für den Aufnehmer R_{r1} bei *13.500 Zyklen* bzw. den Aufnehmer R_{r2} bei *425.000 Zyklen* in V15a und die Aufnehmer R_{l1} und R_{l2} bei *171.600 Zyklen* in V15b.
Bei *$1{,}64 \cdot 10^5$ Lastspielen* trat in V15a auf der rechten Seite ein Schubriss auf. Darüber hinaus bildete sich vor dem Auflager an der Trägeroberseite ein vertikaler Sekundärriss (Bild 4.7-43). Der Balken V15a war jedoch weiterhin in der Lage, die Lasten zu ertragen und wurde als Durchläufer (V15a) eingestuft.
In der nächsten Laststufe bildete sich wiederum bei ca. *$1{,}64 \cdot 10^5$ Lastspielen* ein Schrägriss; diesmal linksseitig. Bei *$5{,}93 \cdot 10^5$ Lastspielen* brach ein Bewehrungsstab, so dass der Versuch bei *$6{,}02 \cdot 10^5$ Zyklen* gestoppt wurde. Schließlich wurde er weggesteuert bis zum endgültigen Versagen gefahren. Dieses zeigt Bild 4.7-44.

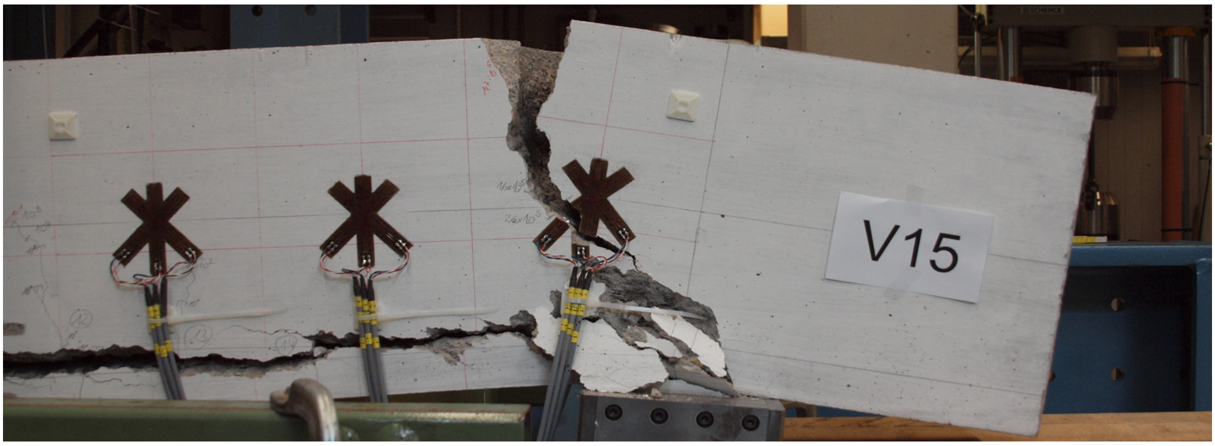


Bild 4.7-44: Bruchzustand V15 nach statischer Belastung

Versuchsauswertung:

Zwar waren die links- und rechtsseitigen Verformungen (Bild V15a/5) vor dem Aufgehen des ersten Schrägrisses quantitativ gleich, doch weisen die Dehnungsmessungen (Bild V15a/1 bis Bild V15a/4) differierende Messergebnisse aus, so dass ein gleichmäßiger Lastabtrag nur bedingt angenommen werden kann. Erwähnenswert bleibt, dass keinerlei Zugdehnungen in den Messstellen 1 bis 3 festgestellt werden konnten.

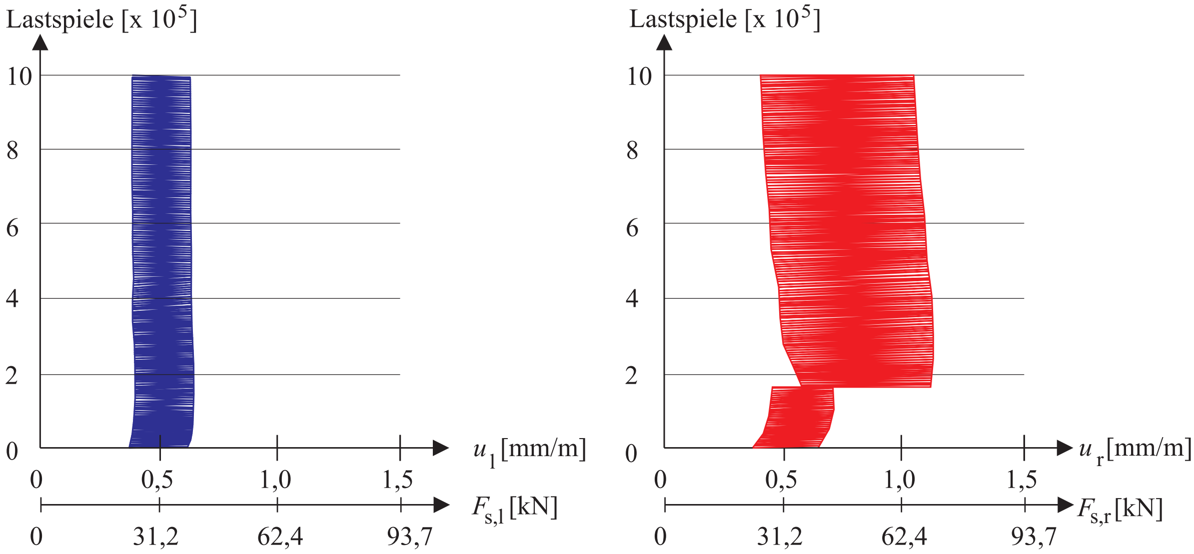


Bild 4.7-45: Dehnungen und Zugkräfte im mittleren Bewehrungsstab links und rechts (V15a)

Wie auch in den Versuchen V8 und V13 stimmten in V15a die beidseitigen Dehnungen im mittleren Bewehrungsstab vor dem Aufgehen des Schubrisses überein (Bild 4.7-45). Die vorhandenen mittleren Zugkräfte betrugen links ca. $F_{s,l} = 33$ kN und rechts ca. $F_{s,r} = 37$ kN. Mit dem Öffnen des Schrägrisses war rechtsseitig ein sprunghafter Anstieg der Dehnungen zu beobachten. Die mittlere Zugkraft erhöhte sich auf $F_{s,r} = 55$ kN. Die Differenz von 18 kN, die zuvor durch die Rissverzahnung und die Dübelwirkung getragen worden war, wurde nun über die Druckzone und die Druckstrebe abgetragen. Das bedeutet, dass die Druckzone und die Druckstreben wie bei V8 vor der Rissöffnung bereits mindestens ebenso viel Querkraft übertrugen, wie die Rissverzahnung und die Dübelwirkung. Diese Gegebenheit wiederholte sich in V15b mit der Öffnung des linksseitigen Schrägrisses. Vor dessen Öffnen war $F_{s,l} = 34$ kN; danach war $F_{s,l} = 51$ kN (Bild 4.7-46). Auch hier wird anhand der Differenzkraft $\Delta F = 17$ kN deutlich, dass die Druckzone im ungerissenen Zustand mindestens die gleiche Last wie Rissverzahnung und Dübelwirkung aufnehmen konnten.

Auch die Betrachtung der maximalen Rissöffnung $R_{r2x} = 1{,}6$ mm entlang des horizontalen Astes zeigt, dass die Dübelwirkung in V15a eindeutig reduziert war. Der Maximalwert $r = 0{,}1$ mm wurde deutlich überschritten (Bild V15a/6). Gleiches zeigte sich für den zweiten Durchlauf (V15b) in R_{l2x} (siehe Bild V15b/7).

Die Analyse der Rissöffnung entlang des schrägen Astes wies auch auf eine verminderte Tragwirkung der Rissverzahnung hin. In V15b beträgt R_{l1x} ca. 1,2 mm (Bild V15b/5). Damit wird der Maximalwert $w_u = 0{,}9$ mm überschritten.

Das endgültige Versagen wurde im statischen Versuch (V15c) herbeigeführt, nachdem bei *$1{,}59 \cdot 10^6$ Lastspielen* ein Bewehrungsstab riss und der Versuch bei *$1{,}6 \cdot 10^6$* gestoppt wurde. Das Versagen trat durch die Überbelastung im Auflagerbereich ein und ist in den Bildern 4.7-43 und 4.7-44 dargestellt.

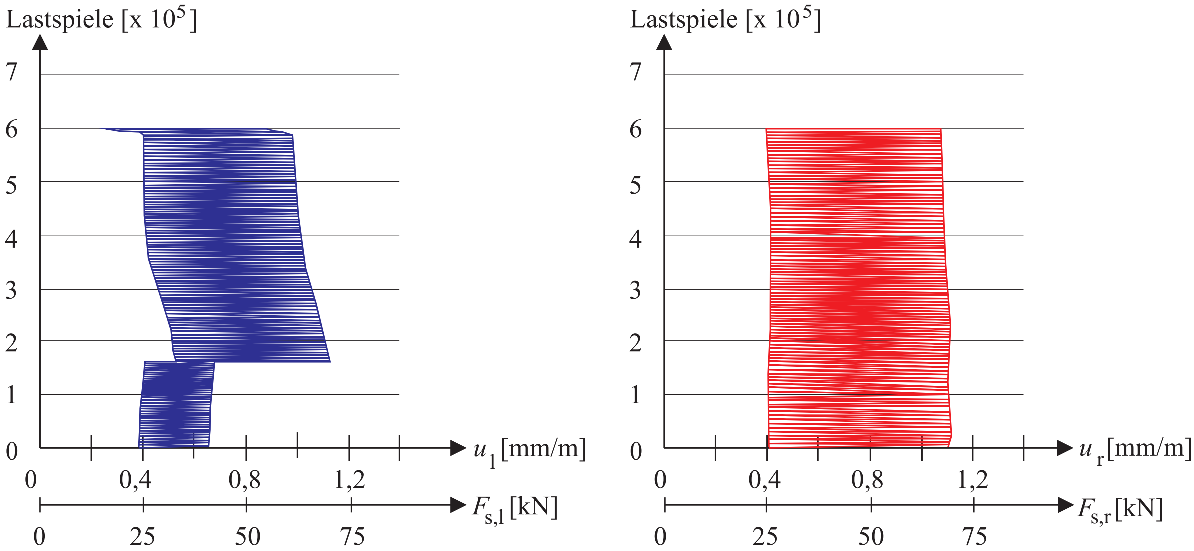


Bild 4.7-46: Dehnungen und Zugkräfte im mittleren Bewehrungsstab links und rechts (V15b)

Aus der Last-Verformungskurve (Bild 4.7-47) geht hervor, dass V15c noch in der Lage war 89,3 % der Oberlast aufzunehmen. Dies stellt ein weiteres Indiz für die dominierende Tragwirkung der Druckzone respektive der Druckstreben dar.

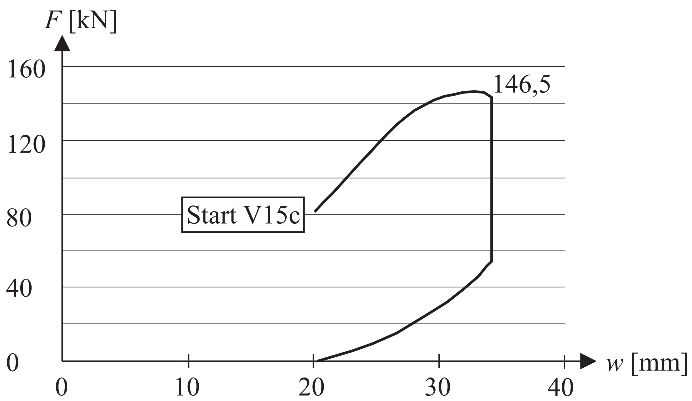


Bild 4.7-47: Last-Verformungskurve V15c

Versuch: V16

Typ: zyklisch

Durchlauf: a **Oberlast:** F_{sup} = 108,3 kN **Zyklen:** 10^6
Durchlauf: b **Oberlast:** F_{sup} = 115,7 kN **Unterlast:** F_{inf} = 49,8 kN **Zyklen:** 10^6
Durchlauf: c **Oberlast:** F_{sup} = 123,1 kN **Zyklen:** 17624

Besonderheiten: schlagartiges Versagen (V16c)

Versagensmodus: Stabilitätsversagen der Druckzone

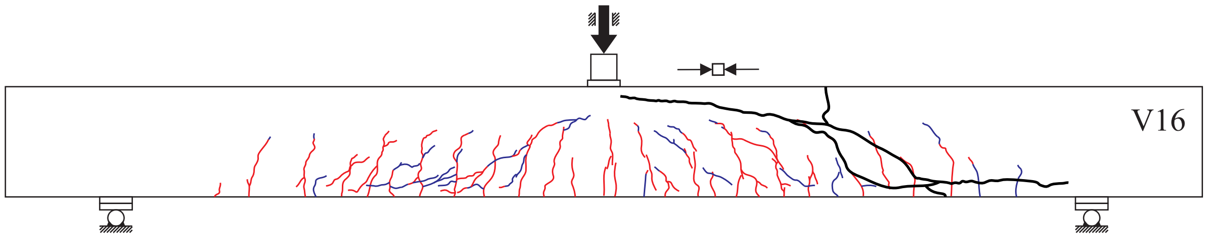


Bild 4.7-48: Versagensmodus V16

Versuchsbeschreibung:

In den ersten beiden Durchläufen (V16a, b) zeigten sich keine Schubrisse, so dass der Träger nach jeweils *10^6 Zyklen* als Durchläufer klassifiziert werden konnte. Im Versuch V16c trat der Bruch bei *17.624 Zyklen* spröde auf der rechten Trägerhälfte ein. Der Bruchzustand ist in Bild 4.7-49 dargestellt.

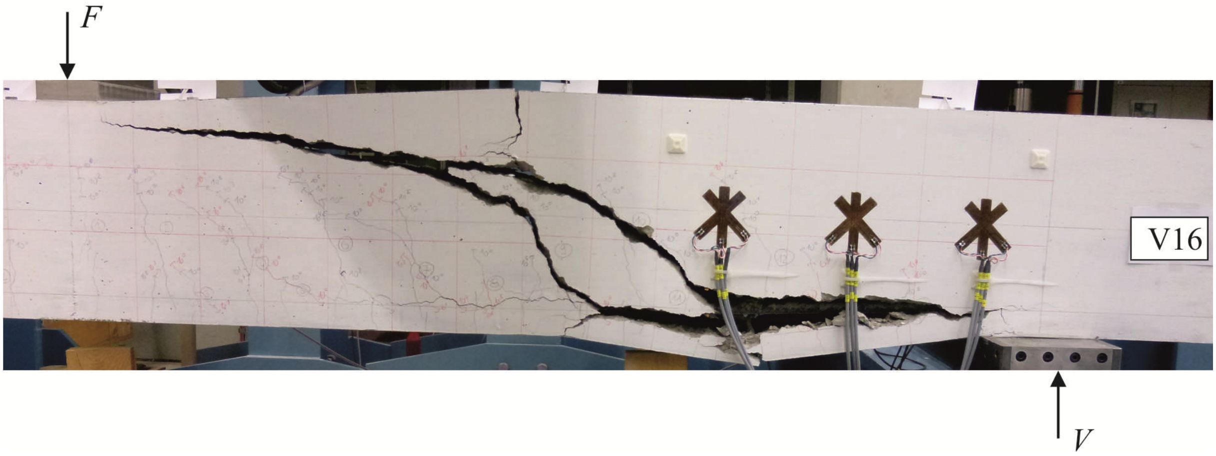


Bild 4.7-49: Bruchzustand von V16c

Versuchsauswertung:

Die Last-Dehnungsverläufe harmonierten in den Durchläufen V16a und V16b; ein qualitativ wie quantitativ gleichmäßiger Lastabtrag war zu beobachten (Bilder V16a/1 bis V16a/3 sowie V16b/1 bis V16b/3). Die Darstellung der Verformungen drückt dies in den Bildern V16a/5 und V16b/4 ebenfalls aus.

Anhand der Messungen deutete sich das schlagartige Versagen in Form des Ausknickens der Druckzone einhergehend mit einem „lauten Knall“ nicht an. Die Dehnungen in Messstelle 1 (rechts) lagen im Bereich von ε_{cu} (Bild V16c/1).

Versuch: V17
Typ: zyklisch
Durchlauf: a **Oberlast:** F_{sup} = 114,9 kN **Unterlast:** F_{inf} = 65,6 kN **Zyklen:** 10^6
Besonderheiten: Weggesteuerter statischer Versuch (V17b)
Versagensmodus: Stabilitätsversagen der Druckzone

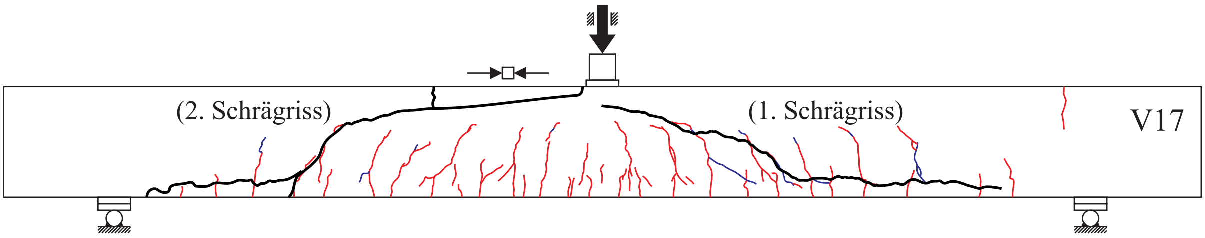


Bild 4.7-50: Versagensmodus V17

Versuchsbeschreibung:

Wegaufnehmer zur Ermittlung der Rissöffnungen wurden bei *281.404 Zyklen* angebracht. Zu diesem Zeitpunkt war bereits ein Schrägriss in der rechten Trägerhälfte aufgegangen. Zudem hatte sich abermals ein vertikaler Sekundärriss gebildet (*276.800 Zyklen*). Auch der Versuchskörper V17a war danach in der Lage, die Lasten zu ertragen. Im zweiten Durchlauf (V17b) wurde er nicht mehr durch zyklische Lasten belastet, sondern einem weggesteuerten Bruchversuch unterzogen.

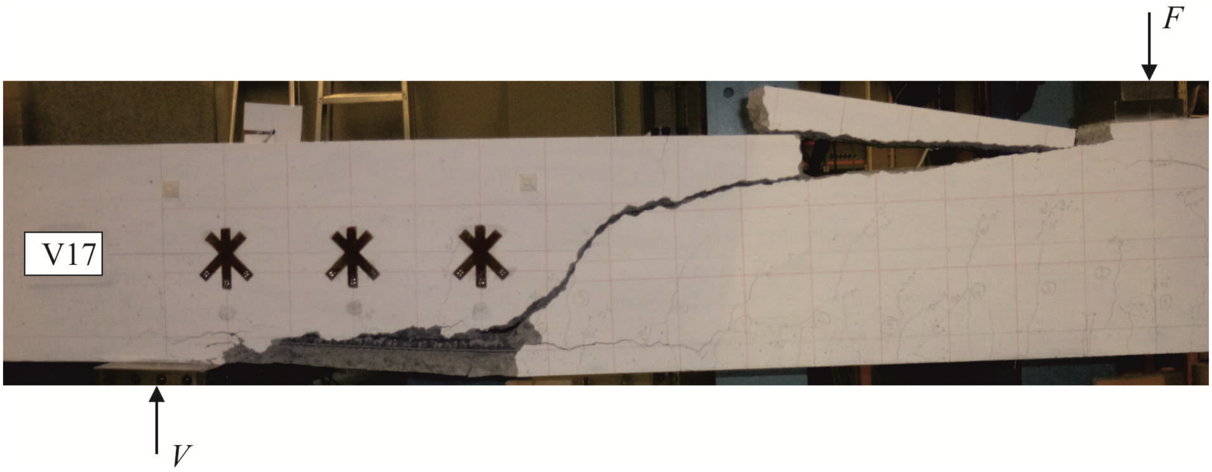


Bild 4.7-51: Bruchzustand V17

Versuchsauswertung:

V17b (mit dem vorhandenen Schrägriss) erreichte im statischen Versuch eine Traglast von F_u = 165 kN (Bild C-V17/12) und lag über der mittleren Versagenslast der Versuche V11 und V12. Damit liegt ein deutlicher Hinweis darauf vor, dass lediglich die Druckzone bzw. ein Abtrag über Druckstreben wirkten.
Bestätigung erfährt dies durch Überlegungen, die bereits bei V8 und V15, speziell aber V13 geführt worden sind: Die mittlere, rechte Zugkraft im Bewehrungsstab vor Aufgehen des Schrägrisses betrug ca. $F_{s,r}$ = 45 kN. Nach dem Aufgehen des Risses kam es rechtsseitig auch in V17 zur Zunahme der Dehnungen in u_r und damit einer Umlagerung von Querkrafttraganteilen. Die gemessene mittlere Zugkraft betrug nun $F_{s,r} \approx$ 100 kN. Analog zu V13 zeigt sich infolge der Differenzkraft von ΔF = 55 kN, dass durch die Druckstrebe bzw.

die Druckzone bereits vor dem Ausfall von Rissverzahnung und Dübelwirkung die komplette Last abgetragen werden konnte; Dübelwirkung und Rissverzahnung spielen in V17 (nahezu) keine Rolle.

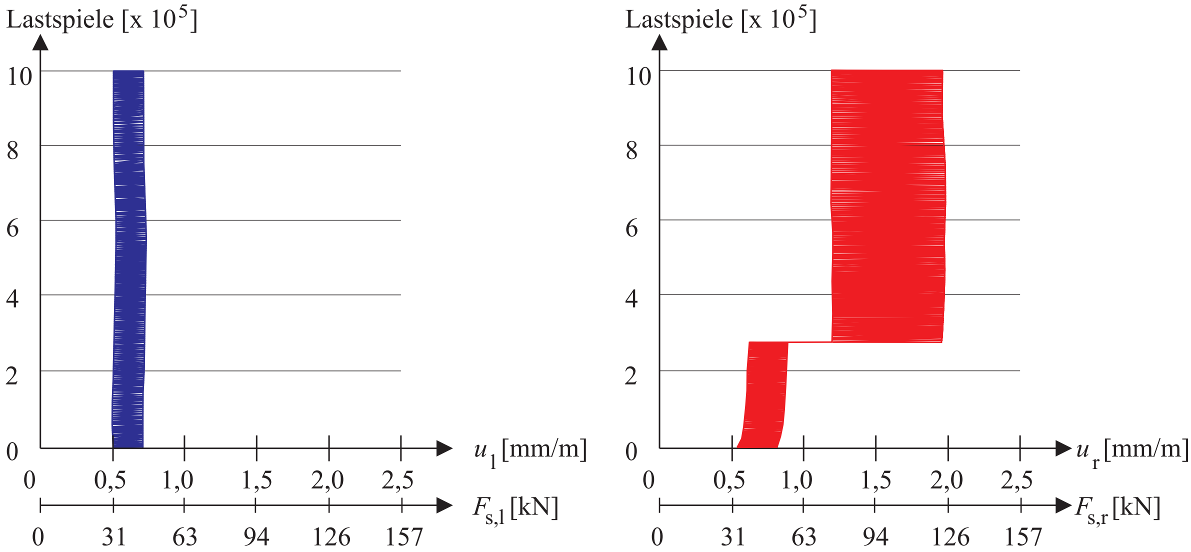


Bild 4.7-52: Dehnungen und Kräfte im mittleren Bewehrungsstab (V17a)

Auf den Ausfall der Rissverzahnung sowie der Dübelwirkung wiesen darüber hinaus die Tatsachen hin, dass die Rissöffnung des Aufnehmers R_1 (siehe Bild V17a/6) mit $R_1 = 1{,}2$ mm größer als $w_u = 0{,}9$ mm und die des Aufnehmers R_2 (siehe Bild V17/a7) mit $R_2 = 1{,}5$ mm größer als $r = 0{,}1$ mm waren.

Die Überlegungen zur Umlagerung von Querkraftanteilen in V17 finden in der folgenden Betrachtung ihren Abschluss. Diese traf gleichermaßen auf V8 und V13 zu.

Die maximal gemessene Zugkraft unter der Oberlast betrug $F_{s,r,max} = 125$ kN (bei einer Dehnung $u_r = 2{,}00$ mm/m, Bild 4.7-52). Geht man davon aus, dass unter der Oberlast ein Moment von $M_{sup} = 86{,}2$ kNm vorhanden war und der innere Hebelarm eine Höhe von $z^{II} = 26{,}3$ cm hatte, ergibt sich eine rechnerische Zugkraft pro Bewehrungsstab von $F_{s,cal} = 108{,}4$ kN. Da die Bewehrung im Bereich des horizontalen Astes des Schubrisses aus dem Verbund herausgelöst war, musste diese Zugkraft bis zum Auflager vorhanden sein. Die gemessene Zugkraft kann somit nochmals recht gut durch die Rechnerische bestätigt werden.

Das linksseitige Versagen des Trägers durch das Ausknicken der Druckzone im weggesteuerten statischen Versuch ist in Bild 4.7-51 dargestellt. Die Dehnung ε_{l1} deutet mit -2,69 ‰ deutlich auf ein Stabilitätsversagen hin.

Versuch: V18
Typ: zyklisch
Durchlauf: a **Oberlast:** F_{sup} = 114,9 kN **Unterlast:** F_{inf} = 65,6 kN **Zyklen:** 10^6
Besonderheiten: Weggesteuerter statischer Versuch (V18b)
Versagensmodus: nicht eindeutig; siehe dazu *„Versuchsauswertung"*

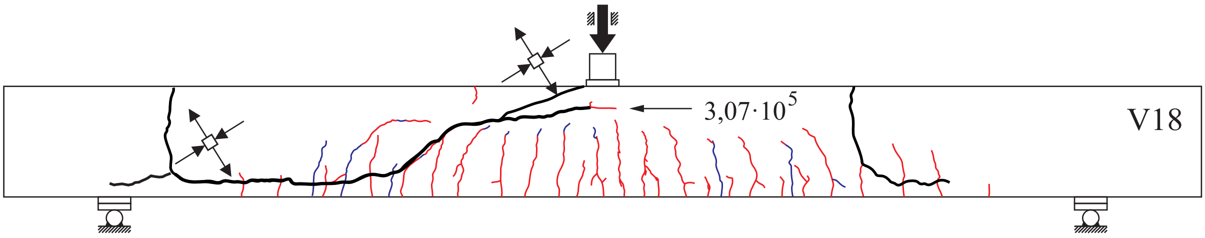


Bild 4.7-53: Versagensmodus V18

Versuchsbeschreibung:

Bei ca. *307.000 Lastspielen* bildete sich in V18a auf der linken Trägerhälfte ein Schubriss. Mit diesem einher gingen Sekundärrisse vor dem Auflager bzw. vor der Lasteinleitung (Bild 4.7-53). Obwohl sich die Sekundärrisse in den Balken hinein fortpflanzten, war er in der Lage, *10^6 Zyklen* zu ertragen. Daher wurde der Träger als V18b statisch geprüft.

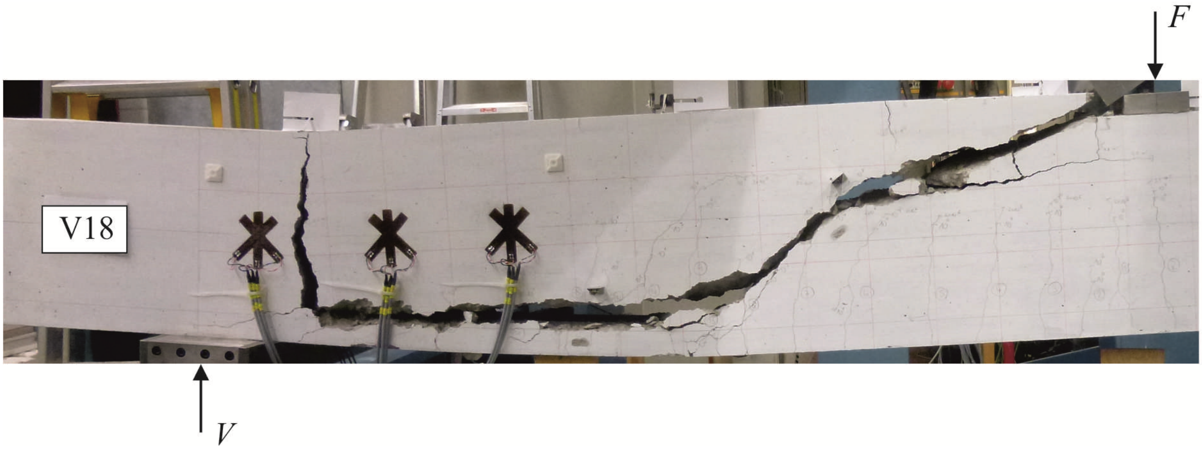


Bild 4.7-54: Bruchzustand V18

Versuchsauswertung:

Das Versagen von V18 kann 2 Ursachen besitzen: Zum einen kann es zu einer Überbeanspruchung des Lasteinleitungsbereiches gekommen sein, so dass der Lasteinleitungsbereich ausgehend vom Schrägriss (nach *$3{,}07 \cdot 10^5$ Zyklen*) infolge der zyklischen Belastungen sukzessive geschädigt worden ist. Dafür sprechen übermäßige Dehnungen in Messstelle 1 links (Bild C-V18a/1). Im statischen Versuch kann es dann zur Durchtrennung infolge großer Beanspruchungen gekommen sein. Zum anderen erscheint eine Überbeanspruchung im Auflagerbereich möglich, die zu einer Vereinigung von vertikalem Sekundärriss und horizontalem Ast des Schrägrisses geführt hat (Bild 4.7-54). Allerdings weisen die Aufnehmer 1 bis 3 (Bilder V18a/1 bis 3) nicht auf das Aufgehen des Schrägrisses hin. Es traten keine Zugdehnungen auf. Das Erreichen von F_u = 161,0 kN (Bild C-V18/12), was nahezu die Traglast der beiden statischen Versuche darstellt, lässt einmal mehr auf eine dominierende Wirkungsweise von Druckzone und Druckstreben schließen.

Versuch: V19

Typ: zyklisch

Durchlauf: a	**Oberlast:** F_{sup} = 128,0 kN	**Unterlast:** F_{inf} = 98,5 kN	**Zyklen:** 10^6
Durchlauf: b	**Oberlast:** F_{sup} = 137,8 kN		**Zyklen:** 14.695

Besonderheiten: schlagartiges Versagen (V19b)

Versagensmodus: Stabilitätsversagen der Druckzone

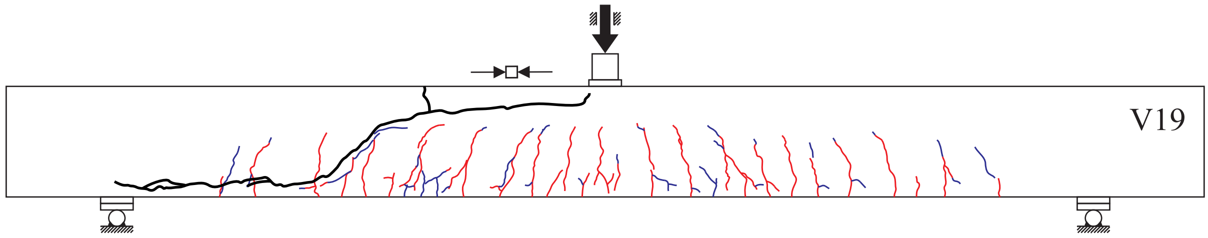


Bild 4.7-55: Versagensmodus V19

Versuchsbeschreibung:

In V19 wurde die Unterlast gegenüber den vorherigen Versuchen deutlich erhöht (F_{inf} = 98,5 kN). Die Oberlast betrug F_{sup} = 128,0 kN. Der Träger erreichte *10^6 Lastspiele* ohne augenscheinliche Schädigung und wurde als V19b mit einer erhöhten Oberlast von F_{sup} = 137,8 kN erneut zyklisch belastet. Nach *14.695 Zyklen* versagte V19b schlagartig in der linken Trägerseite. Eine Vorankündigung (z. B. anhand zunehmender Verformungen oder Rissweiten) gab es nicht.

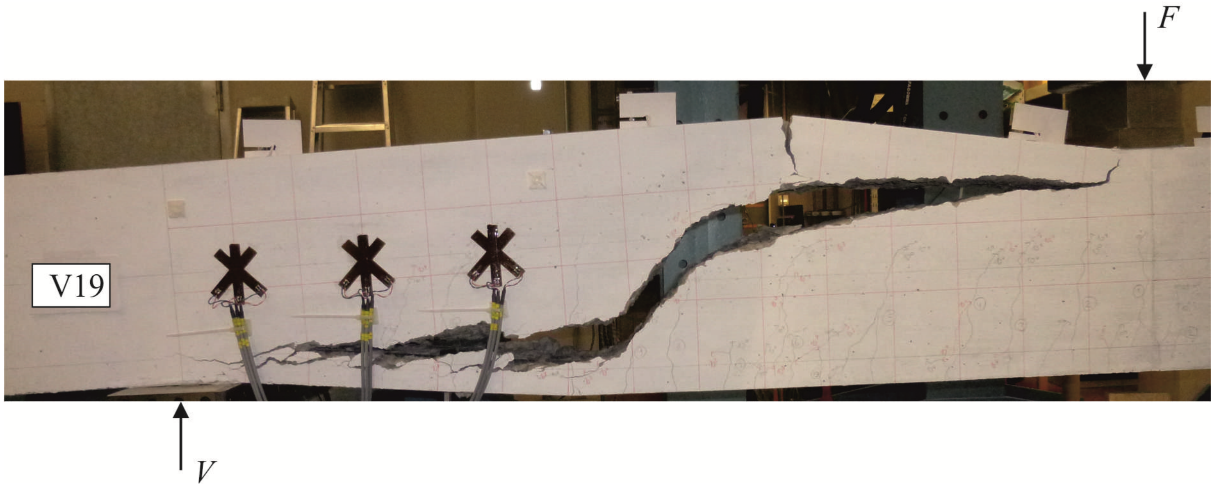


Bild 4.7-56: Bruchbild V19

Versuchsauswertung:

V19a besaß im ersten Durchlauf keinen Schubriss. Die Dehnungen (Bilder V19a/1 bis V19a/3) und Verformungen (V19a/5) harmonierten sehr gut. Im zweiten Durchlauf (V19b) versagte der Balken nach *14.695 Zyklen* schlagartig durch das Ausknicken der Druckzone. Das Versagen ging lediglich aus den Dehnungen u_l des Bewehrungsstabes andeutungsweise hervor (Bild C-V19b/6).

Eine Erklärung für das Ausknicken der Druckzone (Bild 4.7-56) liefern die Dehnungen in der Messstelle 1 links. Sie erreichten mit ε_{l1} = -1,93 ‰ einen Wert nahe ε_{cu} (Bild V19b/1).

Versuch: V20

Typ: zyklisch

Durchlauf: a	**Oberlast:** F_{sup} = 128,0 kN	**Unterlast:** F_{inf} = 98,5 kN	**Zyklen:** 10^6
Durchlauf: b	**Oberlast:** F_{sup} = 137,8 kN		**Zyklen:** 10^6

Besonderheiten: Schrägriss bei *86 Zyklen* links (V20b); weggesteuerter statischer Versuch (V20c)

Versagensmodus: Überbeanspruchung aus kombinierter Last im Auflagerbereich

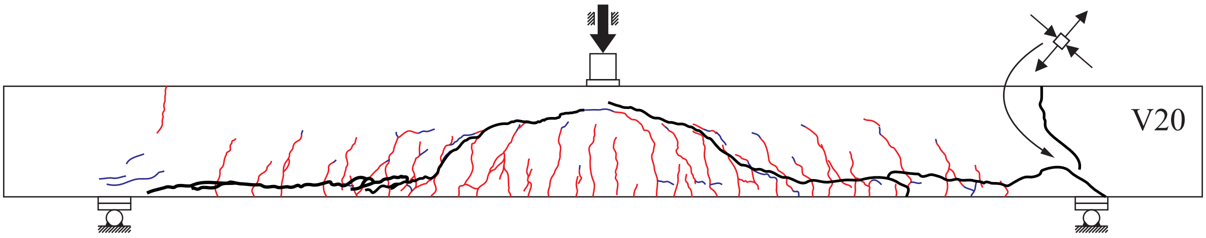


Bild 4.7-57: Versagensmodus V20

Versuchsbeschreibung:

V20a erreichte ohne sichtbare Schwächung (lediglich Biegerisse) *10^6 Lastspiele* und wurde als V20b mit gesteigerter Oberlast erneut zyklisch getestet. Nach nur *86 Zyklen* trat auf der linken Seite ein Schrägriss auf. Mit diesem gingen Sekundärrisse in der Druckzone vor der Lasteinleitung bzw. vor dem Auflager einher. Dennoch erreichte V20b erneut *10^6 Zyklen* ohne nennenswerten Zuwachs an Verformungen. Abschließend wurde der Träger als V20c weggesteuert bis zum Versagen geprüft. Dabei erreichte er eine Last von ca. F = 167 kN, bevor sich ein Schrägriss auf der rechten Trägerhälfte bildete. Die Last fiel ab, konnte jedoch nochmals auf ca. F = 169 kN gesteigert werden, bis sich dann der vertikale Auflagerriss annähernd zur Längsbewehrung entwickelte. Dadurch kam es zum endgültigen Versagen des Trägers (Bild 4.7-58).

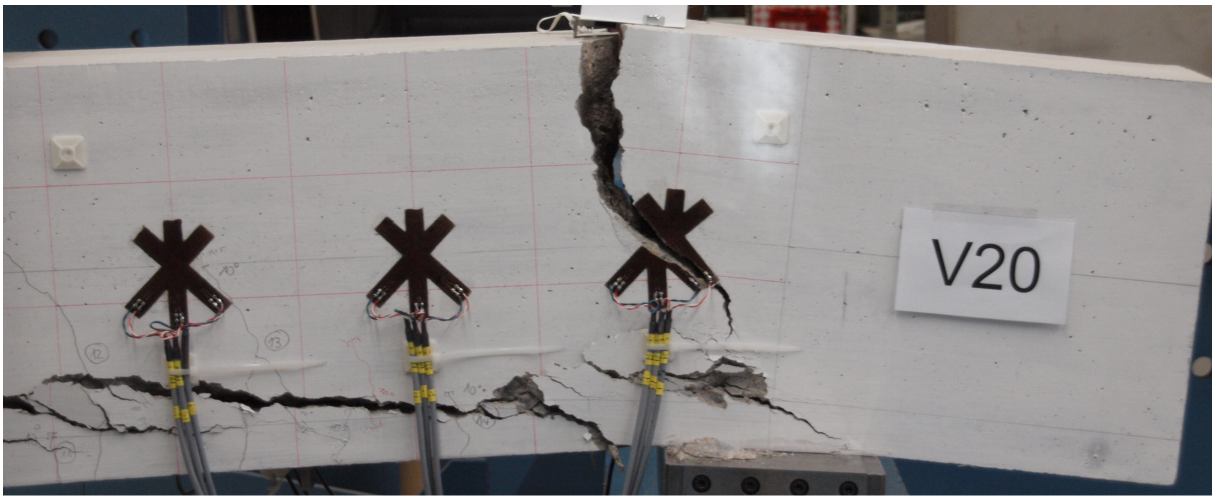


Bild 4-7-58: Endgültiges Versagen am rechten Auflager (V20c)

Versuchsauswertung:

V20a wurde nach *10^6 Lastspielen* und lediglich durch Biegerisse geschädigt als *Durchläufer* klassifiziert und als V20b erneut getestet. Nach *86 Zyklen* öffnete sich links ein Schrägriss. Der vertikale Sekundärriss kann über Zugdehnungen, die in Messstelle 3 links gemessen wurden, erklärt werden. Die Verformungen (Bild V20b/4) blieben allerdings nach Aufgehen des Schrägrisses stabil, so dass auch V20b als *Durchläufer* klassifiziert wurde.

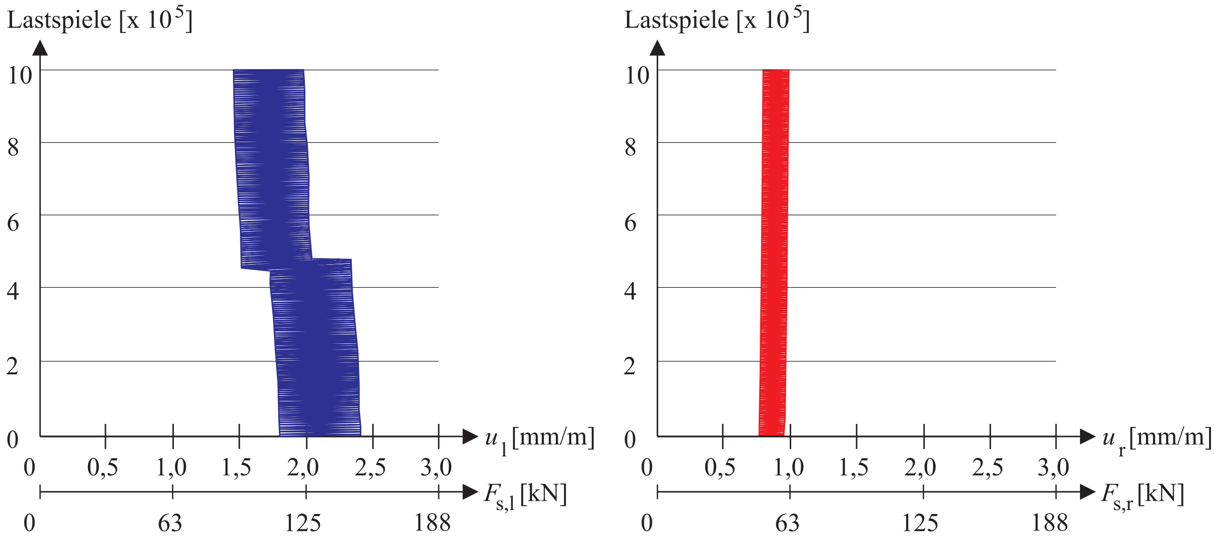


Bild 4.7-59: Dehnungen und Kräfte im mittleren Bewehrungsstab (V20b)

Wie auch in den Versuchen V8, V13 und V17 korrespondierten die rechnerische und die gemessene Stahlzugkraft F_s in V20b gut miteinander. Die maximal gemessene Zugkraft links betrugt $F_{s,l,max} = 125$ kN bei einer Dehnung von $u_r = 2{,}0$ mm/m (Bild 4.7-59). Unter der Oberlast stellte sich ein Moment von $M_{sup} = 103{,}4$ kNm ein. Mit dem inneren Hebelarm $z^{II} = 26{,}3$ cm ergab sich eine rechnerische Zugkraft pro Bewehrungsstab von $F_{s,cal} = 130$ kN. Diese Zugkraft musste auch in V20 bis zum Auflager vorhanden sein, da die Bewehrung im Bereich des horizontalen Astes des Schubrisses aus dem Verbund herausgelöst war. Dies wird durch die Rissöffnung des Aufnehmers R_2 ($R_{2x} = 1{,}6$ mm in Bild C-V20b/5) verdeutlicht und weist zudem auf die Dübelwirkung als zweitrangigen Querkrafttragmechanismus hin. Rechnerische und gemessene Zugkraft korrespondierten gut miteinander.

Auch die Rissverzahnung ist nach Aufgehen des Schrägrisses von untergeordneter Bedeutung. So wurde in R_1 (Bild V20b/5) eine maximale Öffnung von $R_1 = 1{,}6$ mm $> w_u = 0{,}9$ mm gemessen.

Das Versagen des Trägers wurde im Versuch V20c unter statischer Last weggesteuert herbeigeführt. Bild C-V20b/8 ist zu entnehmen, dass der Träger bis zur Öffnung des rechtsseitigen Schrägrisses trotz seiner Vorschädigung nochmals $F = 166{,}8$ kN aufnehmen konnte. Die Last fiel dann zwar kurzzeitig ab, konnte aber nochmals auf $F_u = 169{,}4$ kN gesteigert werden. Bei dieser Last versagte V20c am rechten Auflager; die Last sackte allerdings zuerst nur auf ca. 90 kN, um dann langsam weiter abzusinken.

Das zweimalige Überschreiten der Traglast F_{Test} deutete unter Berücksichtigung der vorhandenen Schädigung einmal mehr auf die Dominanz der Druckzone bzw. des Lastabtrages über Drucksterben hin.

4.8 Zusammenstellung wesentlicher Ergebnisse

Nachfolgend werden die wesentlichsten Ergebnisse der Versuche V1 bis V20 zusammengestellt und hinsichtlich ihrer Relevanz für die Ermüdungsbemessung nicht querkraftbewehrter Stahlbetonbauteile ausgewertet.

4.8.1 Verlauf des Versagensrisses

Bild 4.8-1 zeigt die maßgebenden Rissverläufe und –neigungen aller Balken nach dem Bruch.

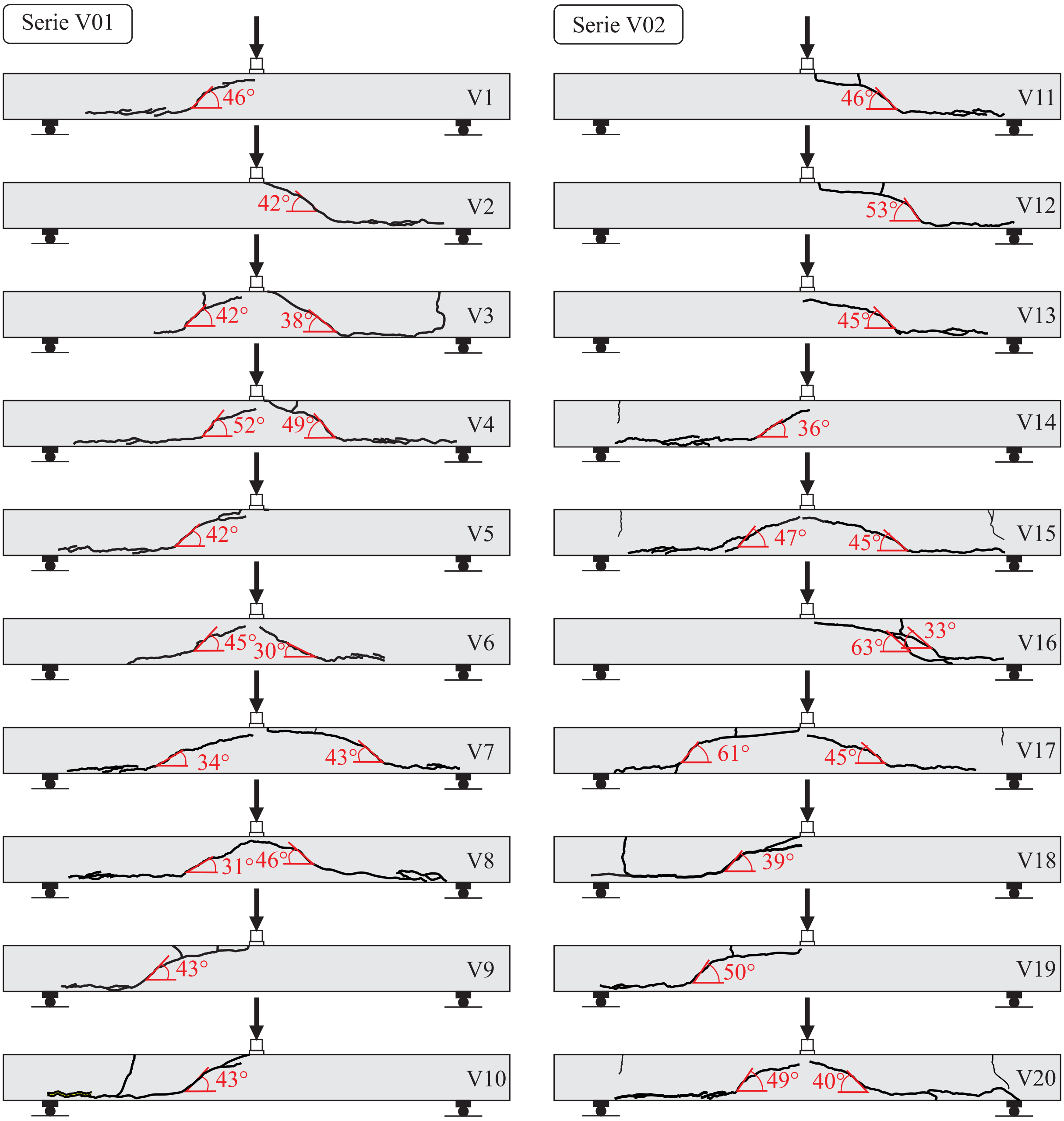


Bild 4.8-1: Versagensrisse der Balken V1 bis V20

Den Rissverläufen ist zu entnehmen, dass bei allen Balken, bei denen der Beton versagte, das maßgebende Querkraftversagen durch einen Riss im Bereich der Lasteinleitung, das heißt im Bereich des maximalen Biegemomentes, ausgelöst wurde. Dies ist bei einer Schubschlankheit von $a/d = 5$ zu erwarten.

Tabelle 4.8-1a: Neigung der Schubrisse in Serie V01 sowie Trägerhälfte ihres Auftretens

Balken	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10
Links	46°		42°	52°	42°	45°	34°	31°	43°	43°
Rechts		42°	38°	49°		30°	43°	46°		

Tabelle 4-8-1b: Neigung der Schubrisse in Serie V02 sowie Trägerhälfte ihres Auftretens

Balken	V11	V12	V13	V14	V15	V16	V17	V18	V19	V20
Links				36°	47°		61°	39°	50°	49°
Rechts	46°	53°	45°		45°	33°, 63°	45°			40°

Tabelle 4.8-1 zeigt, dass die Schubrisse vermehrt unter einem Winkel zw. $40° \leq \theta \leq 50°$ auftraten. Der Einfluss der zyklischen Belastung auf den Druckstrebenwinkel θ, wie er in EC2-1-1, Gl. 6.65 beschrieben wird, ist in den Versuchen nicht zu erkennen. So müsste der Druckstrebenwinkel für $\theta \leq 45°$ bei einer Ermüdungsbeanspruchung zunehmen ($\tan\theta_{fat} = (\tan\theta)^{0,5}$, z. B. von 20° auf 31°). Zwischen den Rissneigungen der statischen Versuche (V1, V2, V11 und V12) und den folgenden 16 zyklisch durchgeführten Versuchen wird jedoch kein signifikanter Unterschied hinsichtlich der Neigung des Druckstrebenwinkels deutlich.

Dies wird durch die Dehnungsmessungen in den 45°-Rosetten bestätigt. Da die DMS 1 am auflagernahesten liegen, sind sie am ehesten im rissfreien Bereich. Daher kann an ihnen gezeigt werden, dass über die Dauer der Messung kein eindeutiger Einfluss der zyklischen Belastung auf θ zu erkennen ist. Die Bilder 4.8-2a, b, c verdeutlichen dies exemplarisch. Aus ihnen geht hervor, dass sich θ weder bei V14 und V19 (ohne Schrägriss) noch bei V13 (mit Schrägriss bei *379.500 Zyklen*) signifikant verändert. Bei V13 stellt sich der ursprüngliche Winkel nach der Öffnung des Schubrisses annähernd wieder ein.

Damit können die Ausführungen in [45] bestätigt werden. Sie besagen, den Druckstrebenwinkel aus ruhender Belastung auch für den Nachweis der Druckstrebe unter zyklischer Belastung anzusetzen.

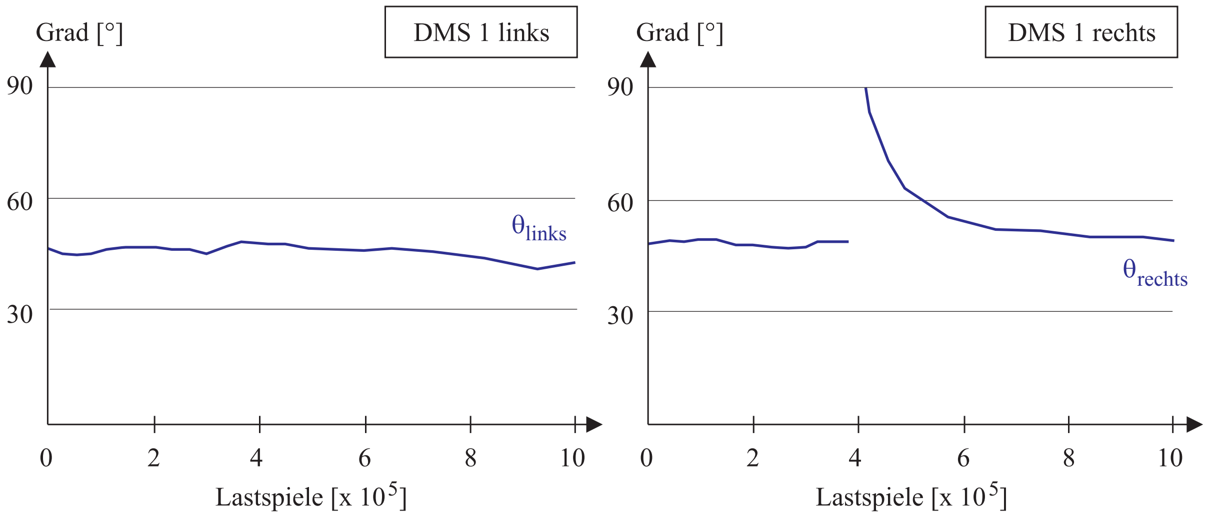


Bild 4.8-2a: Verlauf des Druckstrebenwinkels θ in V13a über 10^6 Zyklen

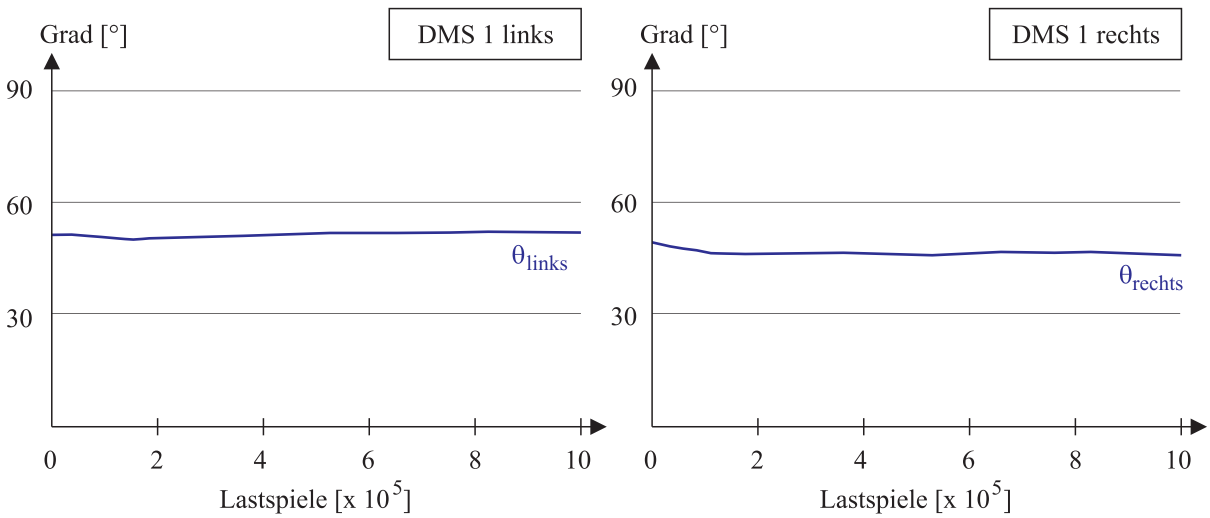


Bild 4.8-2b: Verlauf des Druckstrebenwinkels θ in V14a über 10^6 Zyklen

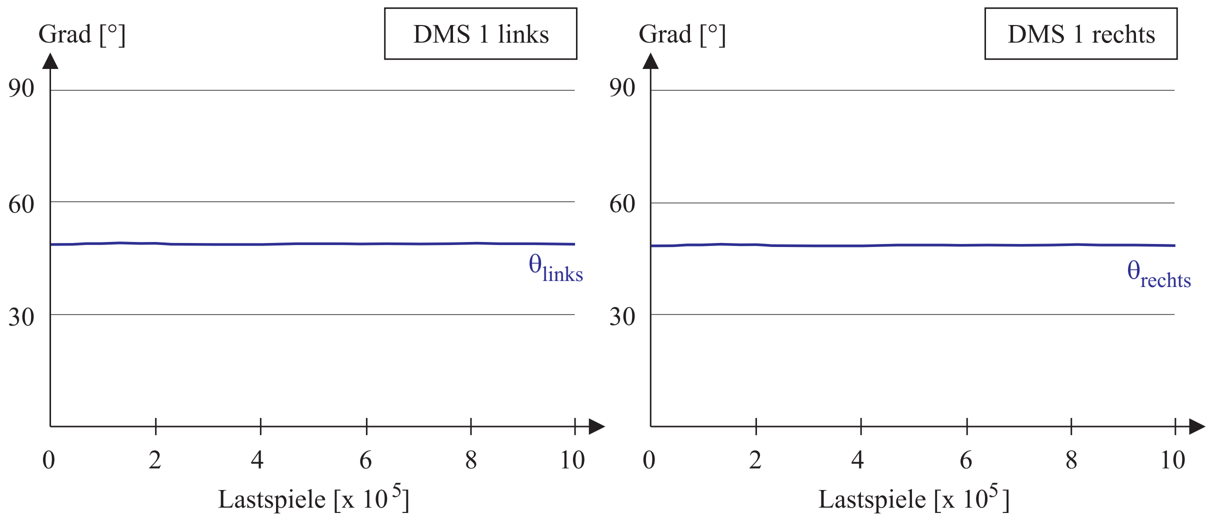


Bild 4.8-2c: Verlauf des Druckstrebenwinkels θ in V19a über 10^6 Zyklen

4.8.2 Mechanismen des Querkraftabtrags

In Kapitel 2.1 wurden die Mechanismen des Querkraftabtrags ausführlich diskutiert. Das Ziel der eigenen Versuche war es, diese zu beurteilen. Vorab ist festzuhalten, dass die Komponente der Rissprozesszone V_{BPZ} bei der Querkrafttragfähigkeit nicht weiter verfolgt wird, da die Versuchsträger nicht von kleiner Höhe sind, und sie damit als untergeordneter Einfluss angesehen wird (Kapitel 2.1.2.5 und 2.1.3.5). Bruchmechanische Betrachtungen spielen jedoch sehr wohl in den Überlegungen zu den Material- und Schädigungseigenschaften des Stahlbetons eine wichtige Rolle und werden in Kapitel 5 detailliert erläutert.

Innerhalb der Versuchsserien wurden die in Bild 2.1-2 skizzierten Mechanismen Querkraftabtrag durch die Biegedruckzone $V_{c,c}$ respektive über Druckstreben, Dübelwirkung der Längsbewehrung $V_{c,Dü}$ und Rissverzahnung $V_{c,r}$ betrachtet.

Es zeigte sich in den meisten Versuchen (inkl. der *Durchläufer*) anhand der Betondehnungen der Messstelle 1, dass die Last gleichmäßig in beide Trägerhälften abgetragen wurde. Lediglich bei V3, V4 und V10 ist eine signifikant höhere Dehnung links (ε_{l1}) gegenüber rechts (ε_{r1}) zu konstatieren. Bei V4 bzw. V10 bildete sich auch auf dieser Trägerseite der 1. Schrägriss bzw. der Versagensriss. In V14 kam es rechts zu deutlich größeren Dehnungen als links ($\varepsilon_{r1} > \varepsilon_{l1}$). Der Schrägriss trat allerdings linksseitig auf.

In den Messstellen 2 wurden beidseitig gleichmäßige Dehnungen gemessen. Diese können rechnerisch mit Gl. (2.2-10) gut reproduziert werden (Tabelle D-1 und D-2). Messstelle 2 liegt anders als Messstelle 1 außerhalb des Lasteinleitungsbereiches, so dass Gl. (2.2-10) angewendet werden kann, da sie von einer linearen σ-ε-Beziehung für den Beton ausgeht. In Bild 4.8-3 ist der Quotient aus gemessener und berechneter Dehnung dargestellt. Es ist ersichtlich, dass $\varepsilon_{2,Test}$ in V14 fehlerhafte Werte liefert (siehe auch Tabelle D-2). Daher wird V14 aus den folgenden statistischen Betrachtungen ausgeschlossen. Für die verbliebenen 19 Versuche stellen sich folgende statistische Größen ein (Tabelle 4.8-2).

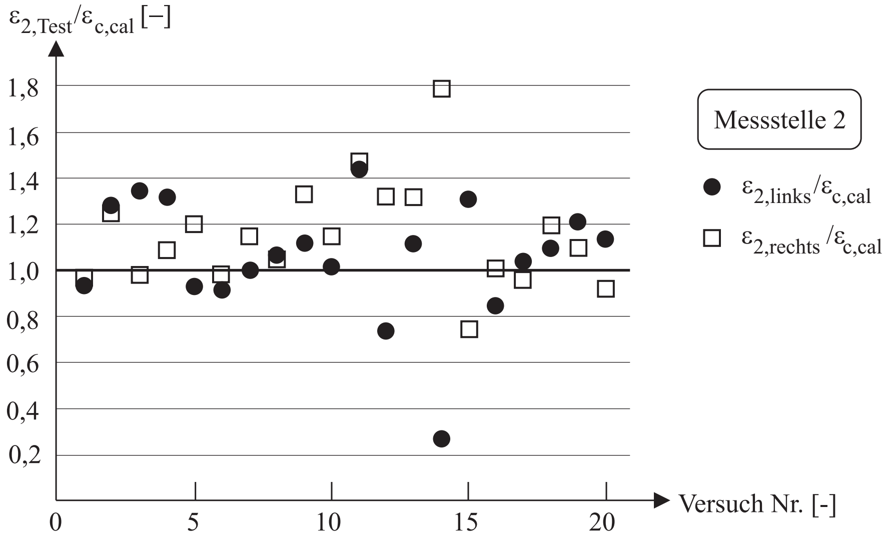


Bild 4.8-3: Quotient aus gemessener und berechneter Dehnungen in Messstelle 2 links und rechts

Tabelle 4.8-2: Statistische Bewertung der durchgeführten Versuche in Messstelle 2 (links und rechts)

Dehnungen	Mittelwert μ	Standardabweichung σ	Variationskoeffizient VarK
$\varepsilon_{l2}/\varepsilon_{c,cal}$	1,10	0,19	0,17
$\varepsilon_{r2}/\varepsilon_{c,cal}$	1,12	0,18	0,16

Auf Grund der guten Mittelwerte bei kleinen Variationskoeffizienten kann, wie bereits von ROMBACH et. al. in [137] beschrieben, der Kraftfluss im B-Bereich des Balkens anhand der Dehnungen gut nachvollzogen werden. Die Ergebnisse deuten auf die Druckzone $V_{c,c}$ bzw. die Druckstreben als entscheidenden Tragmechanismen für den Querkraftabtrag hin. Dies wird durch weitere Überlegungen manifestiert.

Die gemessenen Rissöffnungen R_x und –uferverschiebungen R_y der Schrägrisse waren meist so groß, dass eine Übertragung von Kräften per Rissverzahnung $V_{c,r}$ ebenso ausgeschlossen werden kann wie das „Hochhängen“ von Kräften in die Betondruckzone (Dübelwirkung $V_{c,Dü}$). Grenzwerte bildeten in den vorangegangenen Auswertungen die Rissöffnung senkrecht zum Riss w_u = 0,9 mm nach REINECK [127] und die Rissöffnung senkrecht zum Riss entlang der Längsbewehrung r = 0,1 mm nach BAUMANN/RÜSCH [10]. Tabelle 4.8-3 enthält eine Zusammenstellung der Messungen, sofern Rissaufnehmer angebracht worden sind. Index 1 bezeichnet die Messung entlang des schrägen Risses, Index 2 die entlang der Biegebewehrung. Ferner stellt der Index *x* die Rissöffnung, *y* die Rissuferverschiebung dar.

Tabelle 4.8-3a: Max. und min. Rissöffnungen und –uferverschiebungen [mm] in V01

	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10
R_{1x}				2,7/0,7	2,3/1,5	2,7/1,5*	2,5/1,0	1,5/0		
R_{1y}				1,0/0,3	2,9/2,2		0,2/0,1	0,6/0,1		
R_{2x}					4,0/2,5	3,0/1,8*	0,9/0,2	1,0/0		
R_{2y}					0,9/0,2		0,8/0,5	0,9/0,4		

* Rissöffnung und –verschiebung per Hand gemessen

Tabelle 4.8-3b: Max. und min. Rissöffnungen und –uferverschiebungen [mm] in V02

	V11	V12	V13	V14	V15	V16	V17	V18	V19	V20
R_{1x}			4,0/2,5		1,2/-0,4		1,2/0	2,5/1,0		1,6/0,4
R_{1y}			1,8/0,8		0,1/-0,4		0,2/0	-1,5/0,8		-0,6/-0,4
R_{2x}					1,6/-0,5		1,5/0	2,2/0,5		1,3/0,3
R_{2y}					-0,7/-0,1		-0,6/0	0,5/0		1,0/0,6

Wesentliche Erkenntnisse liefern auch die Versuche V6, V8, V13, V15 und V17. In V6 versagte im vierten Durchlauf ein Bewehrungsstab. Der Balken verzeichnete dadurch einen sprunghaften Anstieg der Verformungen um 22 %, ohne jedoch zu versagen. Sofern die Dübelwirkung ein dominierender Traganteil wäre, müssten deutlich größere Verformungen sowie Rissweiten aufgetreten sein, da sich die vorhandene Last pro intaktem Bewehrungsstab um 50 % erhöhte. Dies war nicht der Fall. Es trat jedoch eine Kraftzunahme auf, welche in guter Korrelation zur Reduktion der Druckzonenhöhe um 19 % nach Gl. (2.2-10) stand.

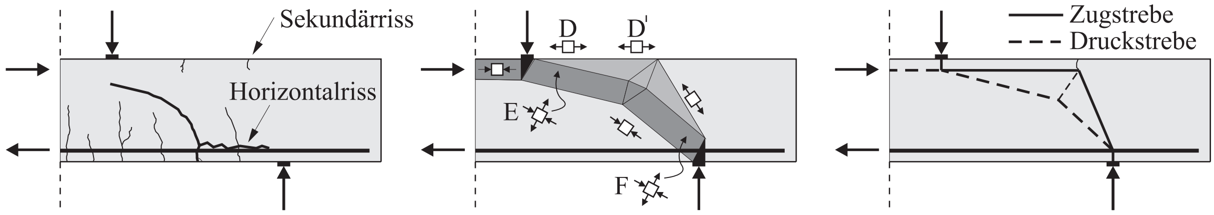
Anhand V8 kann weiter geschlussfolgert werden: Vor dem Öffnen des Schubrisses wirkten alle Querkraftmechanismen (①: $V = V_{c,c} + V_{c,Dü} + V_{c,r}$). Die gemessene (mittlere) Kraft im Bewehrungsstab war $F_s = 40$ kN. Nachdem sich der Schrägriss geöffnet hatte, wirkte lediglich die Tragkomponente der Druckzone $V_{c,c}$ bzw. die Druckstreben, die die Last zum Auflager führen. Die gemessene Zugkraft betrug dann $F_s = 60$ kN. Anhand der Differenzkraft von $\Delta F = 20$ kN wird deutlich, dass die Druckzone vor der Bildung des Schrägrisses mindestens die gleiche Last wie $V_{c,Dü} + V_{c,r}$ übertragen konnte (②: $V_{c,c} \geq V_{c,Dü} + V_{c,r}$). Aus ① und ② folgt: $V_{c,c} \geq 0{,}5 \cdot V$. Für V15 traf dies ebenfalls exakt zu. Aus den Ergebnissen der Versuche V13 sowie V17 ergibt sich ein noch dominierenderer Lastabtrag durch die Druckzone.

Die Versuche V6 und V8, sowie V13, V15 und V17 belegen damit, dass sowohl die Dübelwirkung der Längsbewehrung wie auch die Rissverzahnung eine untergeordnete Rolle beim Querkraftabtrag nahe dem Bruchzustand spielen.

4.8.3 Versagensmodus und Versagensart

Nach Kapitel 4.7.2 lassen sich verschiedene Versagensmodi unterscheiden. Dabei handelt es sich zum einen um ein Versagen des Lasteinleitungsbereiches E. Dieses erfolgt entweder durch die vorhandene kombinierte Beanspruchung aus Zug- und Druckspannungen oder infolge eines Stabilitätsverlustes der Druckzone und ist dann durch das Abplatzen der Druckzone gekennzeichnet. Zum anderen beschreibt MUTTONI [110] einen weiteren

Versagensmodus infolge auftretender Zugspannungen im lastnahen Bereich D. Sie resultieren aus dem Gleichgewicht zu einer ellbogenförmigen Druckstrebe (Bild 4.8-4c).
In den zyklischen Versuchen konnten ebenfalls Zugspannungen an der Trägeroberseite nachgewiesen werden. Diese traten jedoch nicht nur lastnah [113] im Bereich D, sondern auch in einigem Abstand zur Lasteinleitung auf und führten zu Sekundärrissen an der Trägeroberseite im Bereich des Auflagers (Bild 4.8-4a). Nachfolgend wird dieser Bereich als D^{I} bezeichnet (Bild 4.8-4b). Die in D^{I} gemessenen Zugspannungen und die daraus resultierende Rissbildung bedingen nicht zwangsläufig das Versagen. Es kann auch zu einer erneuten Stabilisierung des Trägers kommen (u. a. V8a).
Die Zugspannungen im Bereich D^{I} können jedoch auch einen weiteren Versagensmodus nach sich ziehen. Dabei handelt es sich um das Versagen im Auflagerbereich F (Bild 4.8-4b) infolge einer kombinierten Druck- und Zugbeanspruchung, sofern der Sekundärriss sich zum Horizontalriss entlang der Längsbewehrung (Bild 4.8-4a) hin entwickelt. Dies bedeutet eine Erweiterung des Modells von MUTTONI [110].



a) Rissbild b) Spannungsfeld c) Strebenmodell

Bild 4.8-4: Erweiterung des Versagensmodells von MUTTONI [110]

Die Bruchbilder der einzelnen Versuche sind in Kapitel 4.7.2 dargestellt. In Tabelle 4.8-4 ist eine Zusammenfassung der Mechanismen gegeben, die das endgültige Versagen der einzelnen Versuchskörper hervorrufen. Darin wird das Überschreiten der Zugspannungen im lastnahen Bereich mit D bezeichnet; der Ausfall des Lasteinleitungsbereiches E infolge kombinierter Beanspruchung mit E_{komb}, der infolge Stabilitätsverlustes mit E_{Stab}. Um die Abhängigkeit des Versagens im Auflagerbereich F von den auftretenden Zugspannungen im Bereich D^{I} zu verdeutlichen, wird dieses mit F_D bezeichnet.

Tabelle 4.8-4a: Versagensmodus in Versuchsserie V01

<table>
<tr><th></th><th>V1</th><th>V2</th><th>V3</th><th>V4</th><th>V5</th><th>V6</th><th>V7</th><th>V8</th><th>V9</th><th>V10</th></tr>
<tr><td>D</td><td></td><td></td><td rowspan="4">nicht eindeutig bestimm-bar</td><td></td><td>X</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>E_{komb}</td><td>X</td><td>X</td><td>X</td><td></td><td>X</td><td></td><td></td><td></td><td>X</td></tr>
<tr><td>E_{Stab}</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>X</td><td></td><td>X</td><td></td></tr>
<tr><td>F_D</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>X</td><td></td><td></td></tr>
</table>

Tabelle 4.8-4b: Versagensmodus in Versuchsserie V02

<table>
<tr><th></th><th>V11</th><th>V12</th><th>V13</th><th>V14</th><th>V15</th><th>V16</th><th>V17</th><th>V18</th><th>V19</th><th>V20</th></tr>
<tr><td>D</td><td></td><td></td><td rowspan="4" colspan="2">Stahlversagen nach Schrägrissbildung</td><td></td><td></td><td></td><td rowspan="4">nicht eindeutig bestimm-bar</td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>E_{komb}</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>E_{Stab}</td><td>X</td><td>X</td><td></td><td>X</td><td>X</td><td>X</td><td></td></tr>
<tr><td>F_D</td><td></td><td></td><td>X</td><td></td><td></td><td></td><td>X</td></tr>
</table>

In V3 und V18 ließ sich nicht eindeutig festlegen, welcher Mechanismus das Versagen bedingt und dann die anderen nach sich gezogen hat. Daher sind diese Spalten leer. In V13 und V14 kam es, nachdem sich bereits ein Schubriss gebildet hatte, zum Versagen von einem bzw. zwei Bewehrungsstäben, so dass die Versuche gestoppt wurden. Generell sind die zum Versagen führenden Mechanismen unter statischen wie dynamischen Beanspruchungen die selben.

Die 20 untersuchten Träger können in zwei Versagensarten unterteilt werden:

a) sprödes Versagen

b) Versagen mit Ankündigung

Während die statischen Versuche V1, V2 und V11, V12 ebenso wie die zyklischen Versuche V9, V10, V16c und V19b ein (annähernd) sprödes Versagen zeigten, konnten die übrigen Versuche auch nach dem Aufgehen des klaffenden Schrägrisses noch weitere Lastspiele ertragen. Ihr Versagen kündigte sich somit an und ist nicht als spröde zu bezeichnen. Weitere Ausführungen finden sich in Kapitel 4.8.5.

4.8.4 Beurteilung von EC2-1-1, Gl. 6.78 bzw. EC2-2, Bild NA.6.103

Die Tabellen D-3 und D-4 im Anhang enthalten zusammengefasst die wesentlichen Versuchskennwerte. In Bild 4.8-5 sind die Versuchsergebnisse in das *Goodman*-Diagramm gemäß EC2-2/NA, Bild NA.6.103 eingetragen, das sich aus EC2-1-1, Gl. 6.78 ergibt. Dabei wird unterschieden zwischen *Durchläufern* (DL) bzw. Versagen des Versuchskörpers (V). Die Versuche V13b und V14c, bei denen die Bewehrung versagte, sind nicht dargestellt.

$$y_1(x) = 0{,}4 \cdot x + 0{,}54 \qquad (4.8\text{-}1)$$

$$y_2(x) = 0{,}45 \cdot x + 0{,}57 \qquad (4.8\text{-}2)$$

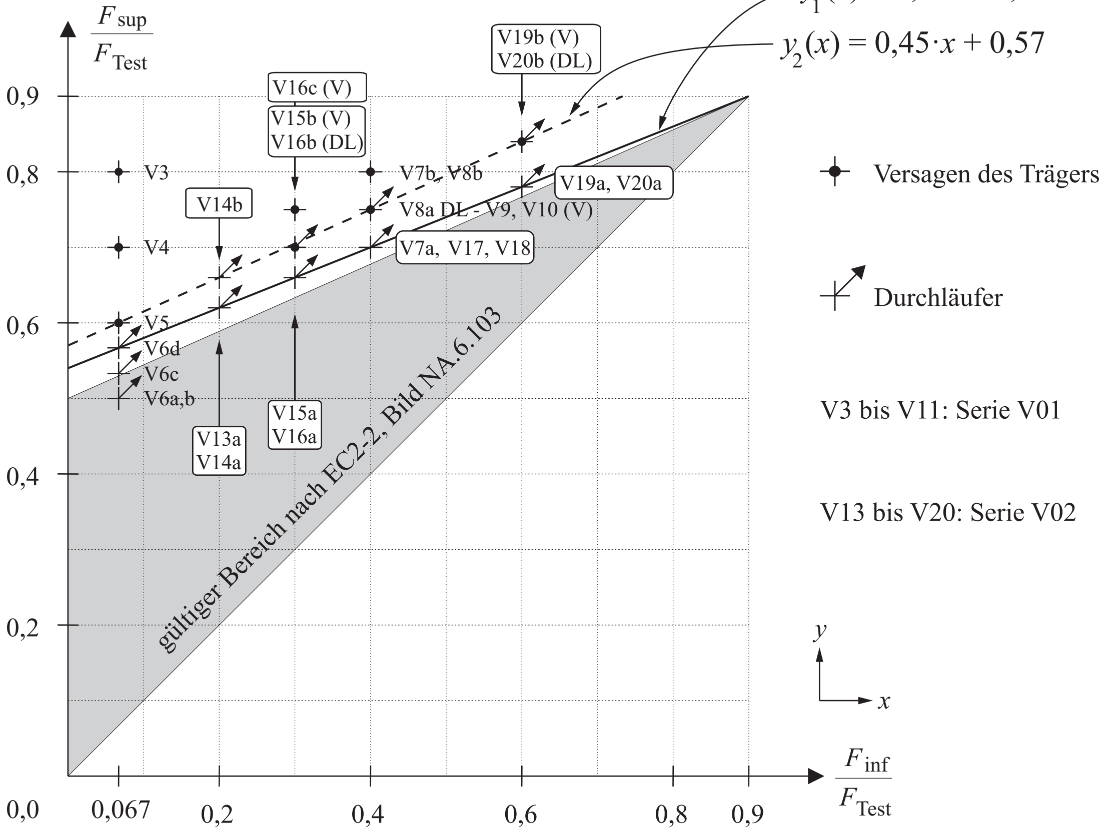


Bild 4.8-5: Ermüdungsfestigkeit der Versuchsserie in EC2-2 Bild NA.6.103

Es wird deutlich, dass $y_1(x) = 0{,}4x + 0{,}54$ nach Gl. 4.8-1 eine abgesicherte Grenze darstellt, unter der es in keinem Versuch zum Versagen des Trägers gekommen ist. Entlang $y_2(x) = 0{,}45x + 0{,}57$ nach Gl. 4.8-2 kam es hingegen zum Versagen einiger Versuche. Demgegenüber erreichten andere Versuchskörper jedoch auch 10^6 Zyklen. Ein gesichertes Niveau lässt sich daher nicht ableiten.

Die Versuchsserien V01 und V02 bestätigen also EC2-1-1, Gl. 6.78 bzw. EC2-2/NA, Bild NA.6.103, sofern die Versagenslast F_u respektive F_{Test} und damit auch die Versagensquerkraft V_u bekannt ist. Darüber hinaus ergibt sich ein erhöhtes Sicherheitsniveau, das anhand der Versuche hergeleitet werden konnte. Wie aus Bild 4.8-5 hervorgeht, ist das Niveau bei einer größeren Differenz zwischen Ober- und Unterlast größer als bei einer kleineren Differenz.

4.8.5 Abhängigkeit vom Verhältnis der Ober- zur Unterlast

Die folgenden Überlegungen basieren auf den Versuchsergebnissen, die in den Tabellen D-3 und D-4 im Anhang zusammengefasst sind.

Vier der 16 zyklisch belasteten Balken versagten schlagartig, ohne dass sich zuvor ein Schrägriss gebildet hatte. Es handelte sich dabei um V9, V10, V16c und V19b. Deren Schwingbreite (= Differenz zwischen Ober- und Unterlast) variierte von $\Delta F = 0{,}24 \cdot F_{Test}$ bis $\Delta F = 0{,}45 \cdot F_{Test}$. Im Gegensatz dazu bildeten sich in den Versuchen V7b, V15a, V17a, V20b Schrägrisse aus, die jedoch nicht unmittelbar zum Versagen der Träger führten. Die Schwingbreite betrug $\Delta F = 0{,}24 \cdot F_{Test}$ bis $\Delta F = 0{,}36 \cdot F_{Test}$ und war damit zu den erstgenannten Versuchen vergleichbar. Anhand der Ergebnisse können keine direkten Rückschlüsse gezogen werden, die eine Abhängigkeit zwischen kleinen Schwingbreiten und einer erhöhten Wahrscheinlichkeit eines schlagartigen Versagens bestätigen.

UEDA/OKAMURA [161] gingen einen Schritt weiter, indem sie nicht alleine die Schwingbreite betrachten. Sie postulierten den Zusammenhang zwischen großer Schwingbreite und geringer Lebensdauer von Bauteilen der gleichen Ober- zu Versagenslast (Kapitel 3.3). Hierauf wird nachfolgend eingegangen.

Betrachtet man z. B. die Versuche mit einem Verhältnis $F_{sup}/F_{Test} = 0{,}7$ (V4, V7a, V15b, V16b, V17a und V18a; V14c wird auf Grund des Bewehrungsversagens nicht betrachtet), so zeigt sich, dass V4, wie prognostiziert, bei der größten Schwingbreite ($\Delta F = 0{,}63 \cdot F_{Test}$) die geringste Lebensdauer aufweist. Das gleiche Bild ergibt sich, wenn die Versuche mit $F_{sup}/F_{Test} \approx 0{,}62$ (V5, V13a, V14a) betrachtet werden. Hier besitzt V5 mit $\Delta F = 0{,}53 \cdot F_{Test}$ die größte Schwingbreite und kleinste Lebensdauer.

Undifferenziertere Ergebnisse liefert das Verhältnis $F_{sup}/F_{Test} \approx 0{,}75$ der Versuche V8a, V9, V10, V16c, V19 und V20. Es ist die Tendenz zu erkennen, dass die Versuche mit kleinerer Schwingbreite ($\Delta F = 0{,}18 \cdot F_{Test}$ in V19 und V20) eine größere Lebensdauer besaßen. Demgegenüber besaßen V8a, V9 und V10 die selbe Schwingbreite $\Delta F = 0{,}35 \cdot F_{Test}$. V9 und V10 versagten beide sehr rasch. V8a entwickelte sich hingegen zum Durchläufer.

Aus den zyklischen Versuchen der Serien V01 und V02 ist die Korrelation zwischen Lebensdauer und Schwingbreite nicht eindeutig herleitbar. Dennoch bestätigen die vorliegenden Ergebnisse in ihrer Tendenz klar die von UEDA/OKAMURA [161] dargelegten Zusammenhänge.

4.8.6 Abhängigkeit von der maximalen Rissweite der Biegerisse

Im Gegensatz zu Schubrissen treten Biegerisse nicht schlagartig auf. Sie entstehen bereits unter geringen Lasten nach Überschreiten des Rissmomentes M_{cr}. In der Versuchsserie V01 wurde die Rissweite $w_{Test} = r_m$ des maximalen Biegerisses (in Feldmitte) unter dynamischen Lasten in den Versuchen V7 bis V10 aufgezeichnet. In der Versuchsserie V02 erfolgte die Aufzeichnung des maximalen Biegerisses in allen dynamisch geprüften Balken. Die Messwerte (vor Aufgehen der Schubrisse) sind ebenso wie die nach Gl. (4.8-3) ermittelten charakteristischen (Biege-)Rissweiten im Anhang in den Tabellen D-5a und D-5b zusammengestellt.

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \qquad \text{(nach EC2-1-1, Gl. 7.8)} \qquad (4.8\text{-}3)$$

Es zeigt sich in den Versuchen der Serie V01, dass die rechnerische sowie die gemessene Rissweite sehr gut übereinstimmte. Dabei gilt stets: $w_k < w_{Test}$. In Serie V02 ist die Übereinstimmung deutlich schlechter. Dennoch gilt auch hier: $w_k < w_{Test}$. Bild 4.8-6 enthält die Quotienten aus rechnerischer zu gemessener Rissbreite aller 18 aufgezeichneten Versuche als Quadrate.

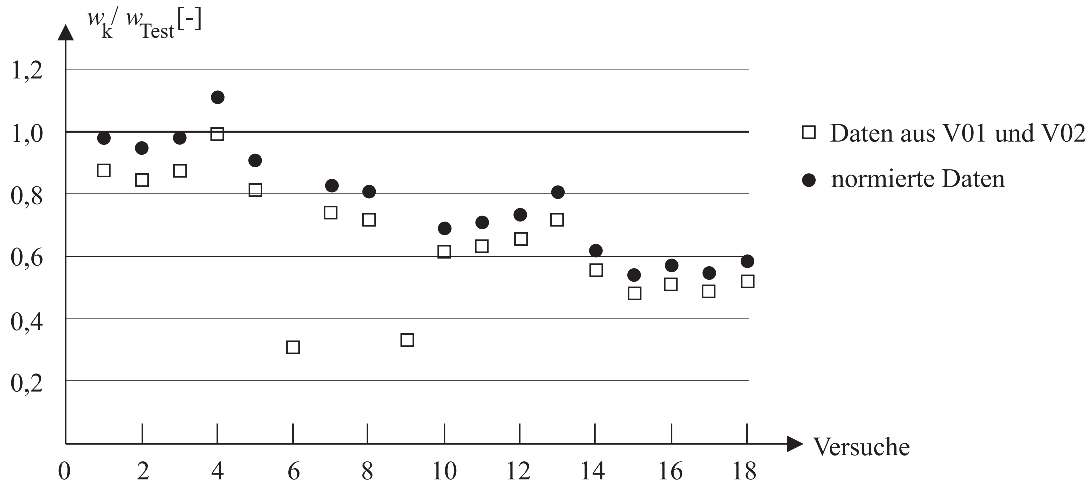


Bild 4.8-6: Rechnerische (charakteristische) zu gemessener Rissweite

Offensichtlich ist, dass die Versuche Nr. 6 (V13a) und Nr. 9 (V15a) Ausreißer darstellen. Beim Anbringen des Rissaufnehmers wurde der maximale Biegeriss augenscheinlich gewählt. Dabei kann es vorgekommen sein, dass sich im Bereich des Aufnehmers ein verzweigender Riss oder gar ein zweiter Biegeriss befunden hat. Dies trifft auf V13a und V15a zu. Daher wurden diese beiden Versuche aus den folgenden Überlegungen ausgeklammert.

Aus den verbliebenen 16 Daten wurde das 95 % Quantil zu $\bar{x}_{95\%} = 0{,}90$ berechnet. Da 95 % der Quotienten w_k/w_{Test} kleiner 1,0 sein sollen, ist ein Faktor 1,0/0,9 = 1,11 festgelegt worden, mit dem die verbliebenen Daten normiert worden sind. Diese sind als Punkte in Bild 4.8-6 dargestellt. Eine statistische Auswertung zeigt Tabelle 4.8-5.

Es ist erkennbar, dass die charakteristische Rissweite w_k nach Gl. (4.8-3) ein Kriterium darstellt, das Auftreten eines Schrägrisses in den dynamischen Versuchen zu beurteilen. Somit könnte ein einfacher und praktikabler Bemessungsansatz darin liegen, die Biegerissweite unter zyklischer Last zu begrenzen.

Tabelle 4.8-5: Statistische Bewertung der normierten 16 Werte w_k/w_{Test}

Rissweite	Mittelwert μ	Standardabweichung σ	Variationskoeffizient VarK
w_k/w_{Test}	0,77	0,18	0,23

4.9 Zusammenfassung

Innerhalb des vierten Kapitels wurden die eigenen Versuche V1 bis V20 beschrieben, erläutert und ausgewertet. Aus den Versuchsergebnissen konnten wichtige Erkenntnisse zur Ermüdungsbeanspruchung sowie zum Querkraftabtrag nicht querkraftbewehrter Stahlbetonbalken gewonnen und dargestellt werden. Dies sind im Einzelnen:

Es ist kein signifikanter Einfluss einer Ermüdungsbeanspruchung auf den Druckstrebenwinkel θ zu erkennen. Er liegt in den statischen wie dynamischen Versuchen vermehrt zwischen 40° und 50°.

Die Tragfähigkeit der Druckzone bzw. der Druckstreben, die die Lasten zum Auflager führen, ist der dominierende Tragmechanismus des Querkraftabtrags nahe dem Bruchzustand. Über die Druckzone kann mindestens 50 % der Querkraft abgetragen werden. Dübelwirkung und Rissverzahnung spielen auf Grund der großen auftretenden Rissweiten untergeordnete Rollen.

Das Verhalten der Versuche kann mit dem Versagensmodell von MUTTONI [110] gut beschrieben werden. Es zeigte sich aber auch, dass dieses um das Versagen infolge kombinierter Spannungsbeanspruchung im Auflagerbereich zu erweitern ist.

Sofern die Versagensquerkraft V_u bzw. der Bemessungswert $V_{Rd,c}$ bekannt ist, kann die Bemessungsgleichung gegen ein Versagen des Betons infolge Ermüdung nach EC2-1-1, Gl. 6.78 bestätigt werden. Es ist sogar ein leicht erhöhtes Sicherheitsniveau zu beobachten.

Die Mehrzahl (75 %) der dynamisch belasteten Balken versagten mit einer deutlichen Vorankündigung. Eine unmittelbare Abhängigkeit von der Schwingbreite ist nicht zu beobachten. Demgegenüber kann die Korrelation zwischen Schwingbreite und Lebensdauer bei gleicher Ober- zu Versagenslast nach UEDA/OKAMURA [161] in ihrer Tendenz bestätigt werden.

Die rechnerische Rissöffnung des maximalen Biegerisses kann in zyklischen Versuchen einen Ansatz liefern, das Schubversagen zu kontrollieren.

Da in Versuchen nur wenige Werte gemessen werden können, und sich der Kraftfluss deshalb nur indirekt ermitteln lässt, werden im Weiteren statische und zyklische Versuche mit der Finiten Elemente Methode simuliert. Dazu wird das Programmpaket ABAQUS verwendet. Die Ergebnisse der Simulationen werden in Kapitel 6 dargestellt und erörtert. Zuvor wird in Kapitel 5 das in der Berechnung verwendete Materialmodell für den Beton diskutiert.

5 Materialmodelle

5.1 Einleitung

Nachfolgend werden die Materialmodelle erläutert, die in den stofflich nichtlinearen Finite Elemente (FE) Berechnungen verwendet werden. Zunächst wird das ein- und mehraxiale Materialverhalten von Beton unter monotoner wie zyklischer Belastung im Druck- und Zugbereich beschrieben. Besondere Bedeutung kommt der zutreffenden Beschreibung des Nachbruchverhaltens von Beton zu. Dies erfolgt im Rahmen dieser Arbeit basierend auf der Kontinuums-Schädigungs-Mechanik mittels Schädigungen (*degradation*). Ausführliche Erläuterungen hierzu werden in Kapitel 5.4 gegeben. Es sei darauf hingewiesen, dass lediglich soweit auf die Materialbeschreibungen eingegangen wird, wie es zum Verständnis der FE-Berechnungen erforderlich ist. Ein Überblick über Forschungsaktivitäten auf diesem Gebiet würde den Rahmen dieser Arbeit übersteigen.

5.2 Einaxiales Materialverhalten von Beton

5.2.1 Beton unter einachsiger Druckbeanspruchung

Normalfeste Betone, bei denen die Zugfestigkeit der Zuschlagskörner höher ist als diejenige der Mörtelmatrix, zeigen in monotonen Druckversuchen stets ein einheitliches Verhalten. Der σ_c-ε_c-Verlauf lässt sich nach Bild 5.2-1a in drei Bereiche (I – III) aufteilen. Die Spannungs-Dehnungslinie basiert unter monotoner Belastung in den Bereichen I und II auf dem MC90 [32]. Im Bereich III (Nachbruchbereich) wurde sie u. a. durch Arbeiten an der Ruhr Universität Bochum [100], [121] modifiziert.

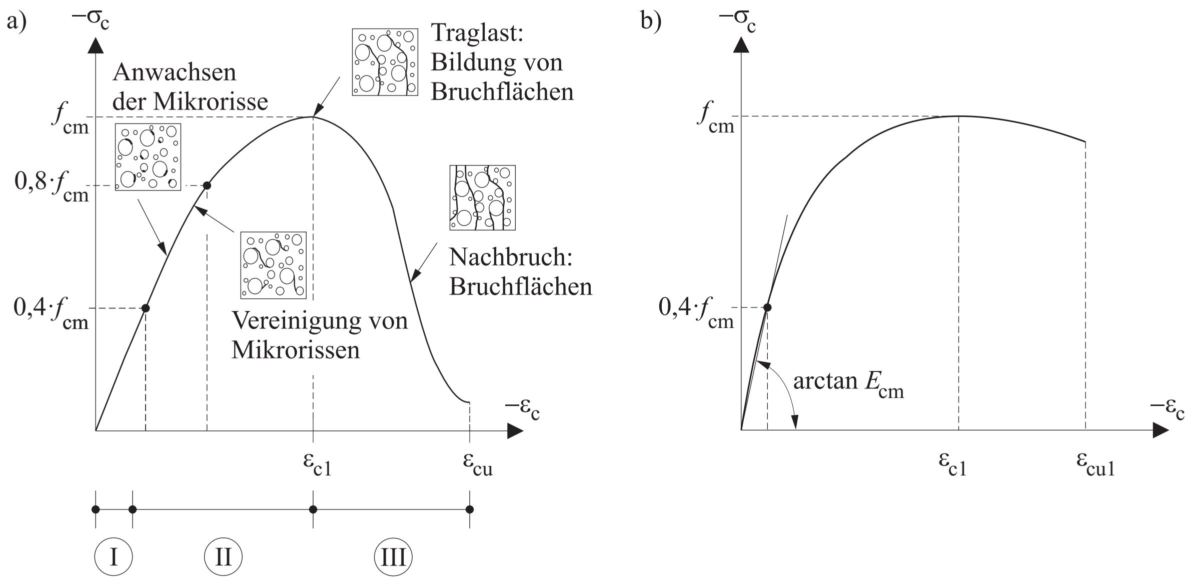


Bild 5.2-1: a) Arbeitslinie Beton nach MC90 [32] bzw. MARK [100], b) EC2-1-1 [39]

Die formelmäßigen Zusammenhänge können den Gln. (5.2-1) bis (5.2-3) bzw. (5.2-4) entnommen werden. Die Definition und Bestimmung einzelner Parameter (z. B.: E_{ci}, ε_{c1}, γ_c usw.) sind in den Anhängen E und F dargestellt.

<u>Bereich I</u> (bis $0{,}4{\cdot}f_c$)

$$\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c \tag{5.2-1}$$

Bereich II (bis $1{,}0 \cdot f_c$)

$$\sigma_c = \frac{E_{ci}\dfrac{\varepsilon_c}{f_{cm}} - \left(\dfrac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^2}{1 + \left(E_{ci}\dfrac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}} - 2\right) \cdot \dfrac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} f_{cm} \tag{5.2-2}$$

Bereich III (abfallender Ast)

$$\sigma_c = \left(\frac{2 + \gamma_c f_{cm} \varepsilon_{c1}}{2 f_{cm}} - \gamma_c \varepsilon_c + \frac{\gamma_c}{2\varepsilon_{c1}} \varepsilon_c^2\right)^{-1} \tag{5.2-3}$$

Zum Vergleich wird in Gl. (5.2-4) bzw. Bild 5.2-1b die Arbeitslinie nach EC2-1-1 beschrieben. Man erkennt, dass der Nachbruchbereich, auf den nachfolgend speziell eingegangen wird, nicht so ausgeprägt ist, wie beim Ansatz nach MARK [100]. Außerdem liegt kein lineares Verhalten zu Beginn der σ-ε-Kurve vor. Darüber hinaus endet Gl. (5.2-4) bei $\varepsilon_{cu1} = -3{,}5$ ‰ und wäre somit nur zum Teil mit dem verwendeten Schädigungsmodell (Kapitel 5.4.4) in Einklang zu bringen. Alle weiteren Erläuterungen beziehen sich daher auf die Gln. (5.2-1) bis (5.2-3).

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k-2) \cdot \eta} \tag{5.2-4}$$

Mit:

$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$ und $k = 1{,}05 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$

Bild 5.2-1a zeigt das lineare Verhalten im Bereich I der Arbeitslinie nach MC90 [32] bzw. MARK [100]. Das Betongefüge verändert sich näherungsweise nicht. Mikrorisse, die auch im unbelasteten Zustand durch Schwinden zwischen den Zuschlägen und der Zementmörtelmatrix bereits vorhanden sind, verbleiben bei konstanter Größe. Nach MARK [100] geht dieser lineare Bereich bis zu ca. 40 % der Druckfestigkeit f_{cm}; MEHLHORN/KOLLEGER [103] legen die Grenze bei ca. 30 % von f_{cm} fest. Sofern die Druckspannungen weiter gesteigert werden, schließt an den linearen Bereich I ein nichtlinearer Bereich II bis zur maximalen Druckfestigkeit f_{cm} an. In diesem kommt es zwischen $0{,}4 \cdot f_{cm} \leq \sigma_c \leq 0{,}8 \cdot f_{cm}$ zu einem stabilen Anwachsen der Mikrorisse, d. h. die Risse vergrößern sich lediglich infolge einer Belastungssteigerung. Bei ca. $0{,}8 \cdot f_{cm}$ beginnt das instabile Risswachstum mit deutlichen Gefügeauflockerungen. Die Steifigkeit nimmt prägnant ab. Die Spannungs-Dehnungslinie krümmt sich merklich. Mit dem Erreichen der maximalen Spannung $\sigma_c = f_{cm}$ und der zugehörigen Stauchung ε_c wird die Traglast erreicht.

Bei verformungsgesteuerten Druckversuchen tritt nach dem Überschreiten der Druckfestigkeit f_{cm} ein Nachbruchbereich auf. Dieser ist dadurch gekennzeichnet, dass die Stauchungen bei abnehmender Spannung ansteigen (*strain softening*). Die Bruchflächen bilden sich im Nachbruchbereich meist parallel zur Belastungsrichtung. VAN MIER [163] erkannte erstmals, dass die Spannungs-Dehnungslinien im Nachbruchbereich von der Probenhöhe (bei gleichem Probekörperquerschnitt 10×10 cm) abhängig sind (Bild 5.2-2a). Beim Darstellen der

Spannungen über den Probeverkürzungen nach Erreichen der Traglast, ergaben sich allerdings annähernd gleiche Verläufe (Bild 5.2-2b). Daraus folgerte er, dass die Verformungen in den Bruchflächen der Proben gleich groß waren und dass sich somit unter Druckbelastungen eine lokalisierte Bruchzone ausbildet. Deren Größe ist unabhängig von der Probenhöhe. Lediglich die Unterschiede in den σ-ε−Kurven resultieren aus den verschiedenen Bezugslängen [103].

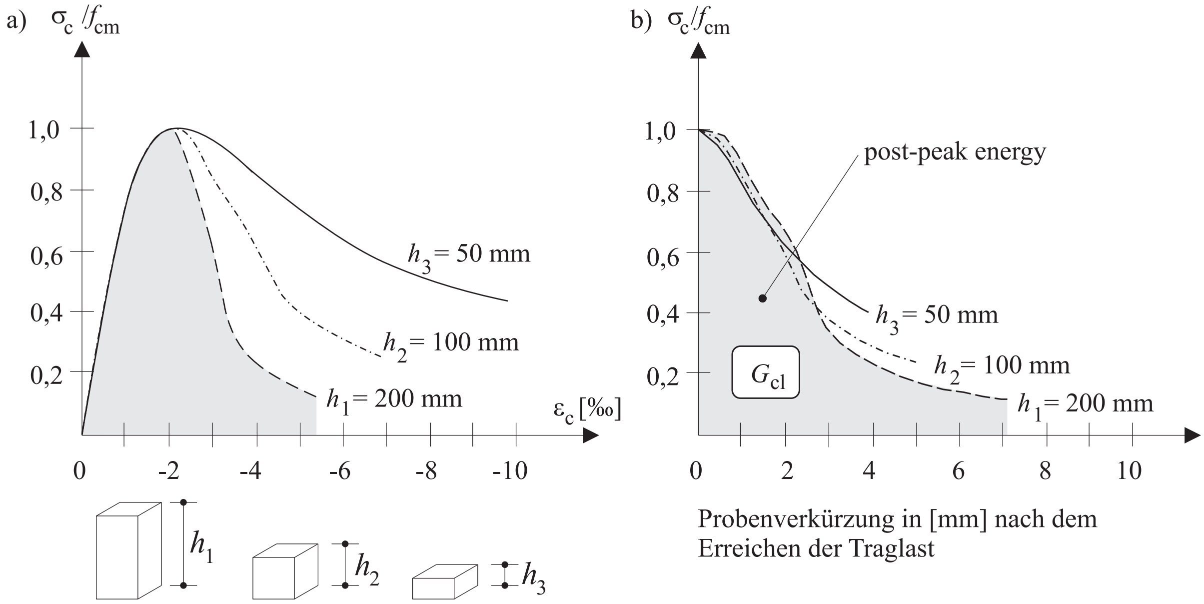


Bild 5.2-2: a) Abhängigkeit der σ-ε-Kurve von der Probenhöhe, b) Spannungs-Verschiebungs-Linie nach Erreichen der Traglast nach VAN MIER [163]

Weitere Versuche führten JANSEN/SHAH [71] an Betonzylindern unterschiedlicher Höhe, aber gleichem Querschnitt durch. Auch bei ihnen fielen die Spannungs-Verschiebungskurven des Nachbruchbereiches ungefähr zusammen. Die Fläche unter den Spannungs-Verschiebungslinien kann als nahezu konstant und somit als Energie zur Beschreibung des Nachbruchverhaltens (*post-peak energy*) herangezogen werden. In der Literatur wird sie als Zerstauchungsenergie G_{cl} beschrieben. Für die später folgenden FE-Berechnungen wird die Abhängigkeit des abfallenden Astes von der Probekörperschlankheit durch die Zerstauchungsenergie G_{cl} und den Längenparameter l_{eq} berücksichtigt [100]. Damit wird näherungsweise eine Netzunabhängigkeit der FE-Berechnung gewährleistet. G_{cl} und l_{eq} gehen im Bereich III der Spannungs-Dehnungslinie in den Parameter γ_c ein (siehe dazu die formelmäßige Beschreibung in Anhang E bzw. F); er modifiziert die Arbeitslinie und steuert die von der Probengröße abhängige Völligkeit [55]. PÖLLING [121] führt aus, dass das äquivalente Längenmaß eines Volumenelementes $l_{eq} = (V^e/n)^{1/3}$ (mit: V^e = Volumen eines finiten Elementes, n = Anzahl der Integrationspunkte) betragen sollte. Experimentelle Untersuchungen zur Zerstauchungsenergie G_{cl} liegen bislang nur von VONK [166] vor. Hiernach können Werte zwischen 10 kN/m und 25 kN/m angesetzt werden.

Über das Verhalten von Betonproben unter zyklischen Druckbeanspruchungen besteht, wie in Kapitel 2.3.2.2 angedeutet, Uneinigkeit. An eigenen Versuchen leiteten SINHA et al. [154] ab, dass die Umhüllende einer zyklischen Druckbeanspruchung durch die Arbeitslinie unter monotoner Belastung beschrieben wird. PFANNER [119] sieht das jedoch kritisch und weist darauf hin, dass monotone Arbeitslinien als Einhüllende von nieder- und hochzyklischen

Druckbeanspruchungen nicht allgemein bestätigt werden können. Er entwickelt ein Schädigungs-Modell, durch das das Ermüdungsverhalten unter Druck- und Zugbeanspruchungen betrachtet werden kann. Sein Modell wird im Kapitel 6.5.1 ausführlich beschrieben.

5.2.2 Beton unter einachsiger Zugbeanspruchung

Das Verhalten unter Zug wurde bereits in Kapitel 2.1.2.5 in Zusammenhang mit der Querkraft-Tragkomponente in der Bruchprozesszone V_{BPZ} angesprochen und soll an dieser Stelle über einen Ansatz aus der nichtlinearen Bruchmechanik; dem sogenannten fiktiven Rissmodell (*fictitious crack model*) nach HILLERBORG et al. [65] näher erörtert werden.

In der Bruchmechanik werden hinsichtlich der Deformationen in Rissen 3 Rissöffnungsarten (Modus I – III in Bild 5.2-3) unterschieden, von denen jedoch für das fiktive Rissmodell lediglich Modus I von Bedeutung ist.

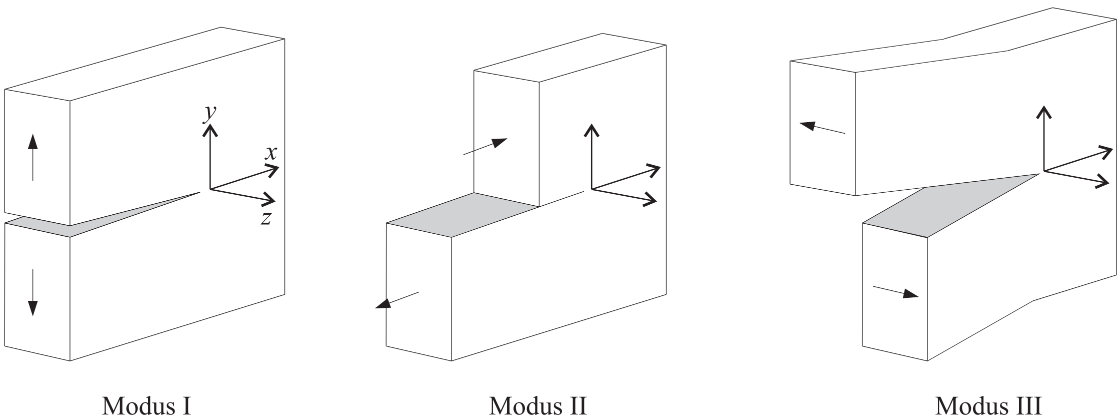
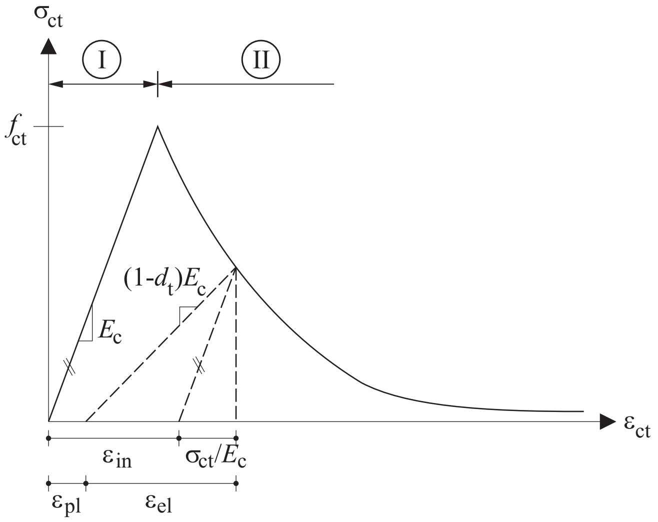


Bild 5.2-3: Rissöffnungsarten

Das fiktive Rissmodell für Beton basiert auf dem Gedanken, dass sich der Beton unter einer monotonen Zugbeanspruchung bis fast zum Erreichen der Zugfestigkeit linear elastisch verhält. Dabei besitzt er analog zur einaxialen Druckbeanspruchung bereits vor der Belastung Mikrorisse, deren Wachstum ab $\sigma_{ct} \geq 0{,}7\ldots0{,}9 \cdot f_{ct}$ in verstärktem Maße einsetzt. Dieses Wachstum führt zu einer Abnahme der Steifigkeit. Kurz vor dem Erreichen der Zugfestigkeit (Bild 2.1-9d) kommt es zur Mikrorissakkumulation, meist orthogonal zur Belastungsrichtung. An einer Fehlstelle des Querschnitts entwickelt sich mit dem Erreichen der Zugfestigkeit die Bruchprozesszone. Nach dem Erreichen der Zugfestigkeit beginnt der Entfestigungsbereich. Es tritt bei $\sigma_c = f_{ctm}$ nicht unmittelbar ein Versagen auf, sondern es stellt sich ein sukzessiver Spannungsabfall ein (Bild 5.2-4). Dies ist möglich, da infolge der Verzahnung zwischen Zementmatrix und Zuschlagskörnern Spannungen orthogonal zur Rissfläche übertragen werden können. VAN MIER [163] beschreibt, dass das Risswachstum gestoppt wird, wenn ein Riss ein Zuschlagskorn trifft. Sofern der Verbund zwischen Matrix und Zuschlagskorn noch intakt ist, bedarf es dann einer größeren Last, um das Risswachstum über diese Stelle hinaus fortzuführen. Verliert der Beton sein Spannungsübertragungsvermögen, nehmen Dehnungen und Verformungen im geschwächten Bereich (lokal) zu. Außerhalb dessen findet eine Entlastung des Querschnitts statt. Das Nachbruchverhalten ist damit analog zum einaxialen Druckversuch lediglich vom lokalen Verhalten der Bruchfläche abhängig. Es sei darauf hingewiesen, dass das beschriebene Entfestigungsverhalten nur bei verformungsgesteuerten Versuchen zu beobachten ist; ansonsten tritt der sofortige Bruch ein.



Bereich I:

$$\sigma_{ct} = E_c \cdot \varepsilon_{ct} \tag{5.2-5}$$

Bereich II:

$$\sigma_{ct} = \sigma_{ct}(w = l_t \cdot \varepsilon_{in}) \tag{5.2-6a}$$

$$\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{in} + \sigma_{ct}/E_c \tag{5.2-6b}$$

Bild 5.2-4: Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton im Zugbereich

Betrachtet man die Bruchprozesszone als fiktive Risszone, so kann man das Verhalten darin in die spätere Rissebene projizieren und damit das Dehnungs-Entfestigungs-Verhalten als Spannungs-Verschiebungs-Diagramm $\sigma(w)$ darstellen (Bild 2.1-9b). Die Verschiebungen in der Rissebene werden als Rissöffnung eines nicht vorhandenen, fiktiven Risses aufgefasst. Von dessen fiktiver Rissspitze nimmt die Fähigkeit, Spannungen durch die Verzahnung der gegenüberliegenden Rissufer zu übertragen, bis zu einer kritischen fiktiven Rissöffnung ($w_0 \approx 0{,}15 \ldots 0{,}18$ mm) ab. w_0 stellt den Übergang zu einem realen Riss dar (Bild 2.1-9c). Außerhalb der Risszone bleibt die Spannungs-Dehnungslinie des ungerissenen Betons gültig. Während die Spannungs-Rissöffnungsbeziehung durch HILLERBORG et al. [65] ursprünglich als linear elastisch beschrieben wurde, gibt es mittlerweile verschiedene Ansätze. DUDA [46] gibt z. B. die in Bild 2.1-9b dargestellte Exponentialfunktion an.

Die Fläche unter der Spannungs-Rissöffnungskurve nach Gl. (2.1-17) beschreibt allgemein die Energie, die für die Bildung und vollständige Öffnung eines Risses erforderlich ist. Diese (Bruch-)Energie wird zur Charakterisierung des Bruchverhaltens verwendet und dient dazu, in der Modellierung des Materialverhaltens von Beton unter Zugbelastungen eine netzunabhängige Berechnung durchführen zu können. Sie wird mit G_f bezeichnet und als Materialparameter eingeführt. G_f liegt nach [2] zwischen 40 N/m (bei einem Beton mit $f_c = 20$ MPa) und 120 N/m (bei einem Beton mit $f_c = 40$ MPa).

Im Model Code 90 wird die Bruchenergie nach Gl. (5.2-7) in Abhängigkeit vom Größtkorndurchmesser sowie der Druckfestigkeit angegeben; in MARK [100] nach Gl. (5.2-8).

$$G_f = G_{f0} \cdot \left(\frac{f_c}{10\ \text{MPa}} \right)^{0,7} \qquad \text{(nach MC90, Gl. 2.1-7)} \tag{5.2-7}$$

mit:

G_{f0} = 0,025 N/mm (d_g = 8 mm); 0,03 N/mm (d_g = 16 mm); 0,058 N/mm² (d_g = 32 mm)

$$G_f = 0{,}195 \cdot w_c \cdot f_{ct} \tag{5.2-8}$$

Zur Modellierung mit Volumenelementen ist Folgendes festzuhalten: Um die Bruchenergie G_f in einem Element nur einmal zu verbrauchen, muss der Längenparameter l_t kleiner dem mittleren zu erwartenden Rissabstand $s_r = 2/3 s_{r,max}$ sein [55]. Der mittlere Rissabstand lässt sich nach [178], der maximale Rissabstand nach EC2-1-1/NA [40] berechnen. Letzterer ist in Gl. (5.2-9) angegeben. Wäre $l_t > s_r$, könnten pro Element mehrere Risse auftreten, was zum mehrfachen Verbrauch von G_f führen würde.

$$s_{r,max} \leq \frac{\sigma_s \cdot \phi}{3{,}6 \cdot \rho_{eff}} \tag{5.2-9}$$

Die Elementlänge muss aber auch eine Mindestlänge $l_{t,min}$ besitzen, damit sich die Rissprozesszone vollständig bilden kann und G_f in einem Element verbraucht werden kann. Diese Mindestlänge beträgt nach [13] den dreifachen Durchmesser des Größtkorns.

Die formelmäßigen Zusammenhänge zum Abbilden der Arbeitslinie von Beton im Nachbruchbereich basieren im Rahmen dieser Untersuchung auf der exponentiellen Form nach MC90 [32]. Sie wurden u. a. in [100] um Schädigungsansätze weiterentwickelt. Bild 5.2-4 zeigt die σ-ε–Kurve im Zugbereich. Diese wird durch die Gln. (5.2-5) und (5.2-6a) beschrieben. Der lineare Bereich I in Bild 5.2-4 stellt den Vorbruchbereich, der Bereich II den Nachbruchbereich dar. Dieser lässt sich über die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung nach HORDIJK [68] ausdrücken. Sie ist als Gl. (5.2-10) gegeben.

$$\frac{\sigma_{ct}(w)}{f_{ct}} = \left[1 + \left(\frac{c_1 w}{w_0}\right)^3\right] e^{-c_2 \frac{w}{w_0}} - \frac{w}{w_0}(1 + c_1^3) e^{-c2} \tag{5.2-10}$$

Die Parameter c_1 und c_2 gibt HORDIJK mit $c_1 = 3{,}0$ und $c_2 = 6{,}93$ an.

Ergänzend sei angemerkt, dass die Arbeitslinien für den Zugbereich der eigenen Versuche im Anhang E und F ausführlich dargestellt sind. Dabei repräsentiert l_t in Anhang E den Bügelabstand (150 mm) und in Anhang F den zu erwartenden mittleren Rissabstand nach Gl. (5.2-9). Durch die Festlegung von l_t kann die σ_{ct}-ε_{ct}-Kurve nach den Gln. (5.2-6a) und (5.2-6b) im Nachbruchbereich formuliert werden.

Auf die bestehenden Diskrepanzen hinsichtlich des *Envelope*-Konzeptes bei zyklischen Belastungen ist bereits im Druckbereich eingegangen worden. Die Ausführungen gelten auch für den Zugbereich. Es soll daher hier auf das PFANNER'sche Modell in Kapitel 6.5.1 verwiesen werden.

5.3 Mehraxiales Materialverhalten von Beton

Ein ausschließlich einaxiales Materialverhalten stellt lediglich eine starke Idealisierung dar. Reale Stahlbetontragwerke sind mehraxialen, oftmals jedoch biaxialen, Beanspruchungen ausgesetzt. Dabei treten senkrecht zur Belastungsrichtung ebenfalls Beanspruchungen auf. Werden diese Beanspruchungen (Querdehnungen) z. B. durch eine Umschnürungsbewehrung behindert, kann die mehraxiale Betondruckfestigkeit um ein Mehrfaches größer als die einaxiale Druckfestigkeit sein. Dies ist u. a. bei Lasteinleitungs- und

Lastweiterleitungsbereichen der Fall. Im Gegensatz dazu führen Querzugspannungen zu einer starken Abnahme der Betonfestigkeit. Verantwortlich dafür zeichnet eine vermehrte Mikrorissbildung. Diese steuert das Trag- und Verformungsverhalten des Betons, so dass es zu veränderten Tragfähigkeiten kommt.

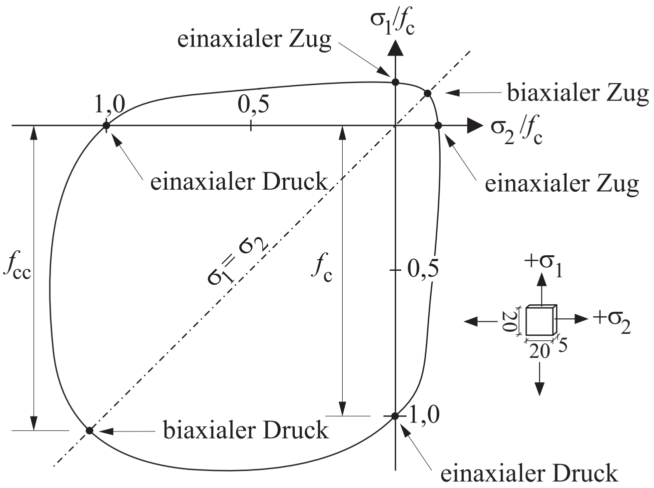


Bild 5.3-1: Biaxiale Versagenskurve von Beton nach KUPFER [90]

KUPFER [90] ermittelte experimentell Versagenskurven für Beton, aus denen sich seine biaxiale Festigkeit ergibt (Bild 5.3-1). Dafür führte er Versuche an Betonscheiben durch, die er unter unterschiedlichsten Kombinationen der Hauptspannungen σ_1 und σ_2 bis zum Versagen belastete. Es zeigte sich, dass die biaxiale Betonfestigkeit bei einem Verhältnis von $\sigma_1 = 1{,}9 \cdot \sigma_2$ um maximal 27 % und bei einem Verhältnis $\sigma_1 = \sigma_2$ um 16 % höher als die einaxiale Druckfestigkeit ist. Liegt eine gleichzeitige Druck-Zug-Belastung vor, so ergibt sich eine Reduzierung der aufnehmbaren Druckspannungen. Im Zug-Zug-Bereich herrscht keine gegenseitige Einflussnahme. Die biaxiale Zugfestigkeit erreicht nahezu die einaxiale [103].

Die Versagenskurve nach KUPFER [90] in Bild 5.3-1 stellt einen Sonderfall des mehraxialen Beanspruchungszustandes dar. Bei der Bemessung von Stahlbetonkonstruktionen (bspw. Scheiben) ist es oftmals legitim, Spannungen senkrecht zur Mittelfläche zu vernachlässigen ($\sigma_3 = 0$). Dadurch ergibt sich ein ebener Spannungszustand, der in vielen Bauteilen tatsächlich auftritt.

Die mehraxiale Betonfestigkeit wird durch eine längliche, nicht rotationssymmetrische Bruchumhüllende (Bild 5.3-2a) beschrieben. Die Versagenskurven für Beton können im Hauptspannungsraum gut anhand von Schnitte der Deviatorebene mit den Meridianebenen betrachtet werden. Dabei beschreibt die Deviatorebene eine Ebene senkrecht zur hydrostatischen Achse ξ, die Meridianebenen beinhalten diese. Die hydrostatische Achse wiederum ist eine Gerade im Hauptspannungsraum, auf der die drei Spannungen $\sigma_{1,2,3}$ gleich groß sind. Es zeigt sich, dass Schnitte senkrecht zur ξ-Achse (Deviatorschnitte) im Zugbereich eine nahezu dreieckige Form aufweisen und sich mit zunehmendem ξ einem Kreis annähern (Bild 5.3-2b). Das heißt: Die Festigkeit steigt mit wachsendem ξ.

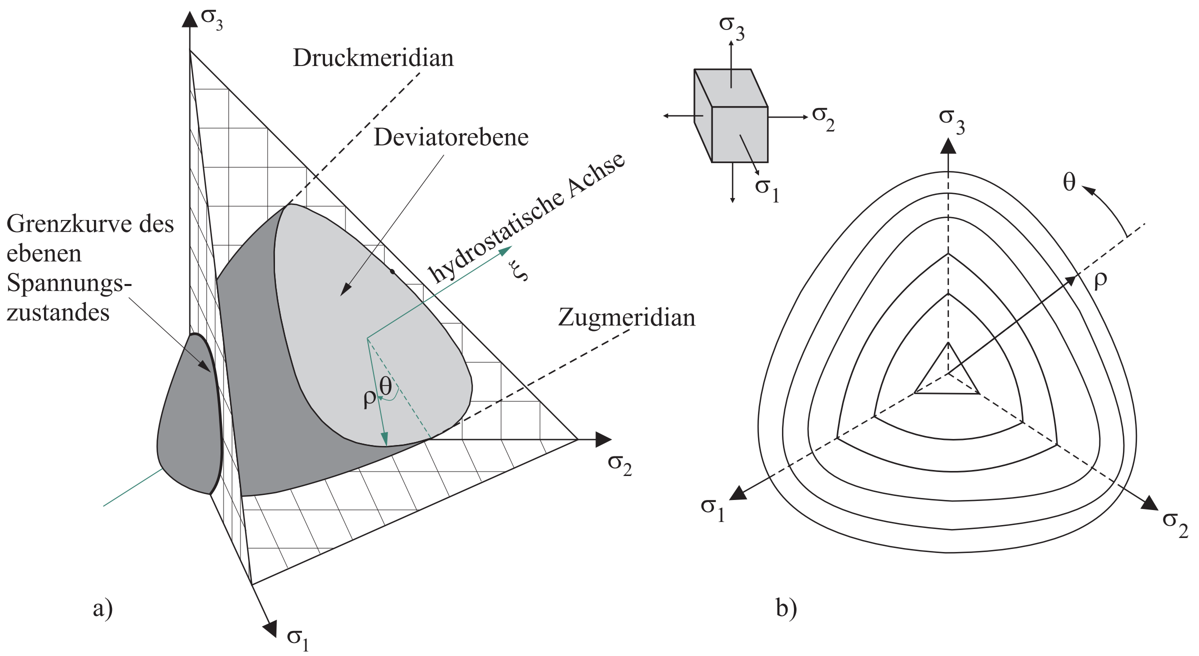


Bild 5.3-2: a) Triaxiale Beanspruchung nach [178], b) Schnitte durch die Deviatorebene [103]

5.4 Elasto-Plastisches Schädigungsmodell *‚concrete damaged plasticity'*

5.4.1 Einführung

Das für die FE-Berechnungen verwendete Programm ABAQUS bietet verschiedene Möglichkeiten, das nichtlineare Materialverhalten des Betons abzubilden. Im Weiteren wird das Modell *concrete damaged plasticity* (CDP) verwendet. Dieses basiert auf dem elasto-plastischen Materialgesetz von LUBLINER et al. [99] sowie den Weiterentwicklungen von LEE/FENVES [92]. Die CDP kombiniert Konzepte der Schädigungstheorie mit denen der Plastizitätstheorie und kann Betonverhalten im Druck- und Zugbereich abbilden. Für die Beschreibung des plastischen Verhaltens sind eine Fließbedingung, eine Fließregel und die Formulierung der Ver- und Entfestigung zwingend notwendig [81]. Letztere lassen sich aus dem einaxialen Materialverhalten herleiten. Daher ist als Materialfunktion zum einen die bereits ausführlich erläuterte einachsige Spannungs-Dehnungsfunktion für Druck und Zug und zum anderen die Beschreibung der Schädigungen (im Zug- und Druckbereich) notwendig. Auf die Fließbedingung (= Grenze des elastischen Bereiches) sowie die Fließregel wird nachfolgend näher eingegangen.

5.4.2 Fließbedingung

Die Beschreibung von Schädigungen im Beton basiert auf der Kontinuumsschädigungstheorie. Im Druckbereich wird für Beton die Grenzbedingung von *Drucker-Prager* verwendet (Gl. (5.4-1)). *Daniel C. Drucker* und *William Prager* entwickelten dieses gleichnamige Bruchkriterium 1952. Die Bruchkurve stellt im dreiachsigen Hauptspannungsraum einen Kegel um die ξ-Achse dar (Bild 5.4-1b).

$$f(\xi,\rho) = \sqrt{6}\cdot\alpha\cdot\xi + \rho - \sqrt{2}\cdot k = 0 \qquad (5.4\text{-}1)$$

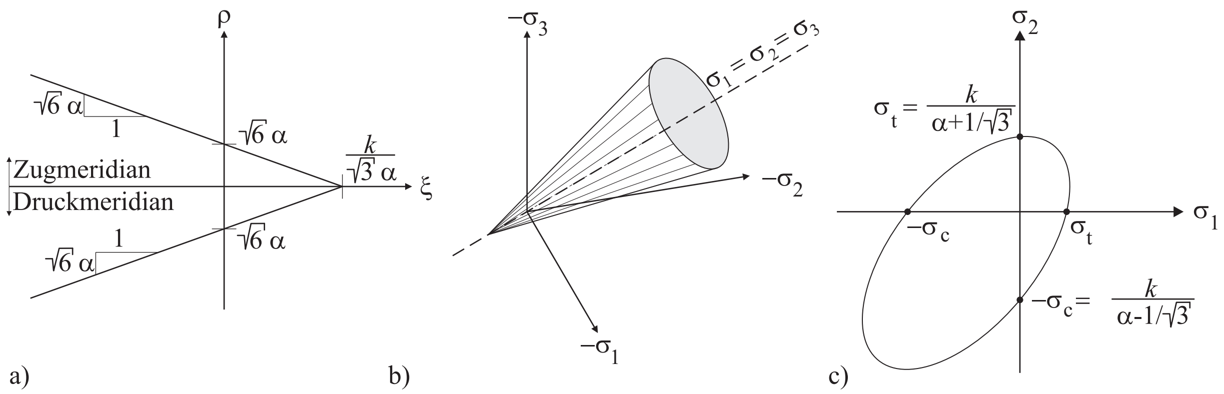


Bild 5.4-1: a) Fließbedingung im Meridianschnitt, b) räumlicher Versagenskegel, c) ebener Versagenszustand nach *Drucker-Prager* aus [158]

Der *Drucker-Prager* Kegel hat den großen Vorteil, dass er im Spannungsraum nur mit zwei Parametern beschrieben werden kann. Diese beiden Parameter (α und k) bestimmen die Neigung des Kegels und den Schnitt des Kegels mit der hydrostatischen Achse (Bild 5.4-1a). Die Anwendung des Kriteriums auf Beton ist weitläufig anerkannt [21], wenngleich sich die gute Modellierungsqualität auf den (im Betonbau meist auftretenden) biaxialen Druckspannungszustand beschränkt. Die zugehörige Versagenskurve im ebenen Spannungszustand ($\sigma_3 = 0$) ist eine Ellipse (Bild 5.4-1c).

Damit die Fließbedingung an die zweiaxiale Versagenskurve (Bild 5.3-1a) nach [90] angepasst werden kann, muss die Neigung des Kegels α klein sein. Ferner muss im Zug-Zug und Druck-Zug Bereich das *Rankine*-Kriterium eingesetzt werden (Bild 5.4-2a). Diese Bruchhypothese nach *William John Macquorn Rankine* aus dem Jahr 1861 besagt, dass der Bruch spröder Werkstoffe mit dem Erreichen der Zugfestigkeit durch die größte der drei Hauptspannungen herbeigeführt wird; unabhängig von den beiden anderen. Daher ist es auf Beton gut anzuwenden, kann man doch von einem Versagen ausgehen, wenn in einer Richtung die Zugfestigkeit erreicht wird ($\sigma_{grenz} = f_{ct}$).

Im CDP-Modell wird die Fließbedingung neben der einaxialen Betondruck- und -zugfestigkeit außerdem durch das Verhältnis der biaxialen zur einaxialen Druckfestigkeit (f_{cc}/f_c) und den Parameter K_c definiert. Gute Ergebnisse für das Verhältnis zwischen biaxialer und einaxialer Druckfestigkeit liefern die experimentellen Untersuchungen von KUPFER. Aus ihnen ergibt sich der bereits erwähnte Verhältniswert von $f_{cc}/f_c = 1{,}16$.

K_c bezeichnet das Verhältnis zwischen Zug- und Druckmeridian bei negativen Hauptspannungen ($\sigma_{1,2,3} < 0$) und kann Werte zwischen $0 \leq K_c \leq 1{,}0$ annehmen. Anhand Bild 5.4-2b erkennt man den Einfluss von K_c auf den Verlauf der Fließfläche in der deviatorischen Ebene (Bild 5.3-2b). Für $K_c = 0{,}5$ ergibt sich eine dreieckige Fließbedingung nach *Rankine*; für $K_c = 1{,}0$ erhält man die kreisförmige Fließbedingung nach *Drucker-Prager*. Beträgt $K_c = 2/3$, so entspricht dies der Form der Fließbedingung, die durch WILLAM/WARNKE [173] an triaxialen Druckversuchen ermittelt wurde.

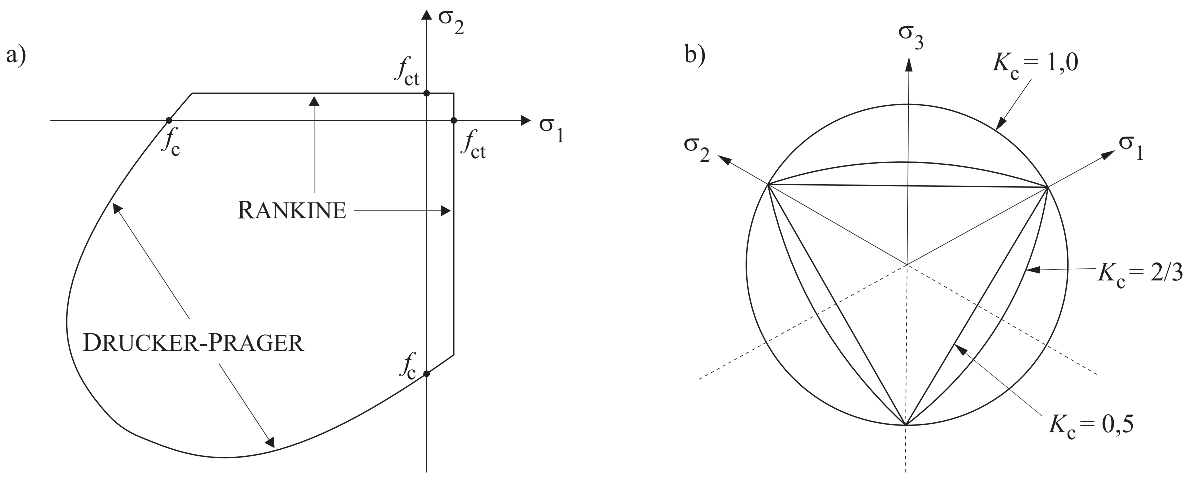


Bild 5.4-2: a) Kopplung des *Rankine*-Kriteriums mit der *Drucker-Prager* Fließfläche [149], b) Fließfläche in der Deviatorebene [2]

5.4.3 Fließregel

Die Fließregel beschreibt die Richtung und Größe der plastischen Dehnungsinkremente $d\varepsilon_{p1}$ bei Erreichen der Fließfläche. In SMITH et al. [155] wird für Beton festgestellt, dass $d\varepsilon_{pl}$ nicht normal zur Bruchumhüllenden (= Fließfläche) steht. Dies würde eine assoziierte Fließregel bedeuten und die Volumenzunahme des Betons im Bruchzustand überschätzen. Die Volumenzunahme durch Auflockerung des Gefüges infolge von Scherkräften ist eine grundlegende Eigenschaft des Betons und wird als Dilatanz bezeichnet. Diese wird durch den Dilatanzwinkel (oder auch Dilatationswinkel) beschrieben. Letzterer wird aus dreiaxialen Druckversuchen ermittelt, in denen die Volumendehnung einer Betonprobe über der Vertikaldehnung aufgetragen wird. Die Steigung der Kurve stellt den Dilatanzwinkel ψ dar.

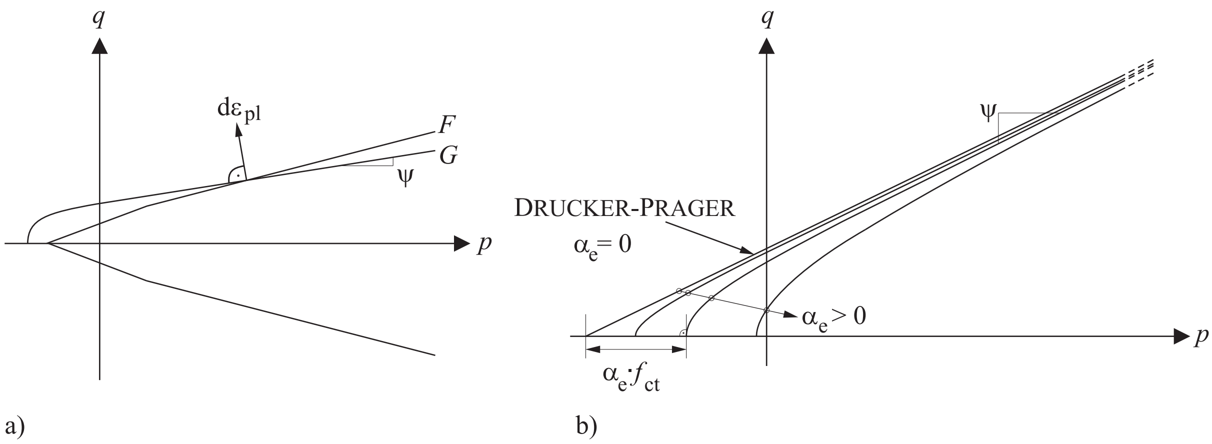


Bild 5.4-3: a) Fließregel allgemein [130], b) Anpassung der Fließbedingung in der *p-q* Ebene über α_e [2]

Die CDP-Theorie bedient sich einer nicht-assoziierten Fließregel in der *p-q* Ebene. Diese Ebene repräsentiert ein Koordinatensystem im Hauptspannungsraum, das den Koordinaten ξ und ρ (Bild 5.3-2a und Bild 5.4-1a) entspricht. In der Fließregel wird ein Fließpotential *G*, das unabhängig von der Fließfläche *F* ist, definiert [130]. Dort, wo die Fließbedingung erfüllt ist, steht der plastische Dehnungsvektor $d\varepsilon_{pl}$ senkrecht auf der durch *G* beschriebenen Potentialfläche (Bild 5.4-3a). ABAQUS verwendet für *G* eine hyperbolische Funktion vom Typ *Drucker-Prager* [2] nach Gl. (5.4-2). Sie schmiegt sich zum einen mit zunehmendem hydrostatischem Druck asymptotisch dem linearen Fließpotential an (Bild 5.4-3b), wobei ihre Neigung sich zum anderen dem Dilatanzwinkel ψ annähert. LEE/FENVES [92] gaben $\psi = 30°$ an. Dieser Wert wird u. a. in den Arbeiten von LATTE [91], MARK [100], NGHIEP [117] und WINKLER/STANGENBERG [174] verwendet. Der dimensionslose Parameter α_e in Gl. (5.4-2) steuert die Geschwindigkeit, mit der sich die Asymptote an die lineare *Drucker-Prager* Fließbedingung annähert [2]. Er wird in ABAQUS als Exzentrizitätsparameter ε bezeichnet. Für $\alpha_e = 0$ erhält man die lineare Fließbedingung. Größere Werte für α_e führen zu einer größeren Krümmung der Potentialkurve G im Bereich der p-Achse.

$$G = -p \cdot \tan\psi + \sqrt{(\alpha_e \cdot f_{ct} \cdot \tan\psi^2 + q^2} \qquad (5.4\text{-}2)$$

5.4.4 Schädigungsmodell

Die Formulierung der Materialfunktionen im elasto-plastischen CDP-Modell ergibt sich nach Gl. (5.4-3) durch die Aufspaltung der Gesamtdehnung in elastische, plastische bzw. inelastische Anteile. Die Dehnungsaufteilung kann exemplarisch Bild 5.2-4 entnommen werden.

$$\varepsilon_{ges} = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} = \sigma/E_c + \varepsilon_{in} \qquad (5.4\text{-}3)$$

Der Anteil der steifigkeitsreduzierenden Schädigung im Druck- bzw. Zugbereich wird durch $d_c = d_c(\varepsilon_{pl})$ bzw. $d_t = d_t(\varepsilon_{pl})$ beschrieben. Im Fall monotoner Belastung gilt $d = d_c$ respektive $d = d_t$. Die Schädigungsvariablen d_c und d_t drücken die Verminderung des E-Moduls des Betons bei Entlastung und Wiederbelastung aus. Die σ_c-ε_c-Beziehung im Druck- und Zugbereich ergibt sich nach den Gln. (5.4-4) sowie (5.4-5) und ist in Bild 5.4-4 dargestellt.

$$\sigma_c = (1 - d_c) \cdot E_c \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_{pl}) \qquad (5.4\text{-}4)$$

$$\sigma_{ct} = (1 - d_t) \cdot E_c \cdot (\varepsilon_{ct} - \varepsilon_{pl}) \qquad (5.4\text{-}5)$$

MARK gibt in [100] Schädigungsfunktionen für d_c und d_t an (Gl. 5.4-6 und 5.4-7). Darin beschreiben die experimentell aus einachsigen, zyklischen Versuchen gewonnenen Parameter b_c und b_t das Verhältnis der plastischen zu den inelastischen Dehnungen ($\varepsilon_{pl}/\varepsilon_{in}$) je nach Belastungsgrad [91]. Zyklische Druckversuche von SINHA et al. [154] werden mit $b_c = 0{,}7$, zyklische Zugversuche von REINHARDT/CORNELISSEN [124] mit $b_t = 0{,}1$ gut angenähert [100].

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c / E_c}{\varepsilon_{in}(1 - b_c) + \sigma_c / E_c} \qquad (5.4\text{-}6)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_{ct} / E_c}{\varepsilon_{in}(1 - b_t) + \sigma_{ct} / E_c} \qquad (5.4\text{-}7)$$

Die gesamte Schädigung im Druck- und Zugbereich erhält man nach Gl. (5.4-8) durch das Produkt der einzelnen Schädigungen, worin die skalaren Größen s_c und s_t die Steifigkeitsveränderungen bei Spannungsumkehr steuern.

$$(1 - d) = (1 - s_t \cdot d_c) \cdot (1 - s_c \cdot d_t) \qquad (5.4\text{-}8)$$

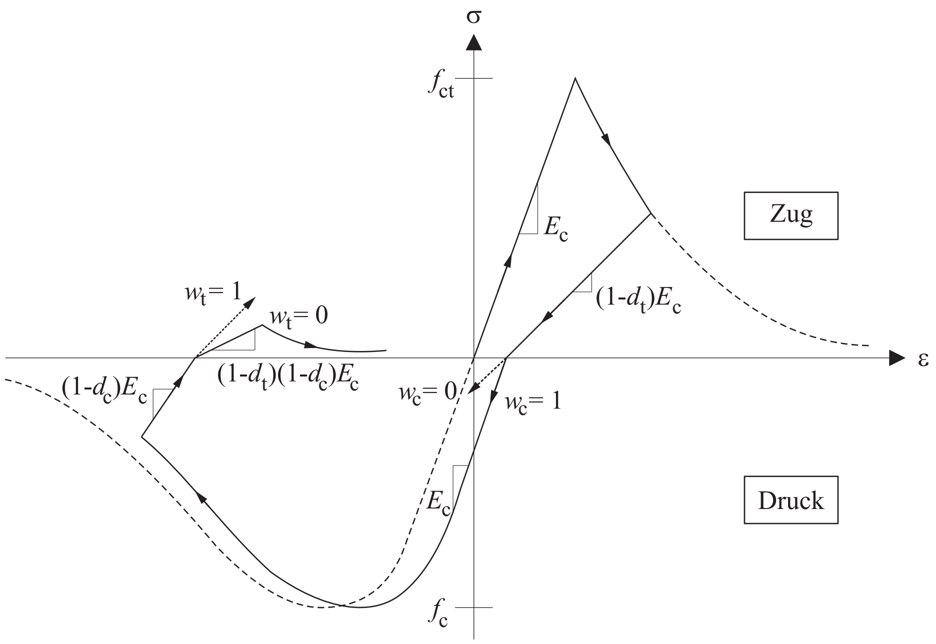


Bild 5.4-4: Arbeitslinie von Beton inklusive Schädigung im Druck- und Zugbereich nach [2]

Für den Belastungswechsel von Druck auf Zug gilt: Es bleiben diejenigen Risse, die senkrecht zur Zugrichtung verlaufen, offen. Diejenigen parallel dazu werden geschlossen. Das heißt: Ein Teil der Schädigung wird übertragen. Dieser Anteil wird in gängigen Veröffentlichungen zu 50 % (w_t = 0,5) angesetzt [91], [100]. Die übertragene Schädigung wird mittels der aus einaxialen Versuchen abgeleiteten Funktion s_t beschrieben.

$$s_t = 1 - w_t \cdot r^*(\sigma) \qquad \text{mit:} \quad r^*(\sigma) = 1 \qquad \text{für } \sigma > 0 \qquad (5.4\text{-}9)$$

Unter der Annahme w_t = 0,5 ergibt sich $s_t = 0{,}5$ (für $\sigma > 0$) und damit ein E-Modul von $E_c = E_c \cdot (1 - 0{,}5)$ [20].

Für den Belastungswechsel von Zug auf Druck gilt: Das Schließen von Rissen und die damit einhergehende Reduzierung von Schädigungen bzw. die Rückgewinnung ursprünglicher Steifigkeit (*stiffness recovery*) wird mittels der Funktion s_c beschrieben. Diese wurde aus einaxialen Versuchen abgeleitet.

$$s_c = 1 - w_c(1 - r^*(\sigma)) \qquad \text{mit:} \quad r^*(\sigma) = 0 \qquad \text{für } \sigma < 0 \qquad (5.4\text{-}10)$$

Darin ist w_c der Faktor, der die Wiedererlangung der Steifigkeit (Zug nach Druck) steuert.

Unter der Annahme einer vollständiger Rückgewinnung (w_c = 1,0) der Steifigkeit ergibt sich s_c = 0 (für $\sigma < 0$) und damit d_t = 0. Der ursprüngliche E-Modul E_c liegt somit vor [20].

5.5 Zusammenfassung

Im vorangegangenen Kapitel wurden die linearen und nichtlinearen Materialeigenschaften des Betons ausführlich erläutert. Es wurde die allgemeine Arbeitslinie im Zug- wie auch im Druckbereich dargestellt. Die Beschreibung des Nachbruchverhaltens von Beton erfolgt mit dem *concrete damage plasticity* Modell mit Hilfe von Schädigungen. Dieses Materialmodell wird für die numerischen Simulationen verwendet, welche im nächsten Kapitel dargestellt werden.

6 Numerische Simulationen

6.1 Einleitung

Innerhalb dieses Kapitels werden die Versuche V1, V2, V11 und V12 (statische Belastung) und V16a (zyklische Belastung) aus den Versuchsserien V01 und V02 numerisch simuliert. Dazu wird das Finite Elemente Programm ABAQUS der Firma Dassault Systèmes in der Version 6.10-1 verwendet. Die Beschreibung des Materials und der Schädigung erfolgt mittels des Modells *concrete damaged plasticity* (CDP).

Vor den Simulationen der genannten Versuche wird die Anwendbarkeit von ABAQUS sowie der CDP zunächst anhand eines ausführlich dokumentierten Balkenversuches überprüft.

6.2 Die FE-Methode

Im Bauwesen wird mit der FE-Methode, bei der es sich um ein numerisches Verfahren zur Lösung von Differentialgleichungen handelt, ein Tragwerk in eine beliebig große Anzahl von Elementen unterteilt.

Innerhalb dieser Elemente nähert man die analytisch nicht mehr beschreibbare Verformungsfigur des Tragwerks durch stückweise stetige Ansatzfunktionen an. Diese sind so formuliert, dass sie an den Knoten des Elementes interne Anfangs- oder Randbedingungen erfüllen. Weil die Elemente lediglich an den Knoten zusammenhängen, stellen sie bildlich ein Netz dar, mit dem das Verhalten des gesamten Bauteils geeignet abgebildet wird.

Die Steifigkeit des gesamten Tragwerks wird durch die Steifigkeitsmatrizen $[K^e]$ der einzelnen Elemente ausgedrückt. Durch deren additive Überlagerung ergibt sich die Gesamtsteifigkeitsmatrix $[K]$. Im Lastvektor $\{F\}$ werden die auf die Knoten wirkenden äußeren Lasten zusammengefasst; im Verformungsvektor $\{u\}$ die Knotenverformungen. In Letzterem werden außerdem die geometrischen Randbedingungen erfasst. Es ergibt sich ein lineares Gleichungssystems (Gl. (6.2-1)), dessen Größe entscheidend von der Anzahl der Elemente, der Anzahl an Knoten je Element und der Freiheitsgrade pro Knoten abhängt.

$$[K]\cdot\{u\} = \{F\} \qquad (6.2\text{-}1)$$

Um dynamische Reaktionen eines Tragwerks infolge zeitvariabler Einwirkungen zu bestimmen, verwendet man die transiente dynamische Analyse. Hierbei sind Massenträgheitseffekte $[M]$ und Dämpfungseffekte $[C]$ von Bedeutung. Aus diesem Grund wird die fundamentale Bewegungsgleichung, welche die Forderung nach Gleichgewicht der inneren und äußeren Kräfte beschreibt, entsprechend Gl. (6.1-2) erweitert:

$$[M]\cdot\{\ddot{u}\} + [C]\cdot\{\dot{u}\} + [K]\cdot\{u\} = \{F(t)\} \qquad (6.2\text{-}2)$$

Wird Gl. (6.2-2) integriert, ohne vorher eine Transformation auf eine andere Form vorzunehmen, so handelt es sich um eine direkte Integrationsmethode [9]. Dabei wird nicht versucht, die Bewegungsgleichung für jede Zeit t, sondern nur in diskreten Zeitintervallen Δt zu erfüllen. Außerdem werden die Verschiebung $\{u\}$, die Geschwindigkeit $\{\dot{u}\}$ und die Beschleunigung $\{\ddot{u}\}$ innerhalb Δt variiert. Die Genauigkeit und Stabilität des Zeitintegrationsverfahrens sowie der Berechnungsaufwand beruhen auf der Größe des Zeitintervalls Δt. Eine oftmals verwendete direkte Integrationsmethode stellt das zentrale

Differenzenverfahren dar. Dabei hängt die Lösung von t-Δt und t+Δt ab. Es handelt sich um ein explizites Zeitintegrationsverfahren, das u. a. in ABAQUS/Explicit implementiert ist. Die Implementierung ist sehr einfach, da die Lösung zur Zeit t+Δt lediglich von den bereits bekannten Größen zur Zeit t abhängig ist. Auf Grund der Tatsache, dass es während der Rissbildung im Stahlbeton (Zustand II) zu großen Struktur- und Verformungsveränderungen bzw. zu großen werkstoffbezogenen Nichtlinearitäten kommt, sind kleine Zeitschritte zur Abbildung dieser physikalischen Prozesse nötig. Daher sollte die Integration per explizitem Verfahren durchgeführt werden [175]. Nach ABAQUS [2] wird die Benutzung eines expliziten Verfahrens außerdem empfohlen, wenn Materialschädigungen betrachtet werden. Meist können dadurch Konvergenzprobleme vermieden werden.

Durch die Dämpfungsmatrix [C] innerhalb Gl. (6.2-2) wird eine geschwindigkeitsproportionale Dämpfung beschrieben. Um den Berechnungsaufwand gering zu halten, wird in vielen durch direkte Integration durchgeführten Berechnungen die *Rayleigh* Dämpfung verwendet [9]. Sie kann nach Gl. (6.2-3) als Kombination aus Massen- und Steifigkeitsmatrix angegeben werden.

$$[C] = \alpha \cdot [M] + \beta \cdot [K] \qquad (6.2\text{-}3)$$

WRIGGERS [175] führt aus, dass damit Dämpfungseffekte infolge innerer Reibung, Reibung der Verbindungsmittel oder viskoser Effekte in Strukturen (Tragwerken) erfasst werden. Dabei bezeichnet der Koeffizient α eine äußere Dämpfung des Systems (massenproportionale Dämpfung) und β eine innere Dämpfung bzw. Werkstoffdämpfung (steifigkeitsproportionale Dämpfung). In den folgenden FE-Simulationen ist der Einfluss von β auf die Dämpfungsmatrix von Bedeutung. Es wurde $\beta = 0{,}06$ (Kapitel 6.3.3) verwendet. Ausführliche Hintergründe zur Finiten Elemente Methode erläutern u. a. BATHE [9] und WRIGGERS [175].

6.3 Kalibrierung der FE-Simulationen

6.3.1 Versuchsbalken

Bevor die Versuchsserien V01 und V02 betrachtet werden, sollen die FE-Simulationen anhand eines ausführlich dokumentierten Versuches kalibriert werden. Es handelt sich dabei um den in Bild 6.3-1 dargestellten Stahlbeton-Einfeldträger. Die Versuche sind am Institut für Massivbau der TU Hamburg-Harburg durchgeführt worden.

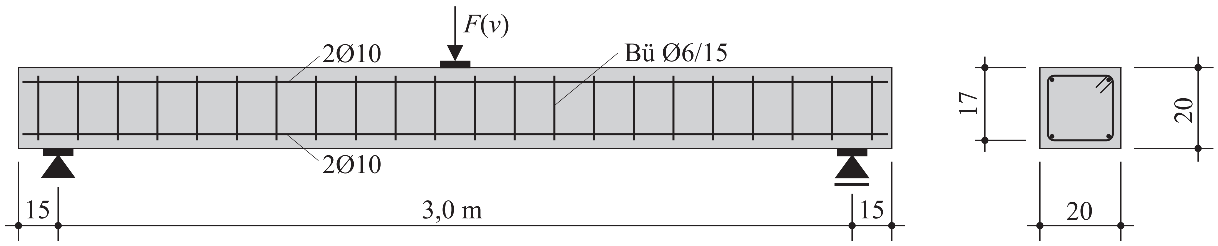


Bild 6.3-1: Versuchsbalken

Der Versuchsbalken wird mittig durch eine Presse mit $F(v)$ verformungsgesteuert belastet. Unter der Lasteinleitung wie auch an den Auflagern befinden sich 3 cm dicke Stahlplatten mit Abmessungen von 10 × 20 cm. Die Baustoffkennwerte wurden im Labor des Instituts für Massivbau der TUHH ermittelt. Anstelle der schwierig zu bestimmenden zentrischen

Betonzugfestigkeit ist die Spaltzugfestigkeit experimentell zu $f_{ctm,sp} = 3{,}49$ MPa ermittelt worden. Anhand EC2-1-1, Gl. 3.3 ergibt sich daraus die zentrische Zugfestigkeit.

$$f_{ctm} = 0{,}9 \cdot f_{ctm,sp} = 0{,}9 \cdot 3{,}49 \text{ MPa} = 3{,}14 \text{ MPa} \qquad \text{(nach EC2-1-1, Gl. 3.3)} \qquad (6.3\text{-}1)$$

6.3.2 Arbeitslinien von Beton und Stahl sowie Schädigungen

Entsprechend den Ausführungen in Kapitel 5 werden die Arbeitslinien und Schädigungsfunktionen zusammengestellt.

Betonarbeitslinie und Schädigung im Druckbereich:

Die Arbeitslinie von Beton im Druckbereich wird mittels der Gln. (5.2-1) bis (5.2-3) beschrieben. Im Nachbruchbereich hängt die σ-ε–Kurve durch γ_c von der gewählten Elementgröße ab (siehe Anhang E). Anhand dreier Modelle mit unterschiedlichen Elementgrößen (20, 25 und 30 mm) konnte die Unabhängigkeit der Ergebnisse von der Elementgröße gezeigt werden. Nähere Angaben dazu finden sich in Kapitel 6.3.4. Die im Anhang E angegebenen Kennwerte sowie die dargestellte Arbeitslinie beziehen sich auf ein Hexaederelement mit einer Kantenlänge von 25 mm.

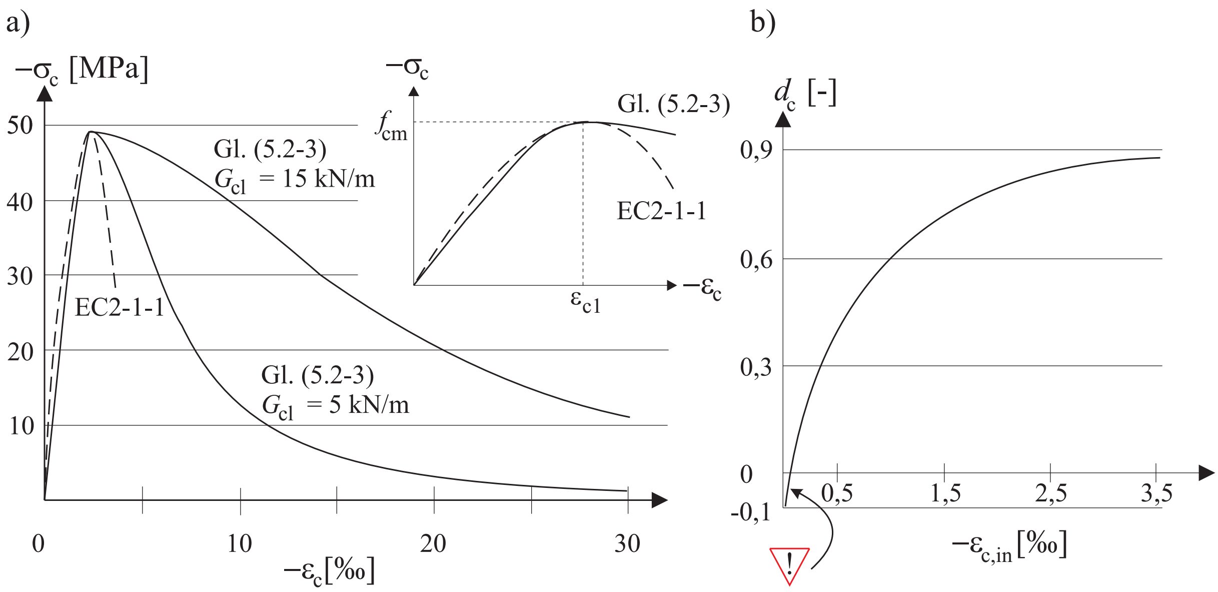


Bild 6.3-2: a) Spannungs-Dehnungslinie und b) Verlauf der Schädigung d_c im Druckbereich

Die Zerstauchungsenergie G_{cl} wird nach VONK [166] mit 15 kN/m angesetzt. Man erkennt in Bild 6.3-2a ihren großen Einfluss auf die σ-ε–Kurve im Nachbruchbereich. Außerdem werden die bereits in Kapitel 5.2.1 angesprochenen Unterschiede in den Arbeitslinien nach EC2-1-1 und MC90 [32] bzw. MARK [100] deutlich. Für die durchgeführte FE-Simulation ist der Schädigungsparameter b_c nach [154] zu 0,7 angesetzt worden. Die Schädigung d_c nach Gl. 5.4-6 wird aus Konvergenzgründen nach LATTE [91] auf 0,9 begrenzt. Die Herleitung und Ermittlung der genauen Werte der σ-ε-Kurve sowie der Schädigung kann Anhang E entnommen werden. Die Arbeitslinie und die Schädigung sind in Bild 6.3-2 grafisch dargestellt. Die Schädigung d_c ist darin über der inelastischen Dehnung $\varepsilon_{c,in}$ aufgetragen und beinhaltet eine Schädigungsübertragung von 50 % (w_t = 0,5). Zu beachten ist, dass nur die Eingabe positiver Werte (d_c > 0) zulässig ist.

Betonarbeitslinie und Schädigung im Zugbereich:

Die Spannungs-Dehnungslinie von Beton im Zugbereich wird über die Gln. (5.2-5) und (5.2-6) bzw. Gl. (5.2-10) ermittelt. Die im Anhang E angegebenen Kennwerte und die dargestellte Arbeitslinie wurden mit l_t = 150 mm (Bügelabstand) berechnet. Der Schädigungsparameter ist $b_t = 0{,}1$ [124]. Die Schädigung d_t nach Gl. 5.4-7 konvergiert analog zum Druckbereich gegen 0,9. Die Ermittlung der genauen Werte kann ebenfalls Anhang E entnommen werden. Die σ_{ct}-ε_{ct}-Kurve und die Schädigung sind in Bild 6.3-3 grafisch dargestellt. Die Schädigung d_t ist darin über der Dehnung ε_{crack} aufgetragen und beinhaltet die volle Rückgewinnung der Steifigkeit ($w_c = 1{,}0$) für den Belastungswechsel von Zug auf Druck.

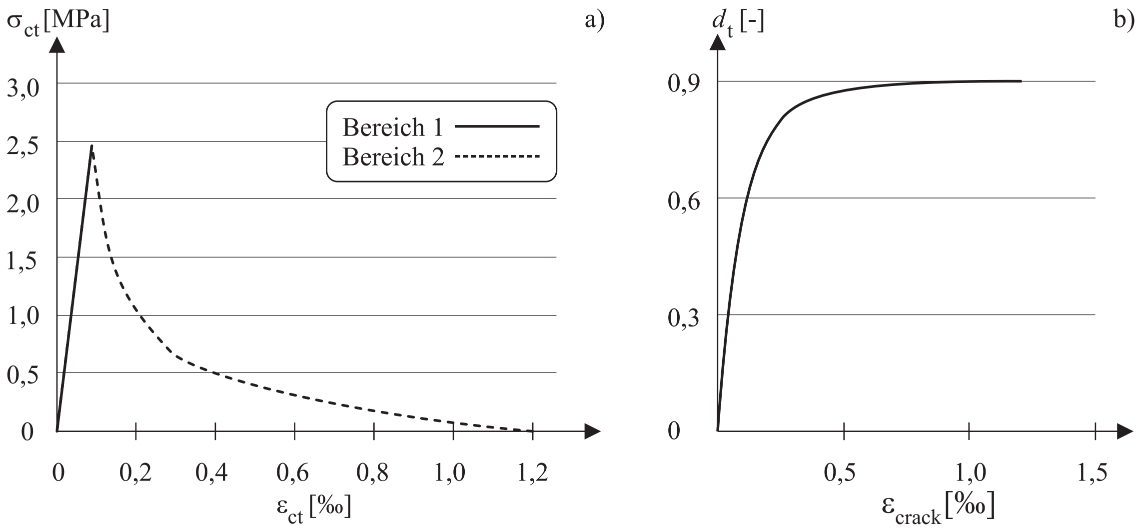


Bild 6.3-3: a) Spannungs-Dehnungslinie und b) Verlauf der Schädigung d_t im Zugbereich

Arbeitslinie des Betonstahls:

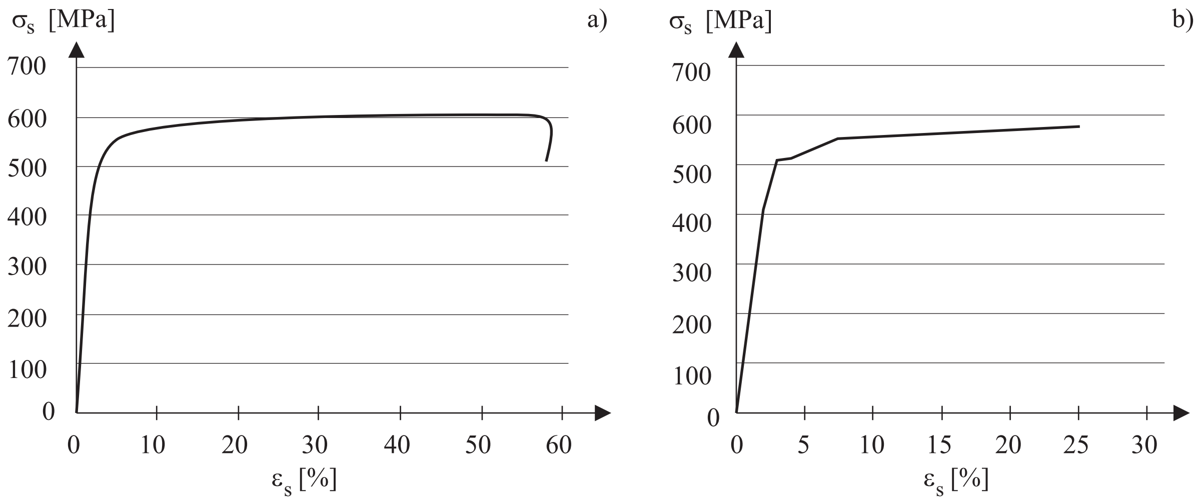


Bild 6.3-4: a) Spannungs-Dehnungslinie einer Stahlprobe b) idealisierter Verlauf in ABAQUS

Die Materialeigenschaften wurden anhand von Zugversuchen dreier Stahlproben bestimmt. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung einer Stahlprobe ist in Bild 6.3-4a dargestellt. Die gemittelten Werte der drei Proben liegen in idealisierter Form der Arbeitslinie zu Grunde, die in ABAQUS eingegeben wurde. Die Wertepaare sind Tabelle 6.3-1 zu entnehmen und in Bild 6.3-4b dargestellt.

Tabelle 6.3-1: Gemittelte Werte der Betonstahlprüfung

σ_s [MPa]	0	418,7	431,7	508,3	513,7	552,2	577,0
ε_s [%]	0	2,12	2,20	2,98	4,12	7,50	25,0

6.3.3 FE-Modell

Zur Reduzierung der Rechenzeit wird im FE-Modell (Bild 6.3-5) die Symmetrie des Systems ausgenutzt, so dass nur eine Trägerhälfte des Stahlbetonbalkens abgebildet wird. Durch die Lagerungsbedingungen in der Symmetrieachse ist zu gewährleisten, dass nur eine vertikale Verschiebung (y-Richtung), jedoch keine Verdrehungen oder Verschiebungen in horizontaler Richtung auftreten kann. Das Endauflager ist in Form einer Linienlagerung unterhalb der Stahlplatte realisiert. Dort wird die vertikale Verschiebung (y-Richtung) verhindert; eine Verdrehung um die Auflagerachse (z-Richtung) kann wie in der Realität auftreten. Um ein statisch stabiles Tragsystem zu erhalten, wird die Verschiebung eines Knotens in z-Richtung verhindert. Der Kontakt zwischen dem Betonkörper und den Stahlplatten (Auflager und Lasteinleitung) ist mittels Zwangsbedingungen (*surface-to-surface constraint*) modelliert worden.

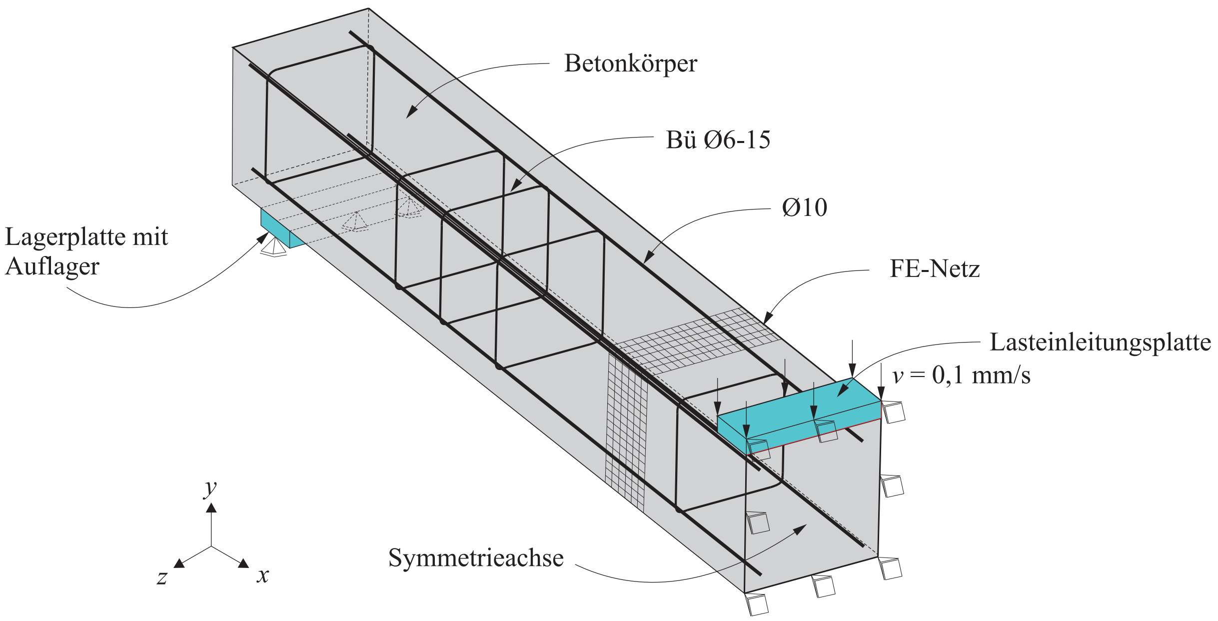


Bild 6.3-5: FE-Modell des Versuchsbalkens

Die Abbildung der Bewehrung erfolgt eingebettet (*embedded region*) mittels 2-knotiger Stabelemente T3D2 (*truss element*). Der Betonkörper und die Stahlplatten werden mit 8-knotigen Hexaederelementen C3D8R (*brick element*) modelliert. Der Verbund zwischen Beton und Stahl ist starr. Um die FE-Simulation möglichst frei von dynamischen Einflüssen bzw. Massenträgheitseffekten zu halten, ist die Belastung $F(v)$ langsam aufgebracht worden. Damit wird eine quasi-statische Antwort des Systems hervorgerufen, bei der die Beschleunigung wie im realen Versuch gegen Null strebt. Eine dynamisch explizite Berechnung ist dennoch notwendig, um Konvergenzprobleme zu vermeiden. In den durchgeführten Berechnungen wurde eine Vertikalgeschwindigkeit der Lastplatte von $v = 0{,}1$ mm/s gewählt.

Die maximale Verformungsgeschwindigkeit ist als Amplitude über einen vorgegebenen Zeitschritt t [s] auf die Knoten der Lasteinleitungsplatte aufgegeben worden. ABAQUS verwendet hierzu das Verfahren *smooth step*. Zur Vermeidung von großen Anfangsbeschleunigungen und damit verbundenen Konvergenzschwierigkeiten wird die eingeprägte Verformungsgeschwindigkeit nicht konstant aufgebracht. Vielmehr erfolgt die langsame Steigerung von $v(t)$. Das Integral der Amplitudenkurve ergibt die aufgetretene Verformung. Innerhalb der Berechnungen sind verschiedene Szenarien getestet worden. Es zeigte sich, dass flacher ansteigende Amplituden (in Bild 6.3-6 exemplarisch dargestellt als $3/4 \cdot T$) eine bessere Annäherung an die experimentelle Last-Verformungskurve ergeben.

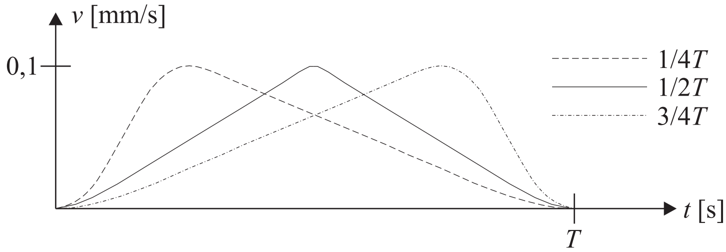


Bild 6.3-6: Belastungsgeschwindigkeit über die Zeit T

Um auf den plötzlichen Steifigkeitsverlust bei einsetzender Rissbildung zu reagieren, ist ein Dämpfungskoeffizient von $\beta = 0{,}06$ nach [3] in die Berechnung eingefügt worden. Mit $\beta = 0$ ergeben sich große Schwankungen in der Last-Verformungskurve nach Erreichen der Risslast.

Weiterhin liegen dem FE-Modell folgende Werte für das Materialmodell *concrete damaged plasticity* zu Grunde. Dies wurden u. a. in [20], [91] und [117] verwendet.

- Dilatanzwinkel $\psi = 30°$
- Exzentrizität $\alpha_e = 0{,}1$
- Verhältniswert zw. biaxialer und einaxialer Betonfestigkeit $f_{cc}/f_c = 1{,}16$
- Verhältniswert zw. Zug- und Druckmeridian $K_c = 2/3$

6.3.4 Ergebnisse

Wie bei jeder FE-Berechnung muss überprüft werden, ob die Ergebnisse unabhängig von der Elementgröße sind. Bild 6.3-7a zeigt, dass die Elementgröße lediglich einen marginalen Einfluss auf die Last-Verformungskurve besitzt. Die Ergebnisse sind nahezu netzunabhängig.

Da ein identischer Versuchsbalken alljährlich in der Lehrveranstaltung *Stahlbetonbau I* an der TUHH getestet wird, liegen mehrere Last-Verformungskurven vor, aus welchen auf die unvermeidlichen Streuungen geschlossen werden kann. Über diese Versuche wurde bereits in [132] berichtet. Die maximalen und minimalen Versuchswerte sind in Bild 6.3-7b dargestellt. Sie beschreiben den streuenden (grau hinterlegten) Bereich. In Bild 6.3-7b ist ferner die Last-Verformungskurve der FE-Simulation mit einem 25 mm Netz eingetragen. Man erkennt, dass die Versuche gut durch die FE-Simulation wiedergegeben werden. Bild 6.3-8 ist darüber hinaus zu entnehmen, dass die Rissbilder (dargestellt anhand der plastischen Dehnungen) der

FE-Berechnung und die im Versuch beobachteten Rissbilder zufriedenstellend korrespondieren. Das bedeutet: Die Biegerisse verlaufen annähernd senkrecht, ohne einzudrehen (vgl. Schrägrisse in Bild 6.4-9). Allerdings treten in den FE-Simulationen zwischen den Bügeln jeweils bei halbem Bügelabstand ebenfalls Risse auf (Bild 6.3-7 links). Diese Diskrepanz zwischen realem Rissbild und Simulation wird als untergeordnet angesehen, da in den eigenen statischen Versuchen Balken ohne Bügel abgebildet werden. Dort stimmen die Rissabstände gut überein (Kapitel 6.4.2). Die Nachrechnung der Versuche zeigt, dass das entwickelte FE-Modell geeignet ist, die Versuchsreihe V1 bis V20 abzubilden.

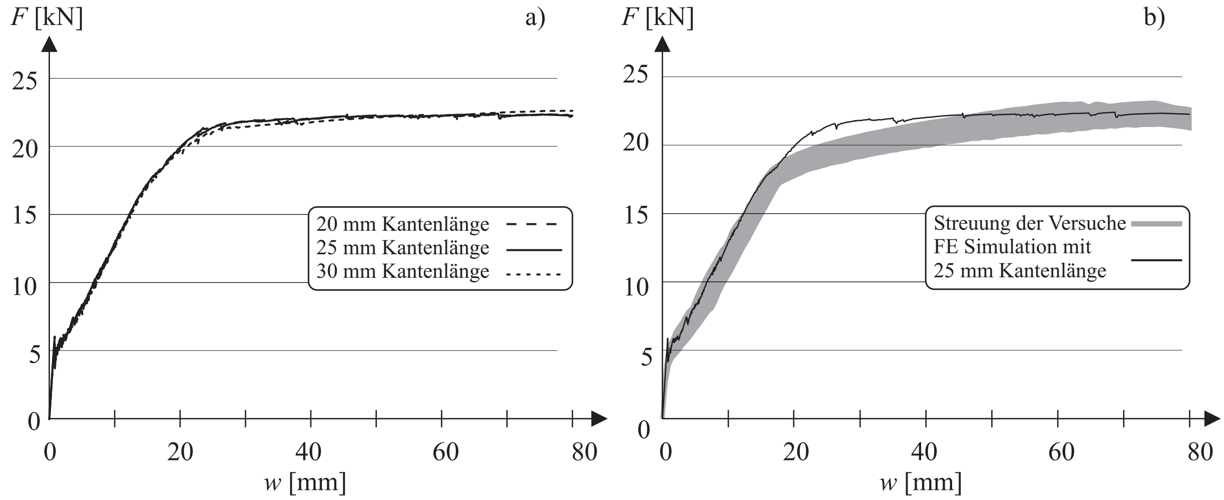


Bild 6.3-7: a) Einfluss unterschiedlicher Kantenlängen, b) Vergleich zw. Versuchen und FE-Berechnung

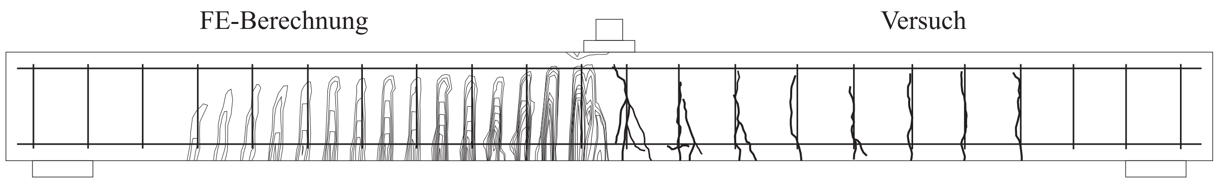


Bild 6.3-8: Rissbild aus der FE-Berechnung (links) und Rissbild Versuch (rechts)

6.4 FE-Analysen der statischen Versuche

6.4.1 Allgemein

Vor der Analyse der sehr komplexen Ermüdungsversuche werden die Versuche unter statischer Last erläutert, mit ABAQUS simuliert und ausgewertet. Dabei handelt es sich um die in Kapitel 4.7.2 beschriebenen Versuche V1, V2, V11 und V12. Die Abmessungen und die Bewehrung der Balken sind Bild 4.3-1 zu entnehmen. Die Beton- und Stahlkennwerte wurden, wie beim Kalibrierungsversuch inklusive der Spaltzugfestigkeit jedoch exklusive der zentrischen Zugfestigkeit bestimmt. Im Kalibrierungsversuch ließ sich die experimentelle Last-Verformungskurve mit Hilfe der in Gl. (6.3-1) umgerechneten Spaltzugfestigkeit gut abbilden. Im Zuge der FE-Analysen der Versuchsbalken zeigte sich jedoch, dass die nach Gl. (6.3-1) ermittelte zentrische Zugfestigkeit den Last-Verformungsverlauf mitunter unzureichend wiedergibt. Die Sensivität der Eingangsgröße „Zugfestigkeit", auf die bereits LEONHARDT [93] hingewiesen hat, wird deutlich. Daher erfolgt die Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit für die Versuchskörper V1, V11 und V12 nach EC2-1-1, Tabelle 3.1.

$$f_{ctm} = 0{,}3 \cdot (f_{cm})^{2/3} \quad \text{(nach EC2-1-1, Tabelle 3.1)} \qquad (6.4\text{-}1)$$

In Tabelle 6.4-1 sind die Betondruck- und -zugfestigkeiten aufgelistet, welche in den Simulationen der statischen Versuchen verwendet wurden. Nähere Angaben zu den angesetzten Materialkennwerten können Anhang B entnommen werden.

Tabelle 6.4-1: Darstellung der verwendeten Betondruck- und Betonzugfestigkeiten

V1	f_{cm} = 41,7 MPa		f_{ctm} = 3,61 MPa (Gl. 6.4-1)
V2	f_{cm} = 41,7 MPa	f_{ctm} = 3,0 MPa (Gl. 6.3-1)	
V11	f_{cm} = 39,0 MPa		f_{ctm} = 3,45 MPa (Gl. 6.4-1)
V12	f_{cm} = 39,0 MPa		f_{ctm} = 3,45 MPa (Gl. 6.4-1)

6.4.2 Arbeitslinien von Beton und Stahl sowie Einflüsse infolge Schädigungen

Die Arbeitslinien im Druck- und Zugbereich sowie die Schädigungen d_c und d_t sind nachfolgend grafisch aufgetragen.

Die Ermittlung der Kurven erfolgte basierend auf Kapitel 5.2 und Kapitel 5.4.4. In den Bildern 6.4-1 und 6.4-2 sind die unterschiedlichen Betondruck- und –zugfestigkeiten der Versuchsserien V01 und V02 berücksichtigt. Die Arbeitslinie der Versuche V1, V2, V11 und V12 basiert auf Hexaederelementen mit einer Kantenlänge von 20 mm. Weiterführende Erläuterungen können Kapitel 6.3.2 bzw. Anhang F entnommen werden.

Betonarbeitslinie und Schädigung im Druckbereich:

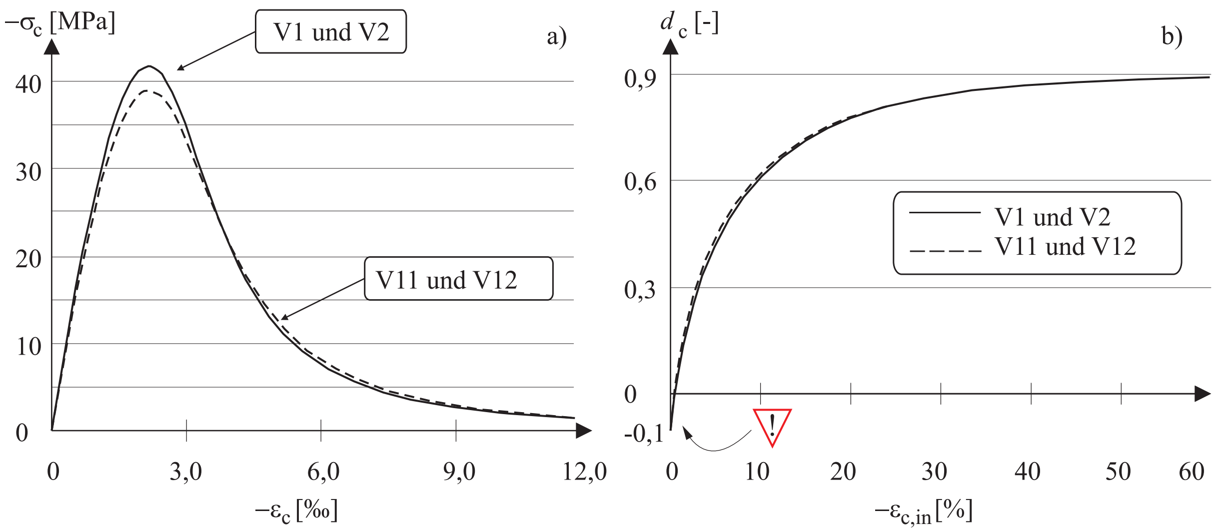


Bild 6.4-1: a) Arbeitslinie und b) Schädigung im Druckbereich

Betonarbeitslinie und Schädigung im Zugbereich:

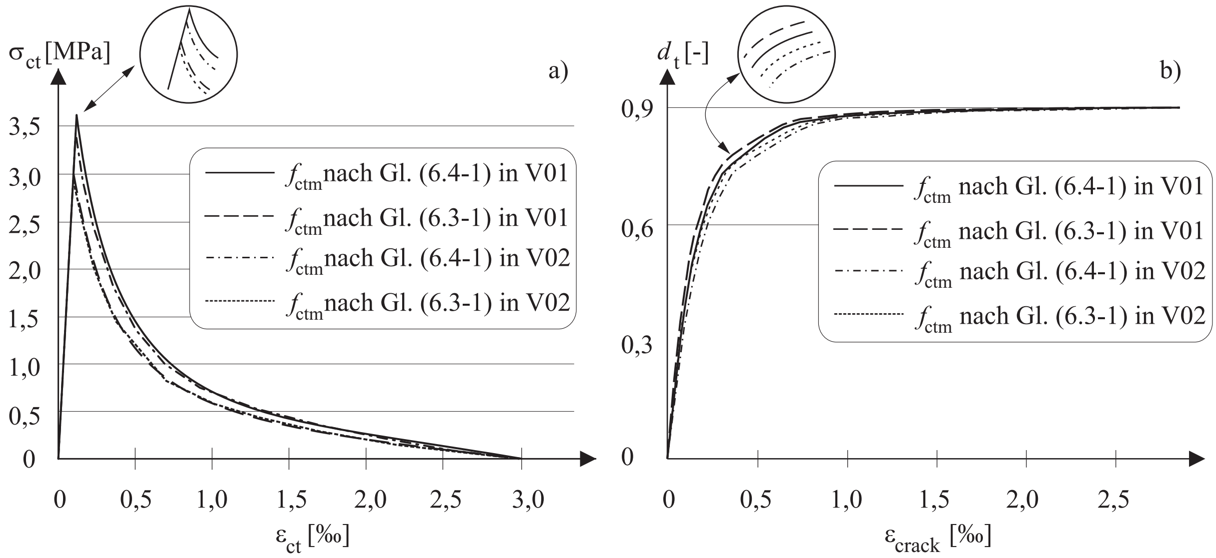


Bild 6.4-2: a) Arbeitslinie und b) Schädigung im Zugbereich

Abschließend sei erwähnt, dass die σ_{ct}-ε_{ct}-Beziehung im Zugbereich mittels des Längenparameters l_t, der dem mittleren Rissabstand s_r entspricht, ermittelt wurde (Kapitel 5.2.2). Dabei stimmt der maximale Rissabstand $s_{r,max}$ = 90,8 mm nach Gl. (5.2-9) gut mit den im Versuch auftretenden Werten überein. Dies wird exemplarisch an Versuch V11 gezeigt und geht zudem aus Kapitel 4.7.2 hervor.

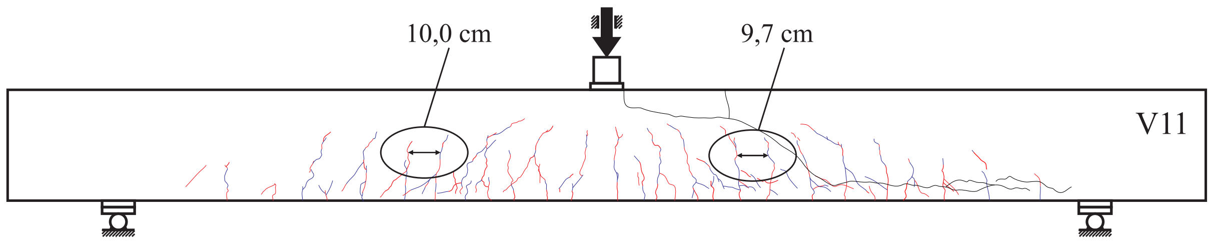


Bild 6.4-3: Rissbild V11

Arbeitslinie des Betonstahls:

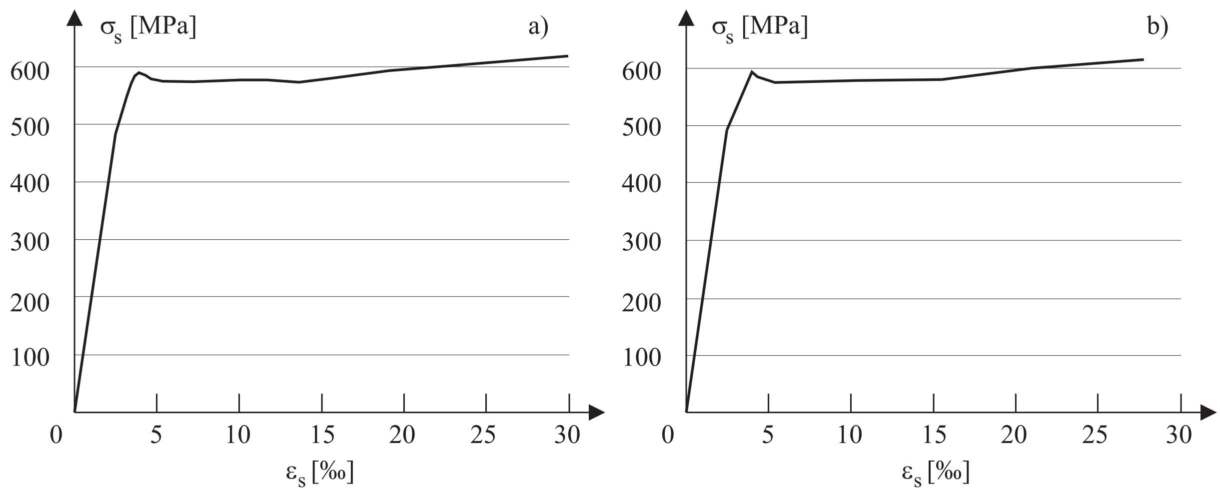


Bild 6.4-4: a) tatsächliche Arbeitslinie einer Probe (vgl. Bild 4.4-1), b) idealisierte Arbeitslinie innerhalb ABAQUS

Durch die Baustoffprüfung von vier Stahlproben konnte die Spannungs-Dehnungbeziehung des Betonstahls festgelegt werden. Sie ist in Bild 6.4-4a für eine Probe dargestellt. Aus den gemittelten Werten wurde die idealisierte Arbeitslinie, die in ABAQUS eingegeben worden ist, deduziert (Bild 6.4-4b). Die zugehörenden Wertepaare enthält Tabelle 6.4-2.

Tabelle 6.4-2: Werte der Betonstahlprüfung

σ_s [MPa]	0	487,1	587,0	580,0	573,0	575,0	580,0	600,0	612,0
ε_s [‰]	0	2,58	3,98	4,43	5,95	10,23	15,58	22,55	27,59

6.4.3 FE-Modell der statischen Versuche

Das FE-Modell der Versuchsbalken ist entsprechend der Erläuterungen in Kapitel 6.3.3 aufgebaut (Bild 6.4-5). Die Lastaufbringung geschieht anlog dem Kalibrierungsversuch mit einer Geschwindigkeit von v = 0,1 mm/s. Die Eingabeparameter des *concrete damaged plasticity* Modells sind identisch mit den in Kapitel 6.3.3 angegebenen Werten.

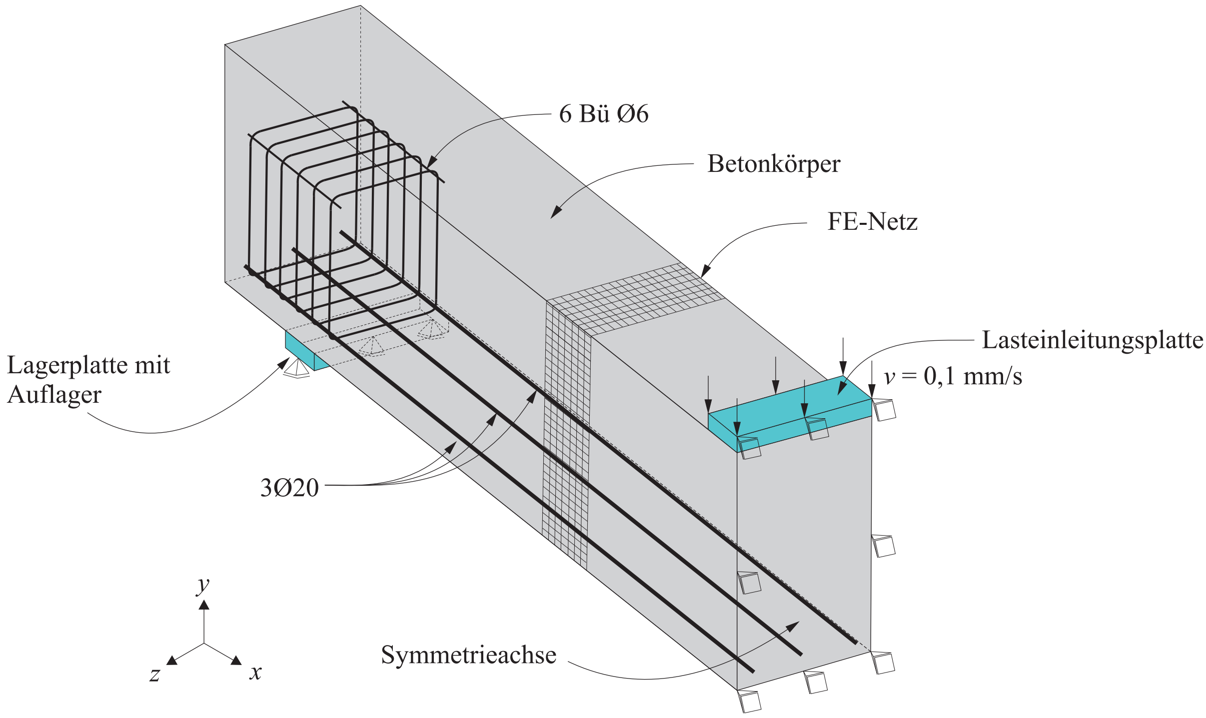


Bild 6.4-5: FE-Modell der Versuche V1, V2, V11 und V12

6.4.4 Ergebnisse der FE-Simulationen

In Kapitel 4.8.2 wurde auf die gute Übereinstimmung der gemessenen Dehnungen in Messstelle 2 und denen nach Gl. (2.2-10) hingewiesen. Wie Bild 4.8-3 und den Tabellen D-1 und D-2 im Anhang zu entnehmen ist, beeinflussen speziell die Versuche V2, V11 und V12 die Standardabweichung σ und den Variationskoeffizienten VarK (Tabelle 4.8-2) negativ. Daher folgt in Tabelle 6.4-3 einzig ein Vergleich zwischen den Betondehnungen $\varepsilon_{c,o}$ am oberen Bauteilrand infolge Gl. (2.2-10) kurz vor dem Versagen und denen aus den Messungen in Messstelle 2 (ε_{l2}, ε_{r2}) bzw. der FE-Berechnung. Der Dehnungsverlauf $\varepsilon_{c,o}$ über die Bauteilhöhe, der sich in der FE-Berechnung einstellt, kann Bild 6.4-6 entnommen werden.

Tabelle 6.4-3: Betondehnung $\varepsilon_{c,o}$ am oberen Bauteilrand in Messstelle 2

	analyt. Berechnung	Versuchswerte		FE-Berechnung
	$\varepsilon_{c,o}$ aus Gl. (2.2-10)	ε_{l2}	ε_{r2}	$\varepsilon_{c,o}$
V1	-0,647	-0,605	-0,629	-0,494

mit:

E_c = 30.150 MPa (Anhang Tabelle B-1 und B-2); ε_{l2} und ε_{r2} (Anhang Tabelle D-1)

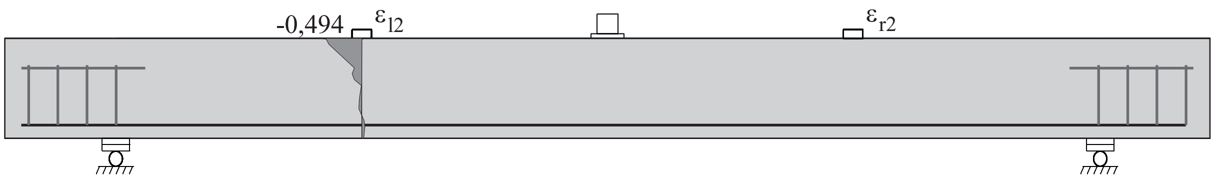
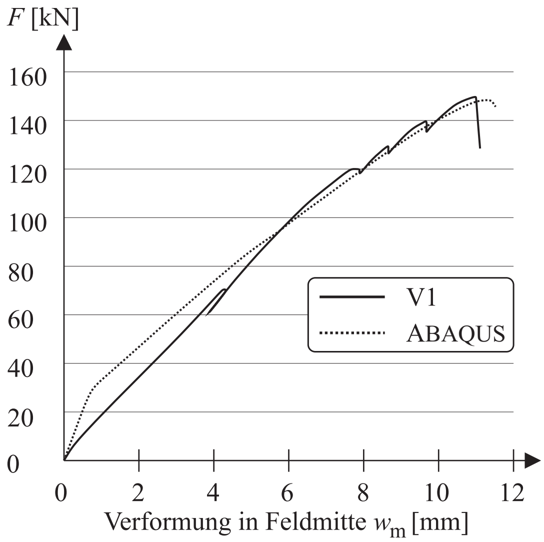


Bild 6.4-6: Normaldehnung ε_c in Messstelle 2 aus der FE-Simulation von V1

Es ergeben sich signifikante Differenzen zwischen der Betondehnung aus der FE-Berechnung und den Versuchswerten ($\Delta \approx 20$ %).

Gute Übereinstimmungen lieferten hingegen die Last-Verformungskurven der 4 statisch getesteten Versuche und der FE-Berechnungen (Bilder 6.4-7 und 6.4-8). Sie sind nachfolgend dargestellt. Ersichtlich ist die bereits angesprochene Sensitivität gegenüber der angesetzten Betonzugfestigkeit f_{ct}. Weder der Ansatz nach Gl. (6.3-1) noch der nach Gl. (6.4-1) führt zu einem präzisen Abbilden der F-w-Kurve im Bereich der Risslast F_{cr}. Der weitere Last-Verformungsverlauf der Versuche bis hin zur Bruchlast lässt sich numerisch gut abbilden. Auf weitere Überlegungen zur Reduzierung der Betonzugfestigkeit zur Erzielung einer besseren Übereinstimmung zwischen Versuch und Simulation wird verzichtet. In Tabelle 6.4-4 sind die Bruchlasten F_u der Versuche sowie die Maximallasten der ABAQUS Berechnungen F_{ABA} mit ihren zugehörigen Verformungen w_u und w_{ABA} angegeben.



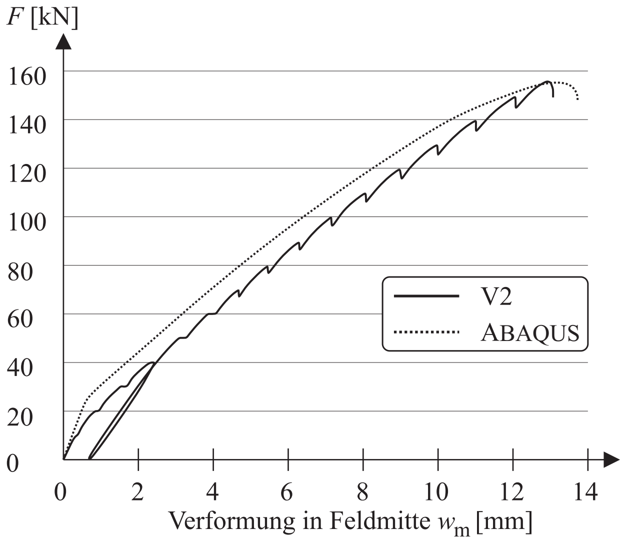
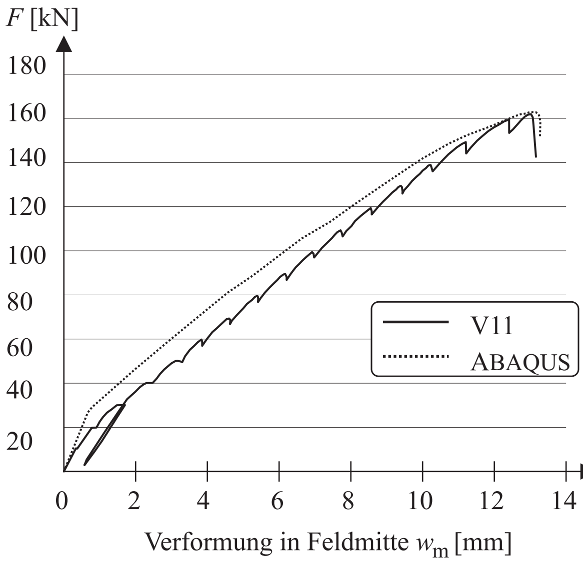


Bild 6.4-7: Last-Verformungskurven V1 und V2 im Versuch und der ABAQUS Berechnung



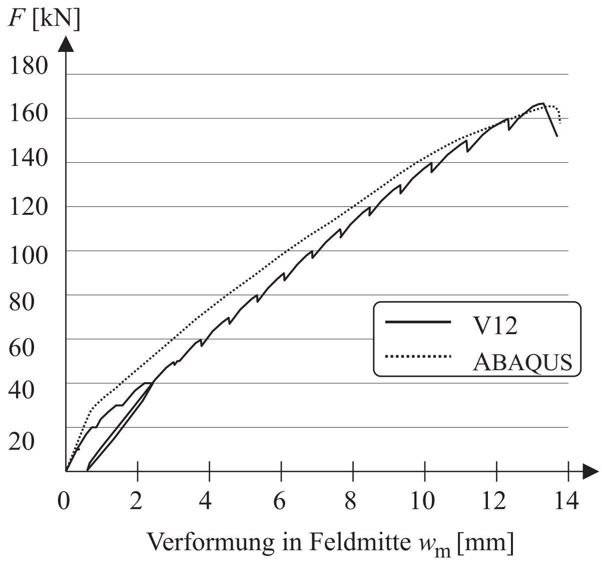


Bild 6.4-8: Last-Verformungskurven V11 und V12 im Versuch und der ABAQUS Berechnung

Tabelle 6.4-4: Kennwerte der Versuche und der FE-Berechnungen

	F_u [kN]	w_u [mm]	F_{ABA} [kN]	w_{ABA} [mm]
V1	149,8	11,0	148,6	11,2
V2	155,6	12,9	155,2	13,2
V11	161,7	13,0	161,7	13,4
V12	166,5	13,3	165,3	13,5

Auch die Darstellung der Rissbilder, die sich aus den numerischen Simulationen ergeben, weist eine gute Übereinstimmung mit den Versuchen aus. In Bild 6.4-9 sind die Versagensrisse aus den 4 statischen Versuchen den FE-Ergebnissen hinterlegt.

Wie aus den eigenen Versuchen abgeleitet und in Kapitel 4.8.2 zusammenfassend dargelegt, stellt die Druckzone bzw. die Druckstrebe den maßgebenden Querkrafttragmechanismus dar. Aus den Versuchen V8 und V15 wurde hergeleitet, dass die Druckzone ($V_{c,c}$) vor der Schrägrissbildung mindestens so viel Querkraft (V) abträgt, wie Dübelwirkung ($V_{c,Dü}$) und Rissverzahnung ($V_{c,r}$) zusammen. In den Versuchen V13 und V17 war die Druckzone noch dominierender. Aus diesen Erkenntnissen wird folgender Zusammenhang erstellt.

$$V_{c,Dü} + V_{c,r} \leq V_{c,c} \qquad \text{(vor Schrägrissbildung)} \qquad (6.4\text{-}2)$$

$$V_{c,Dü} + V_{c,r} + V_{c,c} = V \qquad (6.4\text{-}3)$$

Einsetzen von Gl. (6.4-2) in Gl. (6.4-3) führt dann zu Gl. (6.4-4):

$$V_{c,c} \geq 0{,}5 \cdot V \qquad (6.4\text{-}4)$$

Anhand der FE-Simulationen soll Gl. (6.4-4) im Weiteren bestätigt werden. Dazu werden die Schubspannungen in der Druckzone nach Gl. (6.4-5) numerisch integriert. Dies ist durch deren parabelförmigen Verlauf (Tabelle 6.4-5) gerechtfertigt.

$$V_{c,c} = 2/3 \cdot \tau_{max} \cdot b_w \cdot x^{II} \qquad (6.4\text{-}5)$$

mit:

τ_{max} und x^{II} (nach Tabelle 6.4-5), $b_w = 20$ cm

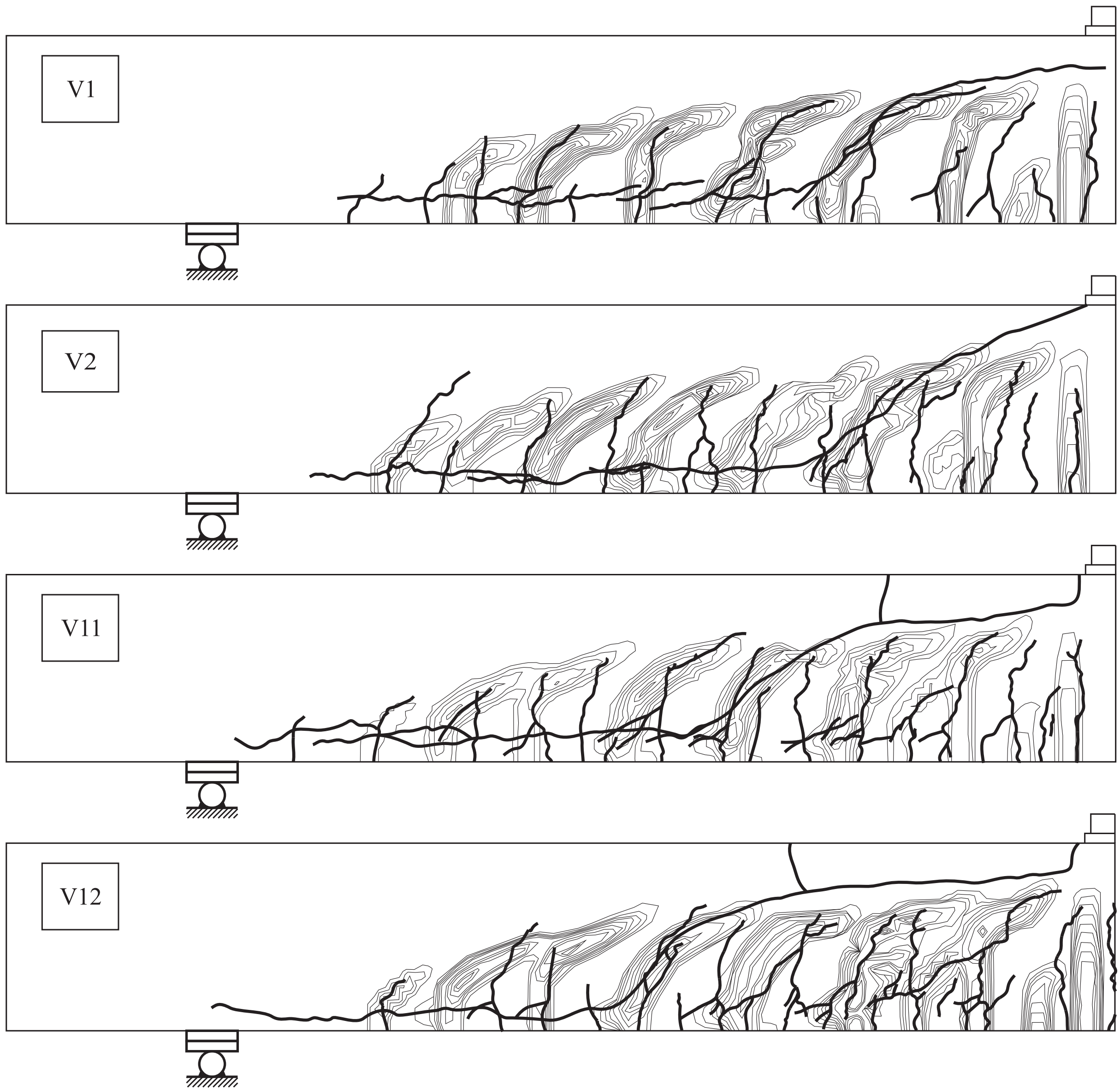


Bild 6.4-9: Rissbilder der Versuche V1, V2, V11 und V12 (Versuch und FE-Analyse)

Da die statischen Versuche die gleichen Versagensmechanismen wie die dynamischen aufweisen (Kapitel 4.8.1 und 4.8.3) ist es legitim, die Ergebnisse der Versuche V8, V13, V15 und V17 mit den FE-Simulationen der Versuche V1, V2, V11 und V12 zu vergleichen. Die Betrachtung erfolgt in einem Schnitt, welcher bei $0{,}75d \approx 23$ cm (Bild 6.4-10) von der Lasteinleitung entfernt ist. Die Festlegung fußt auf MUTTONI [112] bzw. SCHLAICH/SCHÄFER [145], die ab einem Abstand von $0{,}5d$ bzw. $1{,}0h$ von der Lasteinleitung vom Ebenbleiben der Querschnitte ausgehen. Anhand der FE-Berechnung kann gezeigt werden, dass die getroffene Annahme korrekt ist, und es bei $0{,}75d$ zu keinen lokalen Einflüssen infolge der Lasteinleitung kommt.

Es zeigt sich im betrachteten Schnitt, dass die Höhe des annähernd parabolischen Schubspannungsverlaufes in der Druckzone gut mit den Werten korreliert, die über Gl. (2.2-10) errechnet werden. Das geht aus den Tabellen 6.4-5 und 6.4-6 hervor. Tabelle 6.4-5 enthält zudem die Querkraft $V_{c,c}$ nach Gl. (6.4-5). Der Quotient aus $V_{c,c}$ und der Bruchquerkraft $V_u = 0{,}5 \cdot F_{Test}$ weist darauf hin, dass Gl. (6.4-4) einen konservativen Ansatz darstellt. Die Beobachtungen aus den Versuchen V13 und V17, die der Druckzone nahezu den vollen Querkraftabtrag zuschreiben, scheinen zutreffender.

Auf Grund der geringen Datenmenge wird die Arbeit von NGHIEP [117] für weitere Betrachtungen herangezogen. Nach seinem Vorschlag in Kapitel 2.2.4.3 erfolgt der Abtrag von 60 % der vorhandenen Querkraft über die Druckzone. Dieser beruht auf nichtlinearen FE-Berechnungen und auf statistischen Auswertungen der Datenbank von COLLINS et al. [27] und kann anhand der eigenen vier Versuche unter statischer Last bestätigt werden, wie aus Tabelle 6.4-6 hervorgeht.

Daher wird der prozentuale Anteil der Druckzone bzw. der Druckstrebe am Querkraftabtrag mit mindestens 60 % angegeben.

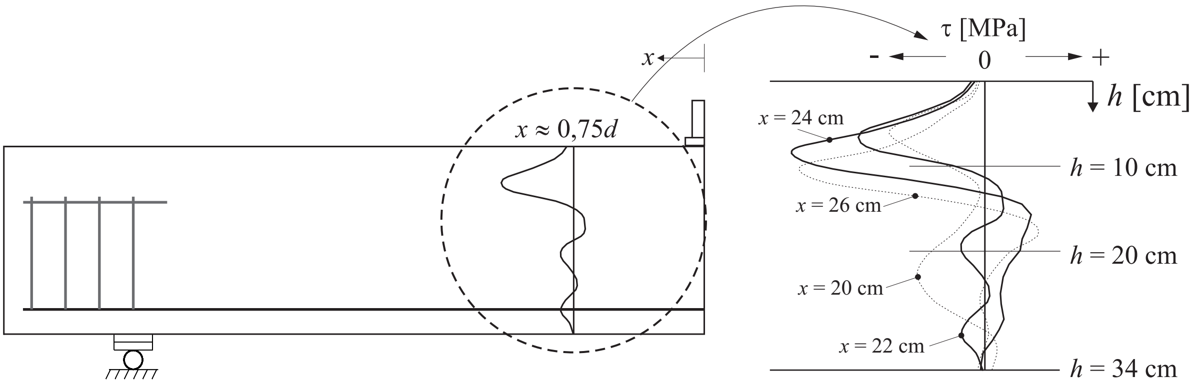


Bild 6.4-10: Verlauf der Schubspannungen τ im Abstand $x \approx 0{,}75d$ von der Lasteinleitung

Tabelle 6.4-5: Querkraftkomponente $V_{c,c}$ aus integrierten Schubspannungen τ in der Druckzone

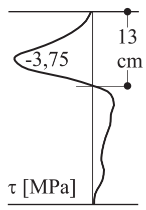
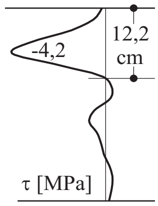
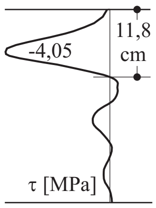
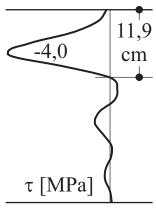
	V1 $V_u = 74{,}9$ kN	V2 $V_u = 77{,}8$ kN	V11 $V_u = 80{,}9$ kN	V12 $V_u = 83{,}3$ kN
$V_{c,c}$ nach Gl. (6.4-5)	65,0 [kN] 	68,3 [kN] 	63,7 [kN] 	63,5 [kN] 
$V_{c,c}/V_u$	86,8 %	87,8 %	78,7 %	76,2 %

Tabelle 6.4-6: Vergleich der Druckzonentragfähigkeit nach NGHIEP [117] und aus den statischen Versuchen

	V1	V2	V11	V12
$V_{c,c}$ nach NGHIEP	45,6 kN	45,6 kN	45,5 kN	45,5 kN
	(mit: $x^{II} = 10{,}9$ cm, $\tau = 3{,}32$ MPa)		(mit: $x^{II} = 11{,}1$ cm, $\tau = 3{,}25$ MPa)	
$0{,}6 \cdot V_u$ aus Versuch	44,9 kN	46,7 kN	48,5 kN	50,0 kN

$V_{c,c}$ nach Gl. (2.2-14), x^{II} nach Gl. (2.2-10) und τ nach Gl. (2.2-17)

6.5 Ermüdungsversuche

6.5.1 Ermüdungs-Schädigungs-Modell von PFANNER

6.5.1.1 Allgemein

Im Folgenden wird das von PFANNER [119] entwickelte Modell zur Beschreibung von Ermüdungsschädigungen erläutert. Dieses wird für die FE-Berechnungen verwendet, da das numerische Abbilden der Belastungshistorie der Versuche zu zeit- und rechenintensiv wäre. Es baut auf die bereits in Kapitel 5.2 beschriebenen Materialmodelle von Beton unter monotoner und niederzyklischer Beanspruchung im Druck– und Zugbereich auf. Die Formulierung des Ermüdungs-Schädigungs-Modells wurde durch PFANNER [119] spannungsbasiert durchgeführt. Damit ist eine Anbindung an das in den meisten Normen verankerte *Wöhler*-Konzept gegeben. Die Ermittlung der skalaren Größe D^{fat} für den Beton steht im Mittelpunkt. Mit deren Kenntnis lassen sich fortlaufend die Materialparameter des degradierten Materials bestimmen. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit soll die Herleitung der Variable D^{fat} lediglich in den Grundzügen gezeigt werden. Eine ausführliche Darstellung enthält die Arbeit von PFANNER [119]. Zu erwähnen ist, dass die von PFANNER [119] verwendeten Variablen N (Anzahl an Zyklen), N_{f} (Versagenslastspielzahl) und σ_{max} (Oberspannung) in den folgenden Abschnitten, der in dieser Arbeit verwendeten Notation folgend, durch n (Anzahl an Zyklen), N (Versagenslastspielzahl) und σ_{sup} (Oberspannung) ersetzt werden.

6.5.1.2 Energiebilanz von Ermüdungsprozessen im Beton

Nach der Schädigungshypothese von PFANNER [119] ist die im Ermüdungsprozess aufzubringende Arbeit W^{fat} zum Erreichen eines geschädigten Zustands gleich der Arbeit W^{da}, durch die eine gleiche Schädigung unter monotoner Belastung hervorgerufen wird.

$$W^{\mathrm{da}}(D) \stackrel{!}{=} W^{\mathrm{fat}}(D, \sigma^{\mathrm{fat}}, n) \tag{6.5-1}$$

Gl. (6.5-1) wird folgendermaßen weitergeführt.

$$W^{\mathrm{da}}(D) = \int_{\mathrm{V}} g^{\mathrm{da}}(D)\,\mathrm{d}V = \int_{\mathrm{V}} (g^{\mathrm{da}}_{\mathrm{tot}}(D) - g^{\mathrm{p}}(D))\,\mathrm{d}V \tag{6.5-2}$$

$$W^{\mathrm{fat}}(D) = \int_{\mathrm{V}} g^{\mathrm{fat}}(D, \sigma^{\mathrm{fat}}, n)\,\mathrm{d}V = \int_{\mathrm{V}} (g^{\mathrm{fat}}_{\mathrm{tot}}(\sigma^{\mathrm{fat}}, n) - g^{\mathrm{p}}(D, \sigma^{\mathrm{fat}}))\,\mathrm{d}V \tag{6.5-3}$$

In Gl. (6.5-2) beschreibt $g^{\mathrm{da}}_{\mathrm{tot}}(D)$ die Fläche unter der Arbeitslinie bis $\varepsilon_{\mathrm{d}}(D)$. Die nicht schädigungswirksame elastische Verformungsenergie wird durch den potentiellen Energieanteil $g^{\mathrm{p}}(D)$ ausgedrückt. In Gl. (6.5-3) wird durch $g^{\mathrm{p}}(D, \sigma^{\mathrm{fat}})$ ebenfalls der potentielle Energieanteil repräsentiert. $g^{\mathrm{fat}}_{\mathrm{tot}}(\sigma^{\mathrm{fat}}, n)$ hingegen bezeichnet das Integral unter dem Verzerrungspfad des Ermüdungsprozesses. Die Umsetzung der Gln. (6.5-2) und (6.5-3) ist exemplarisch für den Druckbereich in Bild 6.5-1 illustriert.

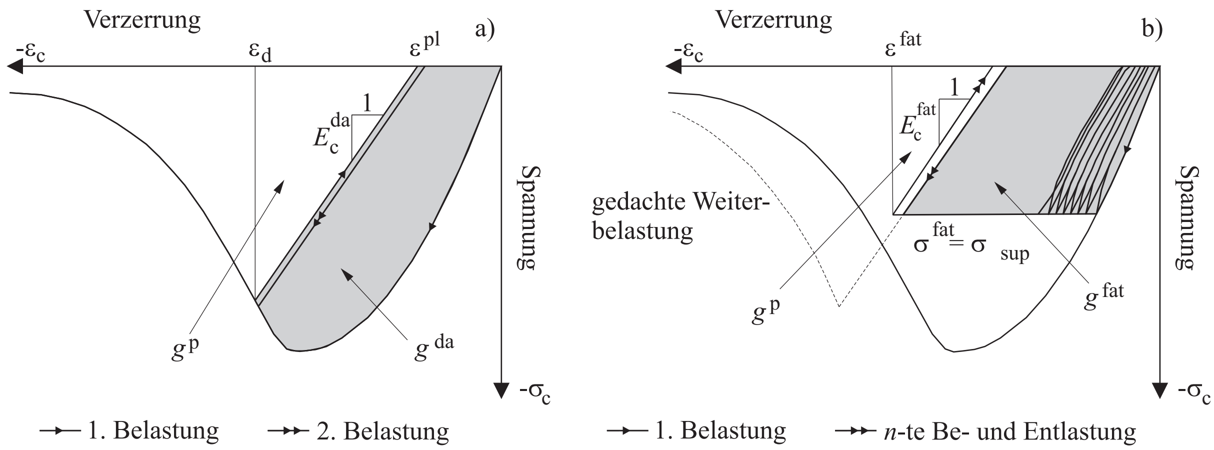


Bild 6.5-1: Anteil der volumenspezifischen Energie bei a) niederzyklischer bzw. monotoner Beanspruchung b) hochzyklischer Ermüdungsbeanspruchung nach PFANNER [119]

Setzt man Gl. (6.5-2) und (6.5-3) in Gl. (6.5-1) ein, so kann nach der gesuchten Schädigung D aufgelöst werden. Es ergibt sich die Energiebilanz nach Gl. (6.5-4). Anmerkend sei erwähnt, dass auf die Integration der volumenspezifischen Energien über das Volumen V verzichtet werden kann, da links und rechts in Gl. (6.5-1) die gleichen Terme auftreten würden.

$$g_{\text{tot}}^{\text{da}}(D) - g^{\text{p}}(D) = g_{\text{tot}}^{\text{fat}}(\sigma^{\text{fat}}, n) - g^{\text{p}}(D, \sigma^{\text{fat}}) \tag{6.5-4}$$

Es ist ersichtlich, dass die Schädigung D im Ermüdungsmodell von PFANNER [119] nur über das Maß der geleisteten Arbeit eindeutig definiert ist. Im Weiteren werden die verschiedenen Anteile erläutert und formelmäßig angegeben.

6.5.1.3 In Schädigung dissipierte Energie g^{da}

Ermittlung von g^{da} für den Druckbereich

Die volumenspezifische Zerstauchungsenergie g^{da}, die während des monotonen Belastungsvorganges in Schädigung dissipiert wird, setzt sich aus den beiden Anteilen $g_{casc}[\varepsilon_{cd}(D)]$ und $g_{cdesc}[\varepsilon_{cd}(D)]$ zusammen (Bild 6.5-2a). Dabei stellt ε_d (im Druckbereich als ε_{cd} bezeichnet) die Verzerrung auf der $\sigma_c(\varepsilon)$-Arbeitslinie dar, die zu einer bestimmten Schädigung D gehört. Diese Schädigung lässt sich nach Gl. (5.4-6) ermitteln. Nach Abzug der dreiecksförmigen Fläche, die die potentiellen Energie g^p repräsentiert, ergibt sich:

$$g^{\text{da}}(D) = g_{\text{casc}}^{\text{da}}(D) + g_{\text{cdesc}}^{\text{da}}(D) - \frac{1}{2} \cdot \frac{[\sigma_{\text{c}}(\varepsilon_{\text{cd}}(D))]^2}{E_{\text{c}}(1-D)} \tag{6.5-5a}$$

Ermittlung von g^{da} für den Zugbereich

Die Schädigung D im Zugbereich der Arbeitslinie kann nach Gl. (5.4-7) bestimmt werden. Die zu D gehörende Dehnung ε_{td} und die daraus resultierende Energie wird analog zum Druckbereich ermittelt. Sie setzt sich aus den beiden Anteilen g_{tasc} und $g_{tdesc}(D)$ zusammen (Bild 6.5-2b). Man erkennt, dass g_{tasc} infolge der bis f_{ct} linear ansteigenden Spannungen durch eine dreiecksförmige Fläche beschrieben wird. Subtrahiert man schließlich den potentiellen Energieanteil, ergibt sich für den Zugbereich die folgende Gleichung:

$$g^{\text{da}}(D) = \frac{1}{2} \cdot \frac{f_{\text{ct}}^2}{E_{\text{c}}} + g_{\text{tdesc}}^{\text{da}}(D) - \frac{1}{2} \cdot \frac{[\sigma_{\text{t}}(\varepsilon_{\text{td}}(D))]^2}{E_{\text{c}}(1-D)} \tag{6.5-5b}$$

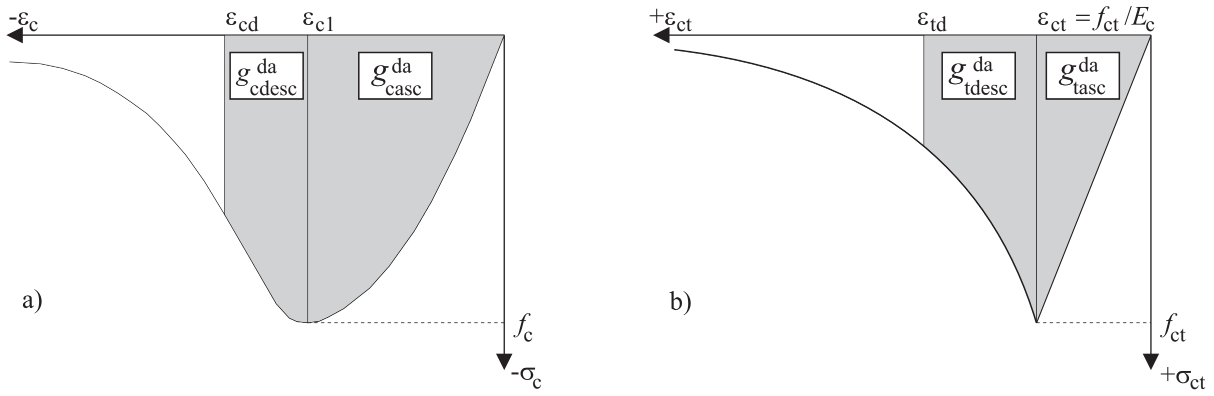


Bild 6.5-2: Anteile an g^{da} nach [119] im a) Druckbereich, b) Zugbereich

6.5.1.4 Im Ermüdungsprozess dissipierte, schädigungswirksame Energie g^{fat}

Ermittlung von g^{fat} im Druckbereich

Wie Bild 6.5-3a zu entnehmen ist, wird die im Ermüdungsprozess in Schädigung dissipierte Energie g_{tot}^{fat} durch das Integral des Ermüdungs-Verzerrungspfades bestimmt. Die Energie g^{fat} kann nach Gl. (6.5-6) beschrieben werden. Darin stellt ε_{c0} die Erstbelastungsstauchung dar. Den Überlegungen hinsichtlich der Energiebilanz unter monotoner Belastung folgend, ist auch im Ermüdungsprozess die potentielle Energie g^{p} in Abzug zu bringen.

$$g^{fat} = g_{tot}^{fat}(\sigma^{fat}, n) - g^{p}(D, \sigma^{fat}) = g_{casc}^{fat}(\varepsilon_{c0}) + \sigma^{fat}\left[\varepsilon^{fat}(\sigma^{fat}, n) - \varepsilon_{c0}\right] - \frac{1}{2} \cdot \frac{[\sigma^{fat}]^2}{E_c(1-D)} \qquad (6.5\text{-}6)$$

Ermittlung von g^{fat} im Zugbereich

Die Bestimmung der im Ermüdungsprozess in Schädigung dissipierte Energie g_{tot}^{fat} wird auch im Zugbereich durch das Integral unter der Ermüdungs-Verzerrungsbeziehung beschrieben. Man kann dies aus Bild 6.5-3b ersehen. Unter Berücksichtigung von g^{p} ergibt sich folgender formelmäßiger Zusammenhang.

$$g^{fat} = g_{tot}^{fat}(\sigma^{fat}, n) - g^{p}(D, \sigma^{fat}) = \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_{t0}^{2}\, E_c + \sigma^{fat}\left[\varepsilon^{fat}(\sigma^{fat}, n) - \varepsilon_{t0}\right] - \frac{1}{2} \cdot \frac{[\sigma^{fat}]^2}{E_c(1-D)} \qquad (6.5\text{-}7)$$

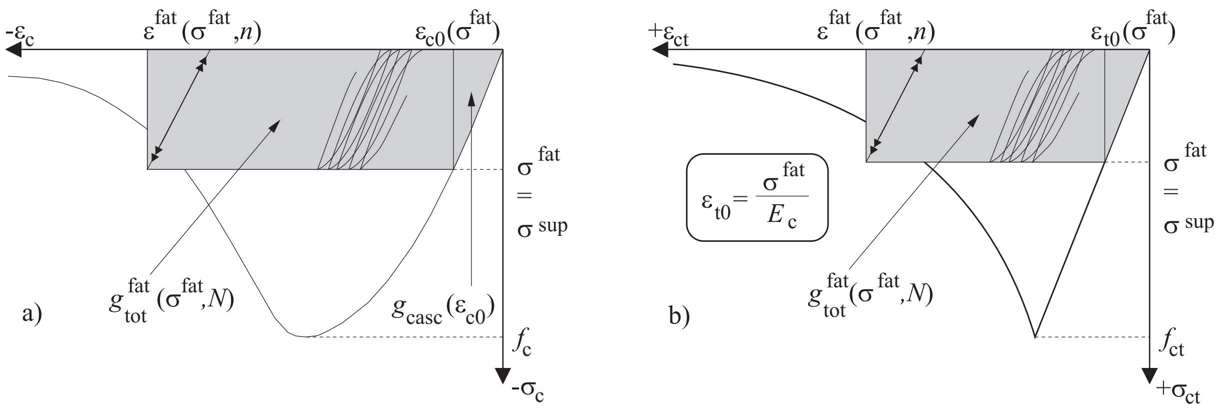


Bild 6.5-3: Schematische Darstellung der im Ermüdungsprozess dissipierten Energie g^{fat} im a) Druckbereich und b) Zugbereich; nach PFANNER [119]

Zur Bestimmung der schädigungswirksamen Energie $g_{\mathrm{tot}}^{\mathrm{fat}}$ (Gln. (6.5-6) und (6.5-7)) muss die Ermüdungsverzerrung $\varepsilon^{\mathrm{fat}}$ zu jedem Zeitpunkt der Ermüdungslebensdauer angegeben werden können. Die Ermittlung von $\varepsilon^{\mathrm{fat}}$ wird im nächsten Abschnitt erläutert.

6.5.1.5 Verzerrungszustand beim Ermüdungsbruch

Zur Bestimmung von $\varepsilon^{\mathrm{fat}}$, ermittelt PFANNER [119] die Randwerte von Gl. (6.5-6) und (6.5-7) im Ermüdungsprozess. Für $n = 1$ (Beginn des Ermüdungsprozesses) entspricht $\varepsilon^{\mathrm{fat}}$ exakt der Erstbelastungsverzerrung ε_0. Für $n = N$ (Ermüdungsbruch) lässt sich $\varepsilon^{\mathrm{fat}}$ auf Gl. (6.5-4) aufbauend berechnen. Voraussetzung dafür ist allerdings, dass beim Ermüdungsbruch (nicht gleichzusetzen mit dem vollständigen Materialversagen) keine Spannungen $\sigma \geq \sigma^{\mathrm{fat}}$ mehr aufgenommen werden können. Dieser Zustand findet sich auf der monotonen Arbeitslinie sowohl im Druck- wie auch im Zugbereich für ein Spannungsniveau, das σ^{fat} entspricht, wieder. Zieht man außerdem in Betracht, dass Gl. (6.5-4) für eine bestimmte Schädigung D gilt, so lassen sich die potentiellen Energieanteile auf beiden Seiten eliminieren. Man erhält die reduzierte Form:

$$g_{\mathrm{tot}}^{\mathrm{da}}(D) = g_{\mathrm{tot}}^{\mathrm{fat}}(\sigma^{\mathrm{fat}}, N) \tag{6.5-8}$$

Die Schädigungsvariable D, bei der die Spannung auf der σ–ε–Kurve im Nachbruchbereich (Druck und Zug) den Wert σ^{fat} erreicht, lässt sich nach den Überlegungen in Kapitel 6.5.1.3 bestimmen. Sie wird nachfolgend als D^{da} bezeichnet. Somit kann die vorläufige Verzerrung $\varepsilon_{\mathrm{f,pre}}^{\mathrm{fat}}$ im Druck- und Zugbereich nach den Gln. (6.5-9) und (6.5-10) errechnet werden.

$$\varepsilon_{\mathrm{f,pre}}^{\mathrm{fat}} = \varepsilon^{\mathrm{fat}}(\sigma^{\mathrm{fat}}, N) = \frac{1}{\sigma^{\mathrm{fat}}}\left[g_{\mathrm{tot}}^{\mathrm{da}}\left(D_{\mathrm{c}}^{\mathrm{da}}\left(\sigma^{\mathrm{fat}}\right)\right) - g_{\mathrm{casc}}\left(\varepsilon_{\mathrm{c0}}\right) - \left(\varepsilon_{\mathrm{cd}}^{\mathrm{NB}} - \varepsilon_{\mathrm{cd}}^{\mathrm{VB}}\right)\cdot\sigma^{\mathrm{fat}}\right] + \varepsilon_{\mathrm{cd}}^{\mathrm{NB}} \tag{6.5-9}$$

$$\varepsilon_{\mathrm{f,pre}}^{\mathrm{fat}} = \varepsilon^{\mathrm{fat}}(\sigma^{\mathrm{fat}}, N) = \frac{1}{\sigma^{\mathrm{fat}}}\left[g_{\mathrm{tot}}^{\mathrm{da}}\left(D_{\mathrm{t}}^{\mathrm{da}}\left(\sigma^{\mathrm{fat}}\right)\right) - \frac{1}{2}\varepsilon_{\mathrm{t0}}^{2}\cdot E_{\mathrm{c}} - \left(\varepsilon_{\mathrm{td}}^{\mathrm{NB}} - \varepsilon_{\mathrm{td}}^{\mathrm{VB}}\right)\cdot\sigma^{\mathrm{fat}}\right] + \varepsilon_{\mathrm{td}}^{\mathrm{NB}} \tag{6.5-10}$$

Die Modellvorstellung, die zur Berechnung von $\varepsilon_{\mathrm{f,pre}}^{\mathrm{fat}}$ führt, kann Bild 6.5-4 entnommen werden. Mit $\varepsilon_{\mathrm{cd}}^{\mathrm{VB}}$ und $\varepsilon_{\mathrm{cd}}^{\mathrm{NB}}$ bzw. $\varepsilon_{\mathrm{td}}^{\mathrm{VB}}$ und $\varepsilon_{\mathrm{td}}^{\mathrm{NB}}$ werden die Verzerrungen bezeichnet, die sich unter der Ermüdungsspannung σ^{fat} im Vorbruch- (Hochstellung: VB) bzw. Nachbruchbereich (Hochstellung: NB) auf der monotonen Arbeitslinie im Druck- wie auch Zugbereich einstellen.

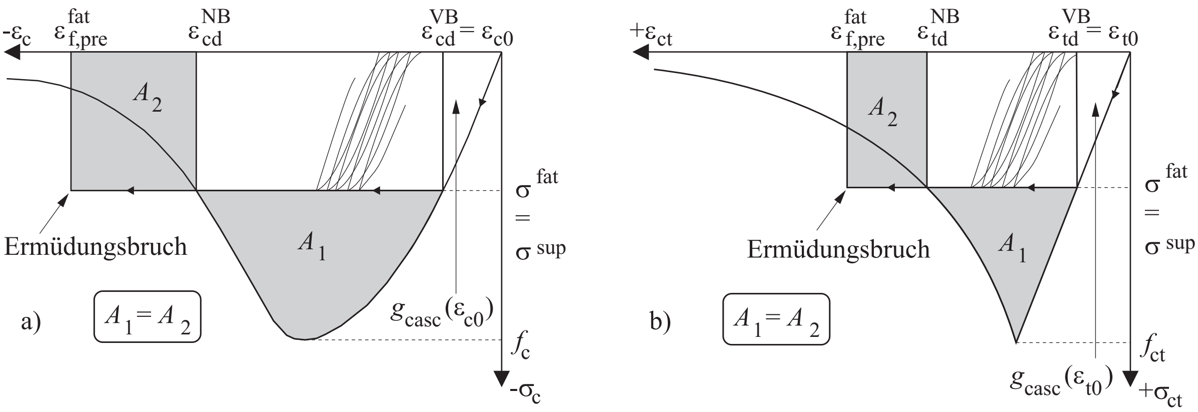


Bild 6.5-4: Schematische Darstellung der Ermüdungsbeanspruchung im a) Druckbereich, b) Zugbereich nach PFANNER [119]

Mittels der grau hinterlegten Flächen wird der Energieanteil deutlich, der unter σ^{fat} aufgebracht werden muss, um den Ermüdungsbruch zu erreichen. Man erkennt, dass die vorläufigen Versagensverzerrungen stets außerhalb der monotonen Arbeitslinie liegen.

Im nächsten Schritt sollen die vorläufigen Versagensverzerrungen modifiziert werden. Diese Modifikation führt PFANNER [119] durch, da Ermüdungszugversuche von KESSLER-KRAMER [80] eine Verringerung der durch die Umhüllende umschlossenen Fläche bei zunehmender Zyklenzahl ergaben. Somit ist das *Envelope*-Konzept (Kapitel 2.3.2.2) nicht zutreffend. Eine Erklärung gibt PFANNER [119] dadurch, dass unter hochzyklischen Ermüdungsbeanspruchungen vor der Bildung einer makroskopischen Schädigung bereits mehr Mikrostörungen vorliegen als bei einer monotonen Beanspruchung. Somit hat es ein makroskopischer Riss in der lokalisierten Prozesszone (Kapitel 2.1.2.5) leichter, sich auszubreiten. Das lokalisierte Nachbruchverhalten des vorgeschädigten Betons wird in einem steiler abfallenden Ast der σ-ε–Kurve sichtbar. Die dargelegten Überlegungen hat PFANNER [119] in die Formulierung des Verzerrungszustandes von Beton beim Ermüdungsbruch (Zug und Druck), wie nachfolgend ausgeführt, eingearbeitet.

Abgeminderte Zerstauchungsenergie für Druckbeanspruchungen

Bild 6.5-5a stellt die im Beton gespeicherte Restenergie einer durch monotone Beanspruchung induzierten Schädigung D dar. Bild 6.5-5b hingegen zeigt den geänderten Zustand für die selbe Schädigung nach einer Ermüdungsbeanspruchung. PFANNER [119] postuliert dafür zwei Forderungen:

1. Die im Material verbliebene Restenergie für die Schädigung D bleibt unverändert.
2. Die Zerstauchungsenergie im lokalisierten Bereich ist vermindert.

Beide Forderungen führen dazu, dass die vom Material nach einer Ermüdungsvorbelastung aufnehmbare Spannung f_c^{fat} für den gleichen Schädigungszustand höher ist als bei Wiederbelastung in Materialmodellen unter monotoner Beanspruchung, z. B. [100], [121]. PFANNER [119] begründet dies damit, dass es innerhalb der genannten Materialmodelle bei vorhandener Schädigung vor der Wiederbelastung bereits zur Lokalisierung der Schädigung kommt. Somit ist eine geringere Restfestigkeit zu erwarten.

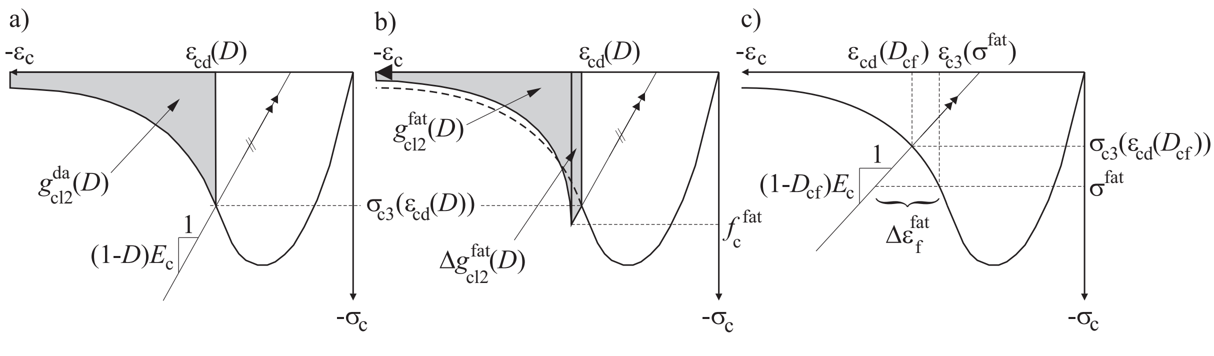


Bild 6.5-5: Anteile der noch verbleibenden Restenergie im Druckbereich bei a) monotoner Vorbelastung bis zur Schädigung D, b) bei Ermüdungsvorbelastung bis zur Schädigung D und c) Schema des Schädigungszustandes D_{cf} beim Ermüdungsbruch, aus [119]

Formelmäßig setzt PFANNER [119] seine Überlegungen wie folgt um. Dabei bestimmt er den Anteil $\Delta g_{cl2}^{fat}(D)$, der die verbliebene Zerstauchungsenergie $g_{cl2}^{da}(D)$ abmindert, zu:

$$\Delta g_{\mathrm{cl2}}^{\mathrm{fat}}(D) = [1-(1-D)^{\chi_c}]\cdot g_{\mathrm{cl2}}^{\mathrm{da}}(D) \tag{6.5-11}$$

Für die Festlegung des Faktors χ_c stehen nach PFANNER [119] lediglich die Zugversuche von KESSLER-KRAMER [80] zur Verfügung. Daher kalibriert er den Faktor innerhalb seiner Arbeit an verschiedenen der Literatur entnommenen Versuchen.

Die Abminderung der Zerstauchungsenergie kann nach Bild 6.5-5b auch nach Gl. (6.5-12) ausgedrückt werden.

$$\Delta g_{\mathrm{cl2}}^{\mathrm{fat}}(D) = \frac{1}{2}\frac{[f_c^{\mathrm{fat}}]^2-[\sigma_{c3}(\varepsilon_{cd}(D))]^2}{(1-D)\cdot E_c} \tag{6.5-12}$$

Durch Gleichsetzen von Gl. (6.5-11) und Gl. (6.5-12) lässt sich für den speziellen Fall des Ermüdungsbruches (die Restfestigkeit des Materials entspricht $f_c^{\mathrm{fat}} = \sigma_{\mathrm{sup}}$) die Schädigung D_{cf} ermitteln. Es handelt sich um diejenige Schädigung, die sich bei Erreichen des Ermüdungsversagens mit Auftreten der Schädigungslokalisierung einstellt.

$$\psi(D_{\mathrm{cf}}) \overset{!}{=} 0 = \frac{1}{2}\cdot\frac{[\sigma^{\mathrm{fat}}]^2-[\sigma_{c3}(\varepsilon_{cd}(D_{\mathrm{cf}}))]^2}{(1-D_{\mathrm{cf}})\cdot E_c} - [1-(1-D_{\mathrm{cf}})^{\chi_c}]\cdot g_{\mathrm{cl2}}^{\mathrm{da}}(D_{\mathrm{cf}}) \tag{6.5-13}$$

Gl. (6.5-13) ist nicht analytisch sondern nur iterativ lösbar. Die Kenntnis von D_{cf} erlaubt es nun, den zusätzlichen Verzerrungsanteil $\Delta\varepsilon_f^{\mathrm{fat}}$ (Bild 6.5-5c) zu bestimmen.

$$\Delta\varepsilon_f^{\mathrm{fat}} = \varepsilon_{cd}(D_{\mathrm{cf}}) + \frac{\sigma^{\mathrm{fat}}-\sigma_{c3}(\varepsilon_{cd}(D_{\mathrm{cf}}))}{(1-D_{\mathrm{cf}})\cdot E_c} - \varepsilon_{c3}(\sigma^{\mathrm{fat}}) \tag{6.5-14}$$

Somit kann die endgültige Versagensverzerrung bei Eintritt des Ermüdungsbruches additiv aus der vorläufigen und zusätzlichen Verzerrung berechnet werden.

$$\varepsilon_f^{\mathrm{fat}} = \varepsilon^{\mathrm{fat}}(\sigma^{\mathrm{fat}}, N) = \varepsilon_{\mathrm{f,pre}}^{\mathrm{fat}} + \Delta\varepsilon_f^{\mathrm{fat}} \tag{6.5-15}$$

Abgeminderte Bruchenergie für Zugbeanspruchungen

PFANNER [119] führt aus, dass die Abminderung der restlichen Bruchenergie bei lokalisierter Schädigung nach einer Ermüdungsvorbelastung im Zugbereich analog zu den zuvor für den Druckbereich beschriebenen Algorithmen erfolgt. Exemplarisch ist das Vorgehen in Bild 6.5-6 illustriert.

Die ausführliche Herleitung der zusätzlichen Verzerrung kann PFANNER [119] entnommen werden. An dieser Stelle soll lediglich der Hinweis erfolgen, dass er in Analogie zu χ_c einen Faktor χ_t im Zugbereich einführte, den er an Versuchen kalibrierte. Die zu addierende Verzerrung $\Delta\varepsilon_f^{\mathrm{fat}}$ ergibt sich nach Gl. (6.5-16).

$$\Delta\varepsilon_f^{\mathrm{fat}} = \varepsilon_{td}(D_{\mathrm{tf}}) + \frac{\sigma^{\mathrm{fat}}-\sigma_{t2}(\varepsilon_{td}(D_{\mathrm{tf}}))}{(1-D_{\mathrm{tf}})\cdot E_c} - \varepsilon_{t2}(\sigma^{\mathrm{fat}}) \tag{6.5-16}$$

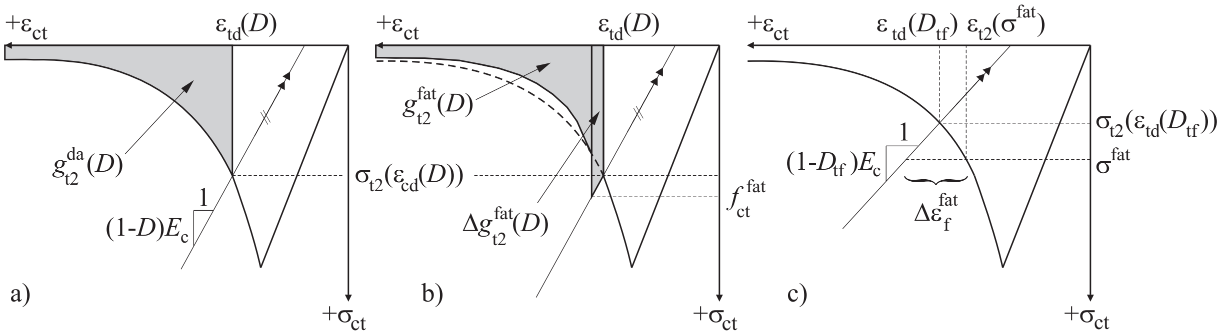


Bild 6.5-6: Anteile der noch verbleibenden Restenergie im Zugbereich bei a) monotoner Vorbelastung bis zur Schädigung D, b) bei Ermüdungsvorbelastung bis zur Schädigung D und c) Schema des Schädigungszustandes D_{tf} beim Ermüdungsbruch, aus [119]

Somit kann die endgültige Versagensverzerrung bei Eintritt des Ermüdungsbruches auch für den Zugbereich additiv aus der vorläufigen und zusätzlichen Verzerrung bestimmt werden.

$$\varepsilon_f^{fat} = \varepsilon^{fat}(\sigma^{fat}, N) = \varepsilon_{f,pre}^{fat} + \Delta\,\varepsilon_f^{fat} \tag{6.5-17}$$

6.5.1.6 Evolution der Verzerrung ε^{fat} während des Ermüdungsprozesses

Zur Ermittlung der während des Ermüdungsvorganges in Schädigung dissipierten Energie g^{fat} ist es unabdingbar, die akkumulierten Verzerrungen ε^{fat} während des Ermüdungsprozesses zu kennen. Auf den qualitativ S-förmigen Verlauf der Verzerrungen wurde bereits in Kapitel 2.3.2.2 eingegangen. Nachfolgend sind die Übergänge zwischen den einzelnen Phasen (Bild 2.3-4 und Bild 6.5-7a) während der Ermüdungslebensdauer zusammengestellt. PFANNER [119] ermittelte sie auf Basis statistischer Auswertungen von dokumentierten Versuchsreihen. Die Auswertung ergab im Druckbereich beim Übergang von Phase 1 nach 2 einen Wert $\Delta\overline{n} = 0{,}2$ und beim Übergang von Phase 2 nach 3 einen Wert $(1\text{-}\Delta\overline{n}) = 0{,}8$; im Zugbereich lagen die Werte bei $\Delta\overline{n} = 0{,}1$ (Phase 1 nach 2) und $(1\text{-}\Delta\overline{n}) = 0{,}9$ (Phase 2 nach 3).

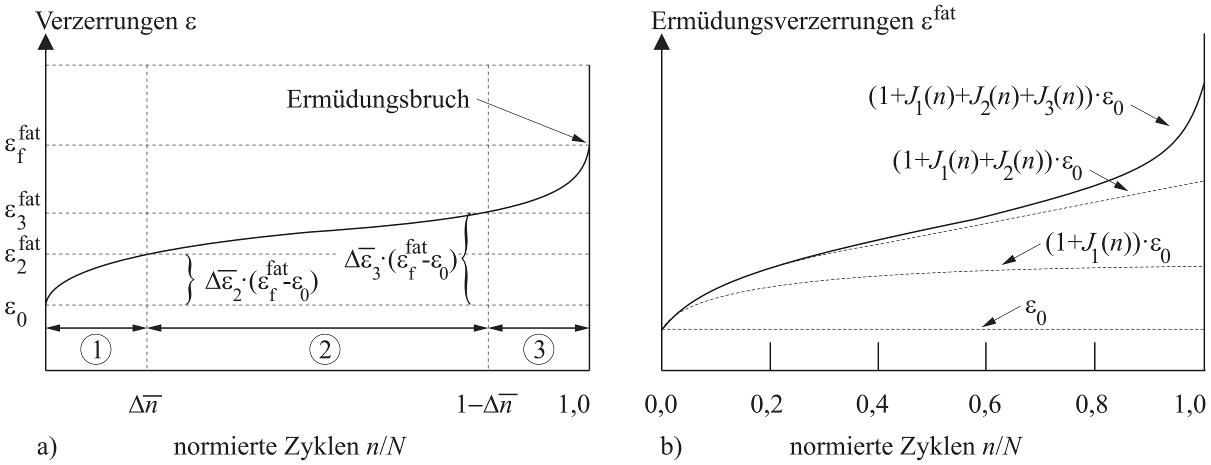


Bild 6.5-7: a) charakteristische Werte der Verzerrungsevolution, b) einzelne Anteile der Evolutionsfunktion Gl. (6.5-23); aus [119]

Bild 6.5-7a zeigt die charakteristischen Verzerrungen, die sich beim Übergang von einer Phase zur anderen ergeben. ε_2^{fat} tritt beim Übergang von 1 nach 2 auf; ε_3^{fat} beim Übergang von 2 nach 3. Es ist ersichtlich, dass die Verzerrungsevolution sehr stark von der Versagensverzerrung ε_f^{fat} abhängt. Diese wiederum wird, wie zuvor beschrieben, durch die

Bruch- und Zerstauchungsenergie beeinflusst. Sie ist somit nicht als materialunabhängig anzusehen. Aus diesem Grund führt PFANNER [119] die relativen Verzerrungsänderungen $\Delta\bar{\varepsilon}_2$ und $\Delta\bar{\varepsilon}_3$ ein. Sie sollen eine objektivere Beschreibung der Verzerrungsentwicklung gewährleisten.

Die Zusammenhänge zwischen den absoluten charakteristischen Verzerrungen und den zugehörigen relativen Verzerrungsänderungen ergeben sich dann folgendermaßen:

$$\varepsilon_2^{\text{fat}} = \varepsilon_0 + \Delta\bar{\varepsilon}_2 \cdot (\varepsilon_{\text{f}}^{\text{fat}} - \varepsilon_0) \tag{6.5-18}$$

$$\varepsilon_3^{\text{fat}} = \varepsilon_0 + \Delta\bar{\varepsilon}_3 \cdot (\varepsilon_{\text{f}}^{\text{fat}} - \varepsilon_0) \tag{6.5-19}$$

Relative Verzerrungsänderungen während der Ermüdung im Druck- und Zugbereich

Abgeleitet wurden die relativen Verzerrungsänderungen durch PFANNER [119] an verschiedenen Versuchsreihen. Im Druckbereich gilt:

$$\Delta\bar{\varepsilon}_2 = \kappa_{\text{R}}\left[-0{,}3 \cdot \left(\frac{\sigma_{\text{sup}}}{f_{\text{c}}}\right)^3 + 0{,}46\right] \quad \text{und} \quad \Delta\bar{\varepsilon}_3 = \kappa_{\text{R}}\left[-0{,}3 \cdot \left(\frac{\sigma_{\text{sup}}}{f_{\text{c}}}\right)^2 + 0{,}8\right] \tag{6.5-20a, b}$$

Mit dem Faktor κ_R wird dem Einfluss des Verhältnisses $R = \sigma_{\text{inf}}/\sigma_{\text{sup}}$ auf den Ermüdungsprozess Rechnung getragen. PFANNER [119] legt dar, dass κ_R lediglich für hohe Werte von $\sigma_{\max}$ Relevanz für die Ergebnisse besitzt.

Im Zugbereich standen PFANNER [119] deutlich weniger Versuchsergebnisse zur Verfügung. Dieser Tatsache ist es geschuldet, dass keine Abhängigkeit der relativen Verzerrungsänderungen vom Spannungsniveau abgeleitet werden konnte. Er gibt daher Konstanten für $\Delta\bar{\varepsilon}_2$ und $\Delta\bar{\varepsilon}_3$ an.

$$\Delta\bar{\varepsilon}_2 = 0{,}401 \quad \text{und} \quad \Delta\bar{\varepsilon}_3 = 0{,}648 \tag{6.5-21a, b}$$

Mit Kenntnis der relativen Verzerrungsänderung und unter Berücksichtigung der Phasenübergänge $\Delta\bar{n}$ und $(1-\Delta\bar{n})$ jeweils für den Druck- und den Zugbereich formuliert PFANNER [119] nun die Verzerrungsevolution während der Ermüdungslebensdauer.

$$\varepsilon^{\text{fat}} = J(n) \cdot \varepsilon_0 \tag{6.5-22}$$

Die kontinuierliche Funktion $J(n)$ setzt sich aus unterschiedlichen Termen (Bild 6.5-7b) zusammen und hat die Form:

$$J(n) = \Delta J_1(n) + \Delta J_2(n) + \Delta J_3(n) + 1{,}0 \tag{6.5-23}$$

mit:

$$\Delta J_1(n) = \left(\frac{\varepsilon_{\text{f}}^{\text{fat}}}{\varepsilon_0} - 1\right) \frac{\Delta\bar{\varepsilon}_2[(\Delta\bar{n}^2 - 1)\Delta\bar{\varepsilon}_2 + (1 - \Delta\bar{n})\Delta\bar{\varepsilon}_3\Delta\bar{n}]}{\Delta\bar{\varepsilon}_2 - \Delta\bar{n}\Delta\bar{\varepsilon}_3}\left[\left(\frac{\Delta\bar{n}\Delta\bar{\varepsilon}_3 - \Delta\bar{\varepsilon}_2}{\Delta\bar{n}^2(\Delta\bar{\varepsilon}_2 - \Delta\bar{\varepsilon}_3)}\frac{n}{N} + 1\right)^{-1} - 1\right] \tag{6.5-24}$$

$$\Delta J_2(n) = \left(\frac{\varepsilon_{\text{f}}^{\text{fat}}}{\varepsilon_0} - 1\right)\left(\Delta\bar{\varepsilon}_3 - \Delta\bar{\varepsilon}_2\right) \cdot \frac{n}{N} \tag{6.5-25}$$

$$\Delta J_3(n) = \left(\frac{\varepsilon_f^{fat}}{\varepsilon_0} - 1 \right) \cdot \left(1 - \Delta\bar{\varepsilon}_3\right) \cdot \left(\frac{n}{N} \right)^{\log_{(1-\Delta\bar{n})}\left(\frac{\Delta\bar{n}(\Delta\bar{\varepsilon}_2 - \Delta\bar{\varepsilon}_3)}{\Delta\bar{\varepsilon}_3 - 1} \right)} \qquad (6.5\text{-}26)$$

Mit Gl. (6.5-22) kann nicht nur die Ermüdungsverzerrung zu jedem Zeitpunkt innerhalb des Ermüdungsprozesses, sondern daraus resultierend auch die in Schädigung dissipierte Energie g_{tot}^{fat} berechnet werden. Damit stehen alle Größen zur Lösung der Gln. (6.5-6) und (6.5-7) zur Verfügung, so dass die Variable D^{fat} zur Beschreibung des Schädigungszustandes ermittelt werden kann und Gl. (6.5-4) erfüllt ist.

6.5.1.7 Verifikation des energetischen Ermüdungsmodells

PFANNER [119] konstatiert eine sehr gute Übereinstimmung von experimentell gewonnenen Ergebnissen und den Verläufen nach seinem energetischen Schädigungsmodell. In seiner Arbeit gibt er Ergebnisse einer Parameterstudie mit unterschiedlichen Ermüdungsbeanspruchungen an. In der vorliegenden Arbeit werden die selben Materialparameter (Tabelle 6.5-1) verwendet, um zu überprüfen, ob das PFANNER'sche Ermüdungs-Schädigungs-Modell in den eigenen Berechnungsroutinen korrekt umgesetzt worden ist. Die Umsetzung erfolgte im ersten Schritt mit Excel® 2007 (Microsoft®, Redmond, WA, USA). In Anhang G ist dies exemplarisch für $\sigma_{sup} = 0{,}2 \cdot f_c$ jeweils im Druck- und im Zugbereich dargestellt. Um die Berechnung zu standardisieren und sie zeitgewinnend auf alle Strukturpunkte der eigenen Versuche anwenden zu können, wurde im zweiten Schritt die Programmierung einer Routine mit Matlab® R2008a (The Mathworks™ Inc., Natick, MA, USA) realisiert.

Tabelle 6.5-1: Material- und Versuchsparameter für die Vergleichsrechnungen

Druck	$f_c = 40{,}0$ MPa	$\varepsilon_{c1} = 0{,}0022$	$E_c = 40{,}0$ GPa	$b_c = 0{,}75$	$\chi_c = 0{,}2$	$G_{cl} = 0{,}03$ MN/m
Zug	$f_{ct} = 3{,}0$ MPa	$l_{eq} = 0{,}25$ m	$\Delta n = 0{,}2$	$b_t = 0{,}8$	$\chi_t = 0{,}6$	$G_f = 3 \cdot 10^{-4}$ MN/m

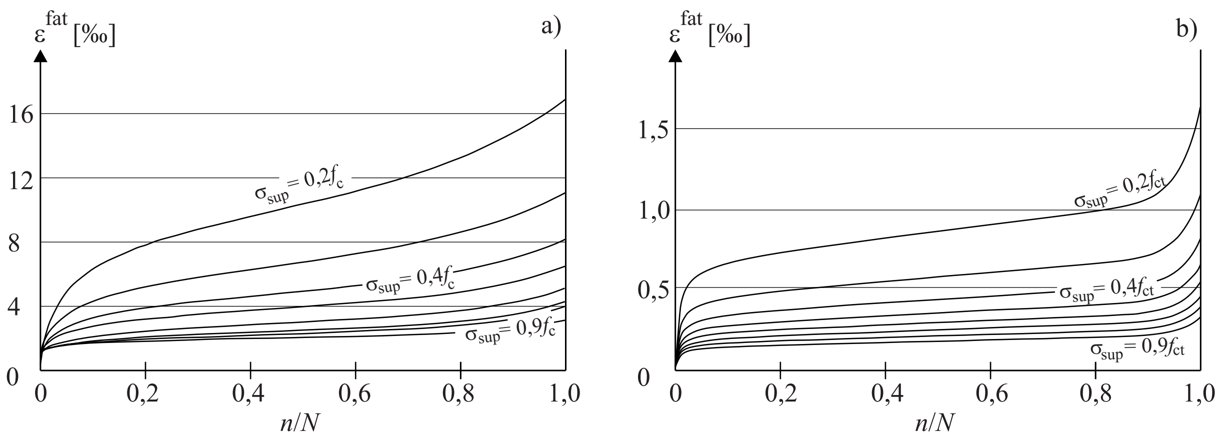


Bild 6.5-8: Nach den Ansätzen von PFANNER [119] berechnete Verzerrungsevolution im a) Druckbereich und b) Zugbereich

Die in Bild 6.5-8 dargestellten Verzerrungsverläufe zeigen sowohl im Druck- wie auch im Zugbereich sehr gute Übereinstimmungen zwischen den eigenen errechneten Verläufen und denen von PFANNER [119].

6.5.1.8 Degradation der Materialparameter

Durch die Kenntnis der Ermüdungsschädigung D^{fat} kann der aktuelle Zustand des Materials nach n Zyklen beschrieben werden.

Die beispielhafte Darstellung des Verlaufes der Schädigungsvariable D^{fat} über die Lebensdauer $n/N \leq 1{,}0$ kann Bild 6.5-9 entnommen werden.

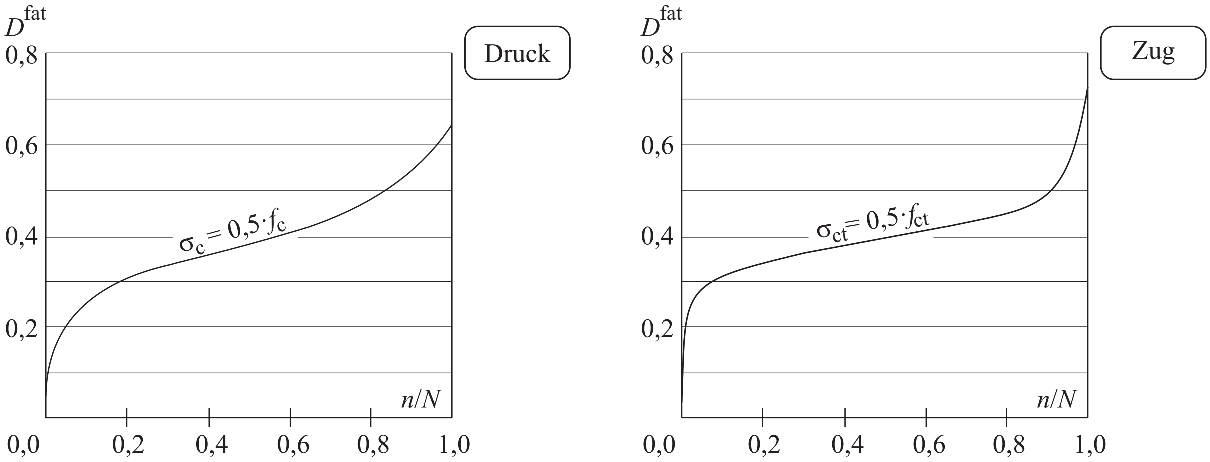


Bild 6.5-9: Verlauf der Schädigungsvariable D^{fat} im Druck- und Zugbereich für $\sigma_{\text{sup}} = 0{,}5 \cdot f_{\text{c}}$ bzw. $0{,}5 \cdot f_{\text{ct}}$

PFANNER [119] gibt die einzelnen Parameter in Abhängigkeit von D^{fat} für den Druck- wie auch den Zugbereich an. Dabei gilt die Reduktion des E-Modul nach Gl. (6.5-27) in beiden Bereichen.

$$E_{\text{c}}^{\text{fat}} = \left(1 - D^{\text{fat}}\right) \cdot E_{\text{c}} \tag{6.5-27}$$

Im Druckbereich der Arbeitslinie:

$$f_{\text{c}}^{\text{fat}} = \begin{cases} f_{\text{c}} & \text{falls} \quad D^{\text{fat}} \leq D_{\text{c}} \\ \sqrt{\sigma_{\text{c}3}^2 + 2E_{\text{c}}(1 - D^{\text{fat}})\Delta g_{\text{cl}2}^{\text{fat}}} & \text{falls} \quad D^{\text{fat}} > D_{\text{c}} \end{cases} \tag{6.5-28a, b}$$

$$\varepsilon_{\text{c}}^{\text{fat}} = \begin{cases} \varepsilon_{\text{c}} + b \cdot \left(\varepsilon_{\text{cd}} - \dfrac{\sigma_{\text{c}3}}{E_{\text{c}}}\right) & \text{falls} \quad D^{\text{fat}} \leq D_{\text{c}} \\ -\varepsilon_{\text{cd}} + b \cdot \left(\varepsilon_{\text{cd}} - \dfrac{\sigma_{\text{c}3}}{E_{\text{c}}}\right) + \dfrac{f_{\text{c}}^{\text{fat}} - \sigma_{\text{c}3}}{E_{\text{c}}^{\text{fat}}} & \text{falls} \quad D^{\text{fat}} > D_{\text{c}} \end{cases} \tag{6.5-29a, b}$$

$$g_{\text{cl}1}^{\text{fat}} = 0{,}5 \cdot f_{\text{c}}^{\text{fat}} \cdot \left(\varepsilon_{\text{c}}^{\text{fat}} \cdot (1 - b) + b \cdot \frac{f_{\text{c}}^{\text{fat}}}{E_{\text{c}}(1 - D^{\text{fat}})}\right) \tag{6.5-30}$$

$$G_{\text{cl}}^{\text{fat}} = \begin{cases} G_{\text{cl}} & \text{falls} \quad D^{\text{fat}} \leq D_{\text{c}} \\ l_{\text{eq}} \cdot \left(g_{\text{cl}2}^{\text{fat}} + g_{\text{cl}1}^{\text{fat}}\right) & \text{falls} \quad D^{\text{fat}} > D_{\text{c}} \end{cases} \tag{6.5-31a, b}$$

Im Zugbereich der Arbeitslinie:

$$f_{\text{c}}^{\text{fat}} = \sqrt{\sigma_{\text{t}2}^2 + 2E_{\text{c}} \cdot (1 - D^{\text{fat}})\Delta g_{\text{t}2}^{\text{fat}}} \tag{6.5-32}$$

$$g_{t1}^{fat} = 0{,}5 \cdot \frac{\left(f_c^{fat}\right)^2}{E_c \cdot (1 - D^{fat})} \tag{6.5-33}$$

$$G_f^{fat} = l_{eq} \cdot \left(g_{t1}^{fat} + g_{t2}^{fat}\right) \tag{6.5-34}$$

Anhand der Parameter der Gln. (6.5-27) bis (6.5-34) können nun die vollständigen Arbeitslinien des ermüdungsgeschädigten Betons im Druck- und Zugbereich neu formuliert werden.

Bild 6.5-10 zeigt exemplarisch neue Materialgesetze anhand der beschriebenen Parameterstudie aus Kapitel 6.5.1.7. Diese sind im Druck- und im Zugbereich dargestellt. Die Materialgesetze basieren auf folgenden Randbedingungen nach Bild 6.5-9:

$n/N = 1{,}0$ (Druck und Zug); $D^{fat} = 0{,}66$ bei $\sigma_{sup} = 0{,}5 \cdot f_c$ (Druck); $D^{fat} = 0{,}73$ bei $\sigma_{sup} = 0{,}5 \cdot f_{ct}$ (Zug)

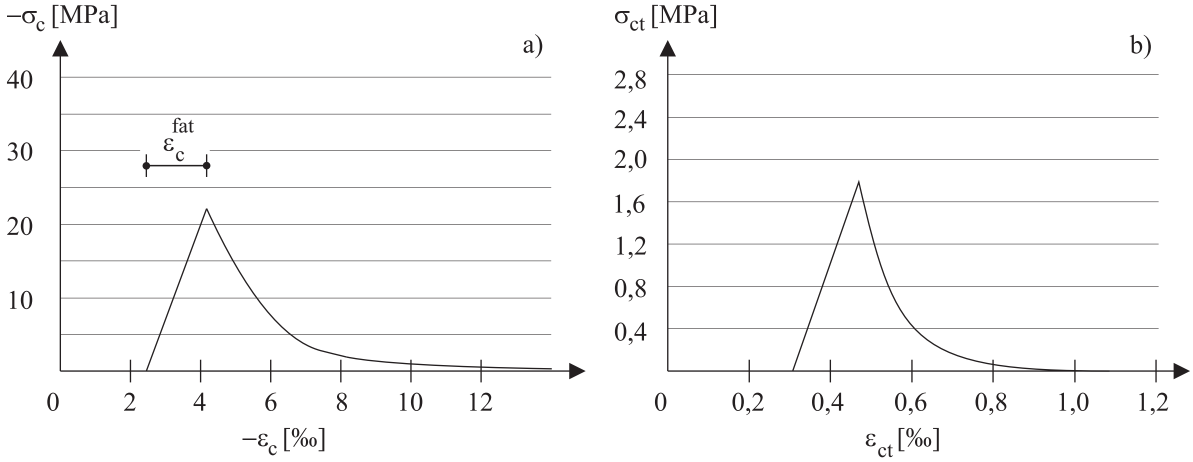


Bild 6.5-10: Neue Arbeitslinie des degradierten Beton im a) Druckbereich und b) Zugbereich für $n/N = 1{,}0$ und $\sigma_{sup} = 0{,}5 \cdot f_c$ bzw. $0{,}5 \cdot f_{ct}$ basierend auf der Parameterstudie von PFANNER [119]

6.5.2 Anwendung des Ermüdungs-Schädigungs-Modells

Nachfolgend wird die Anwendung des in Kapitel 6.5.1 beschriebenen Modells von PFANNER [119] in den numerischen Simulationen mit ABAQUS/Explicit erläutert. Betrachtet wird der Versuch V16. Dieser wies in den ersten beiden Durchläufen (je 10^6 Zyklen) keinen signifikanten Schrägriss auf. Im dritten Durchlauf versagte V16 nach *17.624 Zyklen*. Somit erreichte er eine Bruchlastspielzahl von N = 2.017.624 Zyklen. Die durchgeführte Betrachtung erfolgt nach dem ersten Durchlauf, so dass $n/N = 10^6/2.017.624 = 0{,}496$ beträgt.

Als Basis der Ermüdungsberechnung wird mit ABAQUS der erste Zyklus berechnet. Daraus werden die Ober- und Unterspannungen bei Erreichen von $F_{sup} = 108{,}3$ kN und von $F_{inf} = 49{,}8$ kN in allen Strukturpunkten des ABAQUS Modells sowie die Schädigung d_c (Druckbereich) und d_t (Zugbereich) ausgelesen.

Aus den Spannungen und Schädigungen erfolgt die Ermittlung der Ermüdungsschädigung D^{fat} sowie der neuen Arbeitslinien in allen Strukturpunkten des FE-Systems anhand des entwickelten MATLAB Algorithmus. Die neu errechneten Arbeitslinien werden in einer Eingabedatei (*input file*) an ABAQUS übergeben. Damit wird ein zweiter n Zyklen idealisierender statischer Rechenlauf bis zum abermaligen Erreichen der Oberlast F_{sup}

durchgeführt. Der Ablauf der Schädigungsberechnung ist in Bild 6.5-11 schematisch dargestellt.

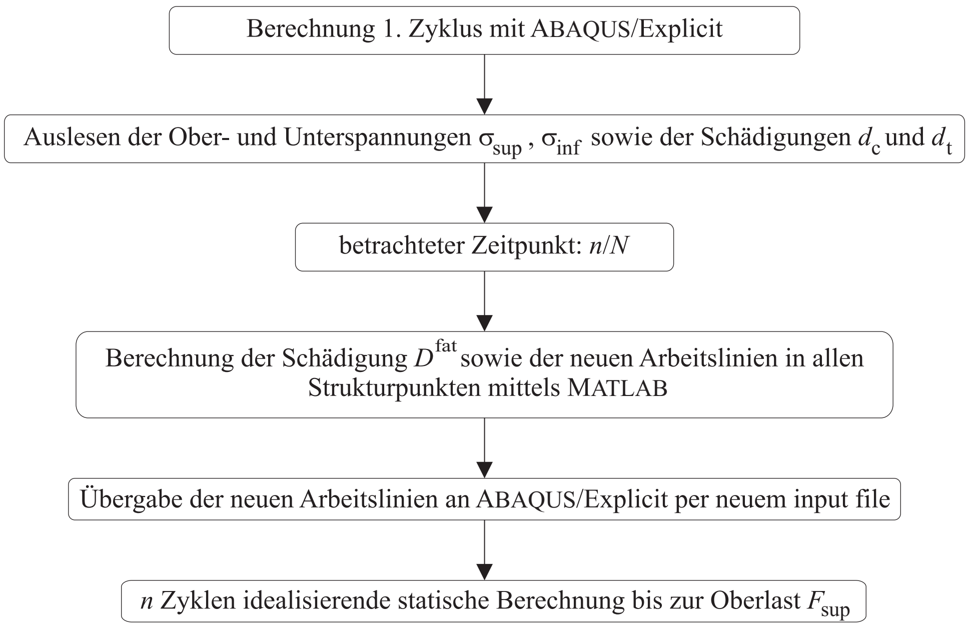


Bild 6.5-11: Schematischer Ablauf der Schädigungsberechnung

6.5.3 Auswertung der Ermüdungs-Schädigungs-Berechnung

Wie auch für die Versuche unter statischer Last werden die Last-Verformungskurven sowie die Rissbilder des Versuches V16a ausgewertet. Die Auswertung erfolgt nach dem ersten Zyklus und nach idealisierten $n = 10^6$ Zyklen.

Aus Bild 6.5-12 wird ersichtlich, dass die Entwicklung der Risse beim ersten Anfahren der Ober- und Unterlast durch die plastischen Dehnungen in ihrer Tendenz beschrieben wird. Auffällig ist, dass sich im Versuch kleinere Rissabstände eingestellt haben. Diese betrugen lediglich den halben Rissabstand verglichen mit den FE-Berechnungen. Nach 10^6 Zyklen verbessert sich die Übereinstimmung der Rissbilder. Gut zu erkennen ist, dass sowohl im Versuch wie auch in der FE-Simulation ein Eindrehen der Biegerisse zur Lasteinleitung bzw. zur Biegelängsbewehrung stattfindet.

Zur verbesserten Simulation des Rissverhaltens sind weitere theoretische und numerische Betrachtungen erforderlich. Diese würden den Rahmen der vorliegenden Arbeit übersteigen. Für die Umsetzung des Ermüdungs-Schädigungs-Modells anhand V16 wird die Abbildung der Rissentwicklung als ausreichend genau angesehen.

Die Last-Verformungskurve in Bild 6.5-13b zeigt, dass diese Annahme zutreffend ist. Die FE-Berechnung nach $n = 10^6$ Zyklen ergibt eine Verformung in Feldmitte von $w_{ABA} = 9{,}57$ mm unter einer Last von $F_{ABA} = 107{,}9$ kN. Im Versuch stellte sich nach 10^6 Zyklen eine maximale Verformung $w_m = 9{,}62$ mm unter der Oberlast $F_{sup} = 108{,}3$ kN ein. Damit stellt das Ermüdungs-Schädigungs-Modell nach PFANNER ein Werkzeug dar, das Ermüdungsverhalten eines Stahlbetonbauteils ohne Querkraftbewehrung zu simulieren.

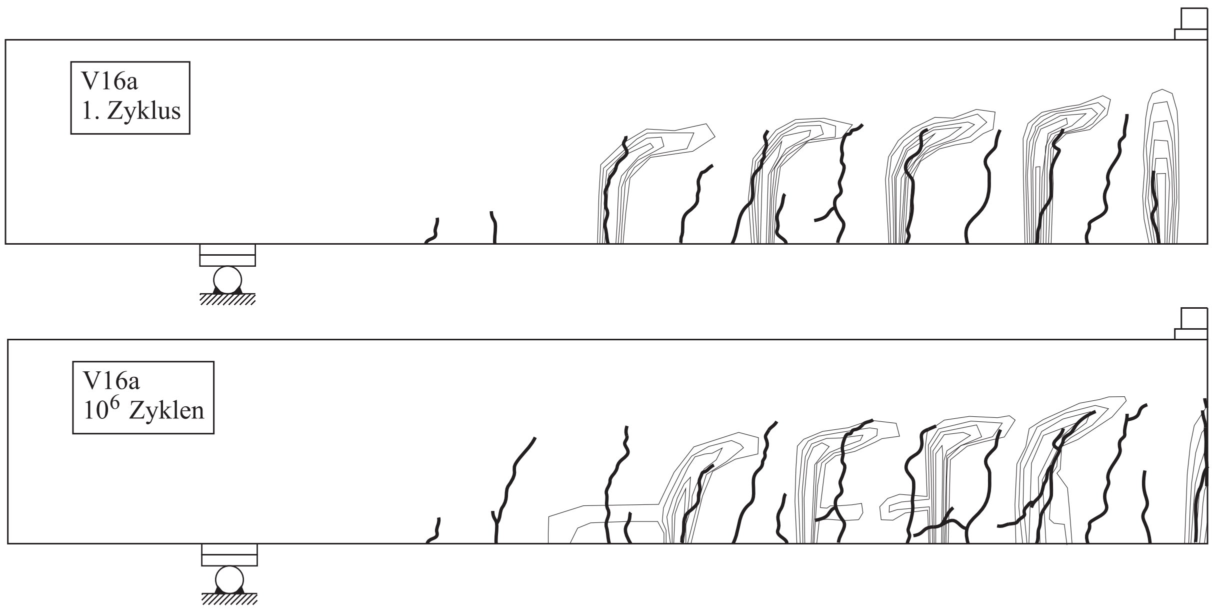


Bild 6.5-12: Rissbilder V16a nach dem ersten Zyklus und nach 10^6 Zyklen (Versuch und FE-Berechnung)

Die Verwendung der Ober- und Unterspannungen sowie der Schädigungen nach dem 1. Zyklus als Basis der Berechnung nach *n* Zyklen ist gerechtfertigt, da die Last-Verformungskurve mittels der FE-Analyse beschrieben werden kann. Im Bereich der Oberlast F_{sup} korrespondieren FE-Berechnung und Versuch sehr gut, im Bereich der Unterlast F_{inf} zufriedenstellend. Dies zeigt Bild 6.5-13a sowie Tabelle 6.5-2.

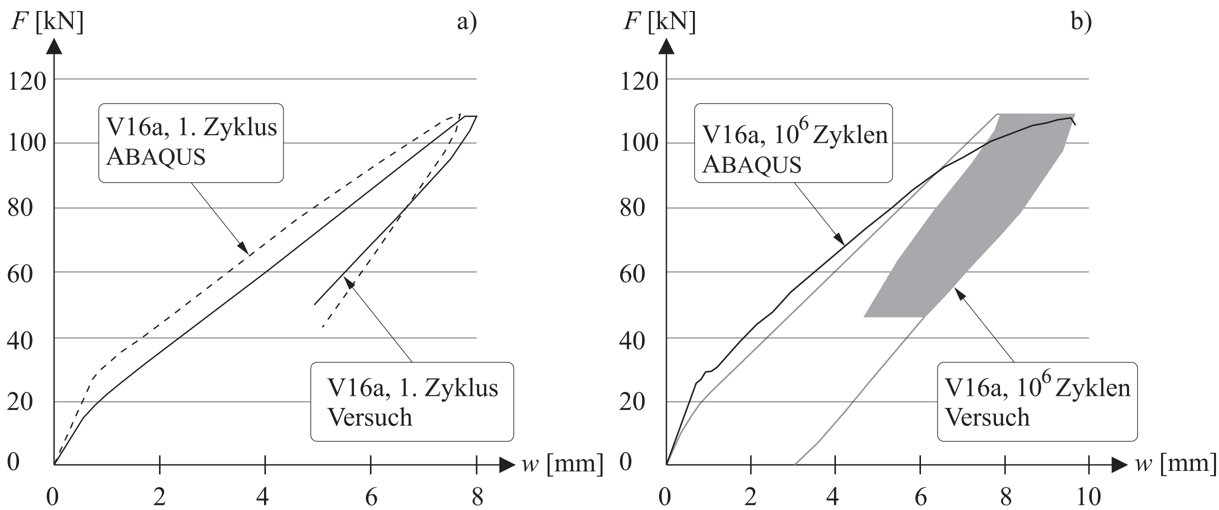


Bild 6.5-13: a) Last-Verformungskurve nach dem ersten Zyklus und b) nach 10^6 Zyklen (Versuch und FE-Berechnung)

Tabelle 6.5-2: Last-Verformungswerte V16a (1. Zyklus und 10^6 Zyklen)

	F_{sup} [kN]	w_{sup} [mm]	F_{inf} [kN]	w_{inf} [mm]	F_{ABA} [kN]	w_{ABA} [mm]
V16a (1. Zyklus)	108,3	7,7	49,6	4,9	108,9 (sup) 43,2 (inf)	7,6 (sup) 5,1 (inf)
V16a (10^6 Zyklen)	108,3	9,62	-	-	107,9	9,57

In den Versuchen unter statischer Last zeigte sich ein prozentualer Traganteil der Druckzone von mehr als 75 % an der vorhandenen Querkraft. Dies ergibt sich auch für den Versuch V16a nach 10^6 Zyklen. Die Druckzone besitzt nach Gl. (6.4-5) bzw. den Kennwerten x^{II} und τ nach Bild 6.5-14 einen Querkraftanteil von $V_{c,c} = 43{,}3$ kN. Das entspricht 80 % der Querkraft $V = 0{,}5 \cdot F_{sup} = 54{,}2$ kN und bestätigt die gute Tendenz der Ergebnisse.

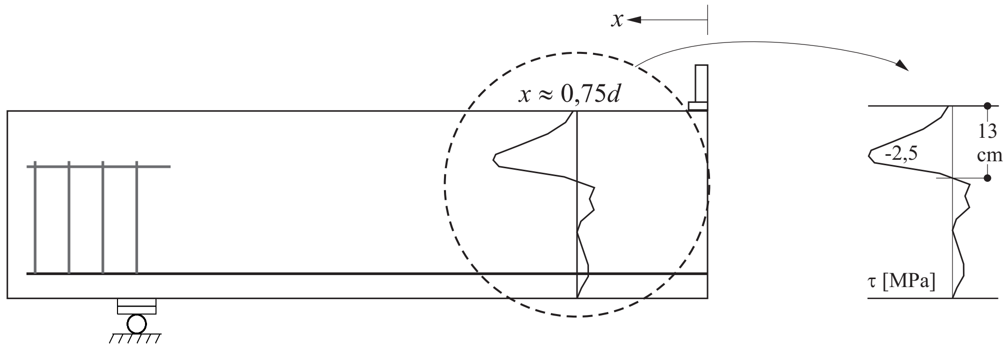


Bild 6.5-14: Schubspannungsverteilung τ in V16a nach der idealisierten Berechnung von 10^6 Zyklen

6.6 Zusammenfassung

Kapitel 6 umfasst die durchgeführten numerischen Simulationen an statisch und dynamisch belasteten Stahlbetonbalken. Diese sind mit dem FE-Programm ABAQUS/Explicit der Fa. Dassault Systèmes durchgeführt worden. Eingeleitet wird das Kapitel durch eine allgemeine Beschreibung der FE-Methode.

Die numerische Analyse eines Stahlbetonträgers, der an der TUHH geprüft und ausführlich dokumentiert wurde, enthält Kapitel 6.3. Es zeigte sich, dass ABAQUS/Explicit mit dem verwendeten Materialmodell (*concrete damaged plasticity*) für die durchzuführenden Berechnungen geeignet war. Daher sind die statischen Versuche V1, V2, V11 und V12 mittels ABAQUS abgebildet worden.

Bezüglich des Materialmodells muss beachtet werden, dass die Parameter z. T. nur angenähert bzw. abgeschätzt werden können. So sind die Bruch- bzw. Zerstauchungsenergie (G_f und G_{cl}) von entscheidendem Einfluss, können aber bislang nur innerhalb von Grenzen angenommen werden (Kapitel 5.2 und Kapitel 6.3.2). Gleiches gilt für die Zugfestigkeit des Betons, die ebenfalls oftmals nicht eindeutig bestimmt werden kann (Kapitel 6.4).

Aus den numerischen Simulationen der 4 statischen Versuche geht hervor, dass die Last-Verformungskurven vor allem im Bereich der Bruchlast gut abgebildet werden können. Auch in den Rissbildern liegen zufriedenstellende Übereinstimmungen zwischen den Versuchen und den FE-Berechnungen vor. Der Ansatz eines 50 %-igen Abtrags der vorhandenen Querkraft über die Druckzone ist nach den eigenen Versuchen zu konservativ. Vielmehr bestätigen die FE-Analysen die Beobachtungen und Ergebnisse der Versuche V13 und V17. Diese sprechen der Druckzone den weitaus größten Anteil am Querkraftabtrag von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung zu. Basierend auf dem Bemessungsansatz nach NGHIEP [117] wird der Anteil der Druckzone mit mindestens 60 % beziffert.

Für die Untersuchung der dynamischen Versuche ist das Ermüdungs-Schädigungs-Modell, das PFANNER in [119] entwickelt und beschrieben hat, genutzt und in seiner Vorgehensweise erläutert worden. Es erfolgte dann die mathematische Umsetzung des PFANNER'schen

Modells in einer Berechnungsroutine (Matlab). Deren Richtigkeit konnte an einer Parameterstudie gezeigt werden, die auch von PFANNER vorgenommen worden ist. Ziel des Algorithmus war es, die Schädigung D^{fat} während der Lebensdauer des Bauteils zu errechnen. Mit ihrer Kenntnis konnte die Materialkennlinie eines jeden Strukturpunktes des FE-Systems (Betonkörper) zum betrachteten Zeitpunkt sowohl im Druck- wie auch im Zugbereich bestimmt werden. Dies geschah mit den Gln. (6.5-27) bis (6.5-34).

Die Anwendung des Ermüdungs-Schädigungs-Modells erfolgte für ein einstufiges Lastkollektiv. Einen Ansatz zur Untersuchung mehrstufiger Lastkollektive liefert [59].

Der Vergleich der FE-Berechnung mit den Versuchen ist anhand V16 der eigenen Versuchsserie V02 geführt worden. Bei V16 handelt es sich um einen Versuch, der erst im 3. Durchlauf versagte. Zwar sind die Oberlasten F_{sup} sowohl nach dem 1. wie auch dem 2. Durchlauf gesteigert worden, allerdings waren sie innerhalb der Durchläufe konstant, so dass eine konstante Schwingbreite pro Durchlauf vorliegt. Da V16 am Ende des 1. Durchlaufs (10^6 Zyklen) noch keinen Schrägriss aufwies, ist die Berechnung bei 49,6 % der Lebensdauer, also $n/N = 10^6/2.017.624 = 0,496$, durchgeführt worden. Es wurde folgendes Vorgehen gewählt:

Berechnung des 1. Belastungszyklus mit ABAQUS/Explicit → Auslesen der Spannungen und Schädigungen bei Erreichen von $F_{sup} = 108,3$ kN und $F_{inf} = 49,8$ kN → Übergabe der Werte an die Matlab Routine und Berechnung der neuen Materialkennwerte jedes Strukturpunktes → Übergabe der neuen Arbeitslinien an ABAQUS/Explicit als neue Eingabedatei → erneute ($n = 10^6$ Zyklen idealisierende) statische Berechnung bis zur Oberlast F_{sup}.

An Versuch V16 konnte gezeigt werden, dass das Ermüdungs-Schädigungs-Modell nach PFANNER [119] ein Werkzeug darstellt, das Ermüdungsverhalten eines Stahlbetonträgers ohne Querkraftbewehrung nach n Zyklen zu simulieren. Die Rissbilder lieferten in ihrer Tendenz eine zufriedenstellende Übereinstimmung, wobei der Rissabstand des Versuches jedoch nur halb so groß wie der in den FE-Berechnungen war. Die Last-Verformungskurve nach 10^6 Zyklen zeigte in der FE-Analyse hingegen nahezu die Durchbiegung des realen Balkens. Der ausgeprägte Querkraftabtrag über die Druckzone konnte ebenfalls bestätigt werden.

Zu berücksichtigen bleibt, dass die Berechnung in noch stärkerem Masse als in den rein statischen Versuchen von den getroffenen Annahmen abhängt. So seien beispielhaft die Parameter χ_c bzw. χ_t oder $\Delta\overline{\varepsilon}_2$ und $\Delta\overline{\varepsilon}_3$ (vor allem im Zugbereich) erwähnt, die wenig fundiert und vielmehr pragmatisch festgelegt werden. Diese Parameter betreffende Untersuchungen sind, wie von PFANNER [119] berichtet, bislang nur wenige durchgeführt worden.

7 Resümee und Ausblick

7.1 Resümee

Nach den heute gültigen Normenwerken können Massivbrücken am Anschnitt der Fahrbahnplatte zum Steg mitunter nicht mehr ohne eine Querkraftbewehrung ($V_{Rd,c} < V_{Ed}$) nachgewiesen werden. Da die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c}$ nicht nur dem Nachweis unter statischer Last zu Grunde liegt, sondern auch beim Nachweis zyklischer Belastungen angesetzt wird, sind die Probleme unter statischen auch auf zyklische Lasten transferierbar.

Infolge der steigenden zyklischen Beanspruchungen kann es bei Brücken oder auch Offshore Konstruktionen außerdem dazu kommen, dass die Lebensdauer des Bauwerks durch die Ermüdungsfestigkeit determiniert wird.

Im Sinne der Nachhaltigkeit werden sichere und genaue Rechenverfahren zur Bestimmung des Querkraftwiderstandes bzw. des Widerstandes gegen die Ermüdung des Betons nicht schubbewehrter Bauteile benötigt.

Die Probleme und Defizite in der Bemessung infolge statischer und zyklischer Belastungen sind in Kapitel 1.1 ausführlich erläutert worden.

Daraus wurde das Ziel der Arbeit in Kapitel 1.2 konzipiert. Dies lag darin, die Bemessung nicht querkraftbewehrter Stahlbetonbauteile unter ruhenden und ermüdenden Lasten kritisch zu diskutieren und zu ihrer Weiterentwicklung beizutragen. Der Bemessungswiderstand des Betons gegen Ermüdung (EC2-1-1, Gl. 6.78) stand dabei im Fokus. Um ihn zu untersuchen, wurden detaillierte theoretische, experimentelle und numerische Untersuchungen durchgeführt. Sie tragen zum besseren Verständnis der Trag- sowie der Versagensmechanismen unter statischen und dynamischen Querkräften bei.

In Kapitel 2 wurden die Querkraft- und Ermüdungsbemessung nach Eurocode 2 [39] und Model Code 2010 [107], sowie deren Hintergründe, vorgestellt. Darüber hinaus sind die Querkrafttragmechanismen und die Parameter, die einen Einfluss darauf haben, näher erläutert und analysiert worden. Die daraus resultierenden Modelle erfuhren eine eingehende Beschreibung. Diejenigen Modelle, die der Druckzone bzw. den Druckstreben den maßgebenden Anteil am Querkraftabtrag zuschreiben, bilden die eigenen Versuche (Kapitel 4) gut ab.

Anhand einer Literaturstudie konnte eine Datenbank erstellt werden, die insgesamt 160 Versuche (aus 7 Versuchsreihen) umfasste. Sie ist in Kapitel 3 zusammengestellt worden und enthält die Auswertung von Stahlbetonträgern ohne Querkraftbewehrung unter zyklischen Lasten. Es fiel auf, dass die statische Querkrafttragfähigkeit V_u in den einzelnen Reihen nur teilweise (3 von 7 Versuchsreihen) als Referenzwert bestimmt worden ist. Außerdem besaßen 120 Versuche wegen ihrer Abmessungen, der verwendeten Betongüte oder den Längsbewehrungsgraden in der Baupraxis keine Relevanz. Ein Defizit an verwertbaren Daten trat hervor. Anhand statistischer Auswertungen konnte darüber hinaus Folgendes festgestellt werden:

1. Eurocode 2 bildet den Widerstand des Betons gegen Ermüdung bei Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung statistisch besser ab als Model Code 2010.

2. Auch EC2-1-1, Gl. 6.78 weist deutliche statistische Mängel auf, die weder durch den Ansatz des Bemessungswiderstandes $V_{Rd,c}$ nach EC2-1-1 noch nach MC10 oder nach NGHIEP [117] eliminiert werden konnten.

3. Die Betrachtung derjenigen Versuche, die baupraktisch relevant sind bzw. derer, für die V_u im Referenzversuch bestimmt worden ist, führt statistisch zu keiner Verbesserung der Prognosegenauigkeit. Qualität und Quantität der vorhandenen Daten waren nicht ausreichend.

Als Fazit der gewonnen Erkenntnisse sind eigene Versuche konzipiert und am Institut für Massivbau der TU Hamburg-Harburg durchgeführt worden.

Deren Beschreibung und Auswertung erfolgte in Kapitel 4. Es handelte sich um zwei Versuchsreihen mit insgesamt 2 × 10 identischen Versuchskörpern (Einfeldbalken). Die 10 Balken einer Reihe wurden zum selben Zeitpunkt in einer Batterieschalung mit Bewehrungsstahl aus einer Charge betoniert. Die Abmessungen sowie die Betongüte sind so gewählt worden, dass die Balken von baupraktischer Relevanz waren. In beiden Reihen ist die gleiche Belastungshistorie verwendet worden. Die Versuche lieferten folgende wesentliche Ergebnisse:

1. Die Bemessungsgleichung gegen das Ermüdungsversagen von Beton unter Querkräften nach EC2-1-1, Gl. 6.78 bzw. ihre grafische Umsetzung in EC2-2/NA, Bild 6.103 konnte bestätigt werden. Es stellte sich ein leicht erhöhtes Sicherheitsniveau heraus. Die Gültigkeit der Bemessungsgleichung beruht jedoch darauf, dass die Versagensquerkraft V_u bekannt ist.

2. Ein Versagen unter Ermüdungsbeanspruchungen tritt nicht schlagartig ein, solange EC2-1-1, Gl. 6.78 bzw. das erhöhte Sicherheitsniveau (nach 1.) nicht überschritten wird.

3. Die Druckzone ist dominierend beim Querkraftabtrag nahe des Bruchzustandes. Mindestens 50 % werden darüber abgetragen. Dübelwirkung und Rissverzahnung spielen untergeordnete Rollen.

4. Das Versagen der Balken wird nach MUTTONI [110] im Bereich der Lasteinleitung gut beschrieben. In den eigenen Versuchen konnte noch ein weiterer Versagensmechanismus beobachtet werden.

5. Da sich in den eigenen Versuchen keine Veränderungen des Druckstrebenwinkels θ_{fat} ergaben, können die Ausführungen in [45] bestätigt werden, den Druckstrebenwinkel aus ruhender Belastung auch für den Nachweis der Druckstrebe unter zyklischer Belastung anzusetzen.

6. Aus den Messungen (w_{Test}) und den Berechnungen (w_k) der Biegerissweite wurde der Vorschlag abgeleitet, diese als Indikator für ein einsetzendes Querkraftversagen unter zyklischen Lasten zu verwenden. Die Versuche zeigten, dass unter pulsierenden Lasten w_{Test} vor Aufgehen des Schrägrisses stets größer als w_k nach EC2-1-1, Gl. 7.8 war. Somit kann sicher konstatiert werden, dass bis zum Erreichen von w_k kein Schrägriss auftreten wird.

Da der Kraftfluss durch die Dehnungs- und Verformungsmessungen nur teilweise (im B-Bereich der Balken) bestimmt werden konnte, wurden in Kapitel 6 numerische

Simulationen mit dem Programm ABAQUS (Version 6.10-1, © Dassault Systèmes, 2010) durchgeführt. Sie verdeutlichten den Lastabtrag unter statischen und zyklischen Lasten. Vor den FE-Berechnungen wurden in Kapitel 5 die Materialeigenschaften des Betons erläutert. Dies war wichtig, da innerhalb der FE-Berechnungen das Materialmodell *concrete damaged plasticity* (CDP) verwendet wurde. Darin sind u. a. die Arbeitslinien und die Schädigung des Betons im Druck- wie auch im Zugbereich anzugeben.

Um die Ergebnisse, die aus der Eingabe der Arbeitslinien von Beton und Stahl, der Schädigungen sowie weiterer durch die CDP geforderter Parameter (Dilatanzwinkel ψ, Exzentrizitätsparameter α_e etc.) resultieren, auf Plausibilität zu überprüfen, wurden die FE-Analysen in Kapitel 6.3 anhand eines detailliert dokumentierten Versuches kalibriert. Die Last-Verformungskurve zeigte gute Übereinstimmungen mit dem Versuch. Somit erwies sich ABAQUS/Explicit sowie die CDP als geeignet, die eigenen Versuche numerisch abzubilden.

In Kapitel 6.4 erfolgte die Berechnung der 4 statischen Versuche (V1, V2, V11 und V12). Es ergaben sich gute Übereinstimmungen zwischen den Last-Verformungskurven und den Rissbildern innerhalb der FE-Analysen und den Versuchen. Die Auswertung der Schubspannungen in der Druckzone zeigte, dass mehr als 50 % der Querkraft durch die Druckzone abgetragen werden. Ihr Anteil am Querkraftabtrag wird basierend auf dem Ansatz von NGHIEP [117] und gestützt durch die eigenen FE-Berechnungen mit mindestens 60 % der vorhandenen Querkraft angegeben.

Zyklische Belastungen wurden in Kapitel 6.5 untersucht. Dazu wurde das Ermüdungs-Schädigungs-Modell nach PFANNER [119] vorgestellt. Dessen korrekte rechnerische Umsetzung konnte mittels Kalibrierungsdaten nachgewiesen werden. Somit lag ein Ansatz vor, die Schädigung D^{fat} zu einem bestimmten Zeitpunkt während der Lebensdauer eines Stahlbetonbauteils zu bestimmen. Daraus konnten zu diesem Zeitpunkt neue Arbeitslinien für alle Systempunkte des Betonkörpers bestimmt werden. Für die FE-Berechnungen bedeutet dies vereinfachend: Bestimmung der Schwingbreite aus Ober- und Unterspannungen sowie der Schädigungen in jedem Strukturpunkt des FE-Systems nach dem ersten mit ABAQUS/Explicit abgebildeten Zyklus. Berechnung der Schädigung D^{fat} sowie neuer Materialkennwerte nach n Zyklen in jedem Strukturpunkt des FE-Systems mittels einer Matlabroutine; Übergabe einer neuen Eingabedatei an ABAQUS/Explicit; erneute n Zyklen idealisierende statische Berechnung bis zur Oberlast F_{sup}.

V16a (1. Durchlauf) der eigenen Versuchsreihe V02 machte deutlich, dass mit dem verwendeten Ermüdungs-Schädigungs-Modell die Last-Verformungskurve und das Rissbild eines Stahlbetonbalkens ohne Querkraftbewehrung unter dynamischen Lasten abgebildet werden können. Die dominierende Wirkungsweise der Druckzone bestätigte sich.

Es muss allerdings berücksichtigt werden, dass einige Parameter zur Bestimmung der Arbeitslinie (z. B. die Bruch- und Zerstauchungsenergie (G_{f}, G_{cl}) oder die Betonzugfestigkeit f_{ct}) wie auch der Schädigung D^{fat} (z. B. die Steuerungsparameter der verbliebenen Restenergie des Betons χ_c und χ_t oder die relativen Verzerrungsänderungen $\Delta\bar{\varepsilon}_2$ und $\Delta\bar{\varepsilon}_3$) bislang nur in Grenzen angenommen werden können bzw. wenig erforscht worden sind. Daher besteht hier weiterer Forschungsbedarf.

7.2 Ausblick

Die vorliegende Arbeit beinhaltet die Betrachtung statisch bestimmt gelagerter, gerader Stahlbetonträger. An ihnen konnte gezeigt werden, dass die Bemessungsgleichung in Eurocode 2 gegen ein Ermüdungsversagen infolge Querkraft zutreffend ist. Aus den Versuchsergebnissen ist der Vorschlag abgeleitet worden, die Biegerissweite als Indikator für ein Schubversagen heranzuziehen. Hierzu sind weitere theoretische und experimentelle Untersuchungen nötig.

Da die untersuchten Balken in der Regel im üblichen Hochbau wiederzufinden sind, sich ein Ermüdungsversagen aber hauptsächlich bei Ingenieurbauwerken wie z. B. Brücken einstellen wird, kommt als zusätzlicher Einflussfaktor u. a. der zweiachsige Lastabtrag einer (Brücken-)Platte hinzu. Sie erfuhr bislang keine finale Klärung hinsichtlich ihrer Wirkung beim Querkraftabtrag. Daher sollten plattenartige Bauteile in zukünftigen Forschungsarbeiten weiterführend untersucht werden.

Im Rahmen der Auswertung einer Versuchsserie von SCHLÄFLI/BRÜHWILER [147] sind mehrere Versuche auffällig gewesen, bei denen $V_{\mathrm{Test,max}}/V_{\mathrm{Rm,c}} > 1{,}0$ gewesen ist. Dabei handelte es sich um Versuche, bei denen $a/d = 2{,}6$ betrug. Obwohl die Last per definitionem nicht als auflagernah zu bezeichnen ist, scheint hier ein Einfluss des direkten Lastabtrags vorhanden zu sein. Daher ist der Abminderungsfaktor β für auflagernahe Einzellasten nach EC2-1-1, 6.2.3(8) zu überprüfen und zu erforschen, ob er auch im Falle dynamischer Beanspruchungen verwendet werden kann. Dies betrifft im Übrigen Platten wie Balken.

Zuletzt hat sich einmal mehr die Notwendigkeit gezeigt, ein mechanisch begründetes Modell für die Bemessungsquerkraft $V_{\mathrm{Rd,c}}$ zu entwickeln. Dies stellt seit Jahrzehnten eine wesentliche Herausforderung in der Erforschung von Stahlbetonbauteilen ohne Querkraftbewehrung dar und betrifft, wie dargelegt, nicht nur statische, sondern auch dynamische Belastungen.

Ein wichtiges Hilfsmittel, den Lastabtrag und die Tragmechanismen zu verstehen, stellen numerische Simulationen dar. Dieses Hilfsmittel wurde auch in der vorliegenden Arbeit angewendet. Auf Grund der Komplexität einer FE-Berechnung, die sich bereits bei den untersuchten balkenartigen Bauteilen gezeigt hat, einerseits und den Unsicherheiten auf der Materialseite andererseits, sind auch zukünftig und hinsichtlich plattenartiger Bauteile weitere und tiefergehende Untersuchungen und Betrachtungen nötig.

Anhang A (zu Kapitel 3)

Tabelle A-1: Randbedingungen der Versuche von CHANG/KESLER nach [23]

Versuch Nr.	Form	l [mm]	h [mm]	d [mm]	b_{Steg} [mm]	ρ_l [%]	a/d [-]	f_c' [MPa]	f_{ck} [MPa]
4-3	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	1,86	3,53	31,6	33,20
4-6	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	1,86	3,53	29,3	30,90
4-7	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	1,86	3,53	32,1	33,70
4-8	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	1,86	3,53	32,0	33,60
4-9	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	1,86	3,53	27,0	28,60
4-11	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	1,86	3,53	27,2	28,80
4-12	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	1,86	3,53	29,6	31,20
4-14	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	1,86	3,53	37,3	38,90
4-15	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	1,86	3,53	14,8	16,40
4-16	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	1,86	3,53	29,2	30,80
4-17	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	1,86	3,53	29,6	31,20
4-19	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	1,86	3,53	35,9	37,50
4-20	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	1,86	3,53	38,8	40,40
4-24	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	1,86	3,53	31,7	33,30
4-25	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	1,86	3,53	29,5	31,10
4-26	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	1,86	3,53	32,3	33,90
4-27	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	1,86	3,53	35,3	36,90
4-28	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	1,86	3,53	37,4	39,00
4-29	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	1,86	3,53	37,0	38,60
1-5	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	2,89	3,53	19,9	21,50
2-5	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	2,89	3,53	19,7	21,30
3-5	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	2,89	3,53	25,0	26,60
5-1	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	2,89	3,53	46,5	48,10
5-3	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	2,89	3,53	32,6	34,20
5-4	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	2,89	3,53	37,0	38,60
5-5	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	2,89	3,53	32,2	33,80
5-6	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	2,89	3,53	34,7	36,30
5-8	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	2,89	3,53	34,5	36,10
5-10	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	2,89	3,53	14,9	16,50
5-11	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	2,89	3,53	24,8	26,40
5-12	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	2,89	3,53	28,0	29,60
5-13	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	2,89	3,53	30,6	32,20
5-14	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	2,89	3,53	36,8	38,40
5-15	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	2,89	3,53	33,2	34,80
5-16	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	2,89	3,53	27,6	29,20
5-17	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	2,89	3,53	35,8	37,40
5-18	Über Versuch 5-18 wird nicht näher berichtet („*broke on first loading*“)								
5-19	Über Versuch 5-19 wird nicht näher berichtet („*broke on first loading*“)								
5-20	Rechteck	1524	152,4	136,7	101,6	2,89	3,53	32,7	34,30

Tabelle A-2: Ober-, Unter- und Versagenslast nach EC2, sowie Lastspiele der Versuche [23]

Versuch Nr.	Unterlast F_{sup} [kN]	Oberlast F_{inf} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rm,c}$ [kN]	Anzahl Lastwechsel
4-3	0,9	22,2	11,0	19,8	$2{,}1145 \cdot 10^6$
4-6	0,9	31,1	10,7	19,3	$8{,}0 \cdot 10^2$
4-7	0,9	35,6	11,0	19,9	$2{,}0 \cdot 10^2$
4-8	0,9	26,7	11,0	19,8	$5{,}57 \cdot 10^5$
4-9	0,9	26,7	10,4	18,8	$1{,}68 \cdot 10^4$
4-11	0,9	19,0	10,5	18,8	$1{,}9002 \cdot 10^6$
4-12	0,9	22,2	10,8	19,4	$1{,}1421 \cdot 10^6$
4-14	0,9	24,5	11,6	20,8	$1{,}93 \cdot 10^4$
4-15	0,9	24,5	8,7	15,6	$1{,}94 \cdot 10^3$
4-16	0,9	30,0	10,7	19,3	$4{,}4 \cdot 10^2$
4-17	0,9	31,7	10,8	19,4	$3{,}6 \cdot 10^2$
4-19	0,9	21,9	11,4	20,6	$6{,}6902 \cdot 10^6$
4-20	0,9	20,1	11,7	21,1	10^7
4-24	0,9	24,5	11,0	19,8	$4{,}8224 \cdot 10^6$
4-25	0,9	25,4	10,7	19,3	$1{,}0973 \cdot 10^6$
4-26	0,9	24,5	11,1	19,9	$1{,}4936 \cdot 10^6$
4-27	0,9	25,6	11,4	20,5	$1{,}2504 \cdot 10^6$
4-28	0,9	27,8	11,6	20,9	$5{,}788 \cdot 10^5$
4-29	0,9	26,7	11,5	20,8	$1{,}2076 \cdot 10^6$
1-5	0,9	24,5	11,0	19,8	$1{,}2072 \cdot 10^6$
2-5	0,9	22,2	11,0	19,7	$9{,}761 \cdot 10^5$
3-5	0,9	26,7	11,8	21,3	$4{,}672 \cdot 10^5$
5-1	0,9	28,9	14,4	25,9	10^7
5-3	0,9	33,4	12,8	23,1	$2{,}32 \cdot 10^4$
5-4	0,9	35,6	13,4	24,1	$1{,}7 \cdot 10^3$
5-5	0,9	32,9	12,8	23,0	$4{,}029 \cdot 10^5$
5-6	0,9	28,9	13,1	23,6	$1{,}578717 \cdot 10^7$
5-8	0,9	31,1	13,1	23,5	$1{,}12177 \cdot 10^7$
5-10	0,9	31,1	10,1	18,1	$1{,}0 \cdot 10^2$
5-11	0,9	26,7	11,8	21,2	$3{,}98 \cdot 10^4$
5-12	0,9	35,6	12,2	22,0	$5{,}3 \cdot 10^2$
5-13	0,9	26,7	12,6	22,7	$3{,}6665 \cdot 10^6$
5-14	0,9	31,1	13,3	24,0	$1{,}33 \cdot 10^4$
5-15	0,9	26,7	12,9	23,3	$2{,}39 \cdot 10^5$
5-16	0,9	28,9	12,2	21,9	$4{,}3 \cdot 10^3$
5-17	0,9	28,9	13,2	23,8	$8{,}78 \cdot 10^4$
5-18	Versuch 5-18 wird nicht beschrieben („*broke on first loading*“)				
5-19	Versuch 5-19 wird nicht beschrieben („*broke on first loading*“)				
5-20	0,9	39,5	12,9	23,1	$9{,}0 \cdot 10^2$

Tabelle A-3: Verhältnis Ober- und Unterlast zur Versagenslast sowie Versagensart nach [23]

Versuch Nr.	$V_{Rm,c}$ [kN]	$V_{Ed,max} = F_{sup}$	$\frac{V_{Ed,max}}{V_{Rm,c}}$	$V_{Ed,min} = F_{inf}$	$\frac{V_{Ed,min}}{V_{Rm,c}}$	Versagen
4-3	19,8	11,1	0,56	0,5	0,02	Stahl
4-6	19,3	15,6	0,81	0,5	0,02	Beton
4-7	19,9	17,8	0,90	0,5	0,02	Beton
4-8	19,8	13,4	0,67	0,5	0,02	Beton
4-9	18,8	13,3	0,71	0,5	0,02	Beton
4-11	18,9	9,5	0,50	0,5	0,02	Beton
4-12	19,4	11,1	0,57	0,5	0,02	Beton
4-14	20,8	12,2	0,59	0,5	0,02	Beton
4-15	15,6	12,2	0,78	0,5	0,03	Beton
4-16	19,3	15,0	0,78	0,5	0,02	Beton
4-17	19,4	15,9	0,82	0,5	0,02	Beton
4-19	20,6	11,0	0,53	0,5	0,02	Beton
4-20	21,1	10,0	0,48	0,5	0,02	Durchläufer
4-24	19,8	12,2	0,62	0,5	0,02	Beton
4-25	19,3	12,7	0,66	0,5	0,02	Beton
4-26	19,9	12,2	0,61	0,5	0,02	Stahl
4-27	20,5	12,8	0,62	0,5	0,02	Beton
4-28	20,9	13,9	0,67	0,5	0,02	Beton
4-29	20,8	13,4	0,64	0,5	0,02	Beton
1-5	19,8	12,2	0,62	0,5	0,02	Beton
2-5	19,7	11,1	0,56	0,5	0,02	Beton
3-5	21,3	13,4	0,63	0,5	0,02	Beton
5-1	25,9	14,5	0,56	0,5	0,02	Durchläufer
5-3	23,1	16,7	0,72	0,5	0,02	Beton
5-4	24,1	17,8	0,74	0,5	0,02	Beton
5-5	23,0	16,5	0,71	0,5	0,02	Beton
5-6	23,6	14,5	0,61	0,5	0,02	Beton
5-8	23,5	15,6	0,66	0,5	0,02	Beton
5-10	18,1	15,6	0,86	0,5	0,02	Beton
5-11	21,2	13,4	0,63	0,5	0,02	Beton
5-12	22,0	17,8	0,81	0,5	0,02	Beton
5-13	22,7	13,4	0,59	0,5	0,02	Beton
5-14	24,0	15,6	0,65	0,5	0,02	Beton
5-15	23,3	13,4	0,57	0,5	0,02	Beton
5-16	21,9	14,5	0,66	0,5	0,02	Beton
5-17	23,8	14,5	0,61	0,5	0,02	Beton
5-18	Versuch 5-18 wird nicht beschrieben („*broke on first loading*“)					
5-19	Versuch 5-19 wird nicht beschrieben („*broke on first loading*“)					
5-20	23,1	19,8	0,85	0,5	0,02	Beton

Tabelle A-4: Randbedingungen der Versuche von UEDA/OKAMURA nach [161]

Versuch Nr.	Form	l_{eff} [mm]	h [mm]	d [mm]	b_{Steg} [mm]	ρ_l [%]	a/d [-]	f_c' [MPa]	f_{ck} [MPa]
1 a	Rechteck	3280	500	440	200	0,68	3,5	33,4	35,0
1 b	Rechteck	3280	500	440	200	0,68	3,5	33,4	35,0
2 a	Rechteck	3280	500	440	200	0,68	3,5	45,5	47,1
2 b	Rechteck	3280	500	440	200	0,68	3,5	45,5	47,1
3 a	Rechteck	3280	500	440	200	1,67	3,5	33,4	35,0
3 b	Rechteck	3280	500	440	200	1,67	3,5	33,4	35,0
4 a	Rechteck	3280	500	440	200	1,67	3,5	45,5	47,1
4 b	Rechteck	3280	500	440	200	1,67	3,5	45,5	47,1
5 a	Rechteck	1740	250	220	400	0,68	3,5	34,2	35,8
5 b	Rechteck	1740	250	220	400	0,68	3,5	34,2	35,8
6 a	Rechteck	1740	250	220	400	0,68	3,5	46,0	47,6
6 b	Rechteck	1740	250	220	400	0,68	3,5	46,0	47,6
7 a	Rechteck	1740	250	220	400	1,67	3,5	34,2	35,8
7 b	Rechteck	1740	250	220	400	1,67	3,5	34,2	35,8
8 a	Rechteck	1740	250	220	400	1,67	3,5	46,0	47,6
8 b	Rechteck	1740	250	220	400	1,67	3,5	46,0	47,6

Tabelle A-5: Ober-, Unter- und Versagenslast nach EC2, sowie Lastspiele der Versuche [161]

Versuch Nr.	Rechn. Bruchlast V_{cu} [kN]	Oberlast F_{sup} [kN]	Unterlast F_{inf} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rm,c}$ [kN]	Anzahl Lastwechsel
1 a	69,0	49,7	5,0	42,4	76,3	$5{,}0\cdot10$
1 b	69,0	49,7	29,8	42,4	76,3	$3{,}14\cdot10^5$
2 a	76,0	46,4	4,6	46,8	84,2	$1{,}86\cdot10^3$
2 b	76,0	46,4	27,8	46,8	84,2	$4{,}48\cdot10^5$
3 a	99,0	60,4	24,2	57,2	102,9	$1{,}032\cdot10^3$
3 b	99,0	71,3	35,6	57,2	102,9	$7{,}0\cdot10$
4 a	110,0	67,1	6,7	63,1	113,6	$4{,}3\cdot10^4$
4 b	110,0	79,2	31,7	63,1	113,6	$2{,}3\cdot10^2$
5 a	85,0	58,7	5,9	49,8	89,7	$2{,}45\cdot10^4$
5 b	85,0	58,7	23,5	49,8	89,7	$3{,}41\cdot10^4$
6 a	93,0	56,7	5,7	54,8	98,6	$3{,}11\cdot10^4$
6 b	93,0	56,7 61,4 67,0	22,7 24,6 33,5	54,8	98,6	$3{,}121\cdot10^5$ $2{,}315\cdot10^4$ $3{,}69\cdot10^4$
7 a	115,0	97,8	58,7	67,2	121,0	$4{,}9\cdot10$
7 b	115,0	97,8	9,8	67,2	121,0	$2{,}4\cdot10$
8 a	127,0	99,1	79,2	73,9	133,0	$7{,}06\cdot10^4$
8 b	127,0	108,0 108,0 116,8 116,8	97,2 86,4 93,5 70,1	73,9	133,0	$3{,}984\cdot10^5$ $3{,}87\cdot10^5$ $1{,}235\cdot10^5$ $2{,}67\cdot10^2$

Tabelle A-6: Verhältnis Ober- und Unterlast zur Versagenslast sowie Versagensart nach [161]

Versuch Nr.		$V_{Rm,c}$ [kN]	$V_{Ed,max} = F_{sup}$	$\frac{V_{Ed,max}}{V_{Rm,c}}$	$V_{Ed,min} = F_{inf}$	$\frac{V_{Ed,min}}{V_{Rm,c}}$	Versagen
1	a	76,3	49,7	0,65	5,0	0,07	Beton
1	b	76,3	49,7	0,65	29,8	0,39	Beton
2	a	84,2	46,4	0,55	4,6	0,06	Beton
2	b	84,2	46,4	0,55	27,8	0,33	Durchläufer
		84,2					statisch
3	a	102,9	60,4	0,59	24,2	0,23	Durchläufer
		102,9					statisch
3	b	102,9	71,3	0,69	35,6	0,35	Beton
4	a	113,6	67,1	0,59	6,7	0,06	Beton
4	b	113,6	79,2	0,70	31,7	0,28	Beton
5	a	89,7	58,7	0,65	5,9	0,07	Stahl
5	b	89,7	58,7	0,65	23,5	0,26	Beton
6	a	98,6	56,7	0,58	5,7	0,06	Stahl
6	b	98,6	56,7	0,58	22,7	0,23	Durchläufer
		98,6	61,4	0,62	24,6	0,25	Durchläufer
		98,6	67,0	0,68	33,5	0,34	Beton
7	a	121,0	97,8	0,81	58,7	0,48	Beton
7	b	121,0	97,8	0,81	9,8	0,08	Beton
8	a	133,0	99,1	0,74	79,2	0,60	Beton
8	b	133,0	108,0	0,81	97,2	0,73	Durchläufer
		133,0	108,0	0,81	86,4	0,65	Durchläufer
		133,0	116,8	0,88	93,5	0,70	Durchläufer
		133,0	116,8	0,88	70,1	0,53	Beton

Tabelle A-7: Randbedingungen der Versuche von FREY/THÜRLIMANN nach [53]

Versuch Nr.	Form	l_{eff} [mm]	h [mm]	d [mm]	b_{Steg} [mm]	ρ_l [%]	a/d [-]	β_{WN} [MPa]	f_{ck} [MPa]
BII/1	Rechteck	3200	400	370	300	1,03	4,32	37,2	29,0
BII/2	Rechteck	3200	400	370	300	1,71	4,32	37,5	29,3
BII/3	T	3200	400	370	300	1,71	4,32	37,7	29,4
BII/4	T	3200	400	370	300	1,71	4,32	43,1	33,6
BII/5	T	3200	400	370	300	1,71	4,32	37,9	29,6
BII/6	Rechteck	3200	400	370	300	1,71	4,32	36,7	28,6
BII/7	Rechteck	3200	400	370	300	1,71	4,32	40,5	31,6
BII/8	Rechteck	4800	600	570	450	1,72	4,21	41,7	32,5
BII/9	Rechteck	4800	600	570	450	1,72	4,21	43,3	33,8
BII/10	T	4800	600	570	450	1,72	4,21	53,1	41,4
BII/11	T	4800	600	570	450	1,72	4,21	50,1	39,1

Tabelle A-8: Ober-, Unter- und Versagenslast nach EC2, sowie Lastspiele der Versuche [53]

Versuch Nr.	Oberlast F_{sup} [kN]	Unterlast F_{inf} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rm,c}$ [kN]	Anzahl Lastwechsel (1.Bruch)
BII/1	110,0	10,0	59,8	107,6	$6{,}07 \cdot 10^6$
	165,0	10,0		107,6	$5{,}3 \cdot 10^5$
BII/2	165,0	10,0	71,0	127,7	$2{,}1 \cdot 10^6$
	220,0	10,0		127,7	$3{,}0 \cdot 10^3$
BII/3	220,0	10,0	71,1	128,0	$2{,}58 \cdot 10^3$
BII/4	165,0	10,0	74,3	133,8	$2{,}57 \cdot 10^6$
	220,0	10,0		133,8	$0{,}6 \cdot 10^3$
BII/5	190,0	10,0	71,2	128,2	$2{,}43 \cdot 10^3$
BII/6	190,0	10,0	70,5	126,8	$3{,}3 \cdot 10^6$
	220,0	10,0		126,8	$9{,}7 \cdot 10^4$
BII/7	190,0	10,0	72,8	131,1	$6{,}9 \cdot 10^4$
BII/8	380,0	20,0	156,2	281,2	$4{,}5 \cdot 10^3$
BII/9	254,0	20,0	158,2	284,7	$2{,}49 \cdot 10^6$
	330,0	20,0		284,7	$2{,}5 \cdot 10^6$
	380,0	20,0		284,7	$6{,}4 \cdot 10^4$
BII/10	330,0	20,0	169,3	304,8	$2{,}6 \cdot 10^6$
	380,0	20,0		304,8	$1{,}505 \cdot 10^6$
BII/11	330,0	20,0	166,0	298,8	$2{,}76 \cdot 10^6$
	380,0	200		298,8	$4{,}1 \cdot 10^5$

Tabelle A-9: Verhältnis Ober- und Unterlast zur Versagenslast sowie Versagensart nach [53]

Versuch Nr.	$V_{Rm,c}$ [kN]	$V_{Ed,max} = F_{sup}$	$\frac{V_{Ed,max}}{V_{Rm,c}}$	$V_{Ed,min} = F_{inf}$	$\frac{V_{Ed,min}}{V_{Rm,c}}$	Versagen
BII/1	107,6	55,0	0,51	5,0	0,05	Durchläufer
	107,6	82,5	0,77	5,0	0,05	Stahl
BII/2	127,7	82,5	0,65	5,0	0,04	Durchläufer
	127,7	110,0	0,86	5,0	0,04	Beton
BII/3	128,0	110,0	0,86	5,0	0,04	Beton
BII/4	133,8	82,5	0,62	5,0	0,04	Durchläufer
	133,8	110,0	0,82	5,0	0,04	Beton
BII/5	128,2	95,0	0,74	5,0	0,04	Beton
BII/6	126,8	95,0	0,75	5,0	0,04	Durchläufer
	126,8	110,0	0,87	5,0	0,04	Beton
BII/7	131,1	95,0	0,72	5,0	0,04	Beton
BII/8	281,2	190,0	0,68	10,0	0,04	Beton
BII/9	284,7	127,5	0,45	10,0	0,04	Durchläufer
	284,7	165,0	0,58	10,0	0,04	Durchläufer
	284,7	190,0	0,67	10,0	0,04	Beton
BII/10	304,8	165,0	0,54	10,0	0,03	Durchläufer
	304,8	190,0	0,62	10,0	0,03	Beton
BII/11	298,8	165,0	0,55	10,0	0,03	Durchläufer
	298,8	190,0	0,64	10,0	0,03	Beton

Tabelle A-10: Randbedingungen der Versuche von MARKWORTH et al. [101]

Versuch Nr.	Form	l_{eff} [mm]	h [mm]	d [mm]	b_{Steg} [mm]	ρ_l [%]	a/d [-]	β_{WS} [MPa]	f_{ck} [MPa]
H 1/1	Rechteck	2800	350	300	300	1,69	3,5	20,0	11,7
H 1/2	Rechteck	2800	350	300	300	1,69	3,5	20,0	11,7
H 1/3	Rechteck	2800	350	300	300	1,69	3,5	20,0	11,7
H 1/4	Rechteck	2800	350	300	300	1,69	3,5	20,0	11,7
H 1/5	Rechteck	2800	350	300	300	1,69	3,5	20,0	11,7
H 2/1	Rechteck	2800	350	300	300	1,69	3,5	40,0	27,3
H 2/2	Rechteck	2800	350	300	300	1,69	3,5	40,0	27,3
H 2/3	Rechteck	2800	350	300	300	1,69	3,5	40,0	27,3
H 2/4	Rechteck	2800	350	300	300	1,69	3,5	40,0	27,3
H 2/5	Rechteck	2800	350	300	300	1,69	3,5	40,0	27,3
H 3/1	Rechteck	2800	350	300	300	1,69	3,5	30,0	19,5
H 3/2	Rechteck	2800	350	300	300	1,69	3,5	30,0	19,5

Tabelle A-11: Ober-, Unter- und Versagenslast nach EC2, sowie Lastspiele der Versuche [101]

Versuch Nr.	Oberlast F_{sup} [kN]	Unterlast F_{inf} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rm,c}$ [kN]	Anzahl Lastwechsel
H 1/1	60,0 70,0	18,0 21,0	44,2	79,6	$2{,}08\cdot10^6$ $6{,}4\cdot10^5$
H 1/2	Statischer Versuch als Referenz: V_u = 119,0 kN				
H 1/3	60,0 70,0	18,0 21,0	44,2	79,6	$2{,}34\cdot10^6$ $8{,}7\cdot10^5$
H 1/4	60,0 70,0	18,0 21,0	44,2	79,6	$2{,}0\cdot10^6$ $6{,}9\cdot10^5$
H 1/5	60,0 70,0	18,0 21,0	44,2	79,6	$2{,}0\cdot10^6$ $5{,}0\cdot10^4$
H 2/1	70,0 80,0	21,0 24,0	58,6	105,5	$2{,}16\cdot10^6$ $8{,}5\cdot10^5$
H 2/2	60,0 70,0 80,0	18,0 21,0 24,0	58,6	105,5	$2{,}0\cdot10^6$ $2{,}0\cdot10^6$ $1{,}3\cdot10^4$
H 2/3	70,0 80,0 90,0 100,0 110,0	21,0 24,0 27,0 30,0 33,0	58,6	105,5	$2{,}0\cdot10^6$ $2{,}0\cdot10^6$ $2{,}0\cdot10^6$ $2{,}0\cdot10^6$ $3{,}38\cdot10^5$
H 2/4	90,0	27,0	58,6	105,5	$4{,}6\cdot10^4$
H 2/5	Statischer Versuch als Referenz: V_u = 167,2 kN				
H 3/1	60,0 70,0 80,0	18,0 21,0 24,0	52,4	94,4	$2{,}0\cdot10^6$ $2{,}0\cdot10^6$ $5{,}0\cdot10^3$
H 3/2	60,0 70,0 80,0	18,0 21,0 24,0	52,4	94,4	$2{,}0\cdot10^6$ $2{,}0\cdot10^6$ $1{,}47\cdot10^5$

Tabelle A-12: Verhältnis Ober- und Unterlast zur Versagenslast sowie Versagensart nach [101]

Versuch Nr.	$V_{Rm,c}$ (V_u) [kN]	$V_{Ed,max} = F_{sup}$	$V_{Ed,max}/V_{Rm,c}$ ($V_{Ed,max}/V_u$)	$V_{Ed,min} = F_{inf}$	$V_{Ed,min}/V_{Rm,c}$ ($V_{Ed,min}/V_u$)	Versagen
H 1/1	79,6 (115,0)	30,0 35,0	0,38 (0,25) 0,44 (0,29)	9,0 10,5	0,11 (0,08) 0,13 (0,09)	Durchläufer Beton
H 1/2	Statischer Versuch als Referenz: V_u = 119,0 kN					
H 1/3	79,6 (115,0)	30,0 35,0	0,38 (0,25) 0,44 (0,29)	9,0 10,5	0,11 (0,08) 0,13 (0,09)	Durchläufer Beton
H 1/4	79,6 (115,0)	30,0 35,0	0,38 (0,25) 0,44 (0,29)	9,0 10,5	0,11 (0,08) 0,13 (0,09)	Durchläufer Beton
H 1/5	79,6 (115,0)	30,0 35,0	0,38 (0,25) 0,44 (0,29)	9,0 10,5	0,11 (0,08) 0,13 (0,09)	Durchläufer Beton
H 2/1	105,5 (115,0)	35,0 40,0	0,33 (0,21) 0,38 (0,24)	10,5 12,0	0,10 (0,06) 0,11 (0,07)	Durchläufer Beton
H 2/2	105,5 (115,0)	30,0 35,0 40,0	0,28 (0,18) 0,33 (0,21) 0,38 (0,24)	9.0 10,5 12,0	0,09 (0,05) 0,10 (0,06) 0,11 (0,07)	Durchläufer Durchläufer Beton
H 2/3	105,5 (115,0)	35,0 40,0 45,0 50,0 55,0	0,33 (0,21) 0,38 (0,24) 0,43 (0,27) 0,47 (0,30) 0,52 (0,33)	10,5 12,0 13,5 15,0 16,5	0,10 (0,06) 0,11 (0,07) 0,13 (0,08) 0,14 (0,09) 0,16 (0,10)	Durchläufer Durchläufer Durchläufer Durchläufer Beton
H 2/4	105,5 (115,0)	45,0	0,43 (0,27)	13,5	0,13 (0,08)	Beton
H 2/5	Statischer Versuch als Referenz: V_u = 167,2 kN					
H 3/1	94,4	30,0 35,0 40,0	0,32 0,37 0,42	9,0 10,5 12,0	0,10 0,11 0,13	Durchläufer Durchläufer Beton
H 3/2	94,4	30,0 35,0 40,0	0,32 0,37 0,42	9,0 10,5 12,0	0,10 0,11 0,13	Durchläufer Durchläufer Beton

In (…) sind die Werte bezogen auf die Referenzversuche angegeben. Für die Versuche H 3/1 und H 3/2 wurde kein Referenzversuch durchgeführt.

Tabelle A-13: Randbedingungen der Biegeversuche von SCHLÄFLI/BRÜHWILER nach [147]

Versuch Nr.	Form	l_{eff} [mm]	h [mm]	d [mm]	b_{Steg} [mm]	ρ_l [%]	a/d [-]	f_{cyl} [MPa]	f_{ck} [MPa]
Fat 1	Rechteck	2500	150	124	400	0,68	5,04	35,0	31,0
Fat 2	Rechteck	2500	150	124	400	0,68	5,04	35,0	31,0
Fat 3	Rechteck	2500	150	124	400	1,37	5,04	35,0	31,0
Fat 4	Rechteck	2500	150	124	400	1,37	5,04	35,0	31,0
Fat 5	Rechteck	2500	150	124	400	1,37	5,04	35,0	31,0
Fat 6	Rechteck	2500	150	124	400	1,37	5,04	35,0	31,0
Fat 7	Rechteck	2500	150	124	400	0,68	5,04	35,0	31,0
Fat 8	Rechteck	2500	150	124	400	0,68	5,04	35,0	31,0
Fat 9	Rechteck	2500	150	124	400	1,6	5,04	35,0	31,0
Fat 10	Rechteck	2500	150	124	400	1,6	5,04	35,0	31,0
Fat 11	Rechteck	2500	150	124	400	1,6	5,04	35,0	31,0
Fat 12	Rechteck	2500	150	124	400	1,6	5,04	35,0	31,0
Fat 13	Rechteck	2500	150	124	400	1,37	5,04	35,0	31,0
Fat 14	Rechteck	2500	150	124	400	1,37	5,04	35,0	31,0
Fat 15	Rechteck	2500	150	124	400	1,37	5,04	35,0	31,0
Fat 16	Rechteck	2500	150	124	400	1,37	5,04	35,0	31,0

Tabelle A-14: Ober-, Unter- und Versagenslast nach EC2, sowie Lastspiele der Versuche [147]

Versuch Nr.		Oberlast F_{sup} [kN]	Unterlast F_{inf} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rm,c}$ [kN]	Anzahl Lastwechsel
Fat 1		23,9	2,4	27,4	49,3	$1{,}46 \cdot 10^5$
Fat 2	a	11,4	1,9	27,4	49,3	$1{,}1 \cdot 10^7$
	b	15,0	2,0			$1{,}07 \cdot 10^7$
Fat 3		35,9	3,6	34,6	49,3	$4{,}45 \cdot 10^5$
Fat 4	a	30,2	3,0	34,6	62,3	$2{,}04176 \cdot 10^7$
	b	35,9	3,6			$7{,}248 \cdot 10^5$
Fat 5		32,2	3,2	34,6	62,3	$1{,}76 \cdot 10^7$
Fat 6		29,6	3,0	34,6	62,3	$4{,}45 \cdot 10^5$
Fat 7		26,1	13,8	27,4	49,3	$1{,}23 \cdot 10^6$
Fat 8	a	18,4	6,3	27,4	49,3	$6{,}45 \cdot 10^5$
	b	20,9	3,5			$5{,}84 \cdot 10^4$
Fat 9		46,3	13,9	34,6	65,6	$7{,}45 \cdot 10^5$
Fat 10		40,8	12,2	36,4	65,6	$2{,}44 \cdot 10^6$
Fat 11		37,3	11,2	36,4	65,6	$3{,}93 \cdot 10^6$
Fat 12		34,6	10,4	36,4	65,6	$1{,}71 \cdot 10^7$
Fat 13		34,6	10,4	36,4	65,6	$1{,}31 \cdot 10^8$
Fat 14		40,0	12,0	34,6	62,3	$6{,}2 \cdot 10^5$
Fat 15		35,9	10,8	34,6	62,3	$1{,}31 \cdot 10^6$
Fat 16	a	7,8	2,3	34,6	62,3	$1{,}0 \cdot 10^6$
	b	9,9	3,0			$1{,}0 \cdot 10^6$
	c	12,0	3,6			$5{,}2106 \cdot 10^6$
	d	16,1	4,8			$1{,}0 \cdot 10^6$
	e	32,0	9,7			$8{,}449 \cdot 10^6$

Tabelle A-15: Verhältnis Ober- und Unterlast zur Versagenslast sowie Versagensart nach [147]

Versuch Nr.		$V_{Rm,c}$ (V_u) [kN]	$V_{Ed,max} = F_{sup}$	$V_{Ed,max}/V_{Rm,c}$ ($V_{Ed,max}/V_u$)	$V_{Ed,min} = F_{inf}$	$V_{Ed,min}/V_{Rm,c}$ ($V_{Ed,min}/V_u$)	Versagen
Fat 1		49,3 (30,7)	23,9	0,49 (0,78)	2,4	0,05 (0,08)	Stahl
Fat 2	a	49,3	11,4	0,23 (0,37)	1,9	0,04 (0,06)	Durchläufer
	b	(30,7)	15,0	0,30 (0,49)	2,0	0,04 (0,06)	Durchläufer
Fat 3		49,3 (30,7)	35,9	0,58 (0,69)	3,6	0,06 (0,07)	Stahl
Fat 4	a	62,3	30,2	0,48 (0,58)	3,0	0,05 (0,06)	Durchläufer
	b	(52,0)	35,9	0,58 (0,69)	3,6	0,06 (0,07)	Stahl
Fat 5		62,3 (52,0)	32,2	0,52 (0,62)	3,2	0,05 (0,06)	Stahl
Fat 6		62,3 (52,0)	29,6	0,48 (0,57)	3,0	0,05 (0,06)	Stahl
Fat 7		49,3 (30,7)	26,1	0,53 (0,85)	13,8	0,28 (0,45)	Stahl
Fat 8	a	49,3	18,4	0,37 (0,60)	6,3	0,13 (0,20)	Stahl
	b	(30,7)	20,9	0,42 (0,68)	3,5	0,07 (0,12)	Durchläufer
Fat 9		65,6	46,3	0,71	13,9	0,21	Stahl
Fat 10		65,6	40,8	0,62	12,2	0,19	Stahl
Fat 11		65,6	37,3	0,57	11,2	0,17	Stahl
Fat 12		65,6	34,6	0,53	10,4	0,16	Stahl
Fat 13		65,6	34,6	0,53	10,4	0,16	Stahl
Fat 14		62,3 (52,0)	40,0	0,64 (0,77)	12,0	0,19 (0,23)	Stahl
Fat 15		62,3 (52,0)	35,9	0,58 (0,69)	10,8	0,17 (0,21)	Stahl
Fat 16	a	62,3	7,8	0,13 (0,15)	2,3	0,04 (0,05)	Durchläufer
	b	(52,0)	9,9	0,16 (0,19)	3,0	0,05 (0,06)	Durchläufer
	c		12,0	0,19 (0,23)	3,6	0,06 (0,07)	Durchläufer
	d		16,1	0,26 (0,31)	4,8	0,08 (0,09)	Durchläufer
	e		32,0	0,52 (0,62)	9,7	0,16 (0,19)	Stahl

In (…) sind die Werte bezogen auf die Referenzversuche angegeben. Für die Versuche Fat 9 - Fat 13 wurden kein Referenzversuche durchgeführt.

Tabelle A-16: Randbedingungen der Schubversuche von SCHLÄFLI/BRÜHWILER nach [147]

Versuch Nr.	Form	l_{eff} [mm]	h [mm]	d [mm]	b_{Steg} [mm]	ρ_l [%]	a/d [-]	f_{cyl} [MPa]	f_{ck} [MPa]
Fat 17	Rechteck	2200	200	173	400	1,56	2,6	35,0	31,0
Fat 18	Rechteck	2200	200	173	400	1,56	2,6	35,0	31,0
Fat 19	Rechteck	2200	200	173	400	1,56	2,6	35,0	31,0
Fat 20	Rechteck	2200	200	173	400	1,56	2,6	35,0	31,0
Fat 21	Rechteck	2200	200	173	400	1,56	2,6	35,0	31,0
Fat 22	Rechteck	2200	200	173	400	1,56	2,6	35,0	31,0
Fat 24	Rechteck	2200	200	173	400	1,56	2,6	35,0	31,0
Fat 25	Rechteck	2200	200	173	400	1,56	2,6	35,0	31,0
Fat 26	Rechteck	2200	200	173	400	1,56	2,6	35,0	31,0

Tabelle A-17: Ober-, Unter- und Versagenslast nach EC2, Lastspiele der Versuche [147]

Versuch Nr.		Oberlast F_{sup} [kN]	Unterlast F_{inf} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rm,c}$ [kN]	Anzahl Lastwechsel
Fat 17	a	73,7	15,6	50,4	90,8	$1{,}0 \cdot 10^7$
	b	82,9	13,4			$1{,}0 \cdot 10^7$
	c	96,7	15,6			$1{,}1061 \cdot 10^6$
Fat 18	a	76,0	13,7	50,4	90,8	$1{,}0 \cdot 10^7$
	b	85,2	15,6			$7{,}7124 \cdot 10^6$
Fat 19		96,7	18,5	50,4	90,8	$4{,}0313 \cdot 10^6$
Fat 20	a	92,1	17,6	50,4	90,8	$2{,}0 \cdot 10^7$
	b	94,4	16,8			$1{,}27085 \cdot 10^7$
	c	99,0	17,6			$1{,}03385 \cdot 10^7$
	d	101,3	18,2			$3{,}1462 \cdot 10^6$
Fat 21		96,7	17,0	50,4	90,8	$1{,}13 \cdot 10^6$
Fat 22		94,4	17,7	50,4	90,8	$1{,}09697 \cdot 10^7$
Fat 24	a	34,5	7,1	50,4	90,8	$4{,}0 \cdot 10^6$
	b	43,7	8,7			$2{,}0 \cdot 10^6$
	c	50,7	9,9			$2{,}0 \cdot 10^6$
	d	57,6	11,1			$2{,}0 \cdot 10^6$
	e	64,5	12,9			$6{,}0 \cdot 10^6$
	f	71,4	14,1			$2{,}0 \cdot 10^6$
	g	80,6	15,6			$2{,}0 \cdot 10^6$
	h	87,5	17,2			$3{,}6708 \cdot 10^6$
	i	94,4	18,5			$4{,}3193 \cdot 10^6$
	j	101,3	18,4			$1{,}7787 \cdot 10^6$
Fat 25	a	36,8	6,0	50,4	90,8	$4{,}0 \cdot 10^6$
	b	43,7	8,2			$2{,}0 \cdot 10^6$
	c	53,0	9,4			$2{,}0 \cdot 10^6$
	d	59,9	10,6			$2{,}0 \cdot 10^6$
	e	66,8	12,6			$6{,}0 \cdot 10^6$
	f	73,7	13,3			$2{,}0 \cdot 10^6$
	g	80,6	14,8			$2{,}0 \cdot 10^6$
	h	87,5	16,6			$3{,}6708 \cdot 10^6$
Fat 26	a	96,7	19,3	50,4	90,8	$2{,}0 \cdot 10^4$
	b	112,8	22,6			$1{,}205 \cdot 10^4$

Tabelle A-18: Verhältnis Ober- und Unterlast zur Versagenslast sowie Versagensart nach [147]

Versuch Nr.		$V_{Rm,c}$ (V_u) [kN]	$V_{Ed,max} = F_{sup}$	$V_{Ed,max}/V_{Rm,c}$ ($V_{Ed,max}/V_u$)	$V_{Ed,min} = F_{inf}$	$V_{Ed,min}/V_{Rm,c}$ ($V_{Ed,min}/V_u$)	Versagen
Fat 17	a	90,8	73,7	0,81 (0,32)	15,6	0,17 (0,07)	Durchläufer
	b	(230,3)	82,9	0,91 (0,36)	13,4	0,15 (0,06)	Durchläufer
	c		96,7	1,07 (0,42)	15,6	0,17 (0,07)	Stahl
Fat 18	a	90,8	76,0	0,84 (0,33)	13,7	0,15 (0,06)	Durchläufer
	b	(230,3)	85,2	0,94 (0,37)	15,6	0,17 (0,07)	Durchläufer
Fat 19		90,8 (230,3)	96,7	1,07 (0,42)	18,5	0,20 (0,08)	Stahl
Fat 20	a	90,8	92,1	1,01 (0,40)	17,6	0,19 (0,08)	Durchläufer
	b	(230,3)	94,4	1,04 (0,41)	16,8	0,19 (0,07)	Durchläufer
	c		99,0	1,09 (0,43)	17,6	0,19 (0,08)	Durchläufer
	d		101,3	1,12 (0,44)	18,2	0,20 (0,08)	Stahl
Fat 21		90,8 (230,3)	96,7	1,07 (0,42)	17,0	0,19 (0,07)	Stahl
Fat 22		90,8 (230,3)	94,4	1,04 (0,41)	17,7	0,20 (0,08)	Stahl
Fat 24	a	90,8	34,5	0,38 (0,15)	7,1	0,08 (0,03)	Durchläufer
	b	(230,3)	43,7	0,48 (0,19)	8,7	0,10 (0,04)	Durchläufer
	c		50,7	0,56 (0,22)	9,9	0,11 (0,04)	Durchläufer
	d		57,6	0,64 (0,25)	11,1	0,12 (0,05)	Durchläufer
	e		64,5	0,71 (0,28)	12,9	0,14 (0,06)	Durchläufer
	f		71,4	0,79 (0,31)	14,1	0,15 (0,06)	Durchläufer
	g		80,6	0,89 (0,35)	15,6	0,17 (0,07)	Durchläufer
	h		87,5	0,96 (0,38)	17,2	0,19 (0,07)	Durchläufer
	i		94,4	1,04 (0,41)	18,5	0,20 (0,08)	Durchläufer
	j		101,3	1,12 (0,44)	18,4	0,20 (0,08)	Stahl
Fat 25	a	90,8	36,8	0,41 (0,16)	6,0	0,07 (0,03)	Durchläufer
	b	(230,3)	43,7	0,48 (0,19)	8,2	0,09 (0,04)	Durchläufer
	c		53,0	0,58 (0,23)	9,4	0,10 (0,04)	Durchläufer
	d		59,9	0,66 (0,26)	10,6	0,12 (0,05)	Durchläufer
	e		66,8	0,74 (0,29)	12,6	0,14 (0,05)	Durchläufer
	f		73,7	0,81 (0,32)	13,3	0,15 (0,06)	Durchläufer
	g		80,6	0,89 (0,35)	14,8	0,16 (0,06)	Durchläufer
	h		87,5	0,96 (0,38)	16,6	0,18 (0,07)	Durchläufer
Fat 26	a	90,8	96,7	1,07 (0,42)	19,3	0,21 (0,08)	Durchläufer
	b	(230,3)	112,8	1,24 (0,49)	22,6	0,25 (0,10)	Durchläufer

In (…) sind die Werte bezogen auf die Referenzversuche angegeben. Die statische Bruchlast betrug F_u = 307 kN. Beim vorliegenden System bedeutet dies eine Versagenslast V_u von $V_u = 3/4 \cdot 307$ kN = 230,3 kN.

Tabelle A-19: Randbedingungen der Schubversuche von ZANUY et al. nach [176]

Versuch Nr.	Form	l_{eff} [mm]	h [mm]	d [mm]	b_{Steg} [mm]	ρ_l [%]	a/d [-]	f_c [MPa]	f_{ck} [MPa]
VA1	Rechteck	4000	300	260	300	2,51	5,2	25,0	26,6
VB1	Rechteck	4000	300	260	300	0,64	5,2	25,0	26,6
VB2	Rechteck	4000	300	260	300	0,64	5,2	25,0	26,6

Tabelle A-20: Ober-, Unter- und Versagenslast nach EC2, sowie Lastspiele der Versuche [176]

Versuch Nr.	Oberlast F_{sup} [kN]	Unterlast F_{inf} [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rm,c}$ [kN]	Anzahl Lastwechsel
VA1	120,0	50,0	57,48	103,46	$5{,}6596 \cdot 10^4$
VB1	50,0	5,0	36,45	65,61	$1{,}66684 \cdot 10^5$
VB2	50,0	20,0	36,45	65,61	$1{,}70718 \cdot 10^5$

Tabelle A-21: Verhältnis Ober- und Unterlast zur Versagenslast sowie Versagensart nach [176]

Versuch Nr.	$V_{Rm,c}$ [kN]	$V_{Ed,max} = F_{sup}$	$V_{Ed,max}/V_{Rm,c}$	$V_{Ed,min} = F_{inf}$	$V_{Ed,min}/V_{Rm,c}$	Versagen
VA1	103,46	60,0	0,58	25,0	0,24	Beton
VB1	65,61	25,0	0,38	2,5	0,04	Stahl
VB2	65,61	25,0	0,38	10,0	0,15	Stahl

Tabelle A-22: Auswertung der Versuche von CHANG/KESLER [23] nach MC10

Versuch Nr.	$V_{Rm,c}$ [kN]	Oberlast F_{sup} [kN]	V_{max} [kN]	Versagen	Anzahl Lastwechsel n	$\log N = 10(1-V_{max}/V_{Rm})$	Bruchlast-spielzahl N
4-3	24,15	22,24	11,12	Stahl	2.114.500	5,40	248.541
4-6	19,73	31,14	15,57	Beton	800	2,11	128
4-7	19,18	35,59	17,80	Beton	200	0,72	5
4-8	22,30	26,69	13,35	Beton	557.000	4,02	10.381
4-9	20,51	26,69	13,35	Beton	16.800	3,49	3.113
4-11	24,00	18,99	9,50	Beton	1.902.200	6,04	1.106.985
4-12	23,38	22,24	11,12	Beton	1.142.100	5,24	175.503
4-14	25,10	24,47	12,24	Beton	19.300	5,13	133.360
4-15	16,03	24,47	12,24	Beton	1.940	2,37	232
4-16	20,08	30,03	15,02	Beton	444	2,52	332
4-17	19,63	31,72	15,86	Beton	6.690.200	1,92	83
4-19	25,91	21,89	10,95	Beton	6.690.200	5,78	596.906
4-20	27,94	20,11	10,06	Durchläufer	10.000.000	6,40	2.520.245
4-24	23,15	24,47	12,24	Beton	4.822.400	4,71	51.813
4-25	21,97	25,35	12,68	Beton	1.097.300	4,23	16.982
4-26	23,36	24,47	12,24	Stahl	1.493.600	4,76	57.984
4-27	23,91	25,58	12,79	Beton	1.250.400	4,65	44.668
4-28	23,62	27,8	13,90	Beton	578.800	4,11	13.013
4-29	23,97	26,69	13,35	Beton	1.207.600	4,43	27.106
1-5	21,44	24,47	12,24	Beton	1.207.200	4,29	19.635
2-5	22,08	22,24	11,12	Beton	976.100	4,96	92.057
3-5	23,17	26,69	13,35	Beton	467.200	4,24	17.403
5-1	30,57	28,91	14,46	Durchläufer	10.000.000	5,27	187.074
5-3	24,07	33,36	16,68	Beton	23.200	3,07	1.174
5-4	24,90	35,59	17,80	Beton	1.700	2,85	714
5-5	24,06	32,92	16,46	Beton	402.900	3,16	1.443
5-6	26,39	28,91	14,46	Beton	15.787.170	4,52	33.354
5-8	25,51	31,14	15,57	Beton	11.217.700	3,90	7.889
5-10	16,97	31,14	15,57	Beton	100	0,82	7
5-11	23,08	26,69	13,35	Beton	39.800	4,22	16.517
5-12	21,68	35,59	17,80	Beton	530	1,79	62
5-13	25,60	26,69	13,35	Beton	3.666.500	4,79	61.166
5-14	26,35	31,14	15,57	Beton	13.300	4,09	12.325
5-15	26,66	26,69	13,35	Beton	239.000	4,99	98.506
5-16	23,56	28,91	14,46	Beton	4.300	3,86	7.319
5-17	26,81	28,91	14,46	Beton	87.800	4,61	40.537
5-18	Über Versuch 5-18 wird nicht näher berichtet („*broke on first loading*“)						
5-19	Über Versuch 5-18 wird nicht näher berichtet („*broke on first loading*“)						
5-20	22,28	39,5	19,75	Beton	900	1,14	14

Tabelle A-23: Auswertung der Versuche von UEDA/OKAMURA [161] nach MC10

Versuch Nr.	$V_{Rm,c}$ [kN]	Oberlast F_{sup} [kN]	V_{max} [kN]	Versagen	Anzahl Lastwechsel n	$\log N = 10(1-V_{max}/V_{Rm})$	Bruchlast-spielzahl N
1a	111,78	49,68	49,68	Beton	50	5,56	359.518
1b	111,76	49,68	49,68	Beton	314.000	5,55	358.805
2a	134,29	46,36	46,36	Beton	1.860	6,55	3.529.499
2b	134,26	46,36	46,36	Durchläufer	448.000	6,55	3.524.329
3a	141,42	60,39	60,39	Durchläufer	1.032	5,73	536.731
3b	133,76	71,28	71,28	Beton	70	4,67	46.900
4a	159,05	67,1	67,1	Beton	43.000	5,78	604.106
4b	149,89	79,2	79,2	Beton	230	4,72	52.030
5a	121,42	58,65	58,65	Stahl	24.500	5,17	147.797
5b	121,39	58,65	58,65	Beton	34.100	5,17	147.445
6a	142,86	56,73	56,73	Stahl	31.100	6,03	1.068.756
6b	142,83	56,73	56,73	Durchläufer	312.100	6,03	1.066.745
	137,10	61,38	61,38	Durchläufer	23.150	5,52	333.352
	130,80	66,96	66,96	Beton	36.900	4,88	76.012
7a	138,79	97,75	97,75	Beton	49	2,96	906
7b	138,75	97,75	97,75	Beton	24	2,96	902
8a	159,79	99,06	99,06	Beton	70.600	3,80	6.321
8b	153,82	107,95	107,95	Durchläufer	398.400	2,98	960
	153,78	107,95	107,95	Durchläufer	387.000	2,98	956
	148,24	116,84	116,84	Durchläufer	123.500	2,12	131
	148,20	116,84	116,84	Beton	267	2,12	131

Tabelle A-24: Auswertung der Versuche von FREY/THÜRLIMANN [53] nach MC10

Versuch Nr.	$V_{Rm,c}$ [kN]	Oberlast F_{sup} [kN]	V_{max} [kN]	Versagen	Anzahl Lastwechsel n	$\log N = 10(1-V_{max}/V_{Rm})$	Bruchlast-spielzahl N
BII/1	123,13	110,0	55,0	Durchläufer	6.070.000	5,53	341.366
	98,01	165,0	82,5	Stahl	530.000	1,58	38
BII/2	126,57	165,0	82,5	Durchläufer	2.100.000	3,48	3.034
	108,87	220,0	110,0	Beton	3.000	-0,10	1
BII/3	109,08	220,0	110,0	Beton	2.580	-0,08	1
BII/4	136,00	165,0	82,5	Durchläufer	2.570.000	3,93	8.591
	116,87	220,0	110,0	Beton	600	0,59	4
BII/5	118,46	190,0	95,0	Beton	2.430	1,98	96
BII/6	116,51	190,0	95,0	Durchläufer	3.300.000	1,85	70
	107,52	220,0	110,0	Beton	97.000	-0,23	1
BII/7	122,59	190,0	95,0	Beton	69.000	2,25	178
BII/8	276,93	380,0	190,0	Beton	4.500	3,14	1.377
BII/9	336,11	254,0	127,0	Durchläufer	2.490.000	6,22	1.665.275
	301,61	330,0	165,0	Durchläufer	2.500.000	4,53	33.833
	282,47	380,0	190,0	Beton	64.000	3,27	1.877
BII/10	334,89	330,0	165,0	Durchläufer	2.600.000	5,07	118.289
	313,59	380,0	190,0	Beton	1.505.000	3,94	8.732
BII/11	324,87	330,0	165,0	Durchläufer	2.760.000	4,92	83.379
	304,08	380,0	190,0	Beton	410.000	3,75	5.645

Rot gekennzeichnete Zahlenwerte stellen negative Werte von log N dar. Diese führen zu Bruchlastspielzahlen $N \leq 1,0$.

Tabelle A-25: Auswertung der Versuche von MARKWORTH et al. [101] MC10

Versuch Nr.	$V_{Rm,c}$ [kN]	Oberlast F_{sup} [kN]	V_{max} [kN]	Versagen	Anzahl Lastwechsel n	$\log N = 10(1-V_{max}/V_{Rm})$	Bruchlast-spielzahl N
H 1/1	96,58	60,0	30,0	Durchläufer	2.080.000	6,89	7.831.654
	92,41	70,0	35,0	Beton	640.000	6,21	1.630.915
H 1/2							
H 1/3	96,58	60,0	30,0	Durchläufer	2.340.000	6,89	7.831.654
	92,41	70,0	35,0	Beton	870.000	6,21	1.630.915
H 1/4	96,58	60,0	30,0	Durchläufer	2.000.000	6,89	7.831.654
	92,41	70,0	35,0	Beton	690.000	6,21	1.630.915
H 1/5	96,58	60,0	30,0	Durchläufer	2.000.000	6,89	7.831.654
	92,41	70,0	35,0	Beton	5.0000	6,21	1.630.915
H 2/1	142,73	70,0	35,0	Durchläufer	2.16.0000	7,55	35.299.190
	136,85	80,0	40,0	Beton	850.000	7,08	11.940.384
H 2/2	149,14	60,0	30,0	Durchläufer	2.000.000	7,99	97.365.347
	142,73	70,0	35,0	Durchläufer	2.000.000	7,55	35.299.190
	136,85	80,0	40,0	Beton	13.000	7,08	11.940.384
H 2/3	142,73	70,0	35,0	Durchläufer	2.000.000	7,55	35.299.190
	136,85	80,0	40,0	Durchläufer	2.000.000	7,08	11.940.384
	131,43	90,0	45,0	Durchläufer	2.000.000	6,58	3.768.470
	126,43	100,0	50,0	Durchläufer	2.000.000	6,05	1.109.699
	121,79	110,0	55,0	Beton	338.000	5,48	304.887
H 2/4	131,43	90,0	45,0	Beton	46.000	6,58	3.768.470
H 2/5							
H 3/1	125,47	60,0	30,0	Durchläufer	2.000.000	7,61	40.644.840
	120,07	70,0	35,0	Durchläufer	2.000.000	7,08	12.159.845
	115,11	80,0	40,0	Beton	5.000	6,52	3.349.432
H 3/2	125,47	60,0	30,0	Durchläufer	2.000.000	7,61	40.644.840
	120,07	70,0	35,0	Durchläufer	2.000.000	7,08	12.159.845
	115,11	80,0	40,0	Beton	147.000	6,52	3.349.432

Tabelle A-26: Auswertung der Biegeversuche von SCHLÄFLI/BRÜHWILER [147] nach MC10

Versuch Nr.	$V_{Rm,c}$ [kN]	Oberlast F_{sup} [kN]	V_{max} [kN]	Versagen	Anzahl Lastwechsel n	$\log N = 10(1-V_{max}/V_{Rm})$	Bruchlast-spielzahl N
Fat 1	58,09	45,30	22,65	Stahl	146.000	6,10	1.258.925
Fat 2 a	86,90	32,15	16,07	Durchläufer	11.000.000	8,15	141.253.754
Fat 2 b	75,84	42,58	21,29	Durchläufer	10.700.000	7,19	15.591.197
Fat 3	65,89	45,46	22,73	Stahl	445.000	6,55	3.548.134
Fat 4 a	72,47	42,03	21,01	Durchläufer	20.417.600	7,10	12.589.254
Fat 4 b	65,89	45,46	22,73	Stahl	724.800	6,55	3.548.134
Fat 5	69,93	43,35	21,67	Stahl	17.600.000	6,90	7.943.282
Fat 6	73,13	41,68	20,84	Stahl	445.000	7,15	14.125.375
Fat 7	54,89	46,65	23,32	Stahl	1.230.000	5,75	562.341
Fat 8 a	67,92	40,75	20,37	Durchläufer	645.000	7,00	10.000.000
Fat 8 b	63,13	42,92	21,46	Stahl	58.400	6,60	3.981.072
Fat 9	61,40	41,14	20,57	Stahl	745.000	6,65	4.466.836
Fat 10	66,11	39,00	19,50	Stahl	2.440.000	7,05	11.220.185
Fat 11	69,43	37,49	18,74	Stahl	3.930.000	7,30	19.952.623
Fat 12	72,34	36,16	18,08	Stahl	17.100.000	7,50	31.622.777
Fat 13	72,34	36,16	18,08	Stahl	131.000.000	7,50	31.622.777
Fat 14	61,81	47,59	23,79	Stahl	620.000	6,15	1.412.538
Fat 15	65,89	45,46	22,73	Stahl	1.310.000	6,55	3.548.134
Fat 16 a	118,88	17,83	8,91	Durchläufer	1.000.000	9,25	1.778.279.410
Fat 16 b	112,19	21,31	10,65	Durchläufer	1.000.000	9,05	1.122.018.454
Fat 16 c	106,22	24,43	12,21	Durchläufer	5.210.600	8,85	707.945.784
Fat 16 d	96,00	29,76	14,88	Durchläufer	1.000.000	8,45	281.838.293
Fat 16 e	69,93	43,35	21,67	Stahl	8.449.000	6,90	7.943.282

Tabelle A-27: Auswertung der Schubversuche von SCHLÄFLI/BRÜHWILER [147] nach MC10

Versuch Nr.	$V_{Rm,c}$ [kN]	Oberlast F_{sup} [kN]	V_{max} [kN]	Versagen	Anzahl Lastwechsel n	$\log N = 10(1-V_{max}/V_{Rm})$	Bruchlast-spielzahl N
Fat 17 a	81,09	73,68	73,68	Durchläufer	10.000.000	0,91	8
Fat 17 b	75,78	82,89	82,89	Durchläufer	10.000.000	-0,94	0
Fat 17 c	69,01	96,70	96,70	Stahl	1.106.100	-4,01	0
Fat 18 a	79,70	75,98	75,98	Durchläufer	10.000.000	0,47	3
Fat 18 b	74,56	85,19	85,19	Stahl	7.712.740	-1,42	0
Fat 19	69,01	96,70	96,70	Stahl	4.031.300	-4,01	0
Fat 20 a	71,13	92,1	92,1	Durchläufer	20.000.000	-2,95	0
Fat 20 b	70,05	94,40	94,40	Durchläufer	12.708.500	-3,48	0
Fat 20 c	68,00	99,00	99,00	Durchläufer	10.338.500	-4,56	0
Fat 20 d	67,01	101,31	101,31	Stahl	3.146.200	-5,12	0
Fat 21	69,01	96,70	96,70	Stahl	1.130.000	-4,01	0
Fat 22	70,05	94,40	94,40	Stahl	10.969.700	-3,48	0
Fat 24 a	115,46	34,53	34,53	Durchläufer	4.000.000	7,01	10.203.069
Fat 24 b	104,99	43,74	43,74	Durchläufer	2.000.000	5,83	681.205
Fat 24 c	98,30	50,65	50,65	Durchläufer	2.000.000	4,85	70.356
Fat 24 d	92,42	57,56	57,56	Durchläufer	2.000.000	3,77	5.914
Fat 24 e	87,20	64,47	64,47	Durchläufer	6.000.000	2,61	405
Fat 24 f	82,54	71,37	71,37	Durchläufer	2.000.000	1,35	23
Fat 24 g	77,04	80,58	80,58	Durchläufer	2.000.000	-0,46	0
Fat 24 h	73,38	87,49	87,49	Durchläufer	3.670.800	-1,92	0
Fat 24 i	70,05	94,40	94,40	Durchläufer	4.319.300	-3,48	0
Fat 24 j	67,01	101,31	101,31	Stahl	1.778.700	-5,12	0
Fat 25 a	112,65	36,84	36,84	Durchläufer	4.000.000	6,73	5.367.599
Fat 25 b	104,99	43,74	43,74	Durchläufer	2.000.000	5,83	681.205
Fat 25 c	96,26	52,95	52,95	Durchläufer	2.000.000	4,50	31.533
Fat 25 d	90,61	59,86	59,86	Durchläufer	2.000.000	3,39	2.474
Fat 25 e	85,59	66,77	66,77	Durchläufer	6.000.000	2,20	158
Fat 25 f	81,09	73,68	73,68	Durchläufer	2.000.000	0,91	8
Fat 25 g	77,04	80,58	80,58	Durchläufer	2.000.000	-0,46	0
Fat 25 h	73,38	87,49	87,49	Stahl	3.670.800	-1,92	0
Fat 26 a	69,01	96,70	96,70	Durchläufer	20.000	-4,01	0
Fat 26 b	62,49	112,82	112,82	Durchläufer	12.050	-8,05	0

Rot gekennzeichnete Zahlenwerte stellen negative Werte von log N dar. Diese führen zu Bruchlastspielzahlen $N \leq 1{,}0$.

Tabelle A-28: Auswertung der Versuche von ZANUY et al. [176] nach MC10

Versuch Nr.	$V_{Rm,c}$ [kN]	Oberlast F_{sup} [kN]	V_{max} [kN]	Versagen	Anzahl Lastwechsel n	$\log N = 10(1-V_{max}/V_{Rm})$	Bruchlast-spielzahl N
VA1	117,1	120	60	Beton	56.596	4,88	75.395
VB1	100,7	50	25	Stahl	166.684	7,52	33.051.724
VB2	100,7	50	25	Stahl	170.718	7,52	33.051.724

Tabelle A-29: Vereinfachter Ermüdungsnachweis nach EC2-1-1, 6.8.6, für die Versuche mit Bewehrungsversagen

Serie	M_{sup}	M_{inf}	ΔM	Versagen	A_s	d	b	f_{ck}	E_{cm}	E_s	x^{II}	$\Delta\sigma_s$	Lastspielzahl n	baupraktische Relevanz	Referenz V_u
Lauf. Nr.	[kNm]	[kNm]	[kNm]		[cm²]	[cm]	[cm]	[MPa]	[GPa]	[GPa]	[cm]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
FREY/THÜRLIMANN															
1	132,0	8,0	124,0	SV	11,43	37,0	30,0	29,0	32,575	200	11,0	325,5	6.600.000	ja	nein
UEDA/OKAMURA															
2	22,6	2,3	20,3	SV	6,03	22,0	40,0	35,8	34,266	200	5,4	166,9	24.500	nein	nein
3	21,8	2,2	19,7	SV	6,03	22,0	40,0	47,6	36,808	200	5,2	161,0	31.100	nein	nein
SCHLÄFLI/BRÜHWILER (Schub)															
4	58,7	9,5	49,3	SV	10,8	17,3	30,0	31,0	33,093	200	6,8	303,4	21.106.100	nein	ja
5	51,8	9,5	42,3	SV	10,8	17,3	30,0	31,0	33,093	200	6,8	260,3	17.712.740	nein	ja
6	58,7	11,2	47,5	SV	10,8	17,3	30,0	31,0	33,093	200	6,8	292,5	4.031.300	nein	ja
7	61,5	11,1	50,5	SV	10,8	17,3	30,0	31,0	33,093	200	6,8	310,6	4.031.300	nein	ja
8	58,7	10,3	48,4	SV	10,8	17,3	30,0	31,0	33,093	200	6,8	298,0	1.130.000	nein	ja
9	57,3	10,8	46,6	SV	10,8	17,3	30,0	31,0	33,093	200	6,8	286,6	10.969.700	nein	ja
10	61,5	11,2	50,3	SV	10,8	17,3	30,0	31,0	33,093	200	6,8	309,9	29.768.800	nein	ja
11	53,2	10,1	43,1	SV	10,8	17,3	30,0	31,0	33,093	200	6,8	265,0	23.670.800	nein	ja

Serie	M_{sup}	M_{inf}	ΔM	Versagen	A_s	d	b	f_{ck}	E_{cm}	E_s	x^{II}	$\Delta\sigma_s$	Lastspiel-zahl n	baupraktische Relevanz	Referenz V_u
Lauf. Nr.	[kNm]	[kNm]	[kNm]		[cm²]	[cm]	[cm]	[MPa]	[GPa]	[GPa]	[cm]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
SCHLÄFLI/BRÜHWILER (Biegung)															
12	15,0	1,5	13,5	SV	3,37	12,4	30,0	31,0	33,093	200	3,5	355,6	146.000	nein	ja
13	22,4	2,2	20,2	SV	6,8	12,4	30,0	31,0	33,093	200	4,6	273,3	445.000	nein	ja
14	22,4	2,2	20,2	SV	6,8	12,4	30,0	31,0	33,093	200	4,6	273,3	445.000	nein	ja
15	20,2	2,0	18,1	SV	6,8	12,4	30,0	31,0	33,093	200	4,6	245,6	17.600.000	nein	ja
16	18,5	1,9	16,7	SV	6,8	12,4	30,0	31,0	33,093	200	4,6	225,8	445.000	nein	ja
17	16,3	8,6	7,7	SV	3,37	12,4	30,0	31,0	33,093	200	3,5	202,4	1.230.000	nein	ja
18	13,0	2,2	10,8	SV	3,37	12,4	30,0	31,0	33,093	200	3,5	285,9	58.400	nein	ja
19	25,0	7,5	17,5	SV	6,8	12,4	30,0	31,0	33,093	200	4,6	237,2	745.000	nein	ja
20	22,4	6,7	15,7	SV	6,8	12,4	30,0	31,0	33,093	200	4,6	212,5	2.440.000	nein	ja
21	28,9	8,7	20,3	SV	7,92	12,4	30,0	31,0	33,093	200	4,9	237,5	3.930.000	nein	nein
22	25,5	7,6	17,8	SV	7,92	12,4	30,0	31,0	33,093	200	4,9	209,1	17.100.000	nein	nein
23	23,3	7,0	16,3	SV	7,92	12,4	30,0	31,0	33,093	200	4,9	191,4	131.000.00	nein	nein
24	21,6	6,5	15,1	SV	7,92	12,4	30,0	31,0	33,093	200	4,9	177,2	620.000	nein	nein
25	21,6	6,5	15,1	SV	7,92	12,4	30,0	31,0	33,093	200	4,9	177,2	1.310.000	nein	nein
26	20,2	6,0	14,1	SV	6,8	12,4	30,0	31,0	33,093	200	4,6	191,0	1.310.000	nein	ja
CHANG/KESLER															
27	5,40	0,2	5,2	SV	2,58	13,7	30,0	33,2	33,643	200	3,3	158,3	2.114.500	nein	nein
28	5,90	0,2	5,7	SV	2,58	13,7	30,0	33,3	33,667	200	3,3	174,9	1.493.600	nein	nein
ZANUY et al.															
29	33,9	3,4	30,5	SV	4,8	26,0	30,0	26,6	31,926	200	6,3	265,5	166.684	ja	nein
30	33,9	13,5	20,3	SV	4,8	26,0	30,0	26,6	31,926	200	6,3	177,0	170.718	ja	nein

Anhang B (zu Kapitel 4)

Betonzusammensetzung (V01 und V02):

Zement	CEM III/A 42,5N
Zementgehalt	270 kg/m³
Zusatzstoff	60 kg/m³
Wassergehalt	182 kg/m³
$w/(z+0{,}4f)$-Wert	0,62
Korngrößenverteilung	
0 mm ÷ 2 mm	883 kg/m³
2 mm ÷ 8 mm	373 kg/m³
8 mm ÷ 16 mm	578 kg/m³
Zusatzmittel (1BV N9)	1,89 kg/m³
Dichte des frischen Betons	2348 kg/m³

Betonkennwerte (Versuchsserie V01):

An 4 bzw. 3 zylindrische Prüfkörper Ø150/300 mm wurden der *E*-Modul und die Druckfestigkeit bestimmt. Die Betonzylinder wurden unter den gleichen Bedingungen (in der Laborhalle) wie die Balken gelagert und nach 67 Tagen (05.07.2010) bzw. 537 Tagen (29.09.2011) getestet. Die Lagerung entspricht somit weder der alten DIN 1048 noch dem EC2. Die Festigkeitswerte sind daher entsprechend anzupassen.

Tabelle B-1: Versuchsergebnisse der zylindrischen Betonproben – Betonalter 67 Tage

Probe Nr.	ø [mm]	h [mm]	m [kg]	ρ [kg/m³]	σ_o [MPa]	σ_u [MPa]	ε_o [mm/m]	ε_u [mm/m]	E_c [MPa]	F [kN]	$f_{c,cyl}$ [MPa] (dry)
1	149,9	297,4	12,399	2362	-	-	-	-	-	735	41,6
2	149,9	297,4	12,430	2368	13,7	0,5	0,427	0,031	33.412	728	41,3
3	150,0	297,4	12,368	2353	13,7	0,5	0,444	0,033	32.177	711	40,2
4	149,7	298,0	12,450	2374	13,7	0,5	0,466	0,040	31.155	653	37,1
Mittelwert:				2364					32.248		40,1

f_{ck} = 40,1 MPa – 4 MPa = 36,1 MPa

Tabelle B-2: Versuchsergebnisse der zylindrischen Betonproben – Betonalter 537 Tage

Probe Nr.	ø [mm]	h [mm]	m [kg]	ρ [kg/m³]	σ_o [MPa]	σ_u [MPa]	ε_o [mm/m]	ε_u [mm/m]	E_c [MPa]	F [kN]	$f_{c,cyl}$ [MPa] (dry)
1	150,0	297,6	12,282	2335	15,7	0,5	0,552	0,041	29.800	782	44,3
2	150,0	297,7	12,270	2332	15,7	0,5	0,574	0,043	28.689	744	42,1
3	150,0	297,5	12,277	2335	15,7	0,5	0,597	0,052	27.931	739	41,8
Mittelwert:				2334					28.807		42,7

f_{ck} = 42,7 MPa – 4 MPa = 38,7 MPa

Tabelle B‒3: Spaltzugfestigkeit der zylindrischen Betonprobe – Betonalter 537 Tage

Probe Nr.	ø [mm]	h [mm]	m [kg]	ρ [kg/m³]	F [kN]	$f_{ct,sp}$ [MPa] (dry)
1	149,9	296,3	12,222	2337	233,0	3,34
2	150,0	298,2	12,303	2335	242,9	3,46
3	150,0	297,2	12,252	2333	224,3	3,20
Mittelwert:				2330	233,4	3,33

Betonkennwerte (Versuchsserie V02):

An 4 zylindrische Prüfkörper Ø150/300 mm wurden der E-Modul und die Druckfestigkeit bestimmt. Die Betonzylinder wurden unter den gleichen Bedingungen (in der Laborhalle) wie die Balken gelagert und nach 106 Tagen (28.03.2013) bzw. 364 Tagen (10.12.2013) getestet. Die Lagerung entspricht somit weder der alten DIN 1048 noch dem EC2. Die Festigkeitswerte sind daher entsprechend anzupassen.

Tabelle B-4: Versuchsergebnisse der zylindrischen Betonproben – Betonalter 106 Tage

Probe Nr.	ø [mm]	h [mm]	m [kg]	ρ [kg/m³]	$σ_o$ [MPa]	$σ_u$ [MPa]	$ε_o$ [mm/m]	$ε_u$ [mm/m]	E_c [MPa]	F [kN]	$f_{c,cyl}$ [MPa] (dry)
1	150,0	295,2	11,930	2287	-	-	-	-	-	665	37,6
2	149,8	296,2	11,996	2298	12,4	0,5	0,442	0,021	28.228	700	39,7
3	150,0	295,0	11,930	2288	12,3	0,5	0,434	0,037	29.805	666	37,7
4	150,0	294,3	11,948	2297	12,3	0,5	0,456	0,041	28.485	724	41,0
Mittelwert:				2293					28.839		39,0

$f_{ck} = f_{cm,cyl}$ - 4 MPa = 39,0 MPa – 4 MPA = 35,0 MPa

Tabelle B-5: Versuchsergebnisse der zylindrischen Betonproben – Betonalter 364 Tage

Probe Nr.	ø [mm]	h [mm]	m [kg]	ρ [kg/m³]	$σ_o$ [MPa]	$σ_u$ [MPa]	$ε_o$ [mm/m]	$ε_u$ [mm/m]	E_c [MPa]	F [kN]	$f_{c,cyl}$ [MPa] (dry)
1	150,0	295,4	11,921	2284	-	-	-	-	-	665	37,6
2	149,8	294,4	11,849	2284	13,0	0,5	0,481	-0,004	25.819	700	39,7
3	150,0	294,6	11,868	2280	13,0	0,5	0,488	0,051	28.566	666	37,7
4	150,0	295,5	12,019	2302	13,0	0,5	0,467	0,036	28.964	724	41,0
Mittelwert:				2287					27.783		39,0

$f_{ck} = f_{cm,cyl}$ - 4 MPa = 39,0 MPa – 4 MPa = 35,0 MPa

Tabelle B-6: Spaltzugfestigkeit Zylinder Ø150/300 mm – Betonalter 106 Tage

Probe Nr.	ø [mm]	h [mm]	m [kg]	ρ [kg/m³]	F [kN]	$f_{ct,sp}$ [N/mm²] (dry)
1	149,8	293,6	11,930	2306	228,2	3,30
2	150,0	296,0	12,082	2310	244,6	3,51
3	150,0	291,0	11,857	2306	201,7	2,94
Mittelwert:				2310	224,8	3,25

Stahlkennwerte (V01 und V02):

Der Spannungs-Dehnungs-Verlauf sowie die Zugfestigkeit wurden an insgesamt 3 Stahlproben d_s = 20 mm und einer Länge l = 430,7 mm nach DIN 488 Teil 2 bestimmt.

Tabelle B-7: Stahlzugfestigkeit der Bewehrungsstahlproben

Probe Nr.	ø [mm]	l [mm]	G [kg]	d_s [mm]	A_s [cm²]	Bruch-stelle	F_m [kN]	E [MPa] (gerundet)	R_{eH} [MPa] (≥ 500)	R_{eL}	R_m [MPa] (≥ 550)	$R_m/R_{eH,p0,2}$ (≥ 1,08)
1	20	430,7	1051,6	19,9	3,11	Mitte	205,3	199.000	587	573	660	1,12
2	WZ:	430,7	1049,1	19,9	3,11	Mitte	203,8	199.000	582	569	656	1,13
3	6/6	430,7	1049,7	19,9	3,11	Mitte	204,8	199.000	584	575	659	1,13
Mittelwert:				19,9	3,11			199.000	584	572	658	1,13

Anhang C (zu Kapitel 4)

Versuch V1:

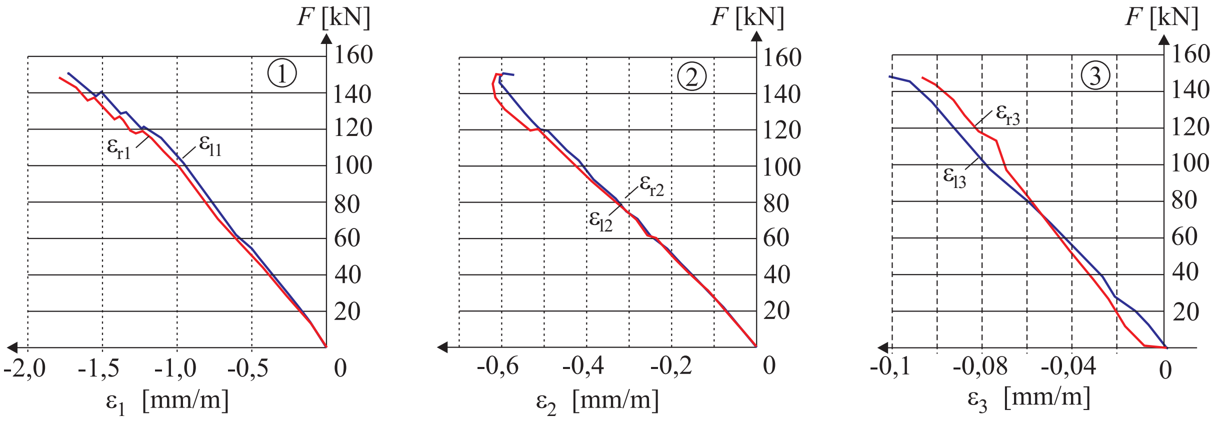


Bild C-V1: Last-Dehnungskurve Messstellen 1 bis 3 (links und rechts)

Versuch V2:

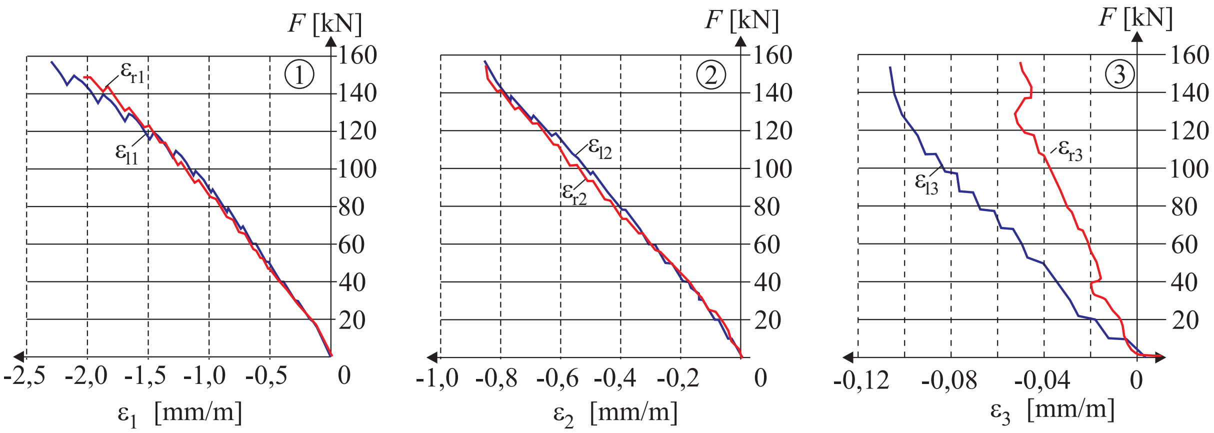


Bild C-V2: Last-Dehnungskurve Messstellen 1 bis 3 (links und rechts)

Versuch V3:

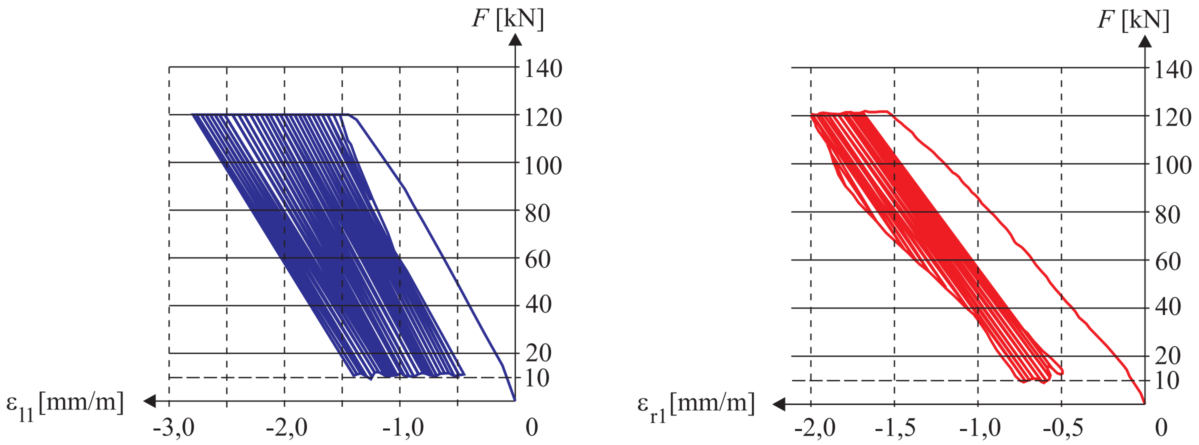


Bild C-V3/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

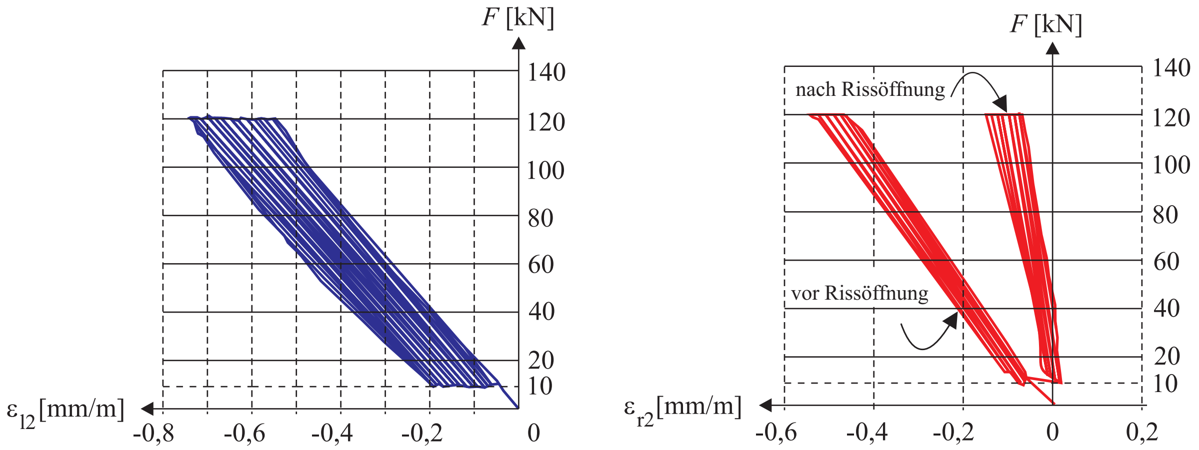


Bild C-V3/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

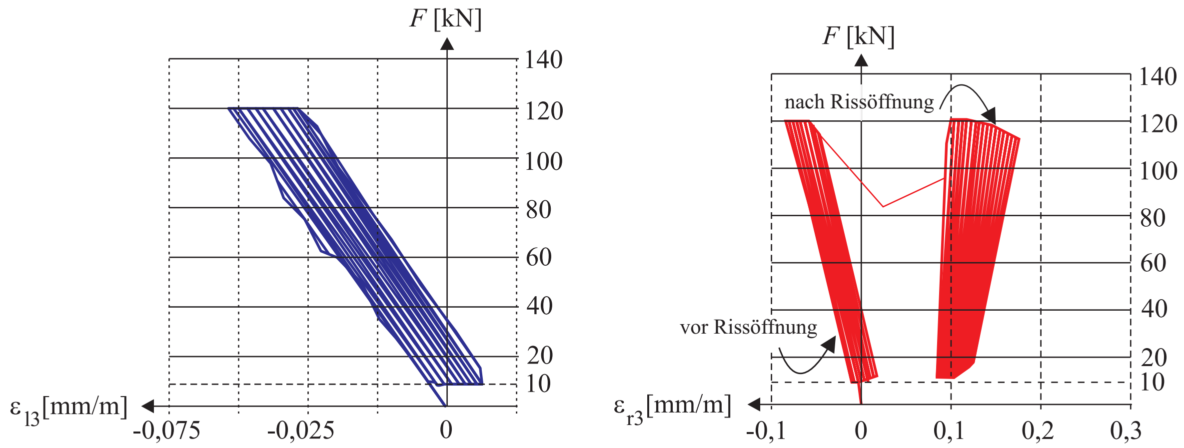


Bild C-V3/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

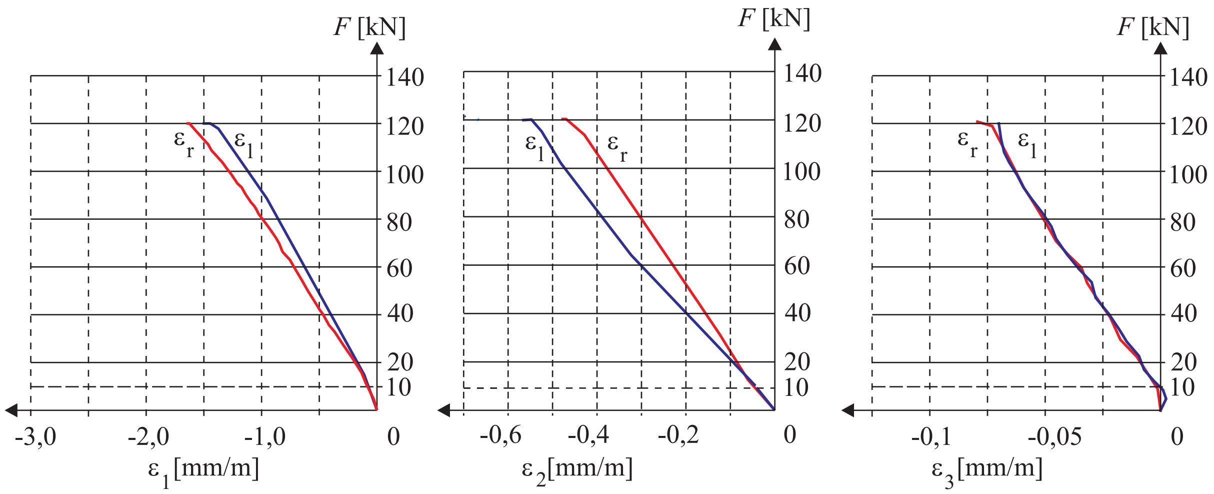


Bild C-V3/4: Last-Dehnungskurve Messstellen 1 bis 3 beim ersten Anfahren der Oberlast

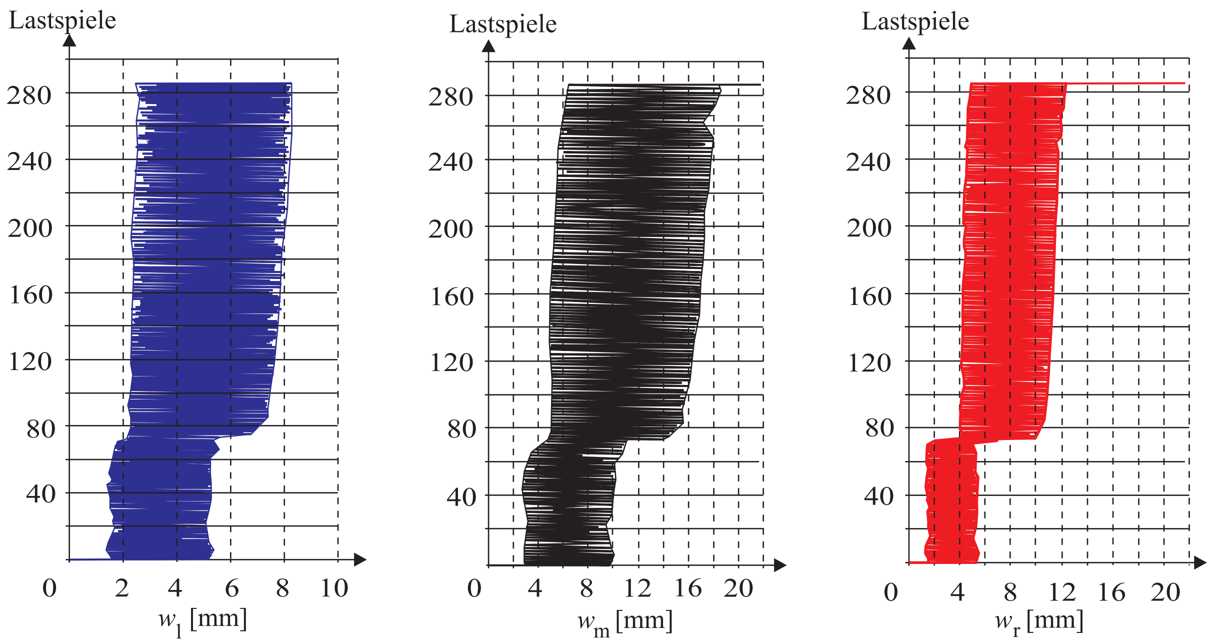


Bild C-V3/5: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte und rechts)

Versuch V4:

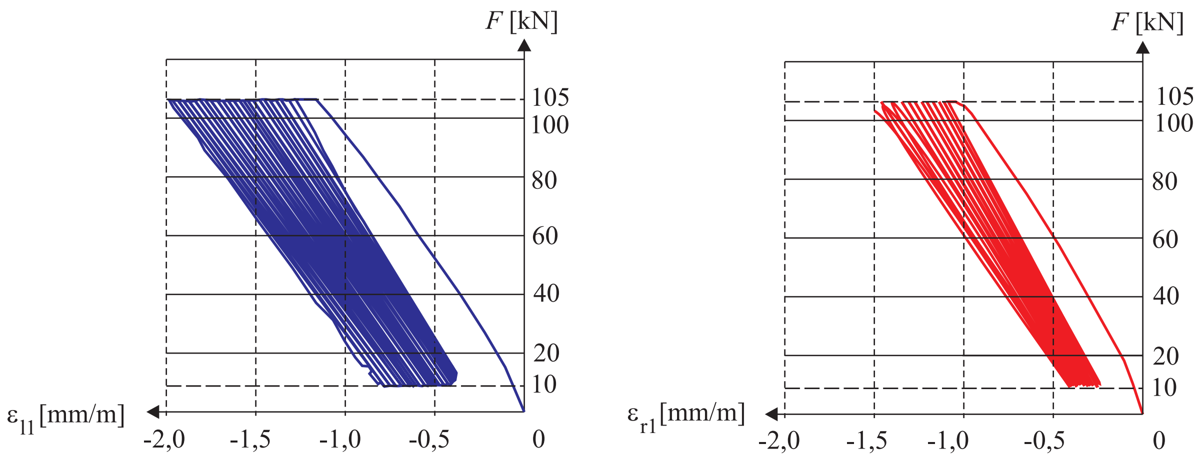


Bild C-V4/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

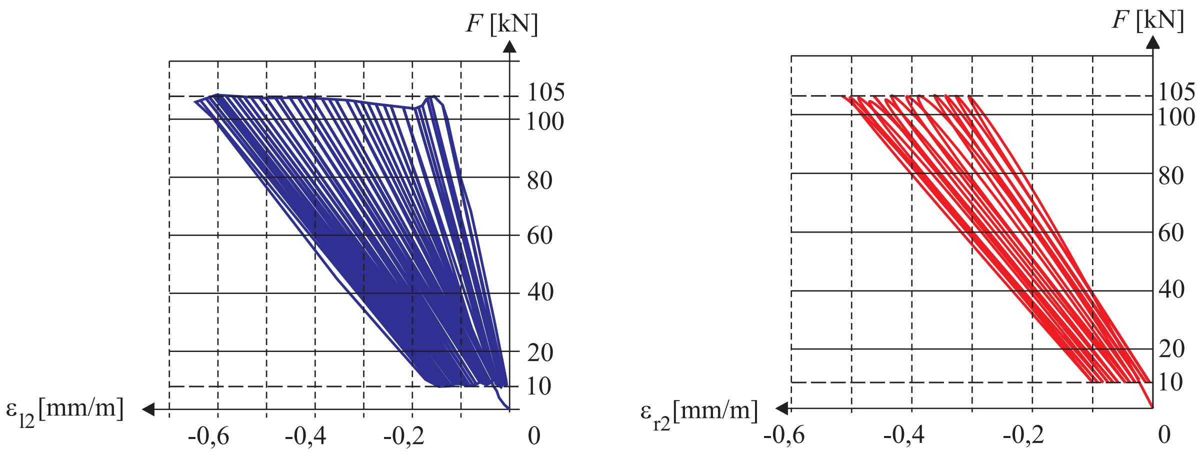


Bild C-V4/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

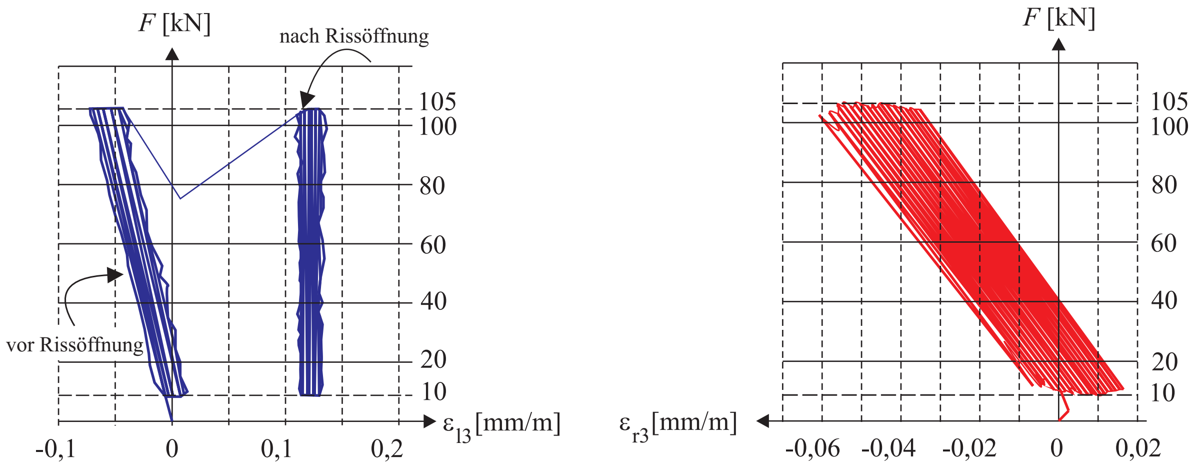


Bild C-V4/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

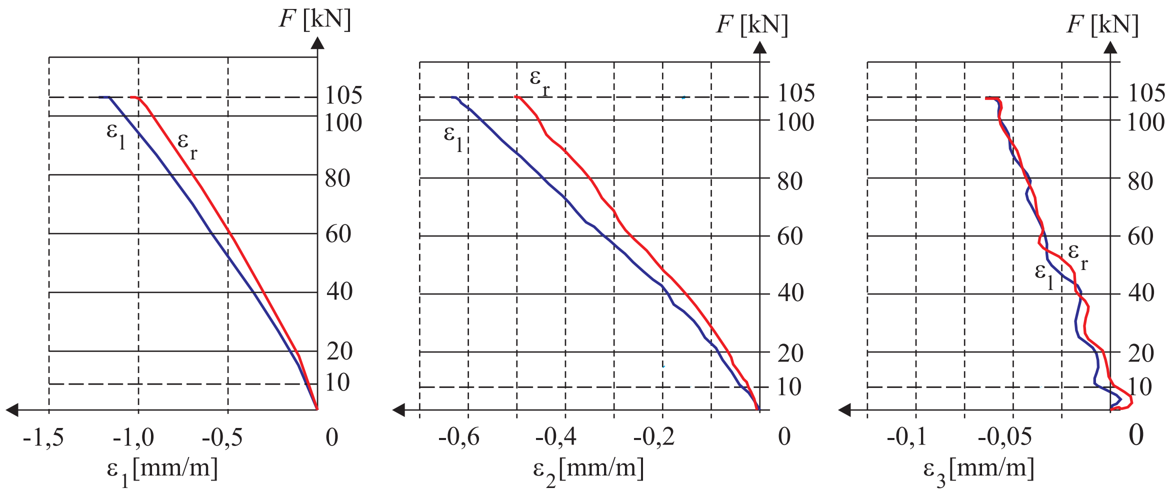


Bild C-V4/4: Last-Dehnungskurve Messstellen 1 bis 3 beim ersten Anfahren der Oberlast

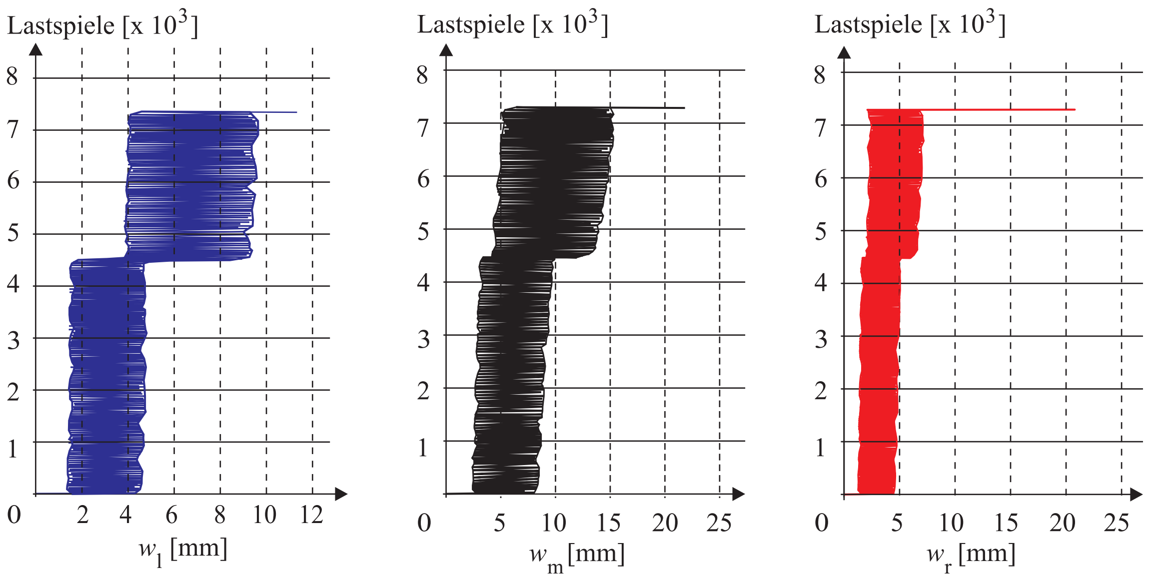


Bild C-V4/5: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte und rechts)

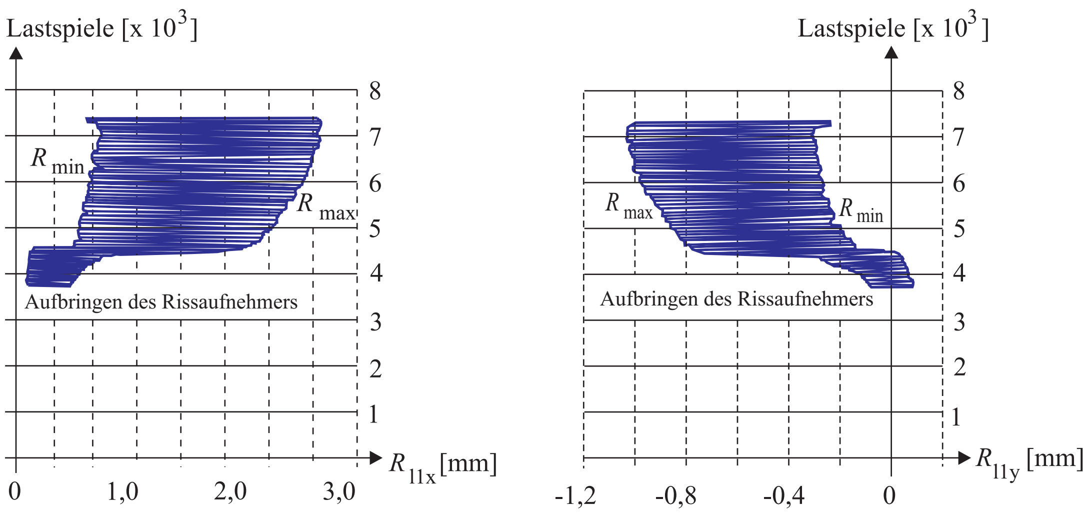


Bild C-V4/6: Lastspiele über Rissöffnung/-verschiebung R_x und R_y

Versuch V5:

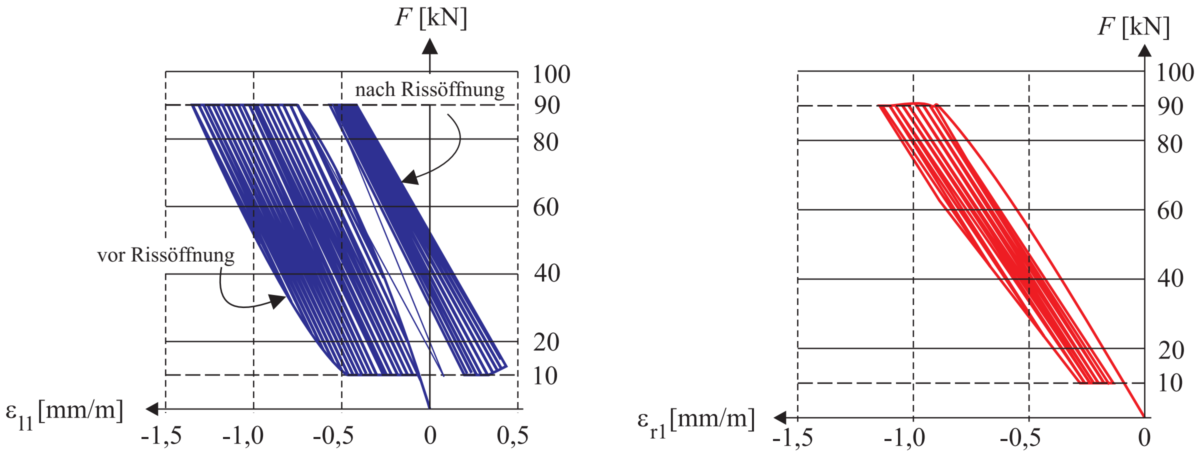


Bild C-V5/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

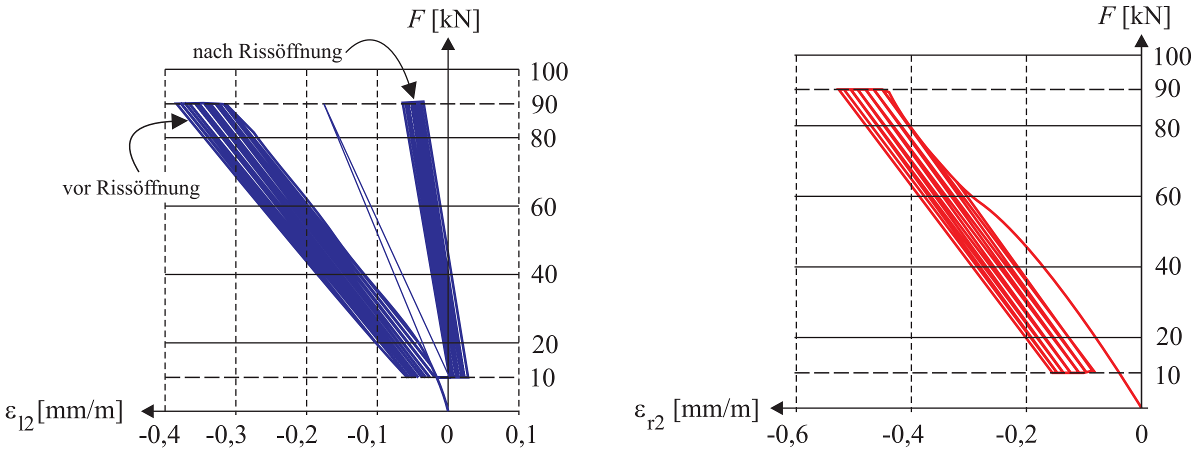


Bild C-V5/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

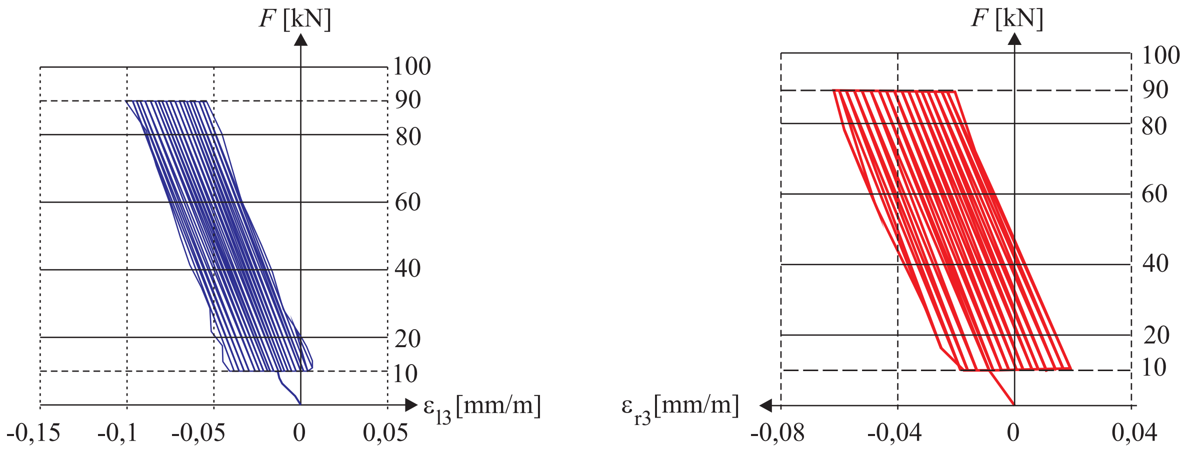


Bild C-V5/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

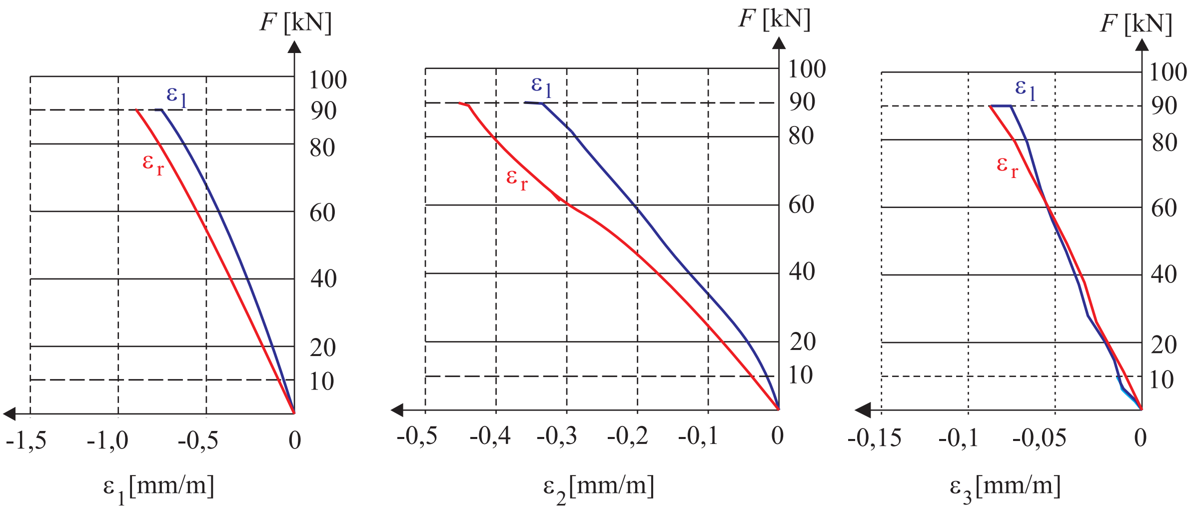


Bild C-V5/4: Last-Dehnungskurve Messstellen 1 bis 3 beim ersten Anfahren der Oberlast

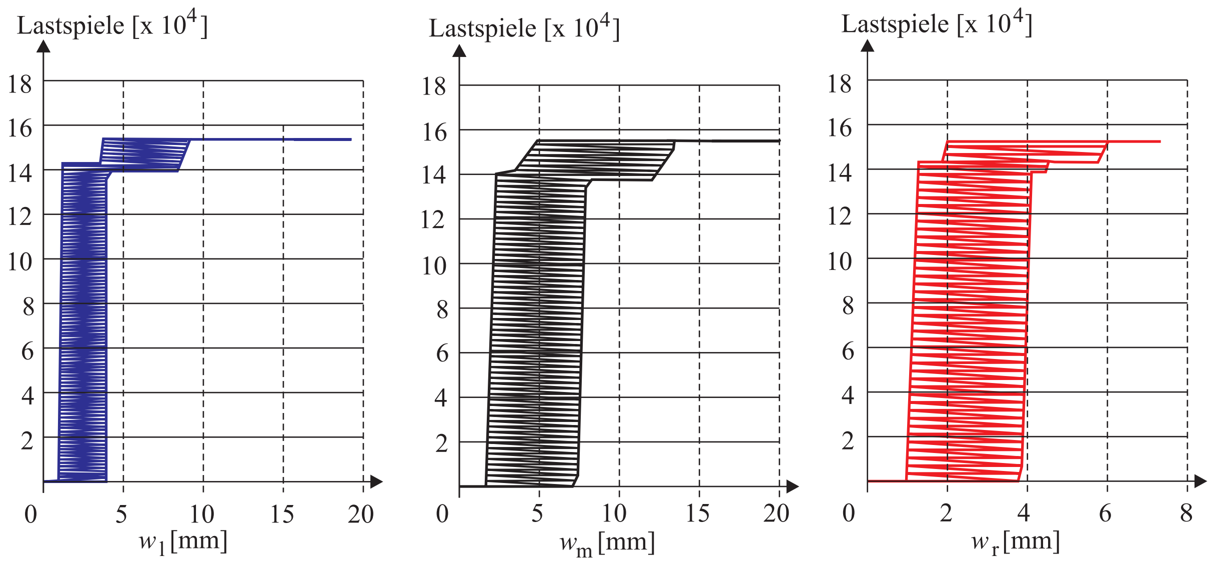


Bild C-V5/5: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte und rechts)

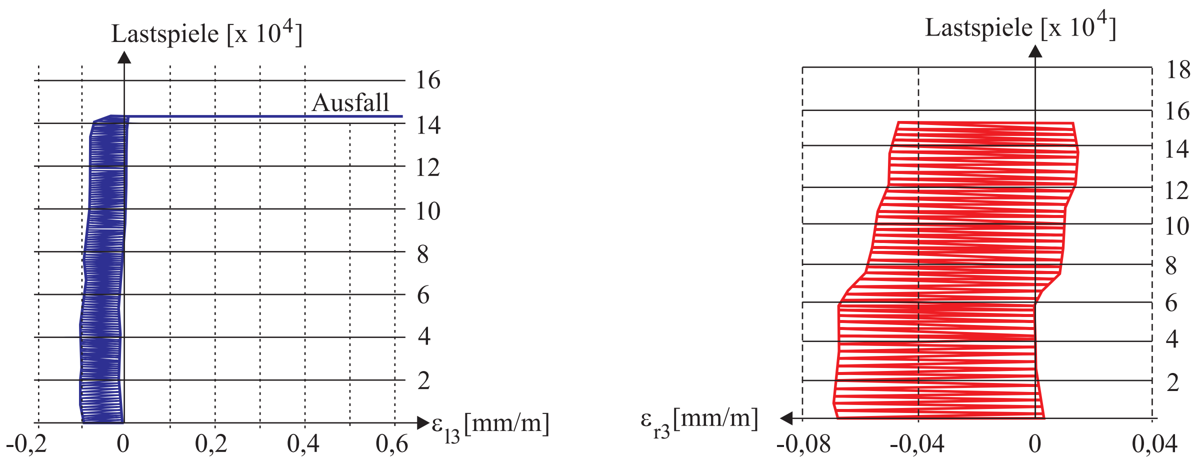


Bild C-V5/6: Lastspiele über Dehnungen ε_c Messstelle 3 (links und rechts)

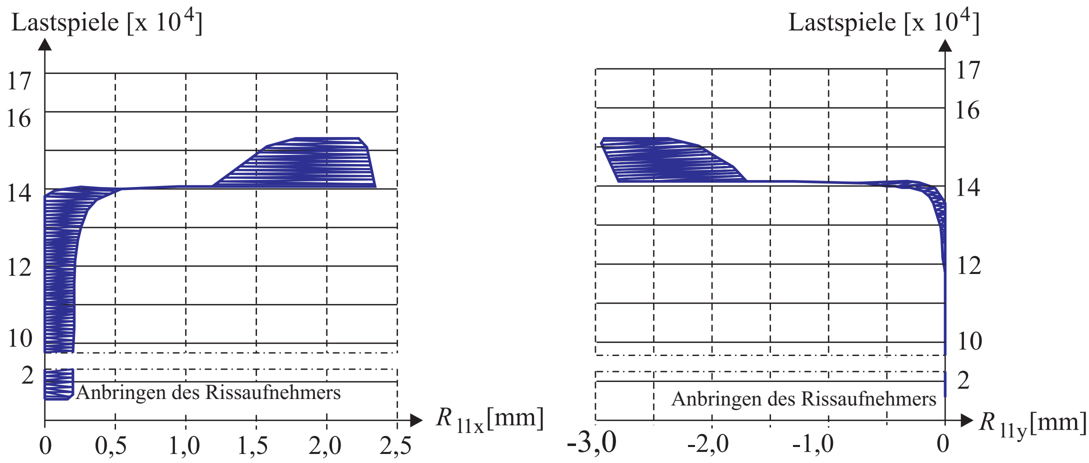


Bild C-V5/7: Lastspiele über Rissöffnung/-verschiebung R_x und R_y Messstelle 1 links

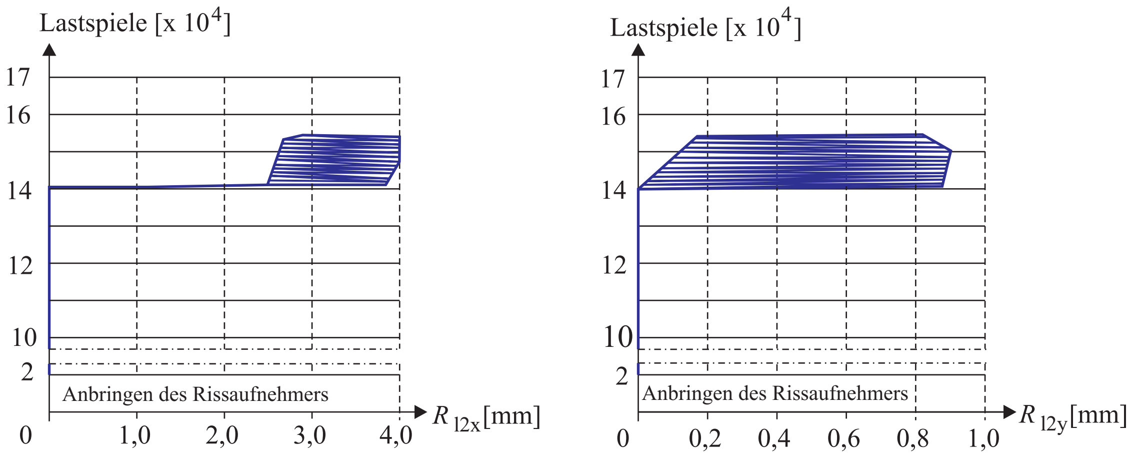


Bild C-V5/8: Lastspiele über Rissöffnung/-verschiebung R_x und R_y Messstelle 2 links

Versuch V6a:

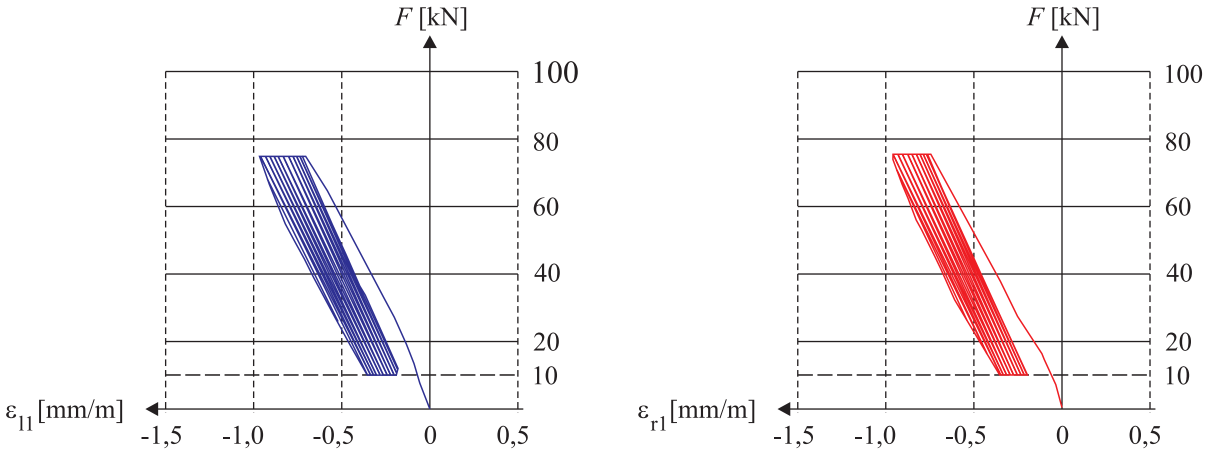


Bild C-V6a/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

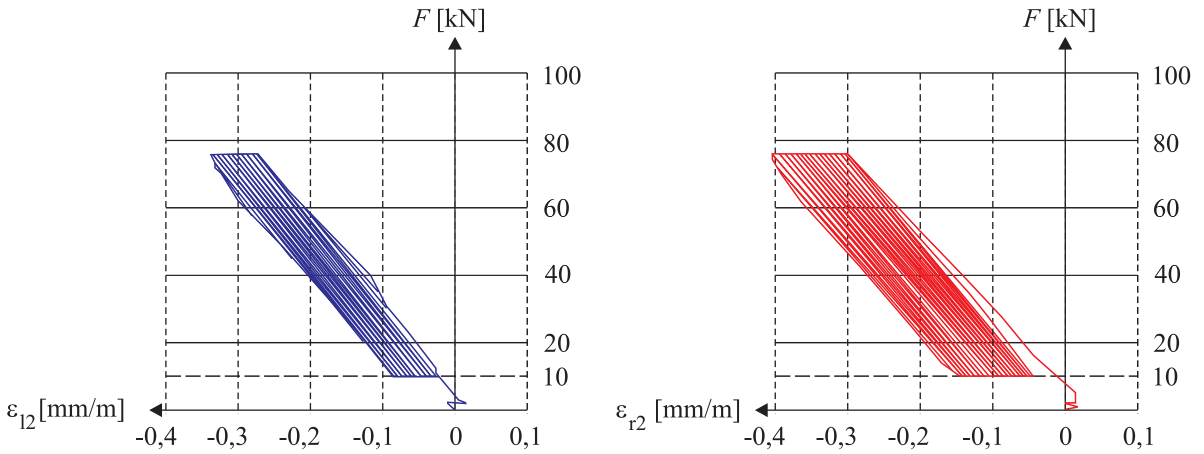


Bild C-V6a/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

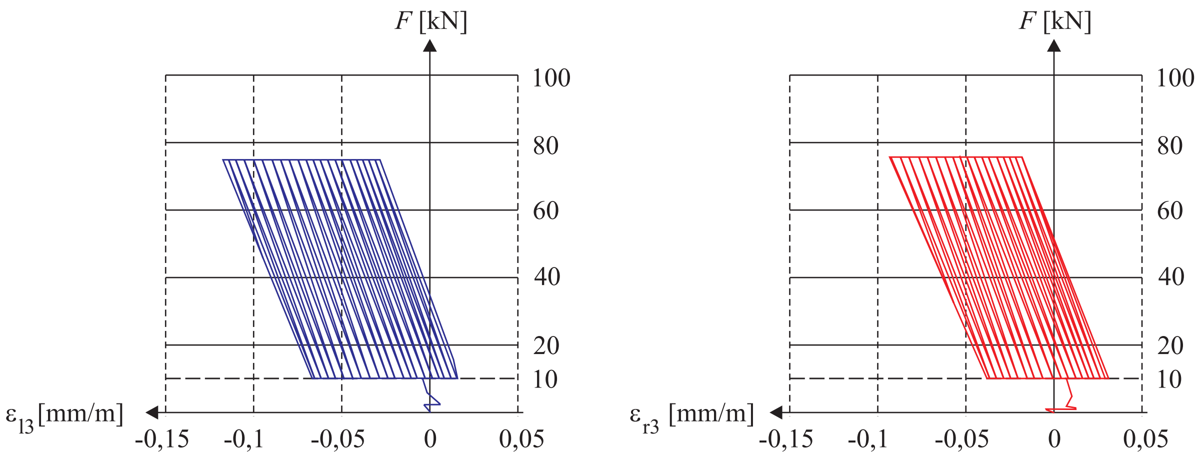


Bild C-V6a/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

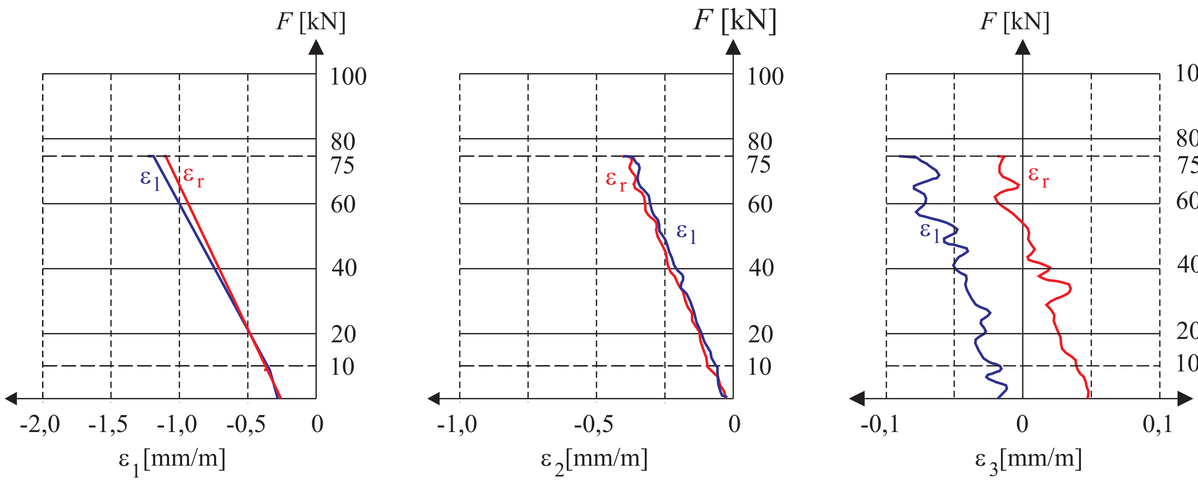


Bild C-V6a/4: Last-Dehnungskurve Messstellen 1 bis 3 beim ersten Anfahren der Oberlast

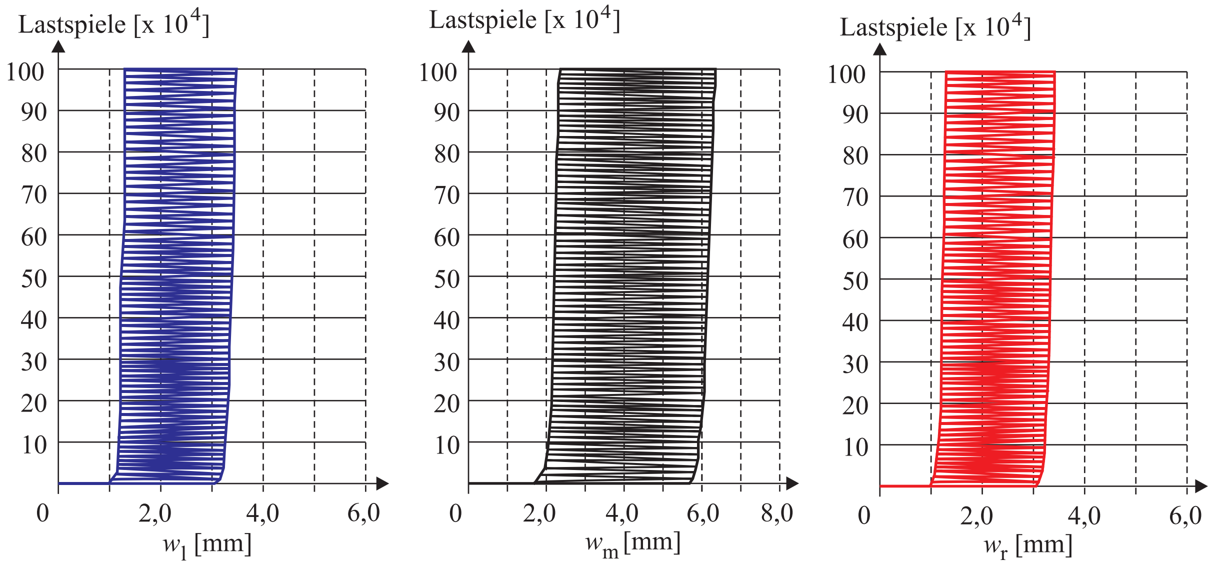


Bild C-V6a/5: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte und rechts)

Versuch V6b:

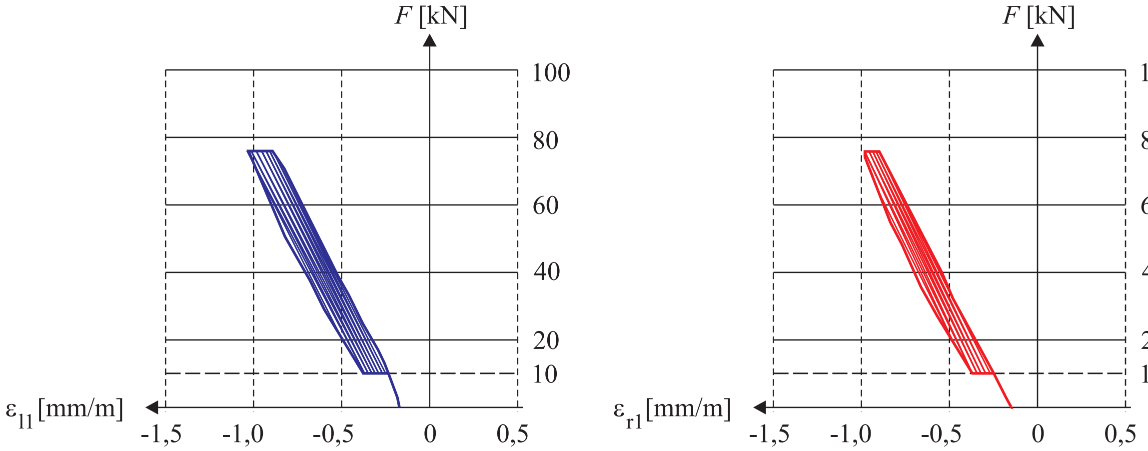


Bild C-V6b/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

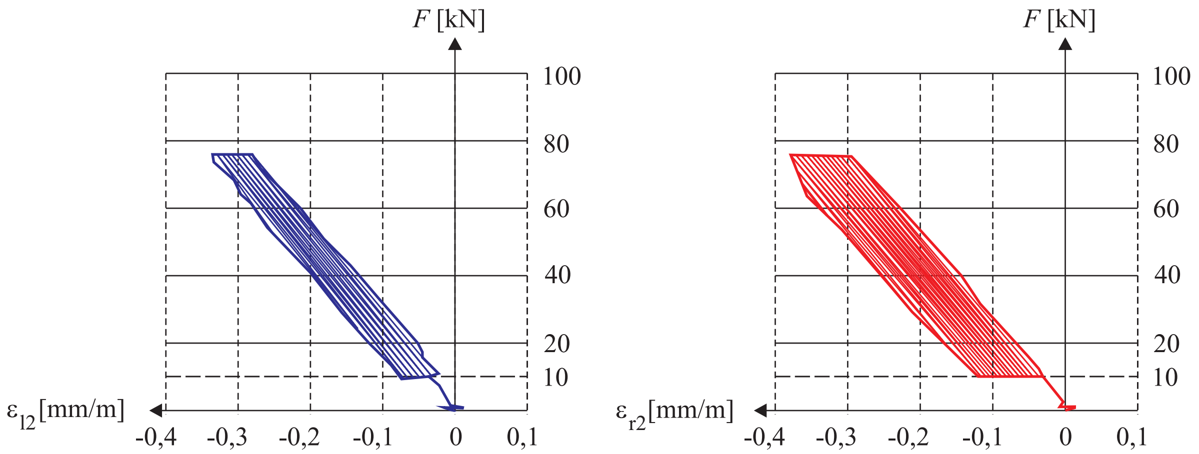


Bild C-V6b/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

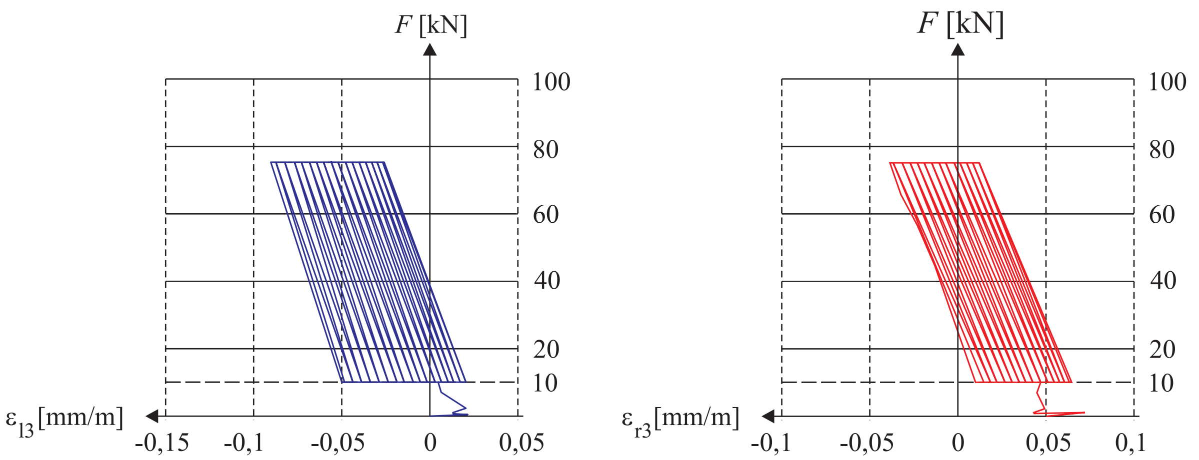


Bild C-V6b/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

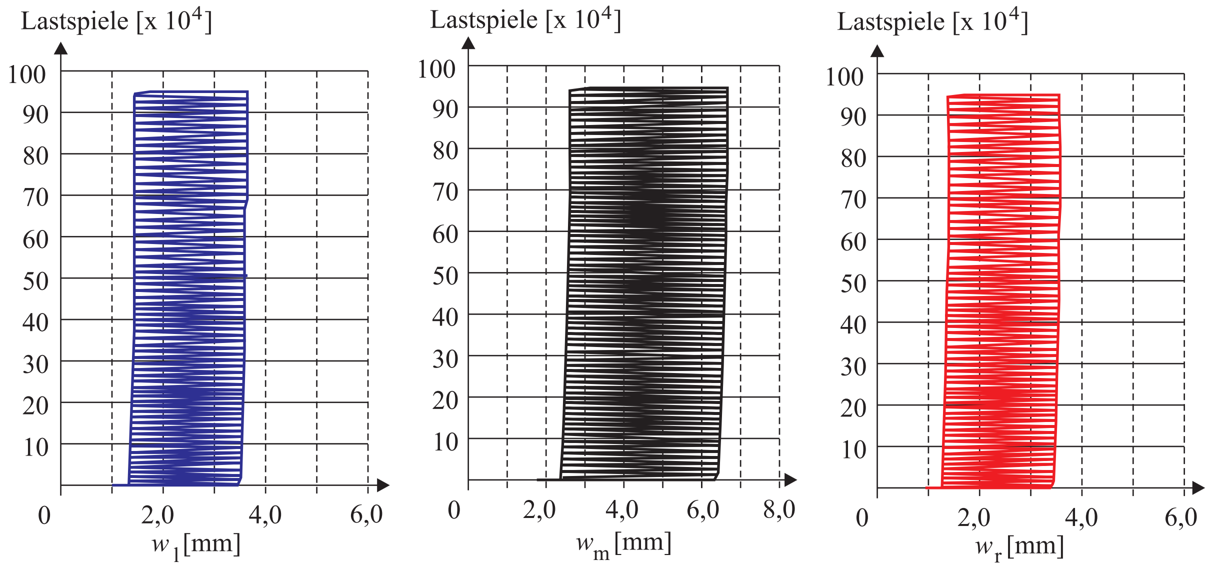


Bild C-V6b/4: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte und rechts)

Versuch V6c:

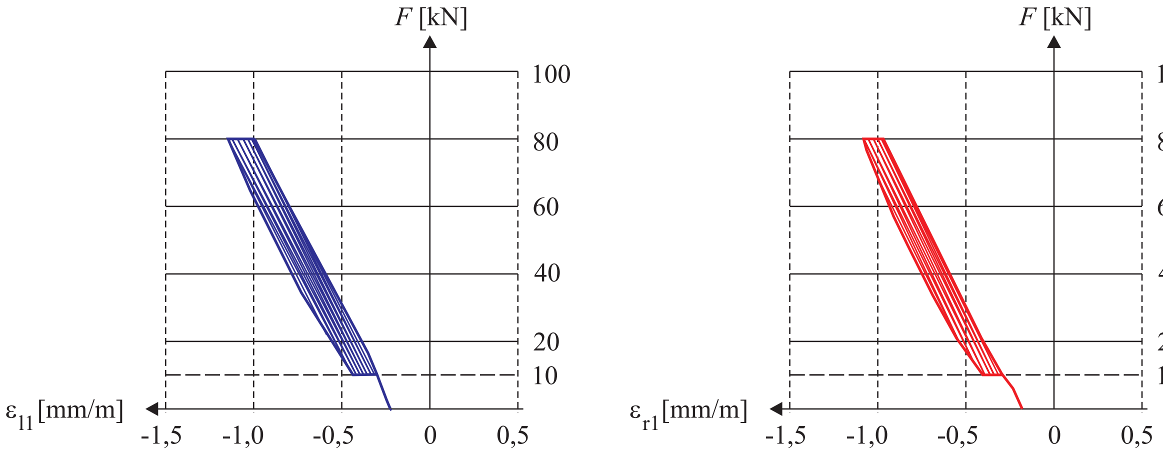


Bild C-V6c/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

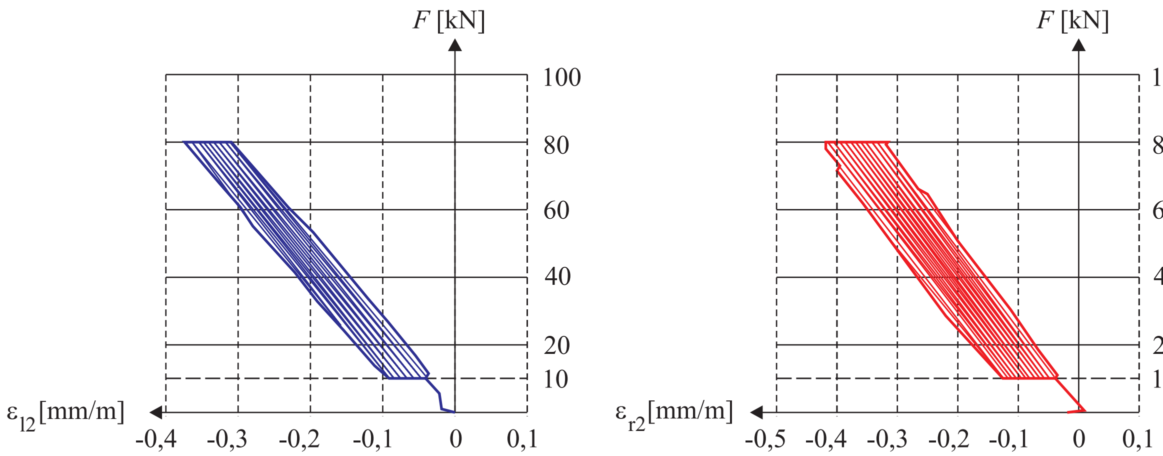


Bild C-V6c/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

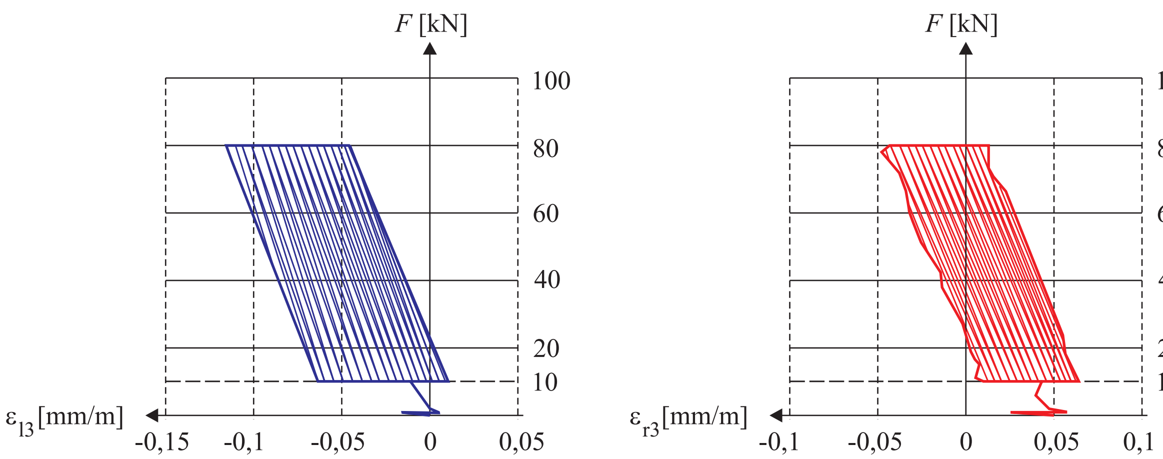


Bild C-V6c/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

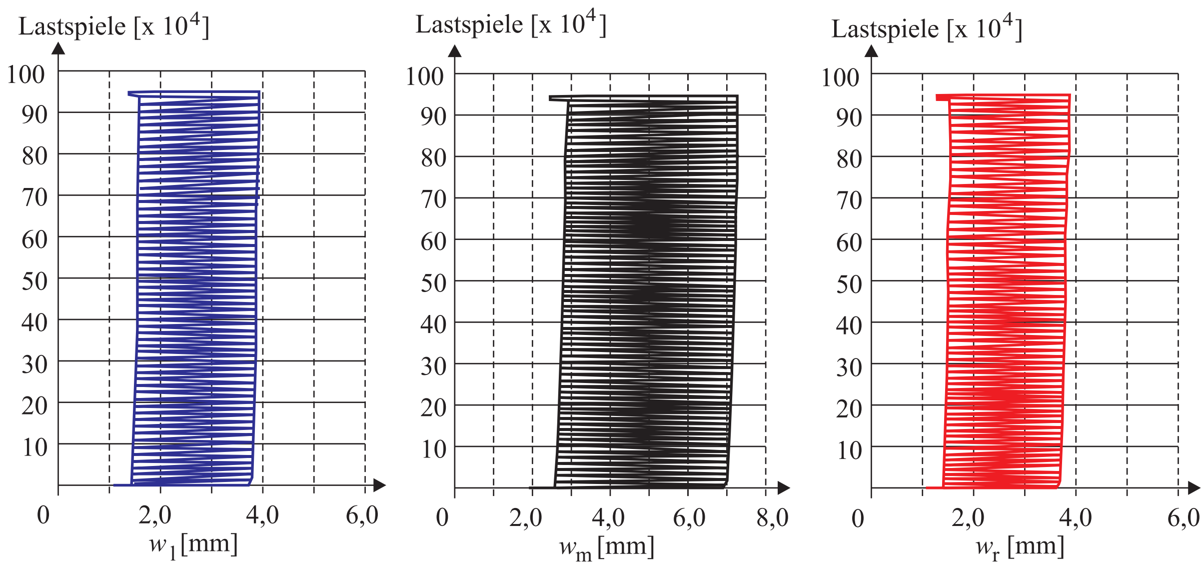


Bild C-V6c/4: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte und rechts)

Versuch V6d:

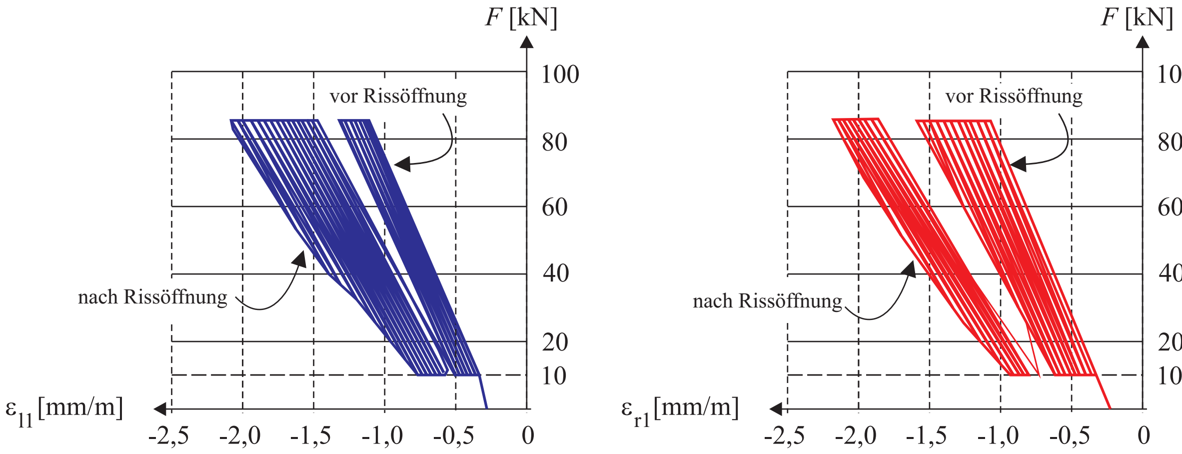


Bild C-V6d/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

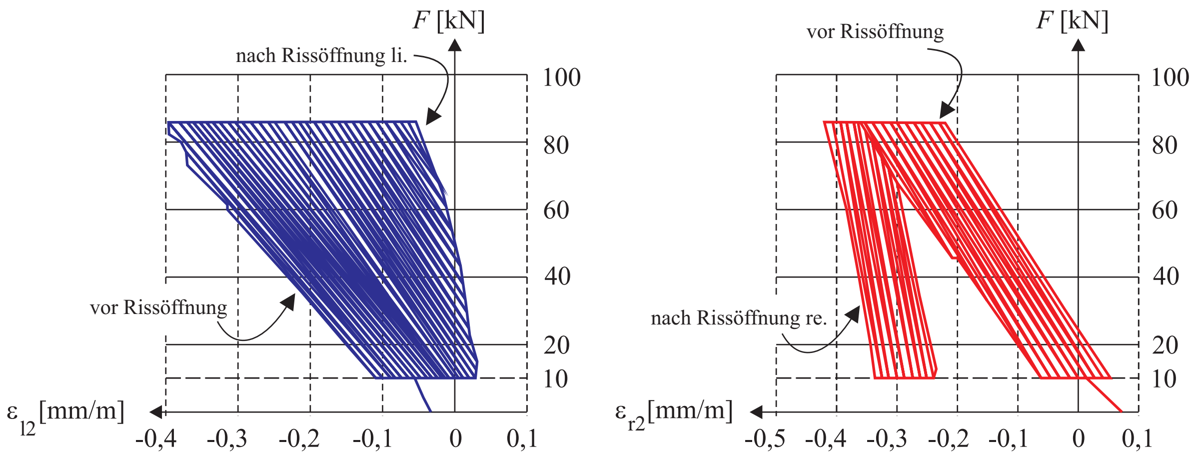


Bild C-V6d/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

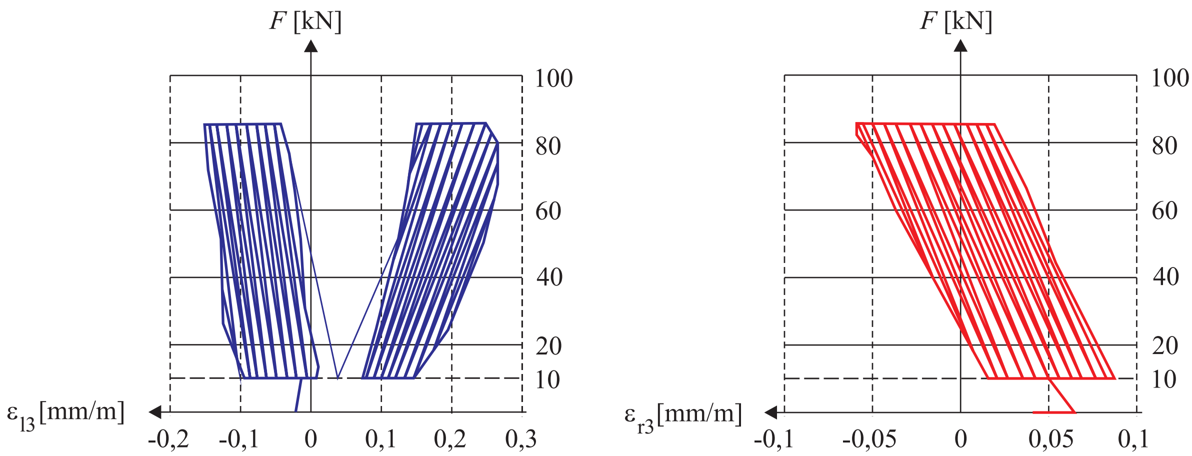


Bild C-V6d/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

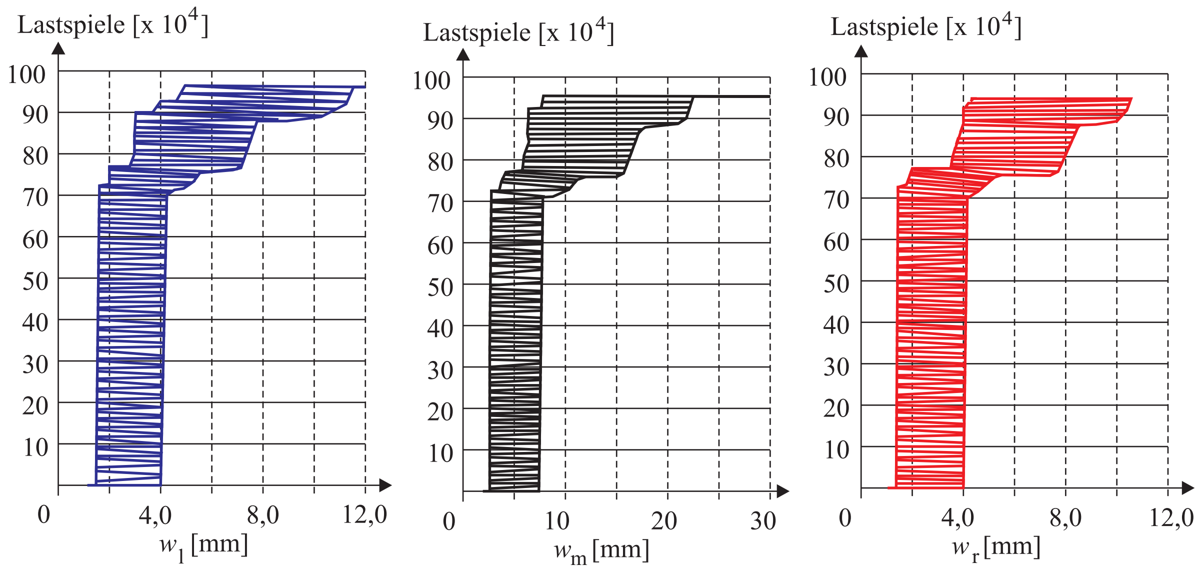


Bild C-V6d/4: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte und rechts)

Versuch V7a:

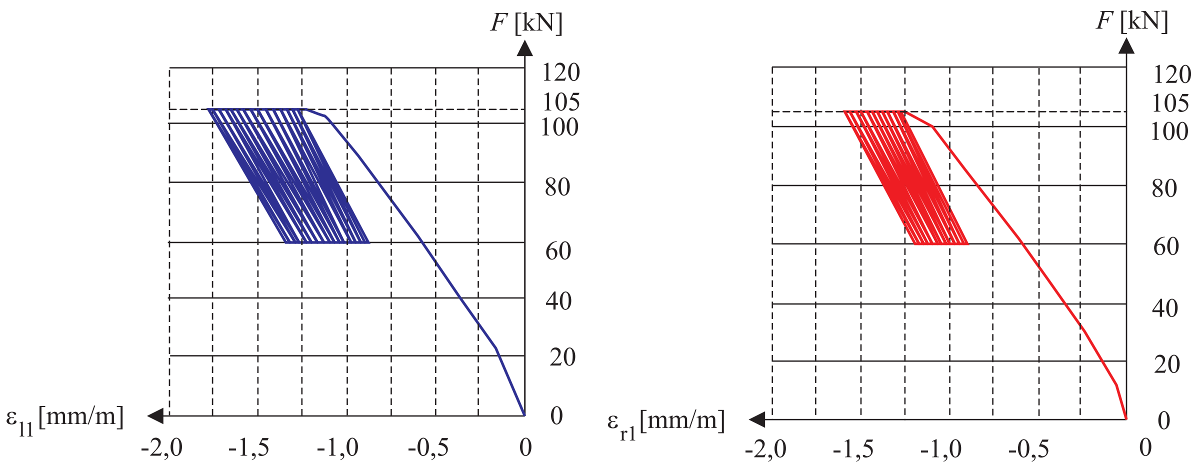


Bild C-V7a/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

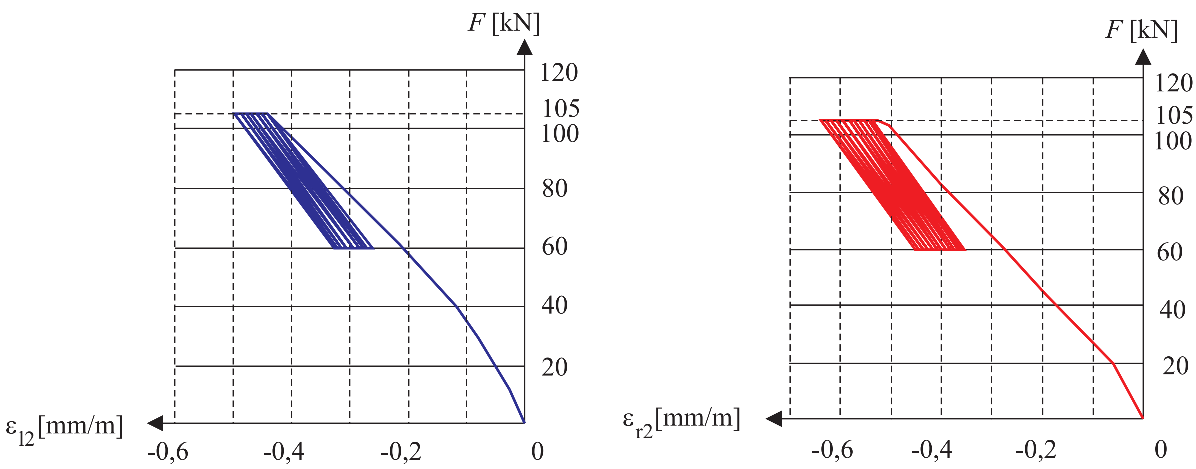


Bild C-V7a/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

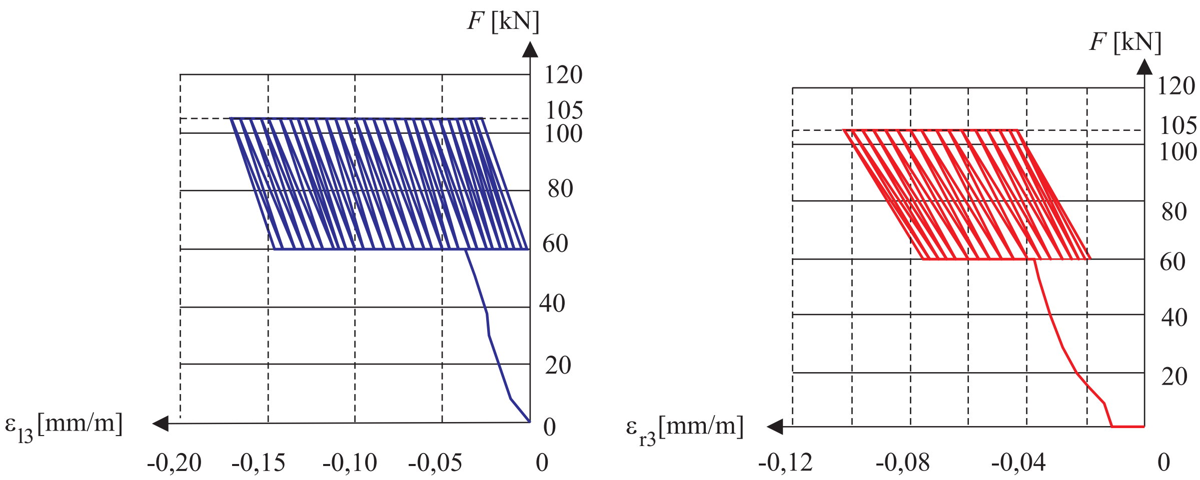


Bild C-V7a/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

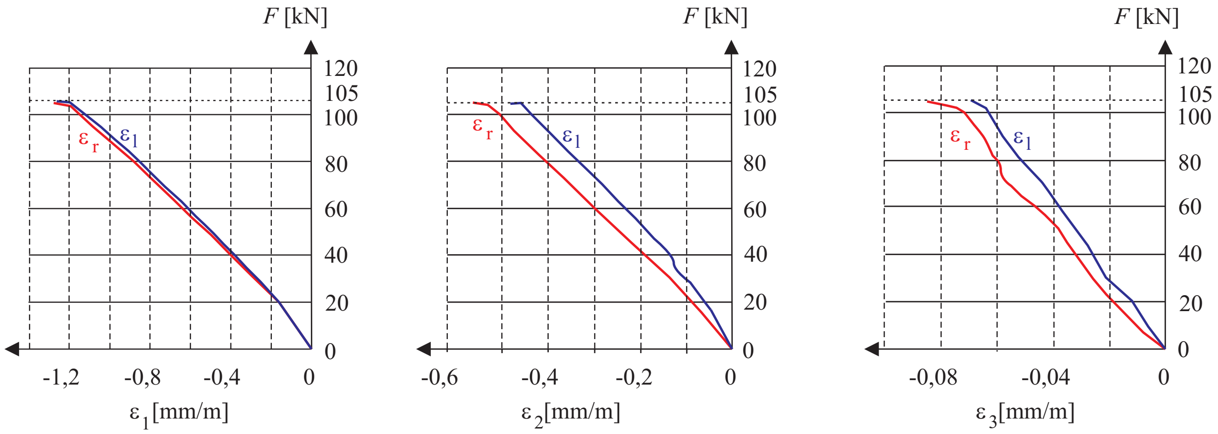


Bild C-V7a/4: Last-Dehnungskurve Messstellen 1 bis 3 beim ersten Anfahren der Oberlast

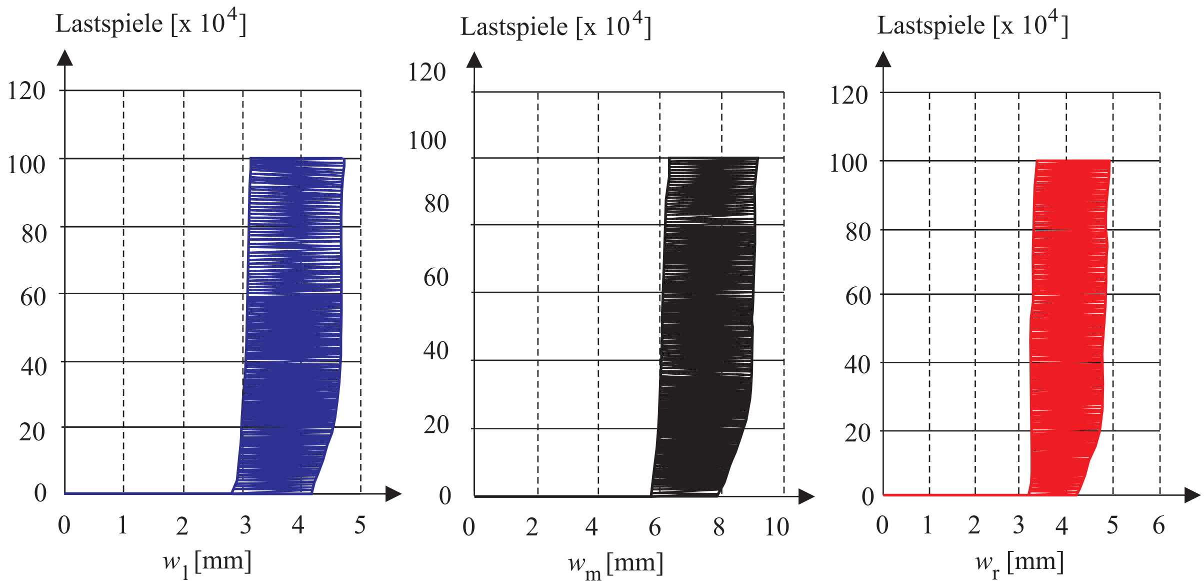


Bild C-V7a/5: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte und rechts)

Versuch V7b:

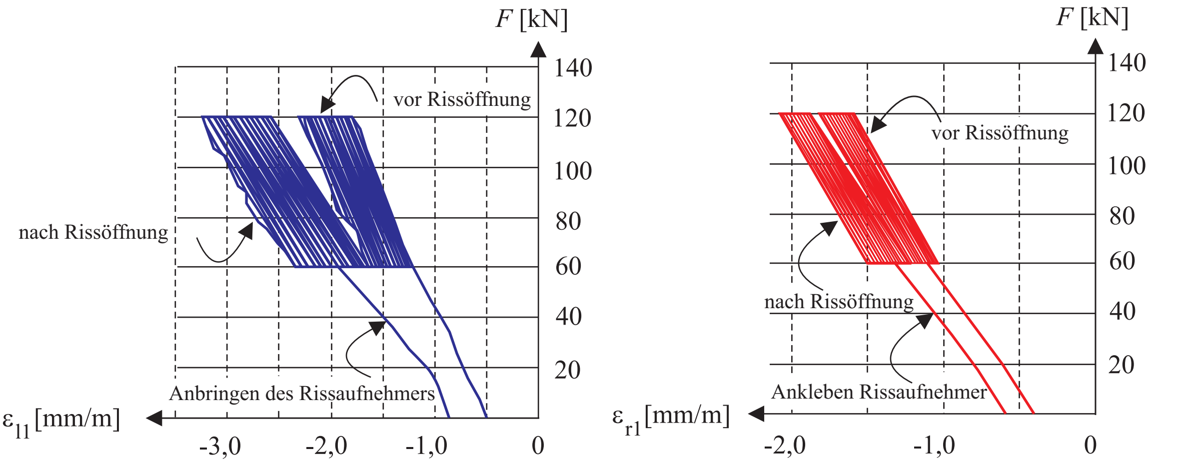


Bild C-V7b/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

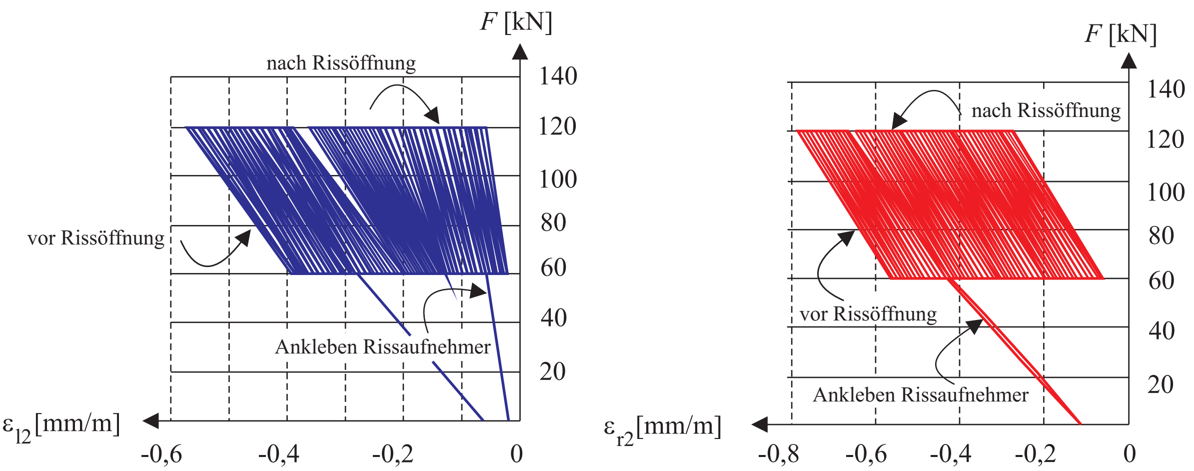


Bild C-V7b/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

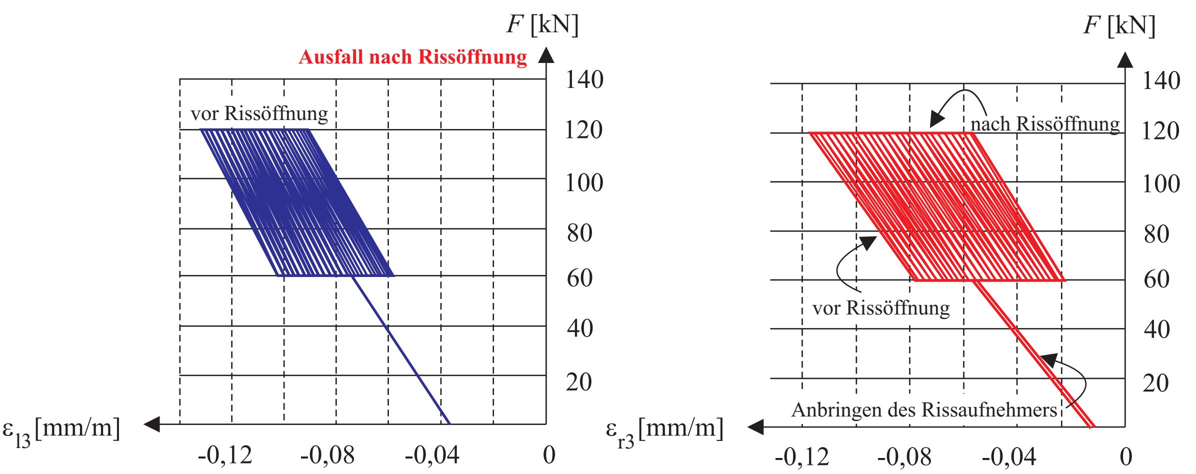


Bild C-V7b/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

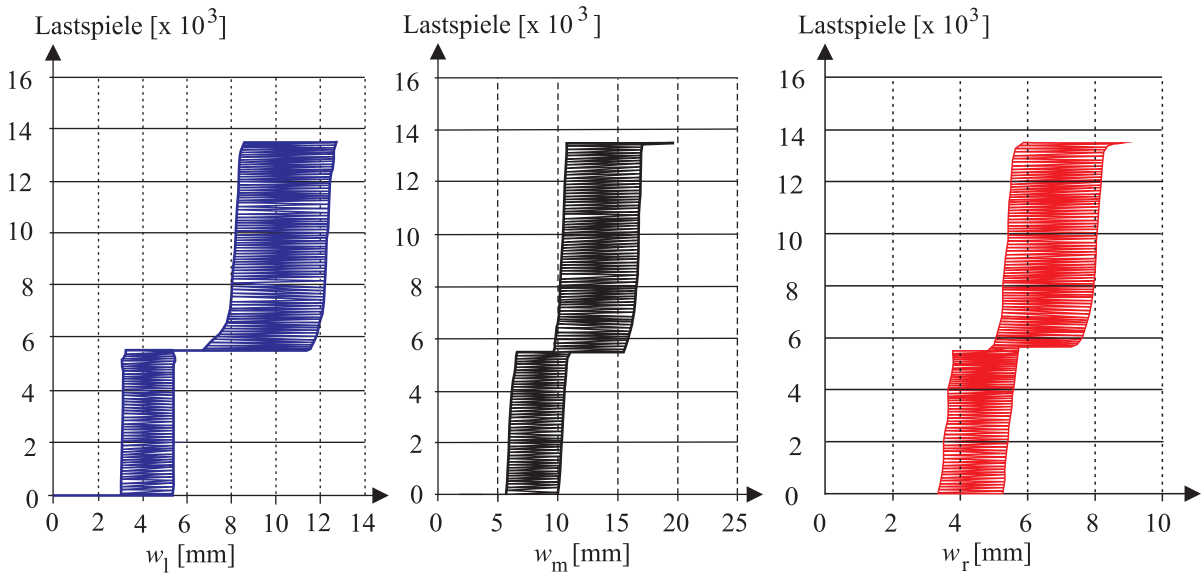


Bild C-V7b/4: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte und rechts)

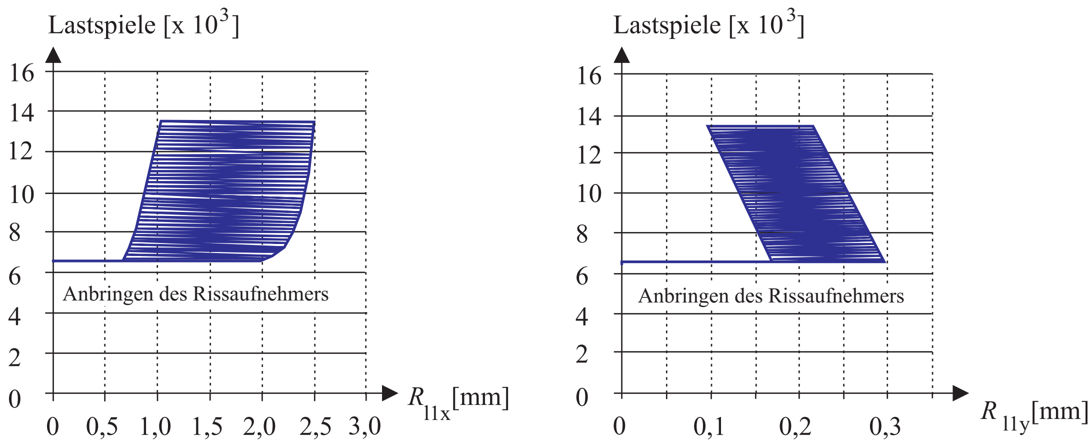


Bild C-V7b/5: Lastspiele über Rissöffnung/-verschiebung R_x und R_y Messstelle 1 links

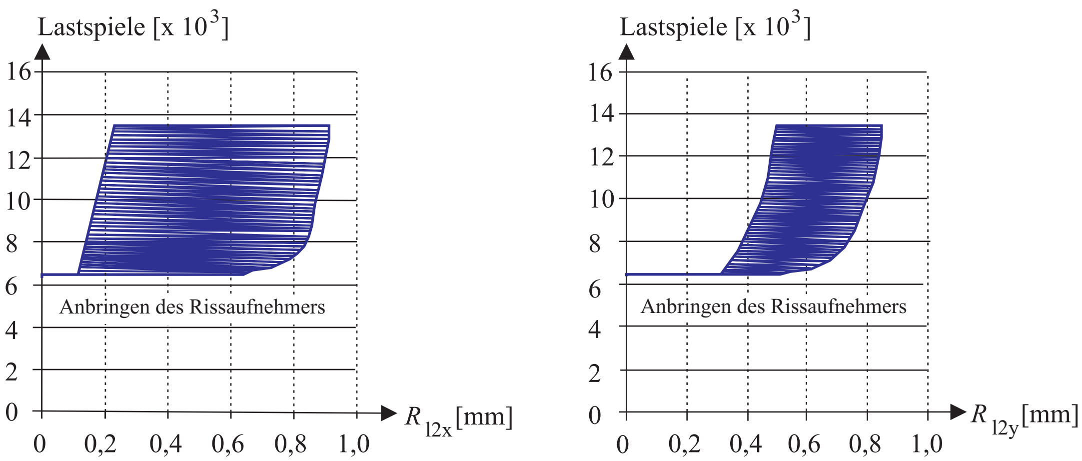


Bild C-V7b/6: Lastspiele über Rissöffnung/-verschiebung R_x und R_y Messstelle 2 links

Versuch V8a:

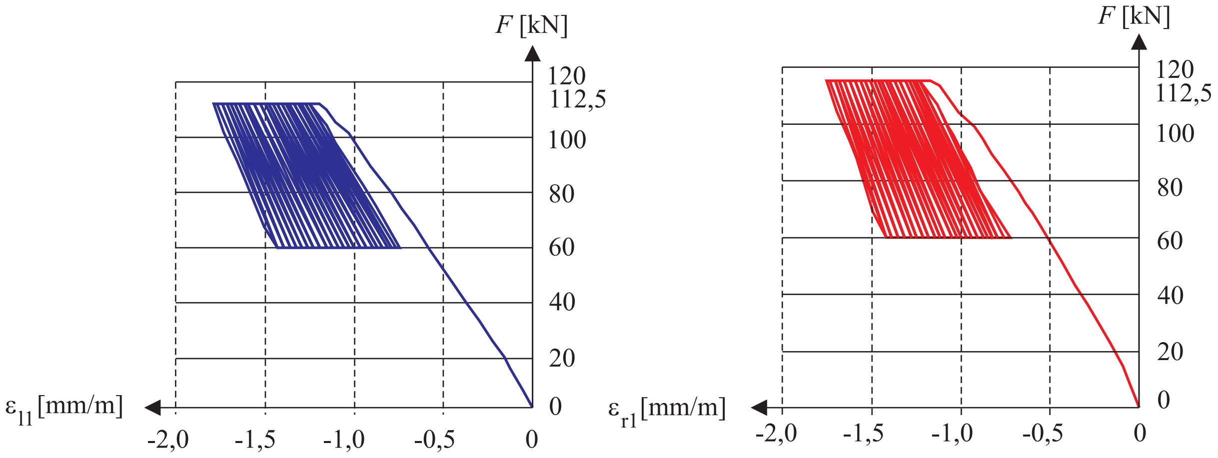


Bild C-V8a/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

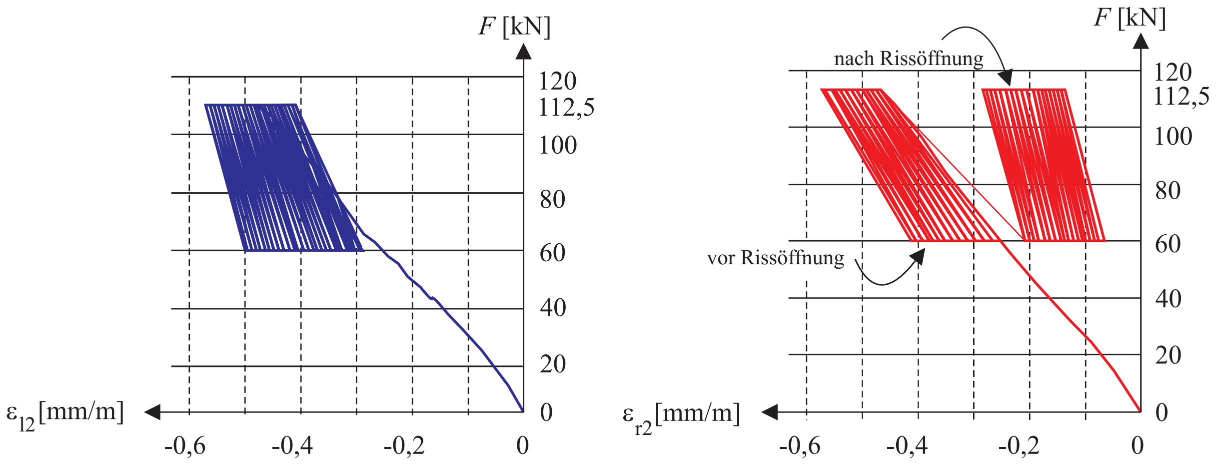


Bild C-V8a/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

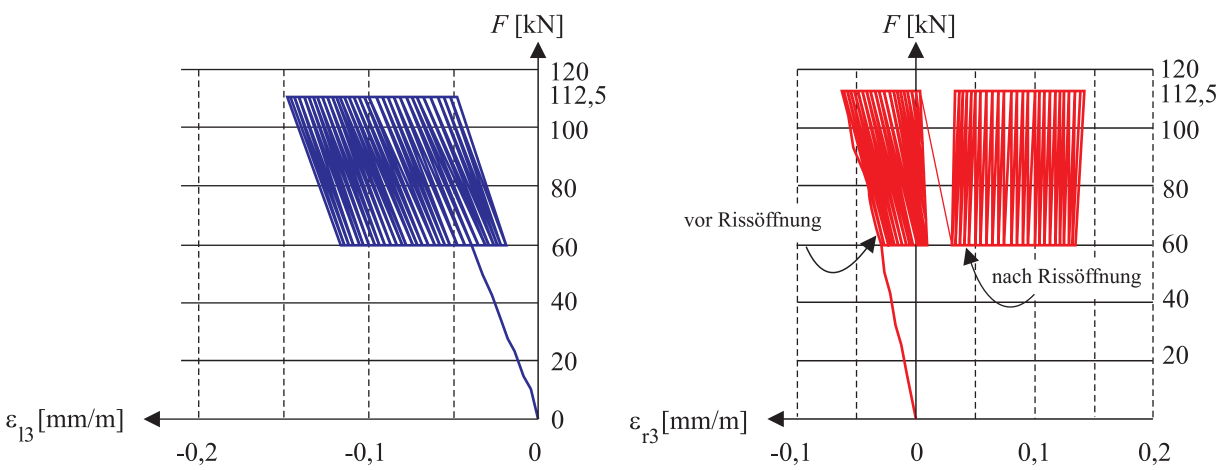


Bild C-V8a/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

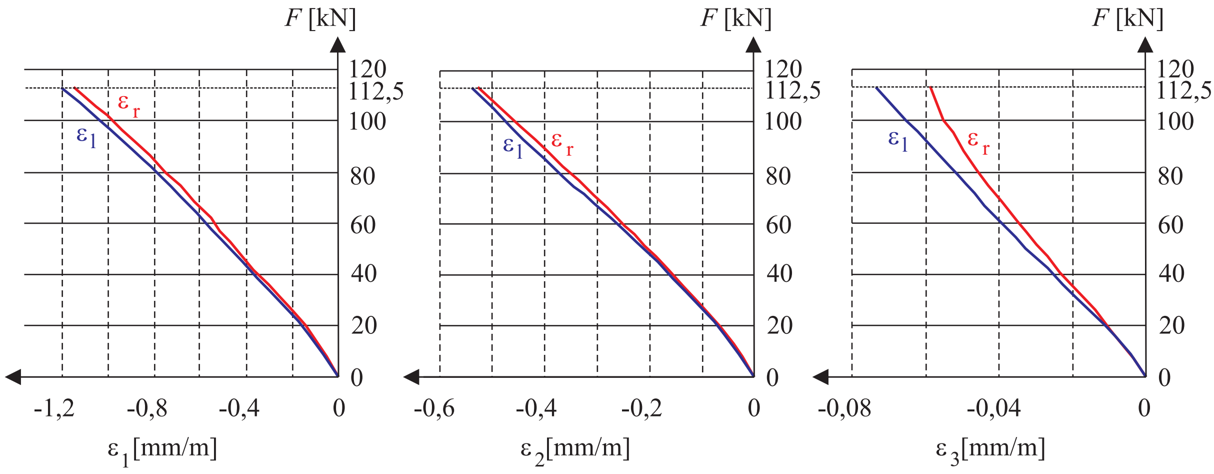


Bild C-V8a/4: Last-Dehnungskurve Messstellen 1 bis 3 beim ersten Anfahren der Oberlast

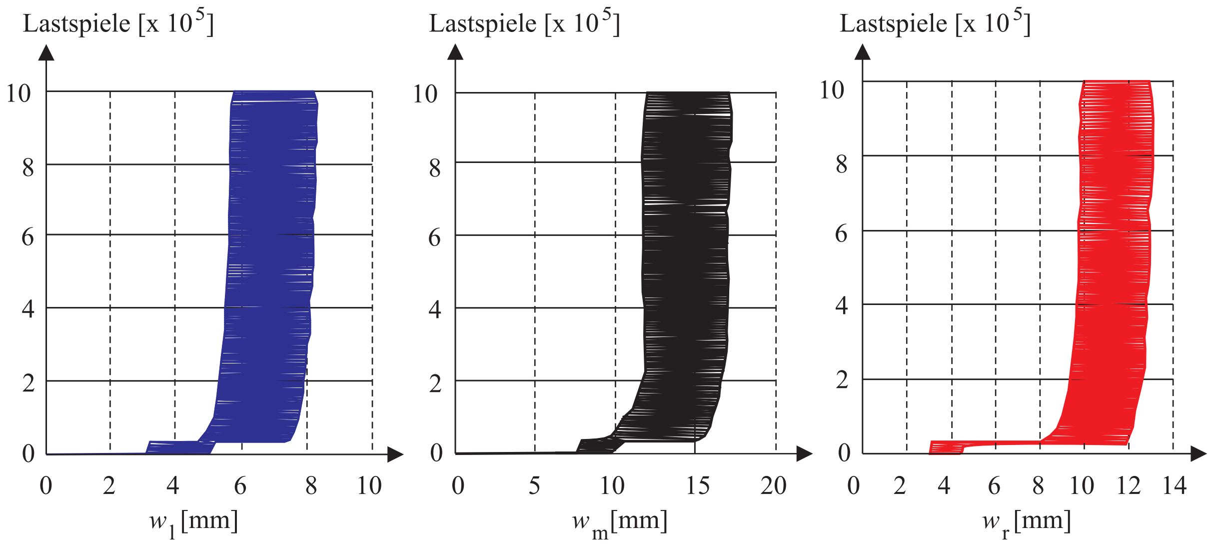


Bild C-V8a/5: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte und rechts)

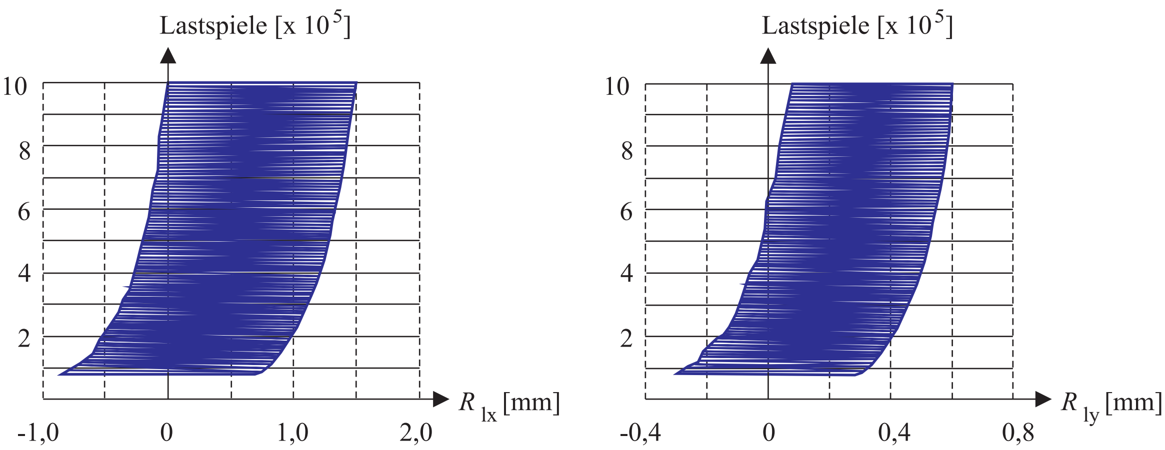


Bild C-V8a/6: Lastspiele über Rissöffnung/-verschiebung R_x und R_y Messstelle 1 (rechts)

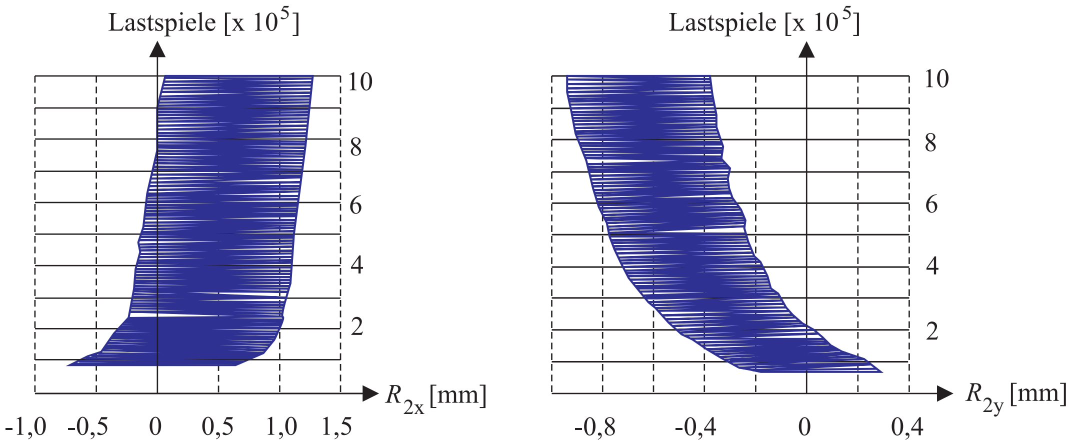


Bild C-V8a/7: Lastspiele über Rissöffnung/-verschiebung R_x und R_y Messstelle 2 (rechts)

Versuch V8b:

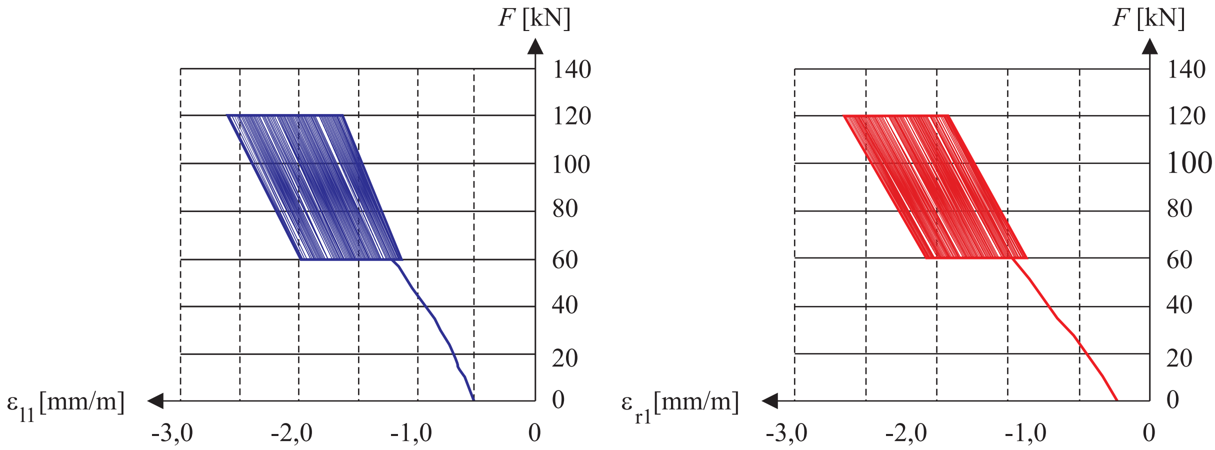


Bild C-V8b/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

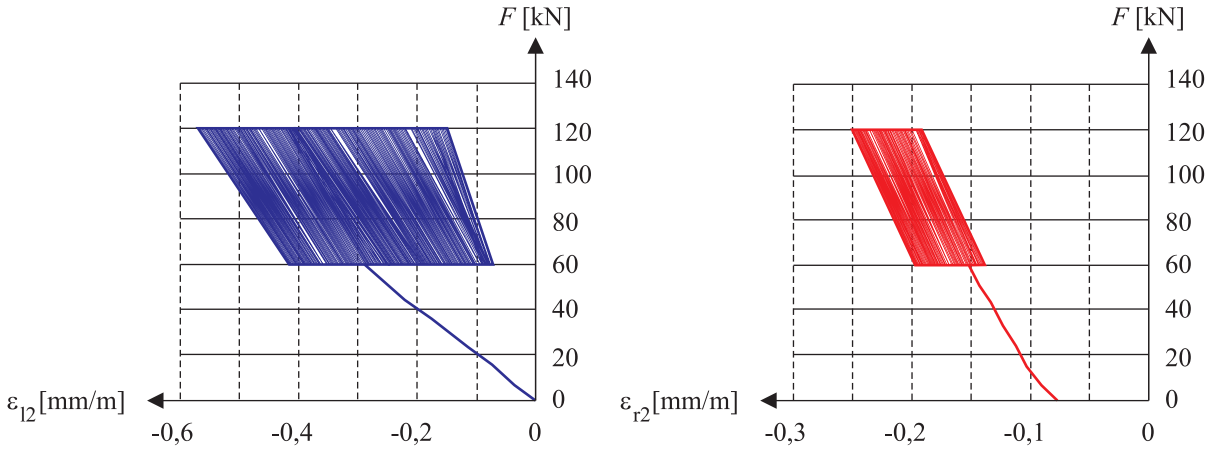


Bild C-V8b/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

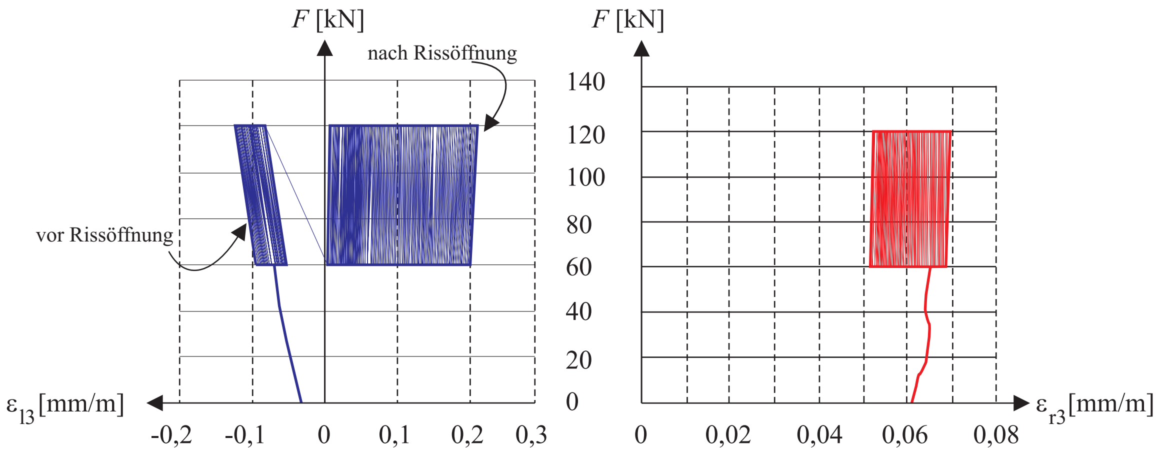


Bild C-V8b/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

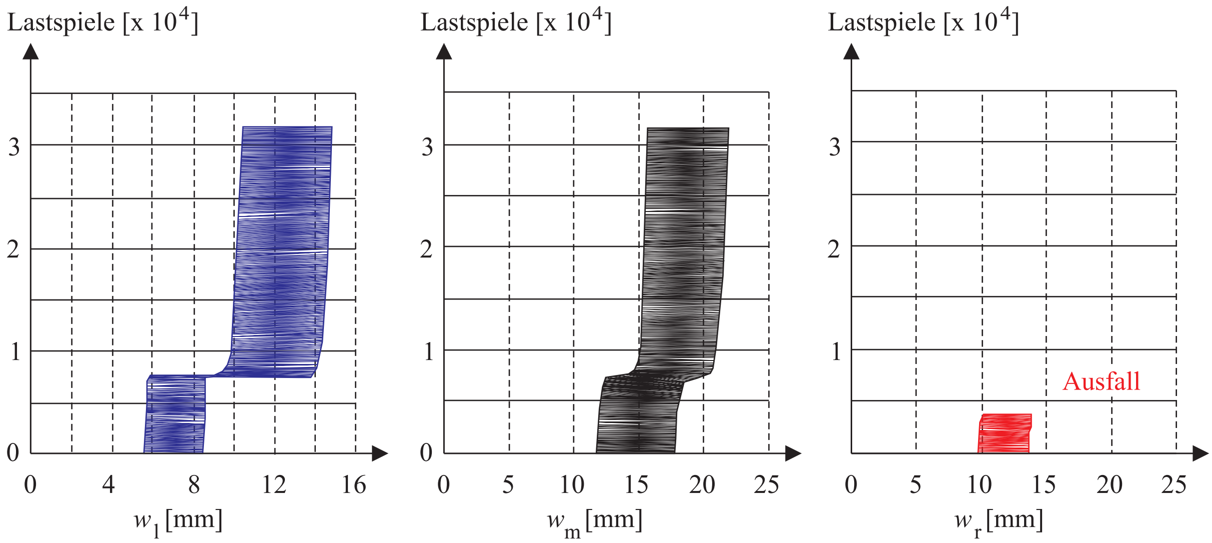


Bild C-V8b/4: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte und rechts)

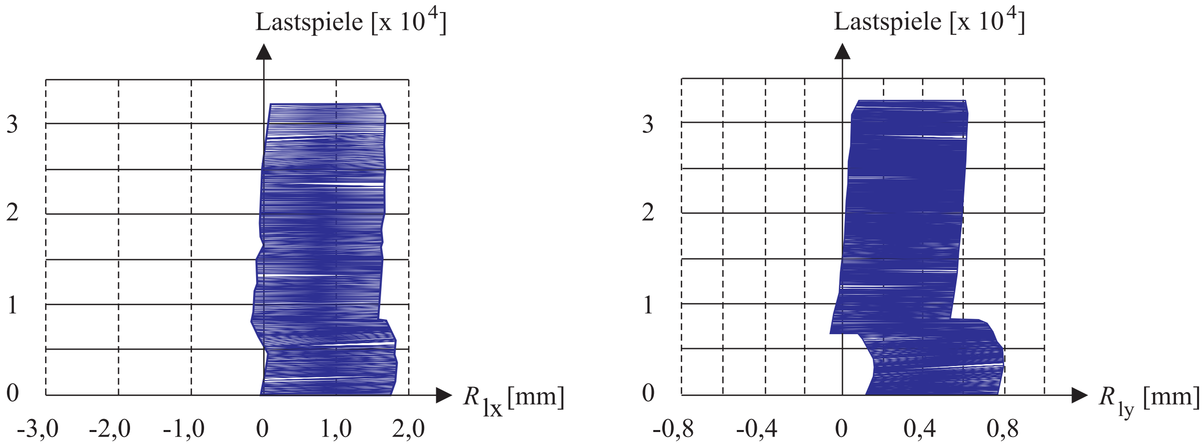


Bild C-V8b/5: Lastspiele über Rissöffnung/-verschiebung R_x und R_y Messstelle 1 (rechts)

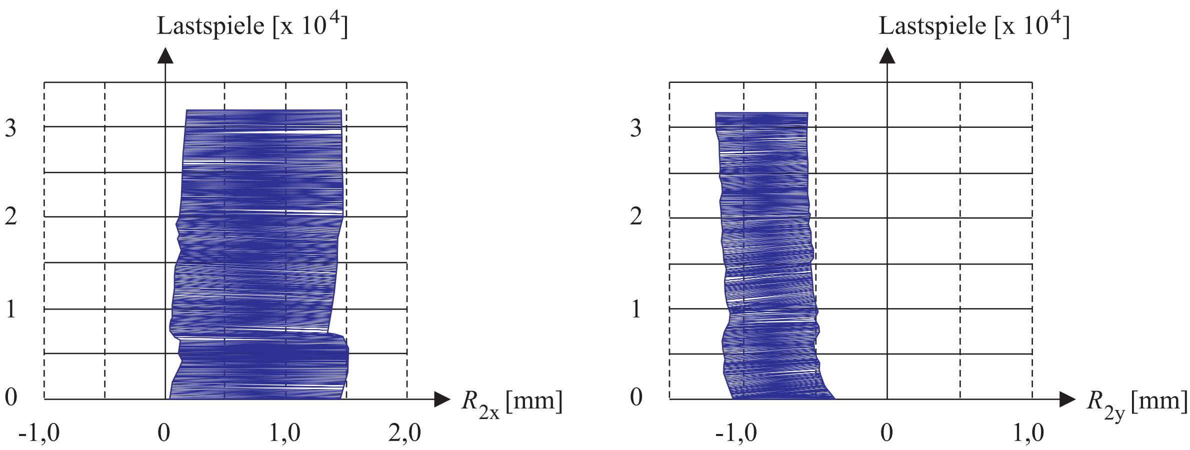


Bild C-V8b/6: Lastspiele über Rissöffnung/-verschiebung R_x und R_y Messstelle 2 (rechts)

Versuch V9:

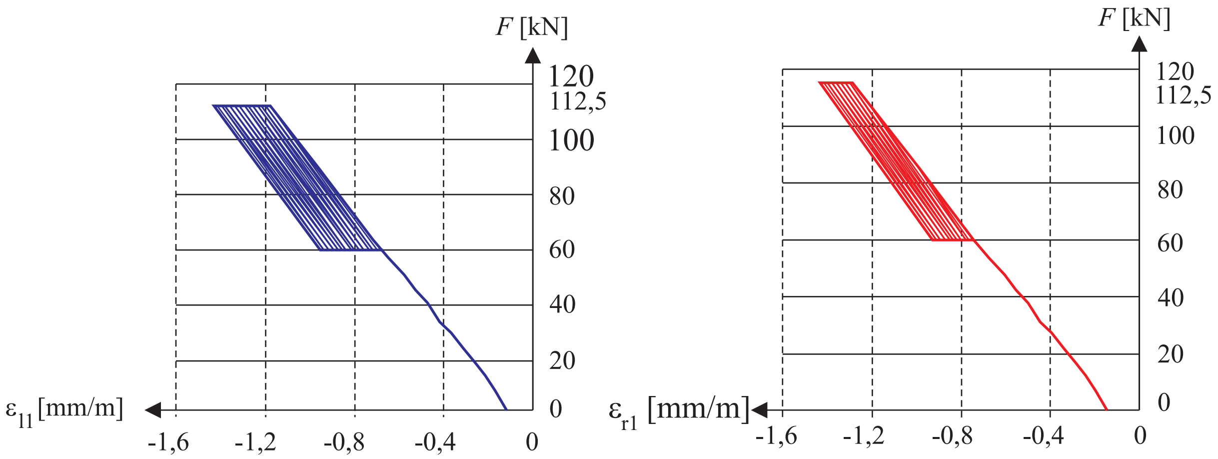


Bild C-V9/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

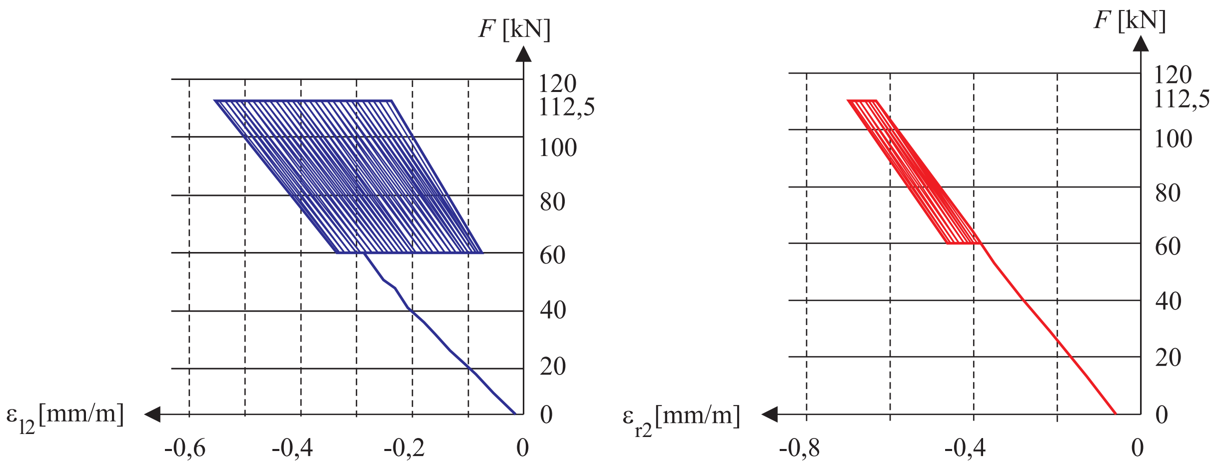


Bild C-V9/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

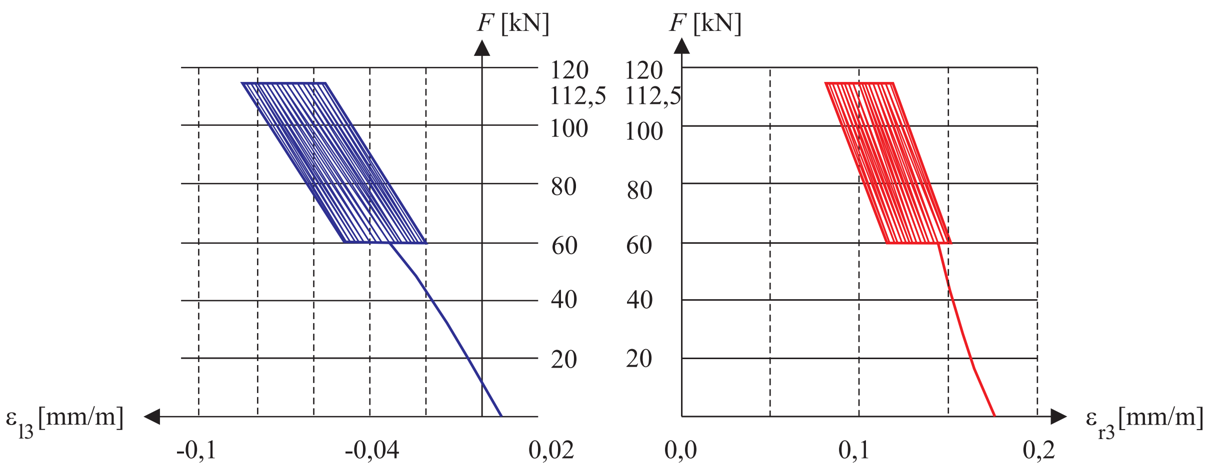


Bild C-V9/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

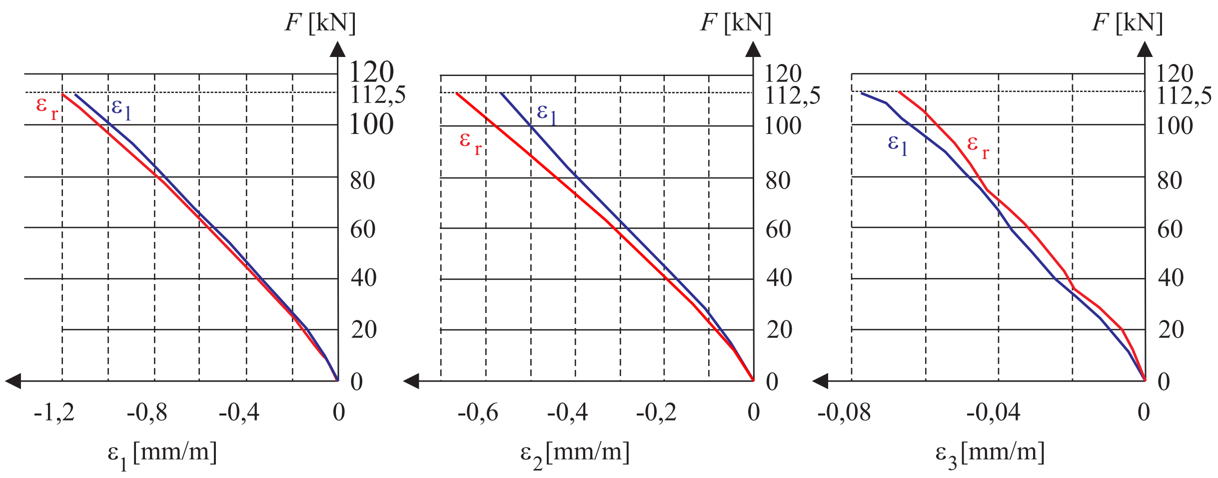


Bild C-V9/4: Last-Dehnungskurve Messstellen 1 bis 3 beim ersten Anfahren der Oberlast

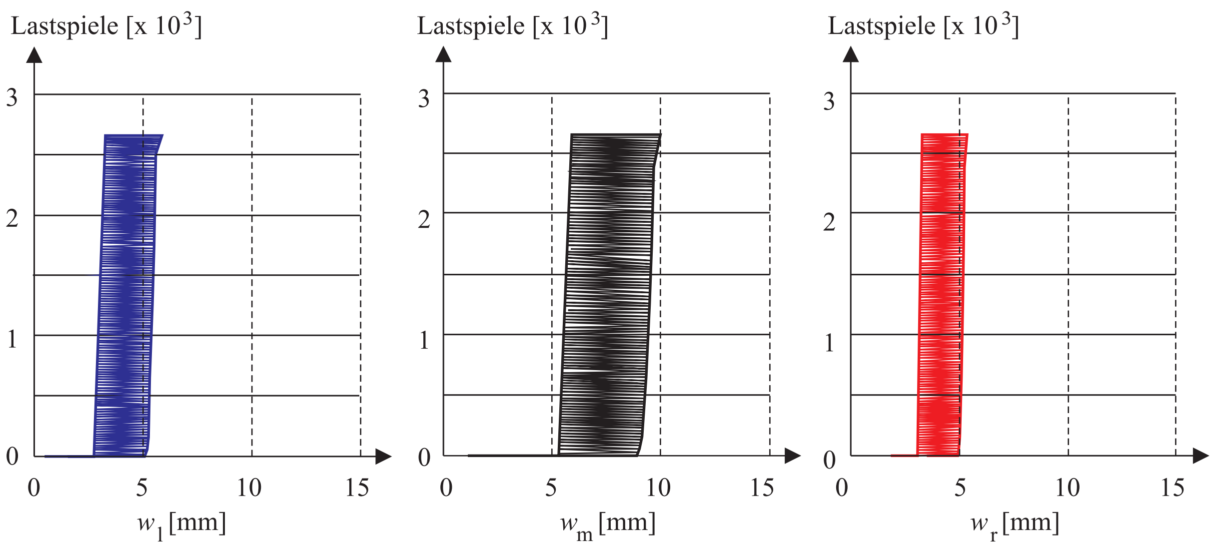


Bild C-V9/5: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte und rechts)

Versuch V10:

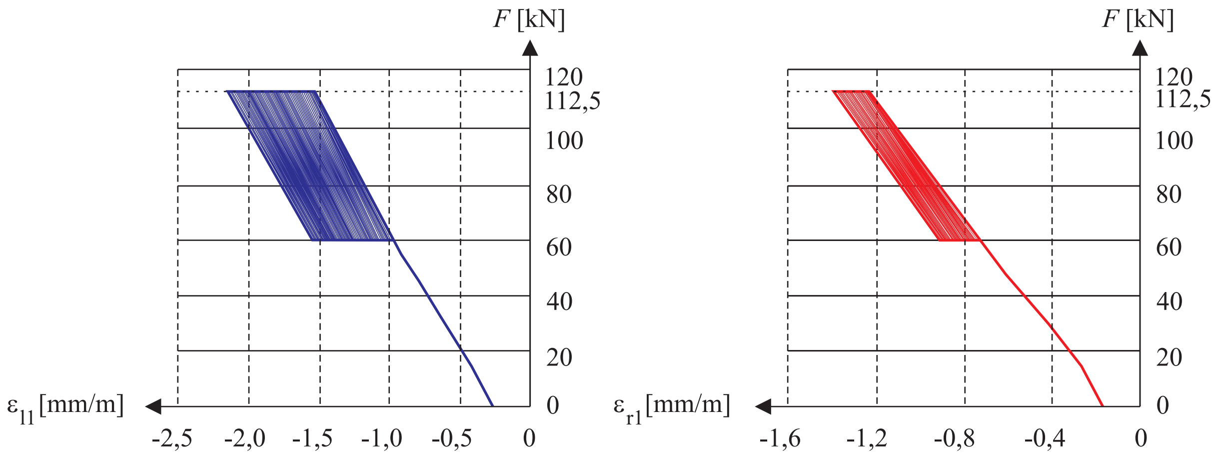


Bild C-V10/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

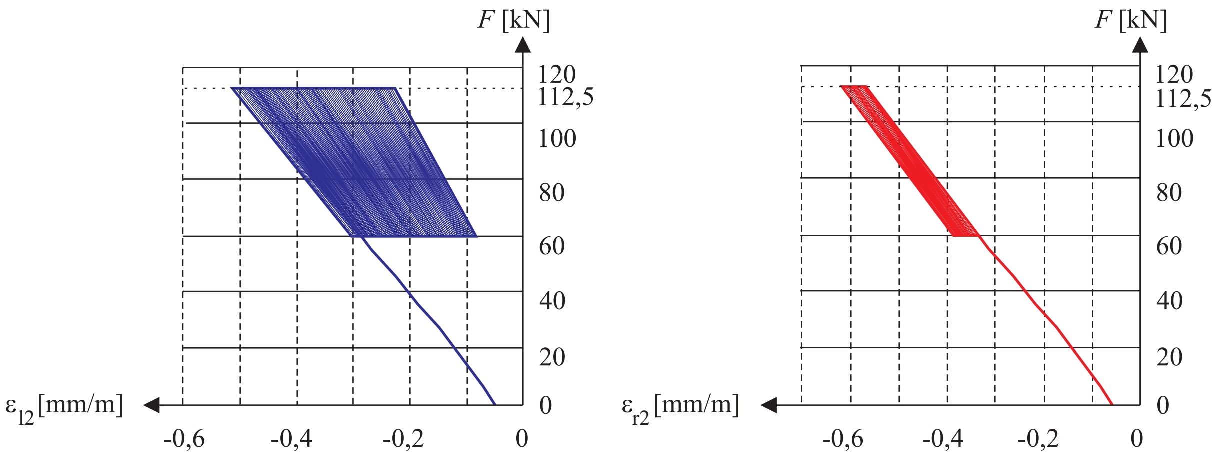


Bild C-V10/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

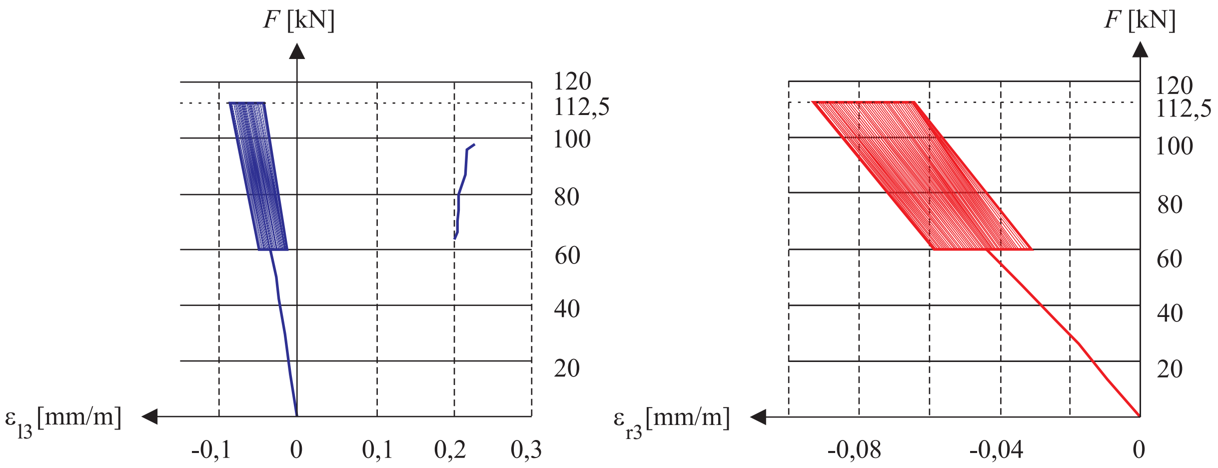


Bild C-V10/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

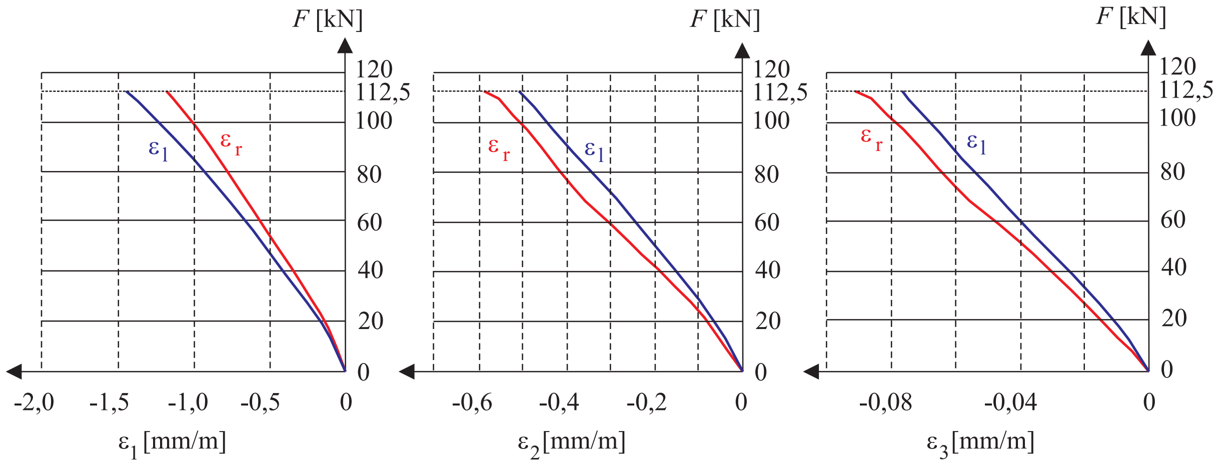


Bild C-V10/4: Last-Dehnungskurve Messstellen 1 bis 3 beim ersten Anfahren der Oberlast

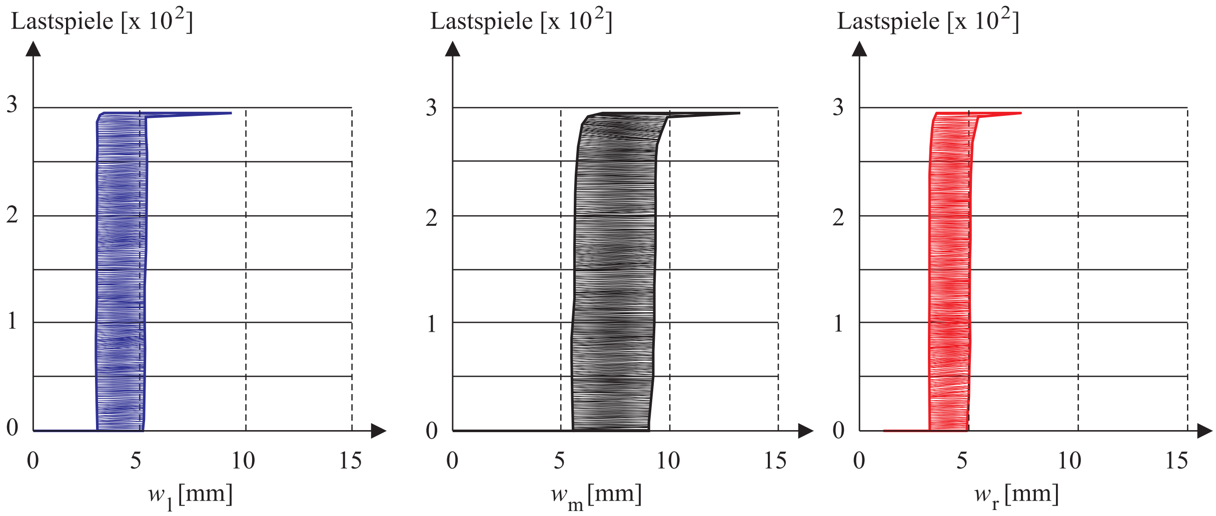
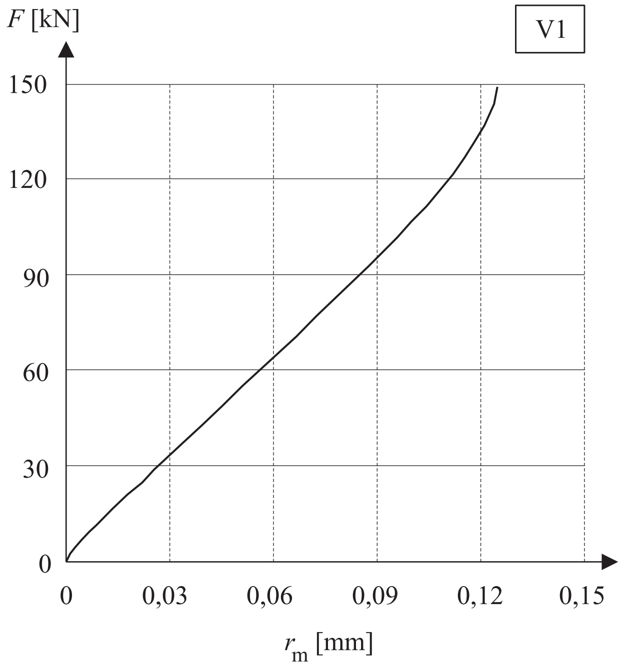


Bild C-V10/5: Lastspiele über Verformungen w (links, Mitte und rechts)

Rissöffnungen der Versuche V1 und V2 sowie V7 bis V10



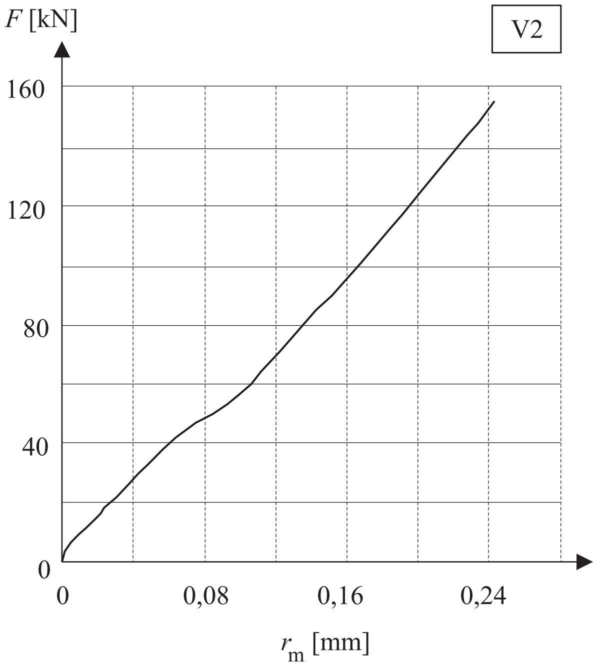
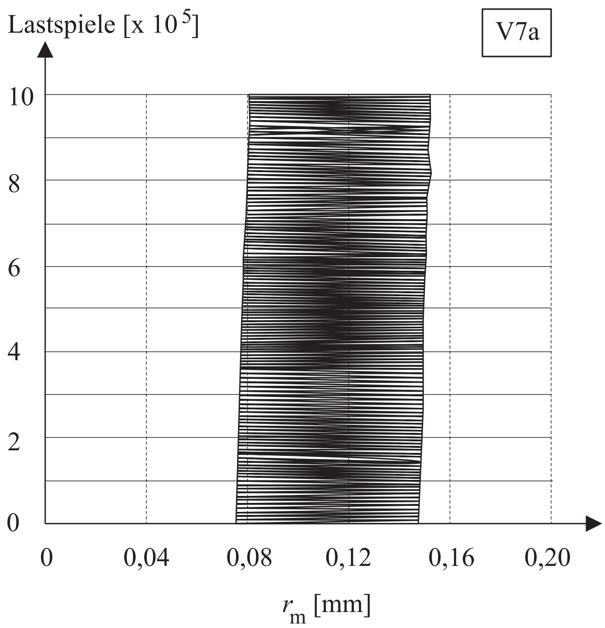


Bild C-1: Rissöffnung r_m der Versuche V1 und V2



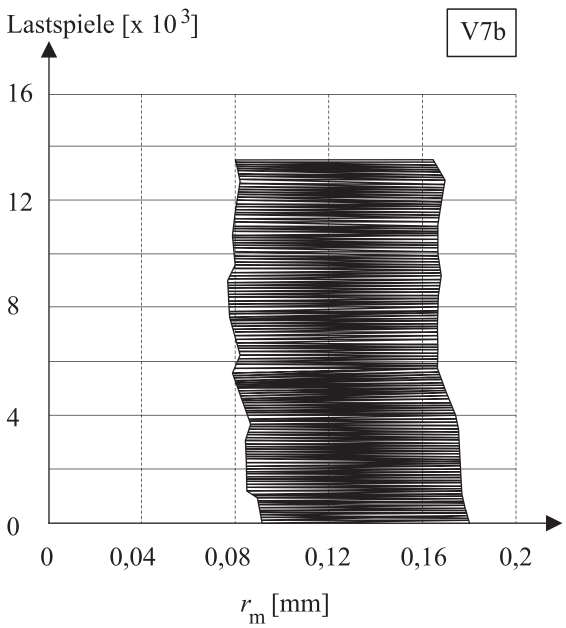


Bild C-2: Rissöffnung r_m der Versuche V7a und V7b

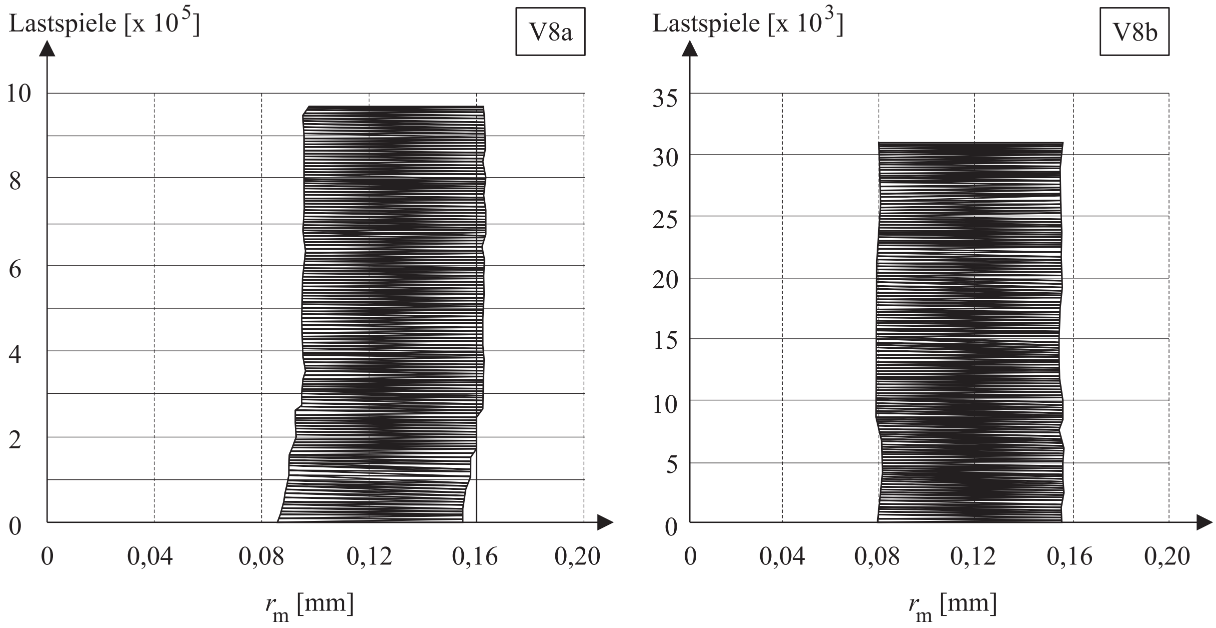


Bild C-3: Rissöffnung r_m der Versuche V8a und V8b

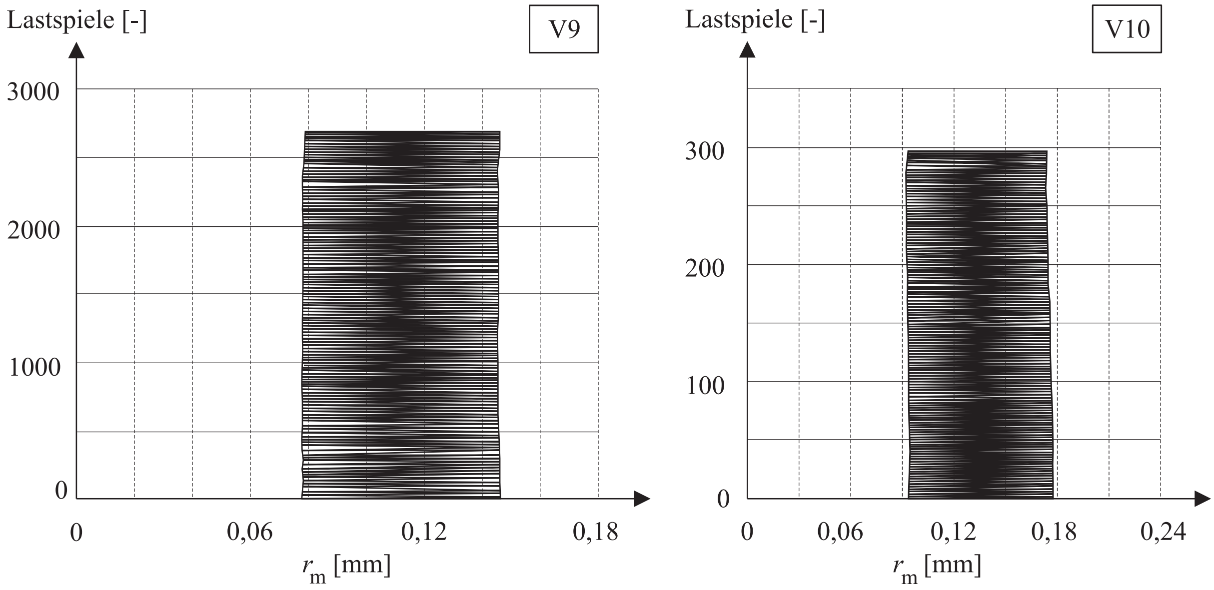


Bild C-4: Rissöffnung r_m der Versuche V9 und V10

Versuch V11:

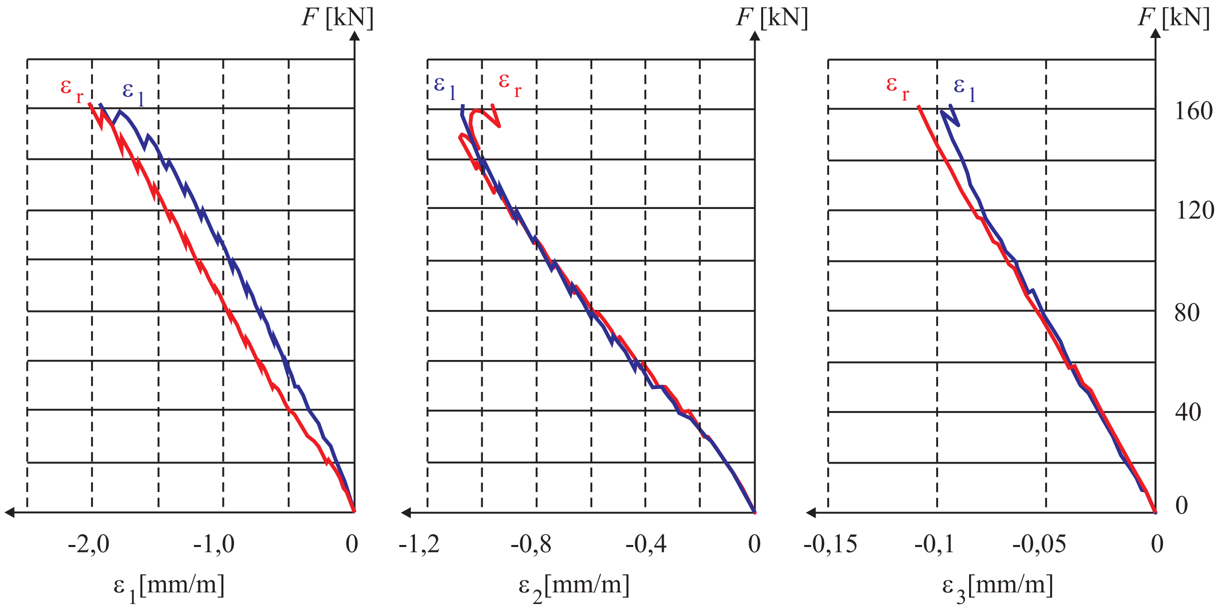


Bild C-V11/1: Last-Dehnungskurven in den Messstellen 1, 2 und 3 (links und rechts)

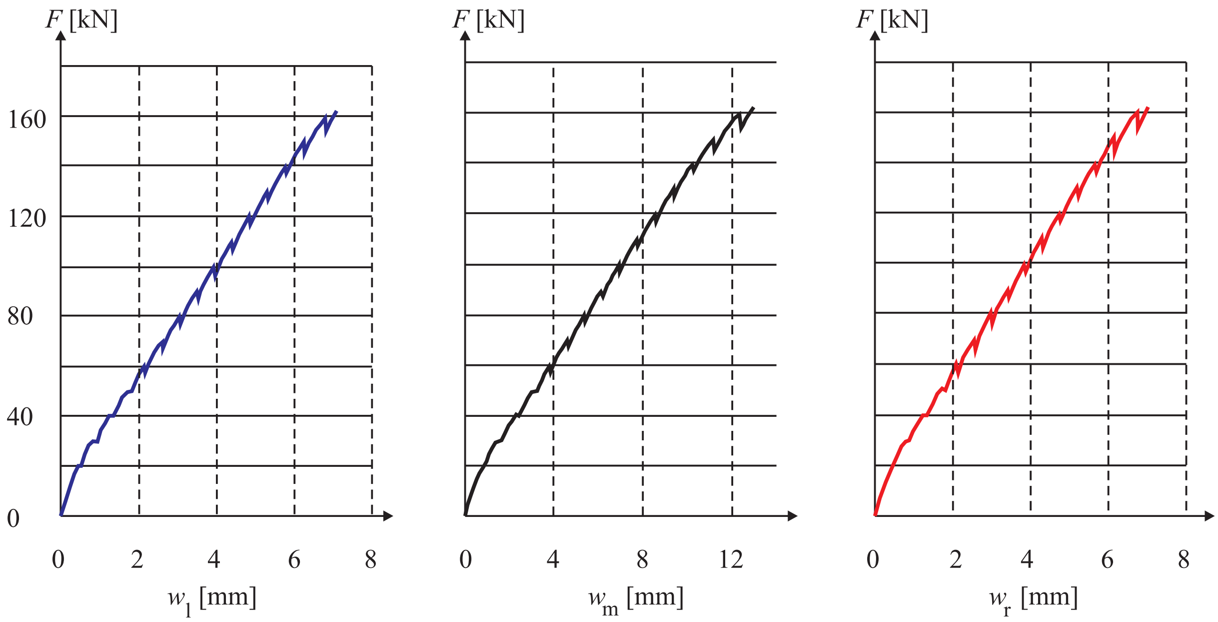


Bild C-V11/2: Last-Verformungskurven links, Mitte und rechts

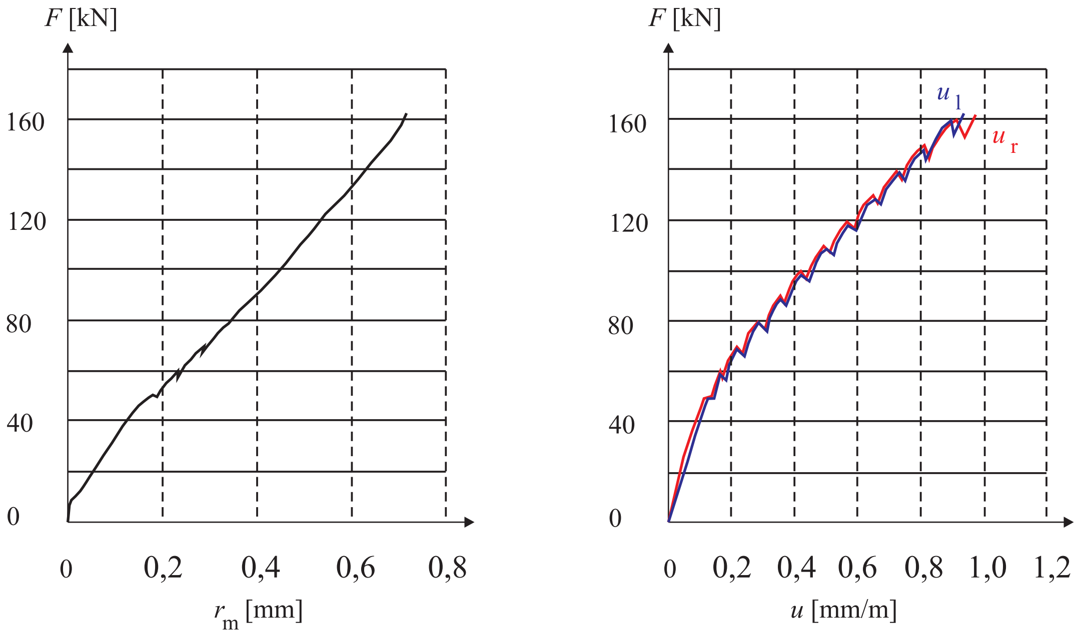


Bild C-V11/3: Last-Rissöffnungs-Kurve (li.); Dehnungen im mittleren Bewehrungsstab (re.)

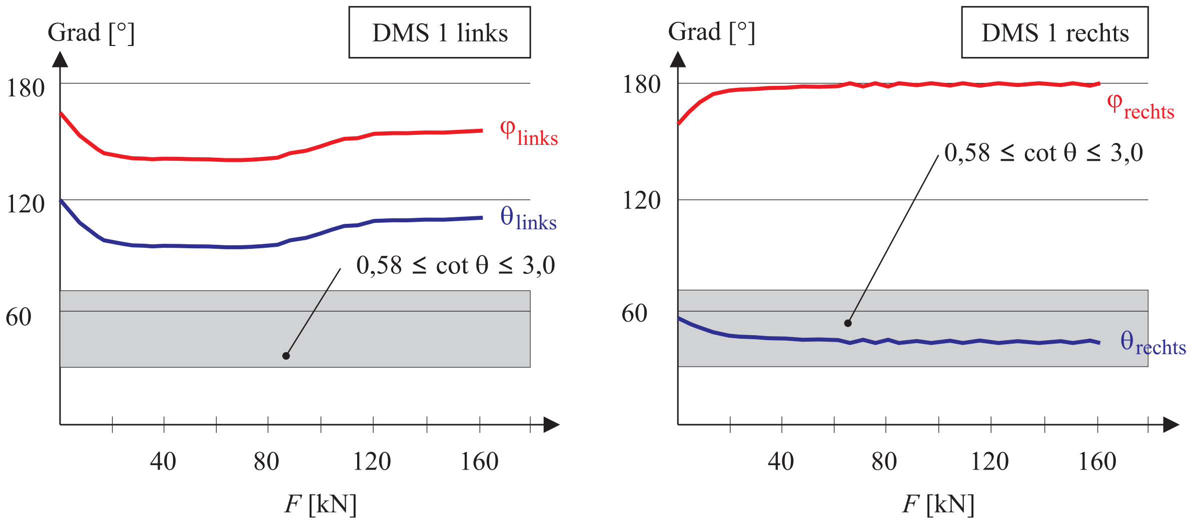


Bild C-V11/4: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 1 li. & re.

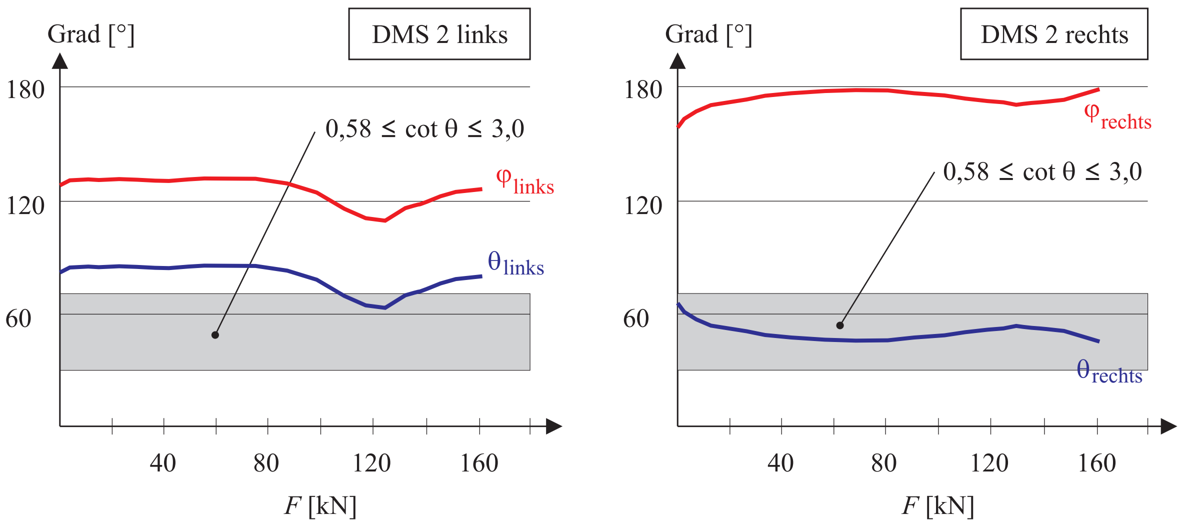


Bild C-V11/5: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 2 li. & re.

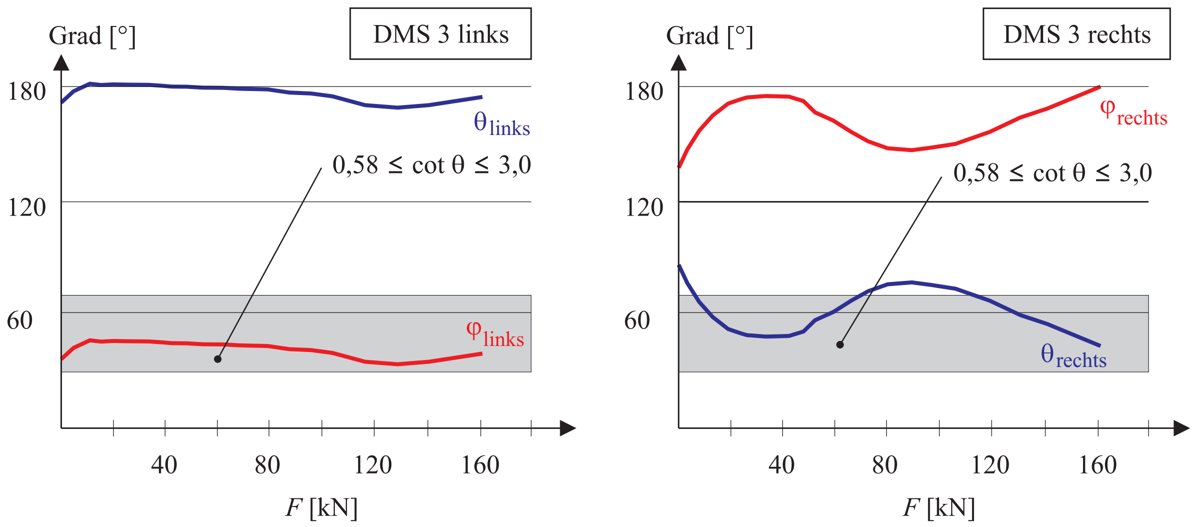


Bild C-V11/6: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 3 li. & re.

Versuch V12:

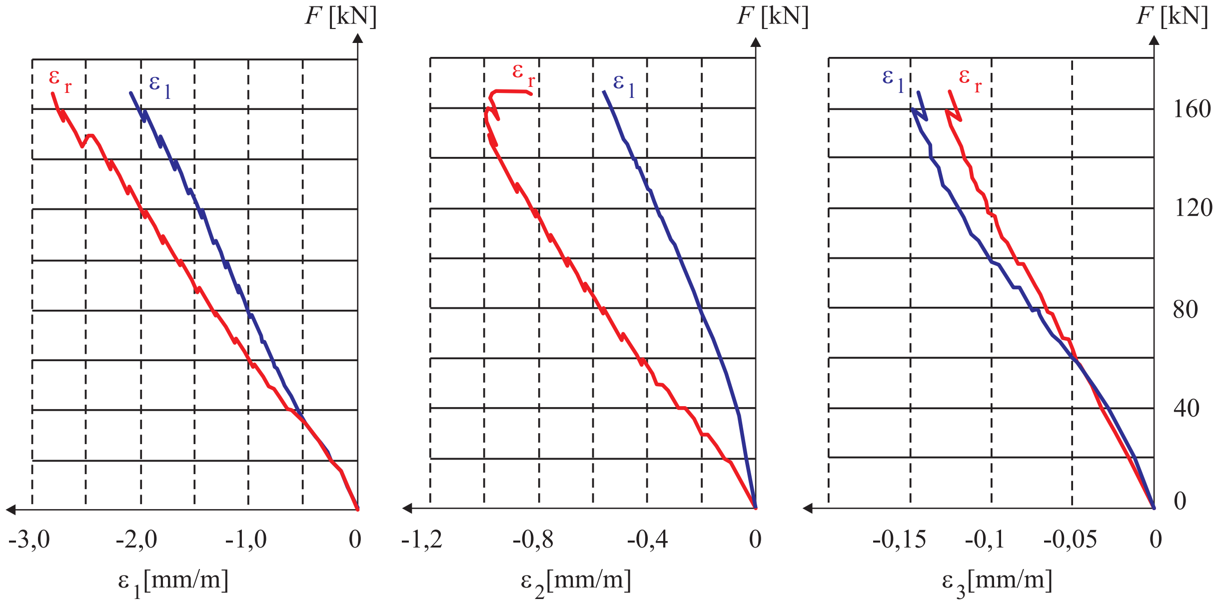


Bild C-V12/1: Last-Dehnungskurven in den Messstellen 1, 2 und 3 (links und rechts)

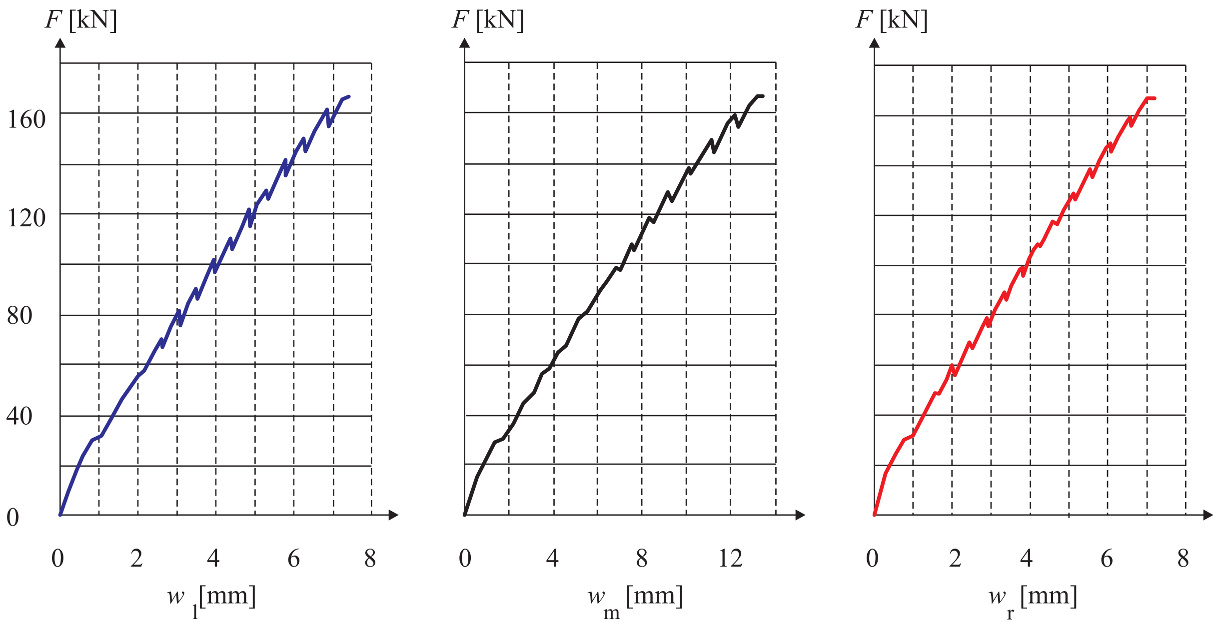


Bild C-V12/2: Last-Verformungskurven links, Mitte und rechts

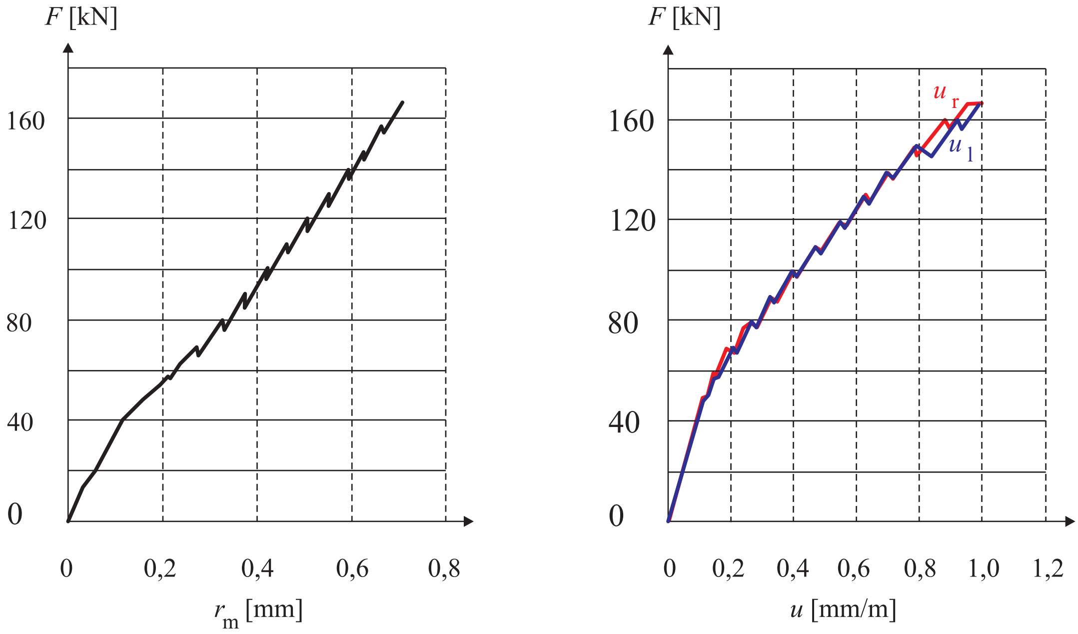


Bild C-V12/3: Last-Rissöffnung V12 (li.); Dehnungen im mittleren Bewehrungsstab (re.)

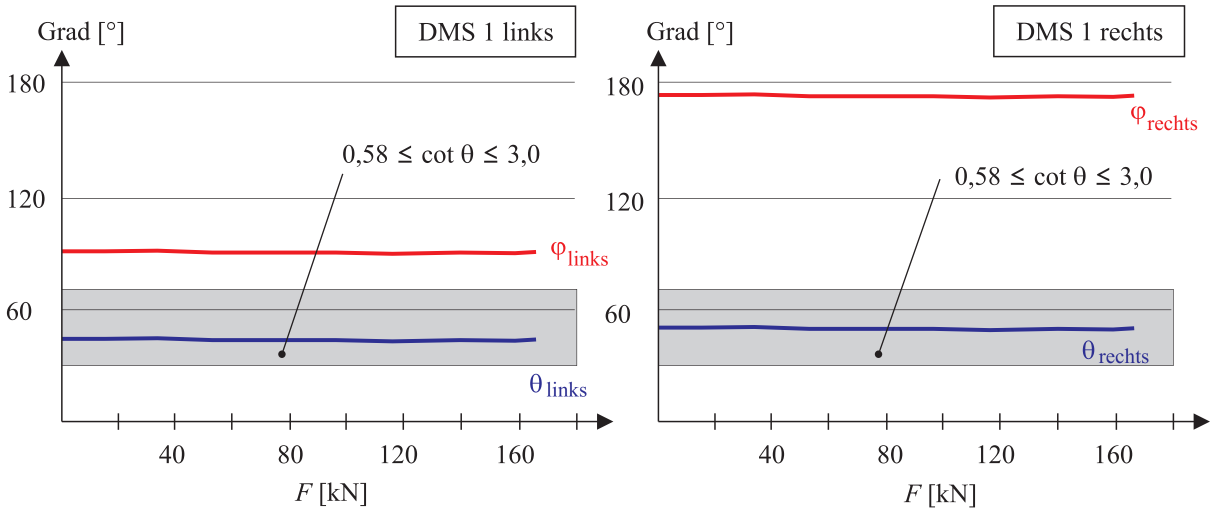


Bild C-V12/4: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 1 li. & re.

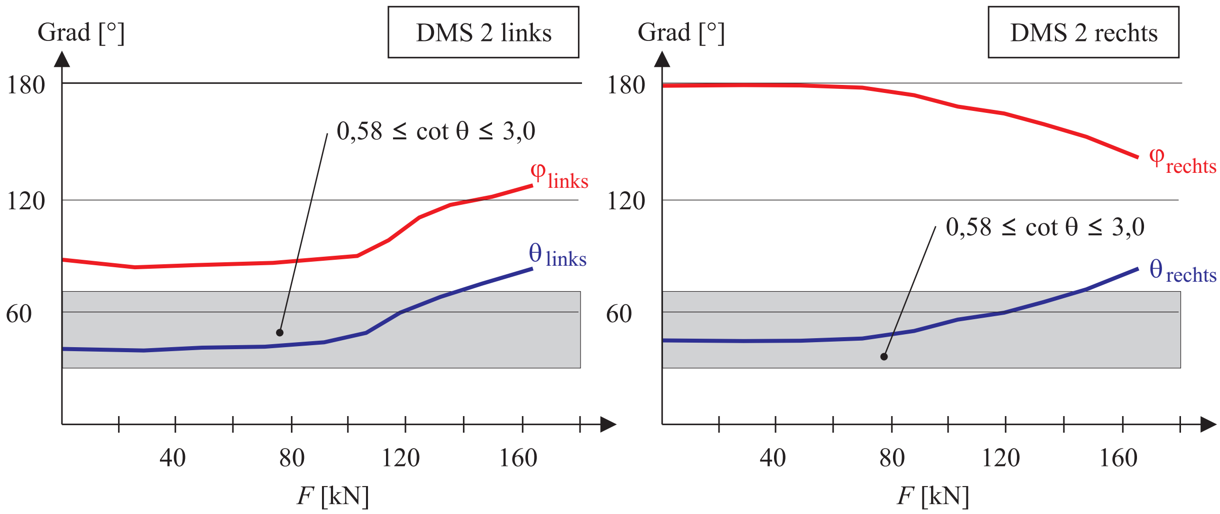


Bild C-V12/5: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 2 li. & re.

Versuch V13a:

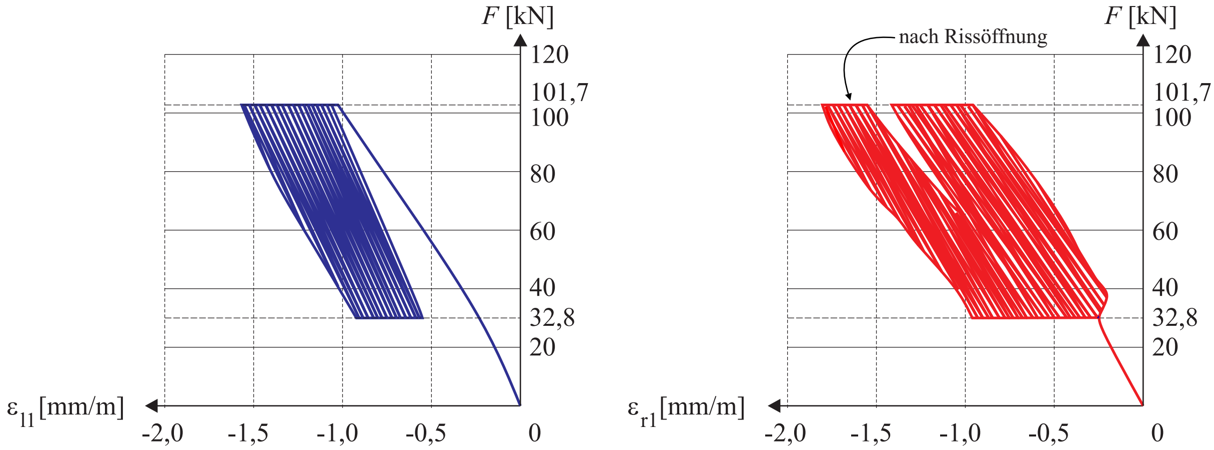


Bild C-V13a/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

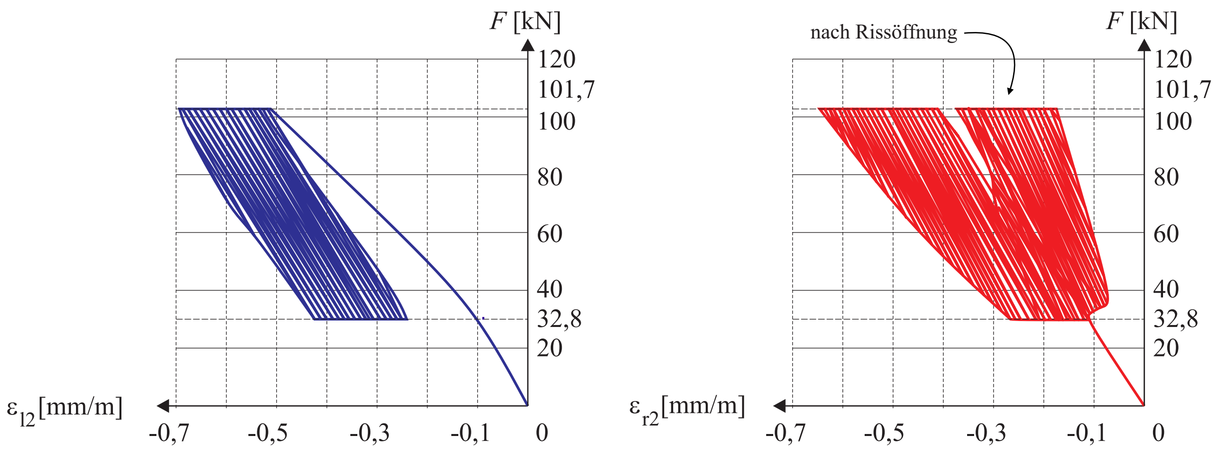


Bild C-V13a/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

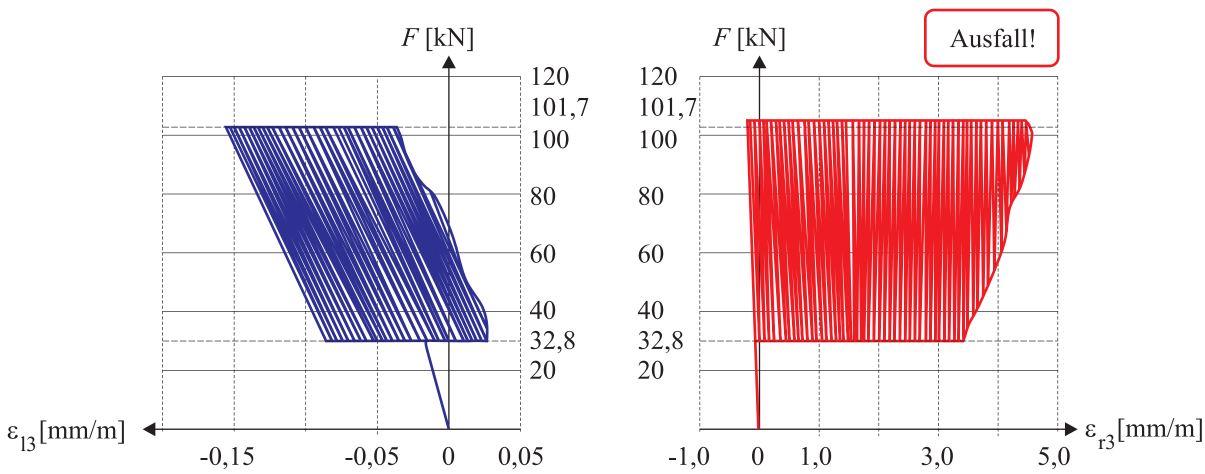


Bild C-V13a/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

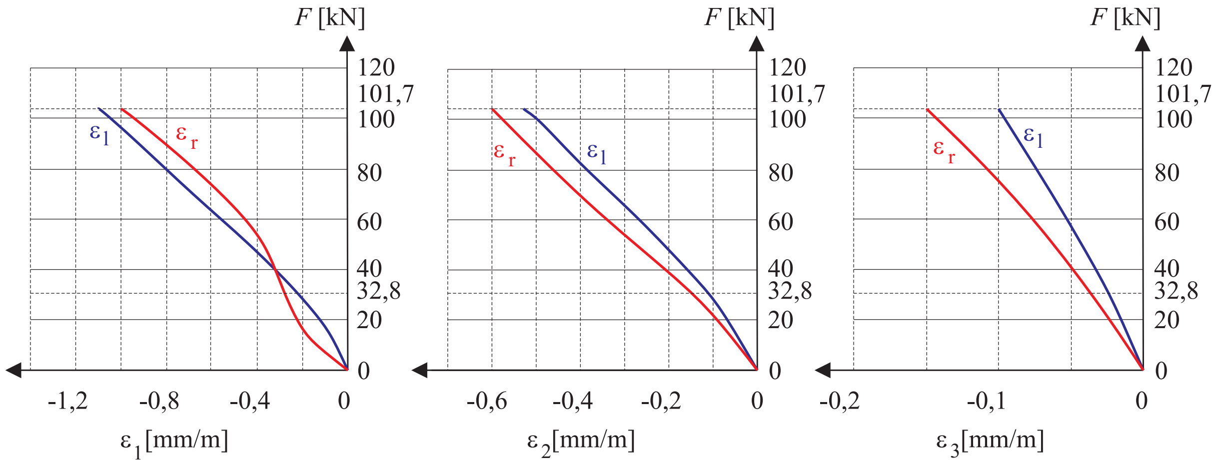


Bild C-V13a/4: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 bis 3 beim ersten Anfahren der Oberlast

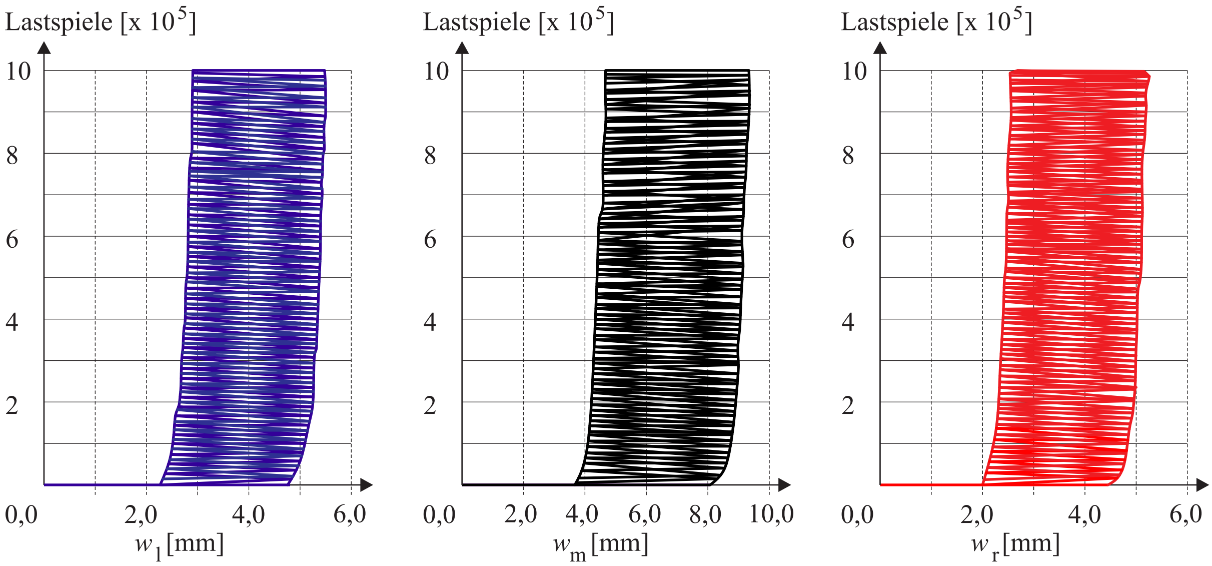


Bild C-V13a/5: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte, rechts)

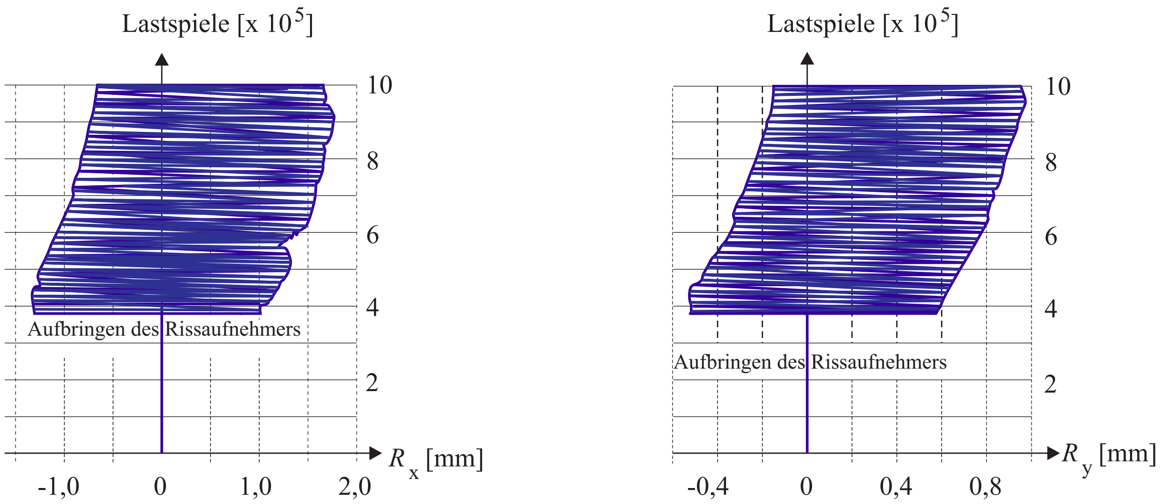


Bild C-V13a/6: Lastspiele über Rissöffnung/-verschiebung R_x und R_y

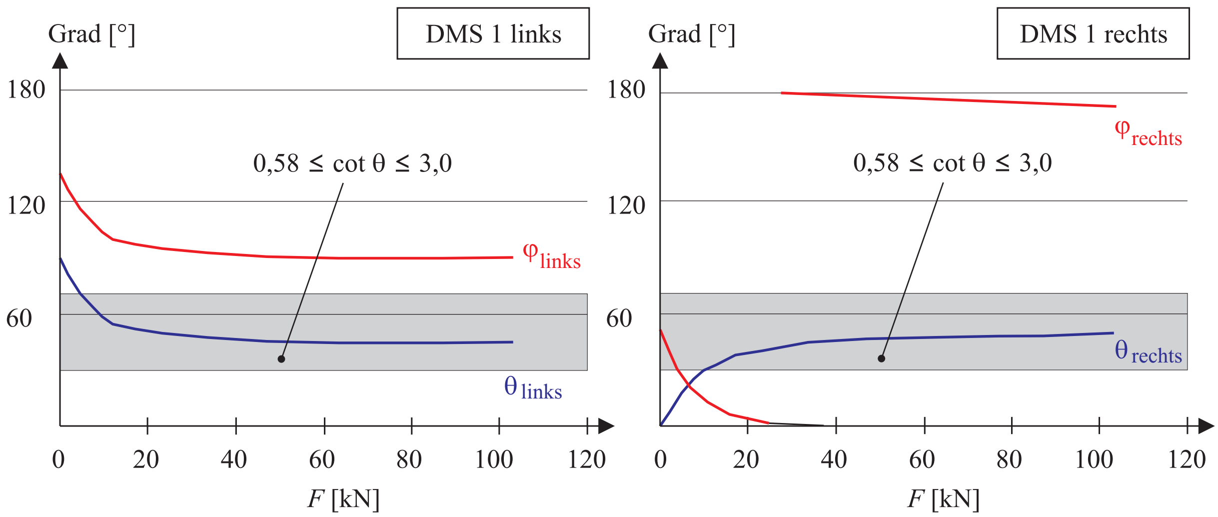


Bild C-V13a/7: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 1 li. & re.

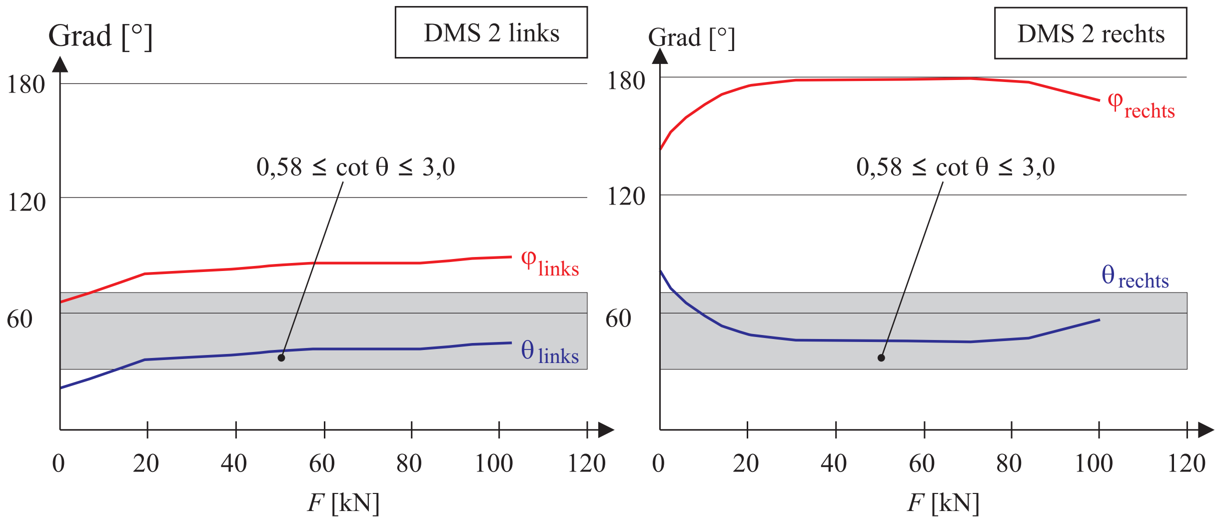


Bild C-V13a/8: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 2 li. & re.

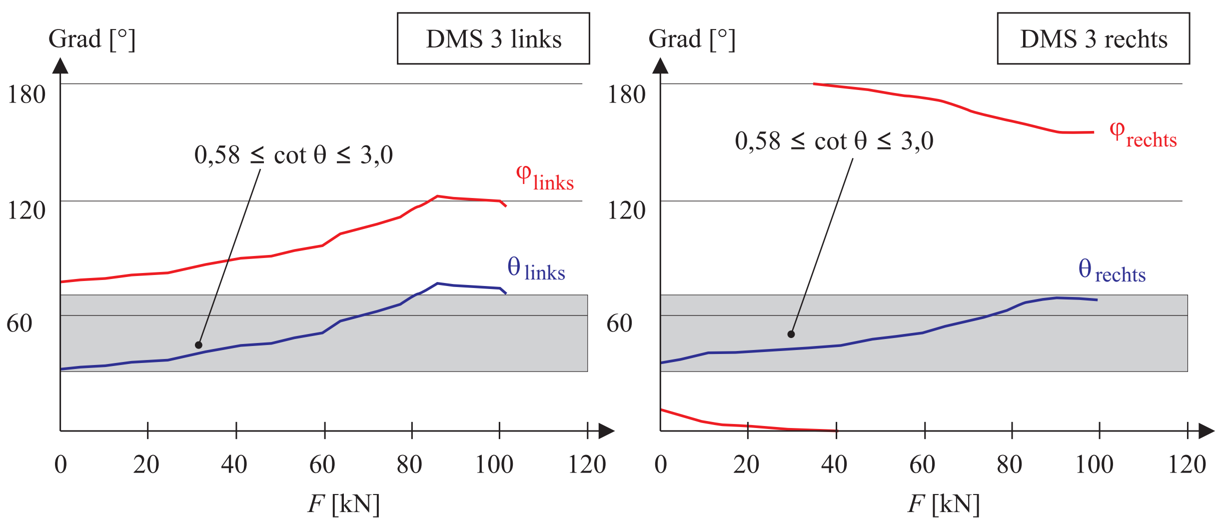


Bild C-V13a/9: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 3 li. & re.

Versuch V13b:

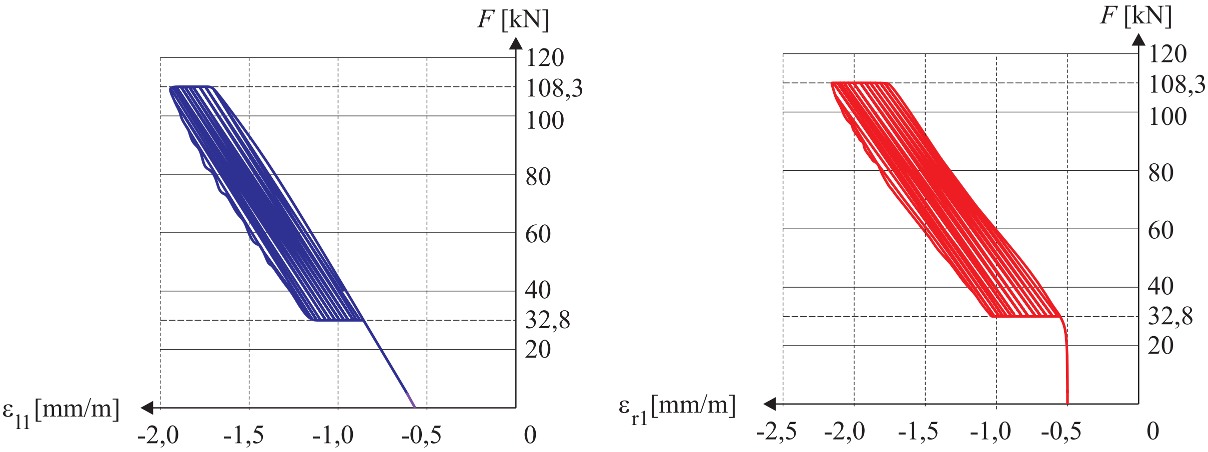


Bild C-V13b/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

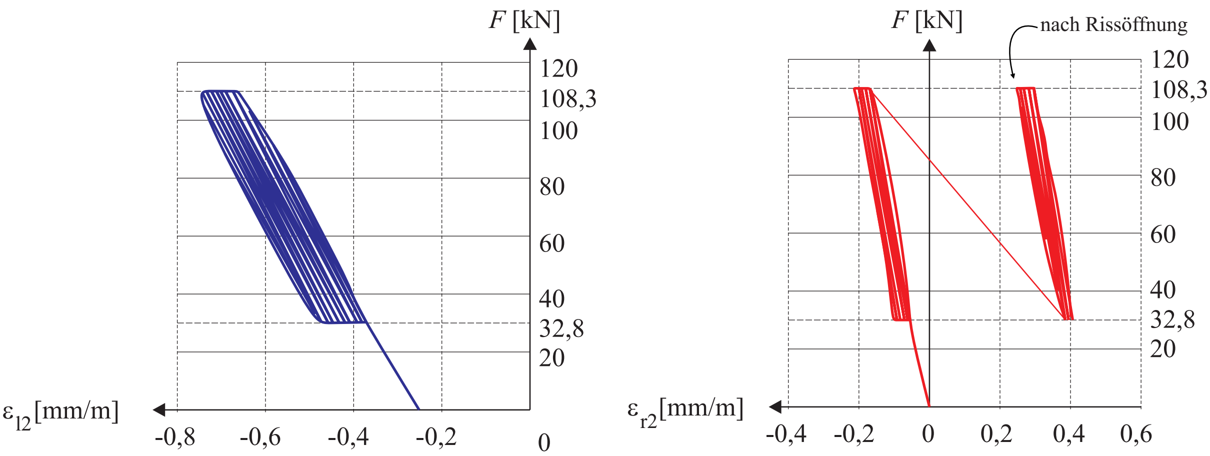


Bild C-V13b/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

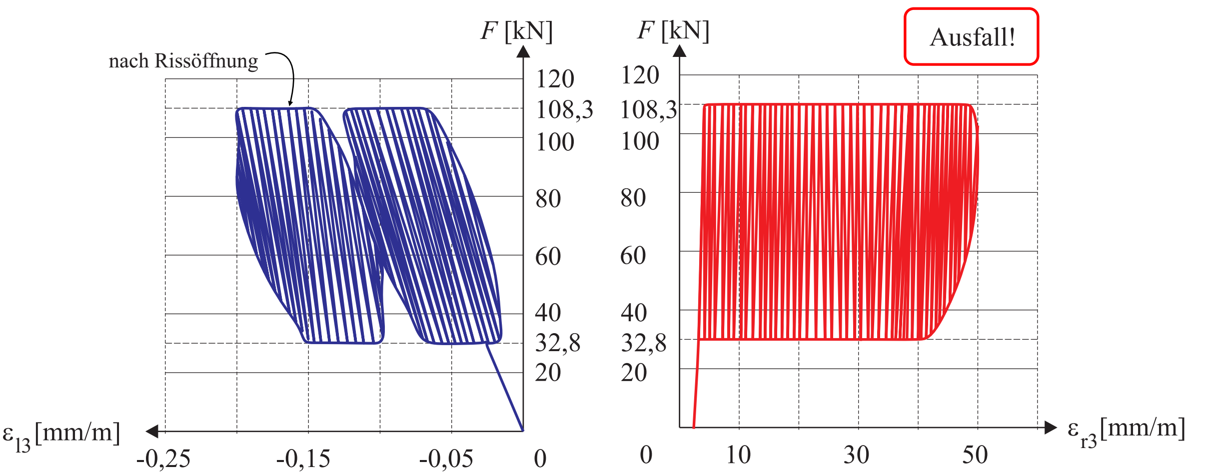


Bild C-V13b/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

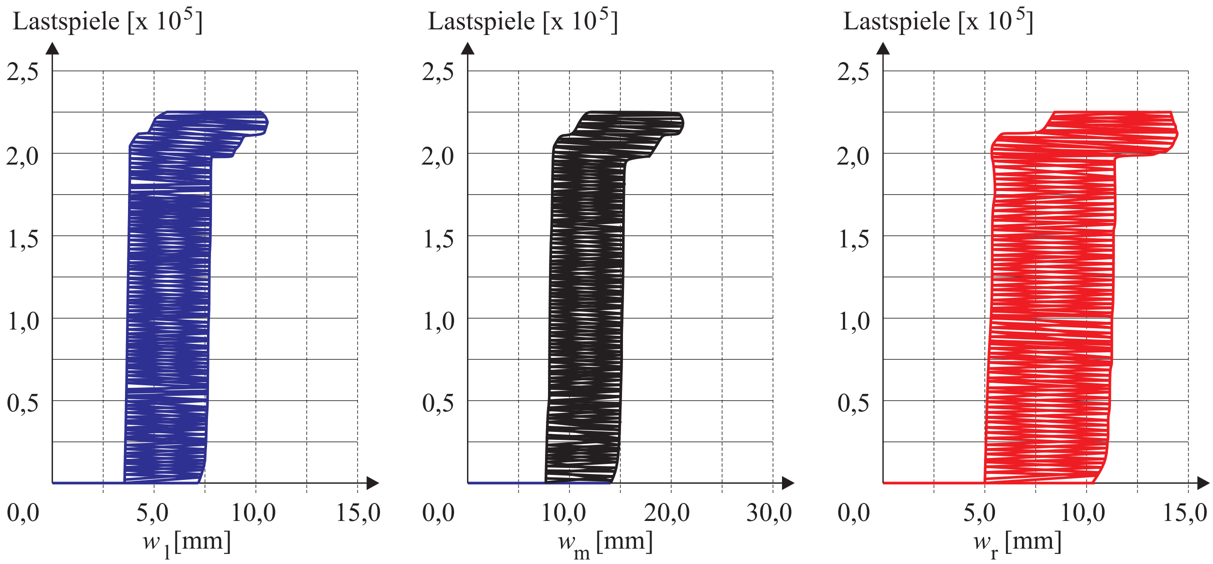


Bild C-V13b/4: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte, rechts)

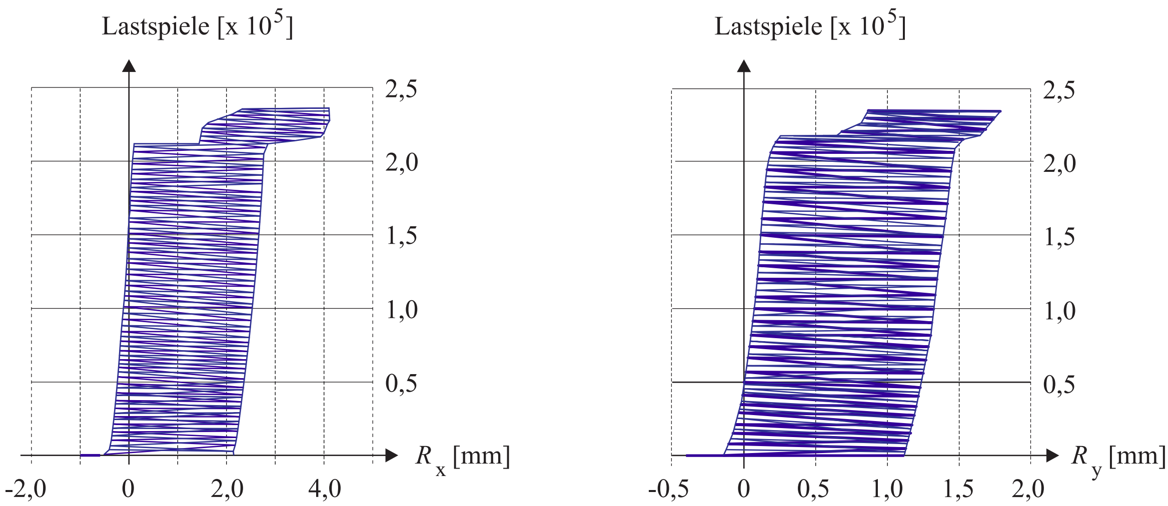


Bild C-V13b/5: Lastspiele über Rissöffnung/-verschiebung R_x und R_y

Versuch V14a:

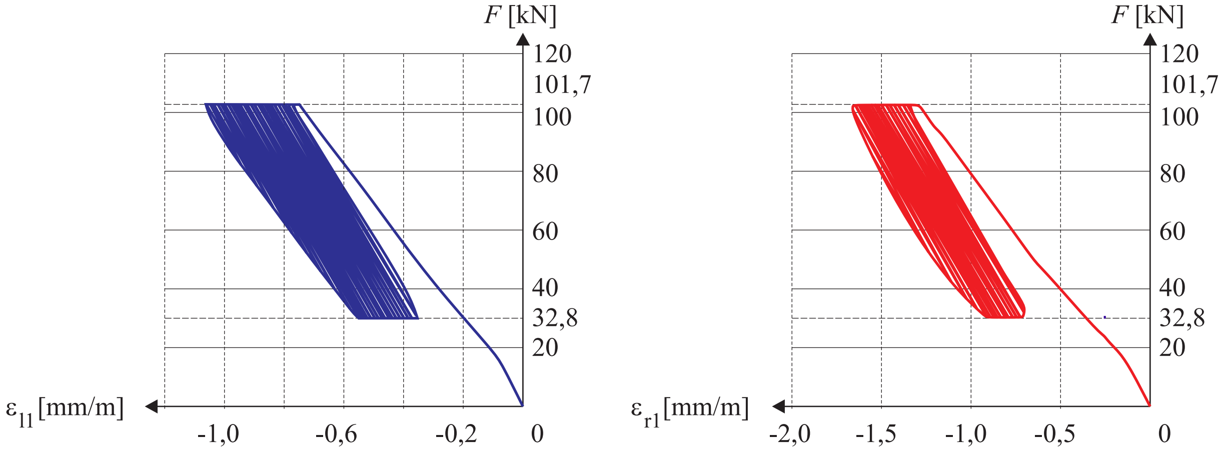


Bild C-V14a/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

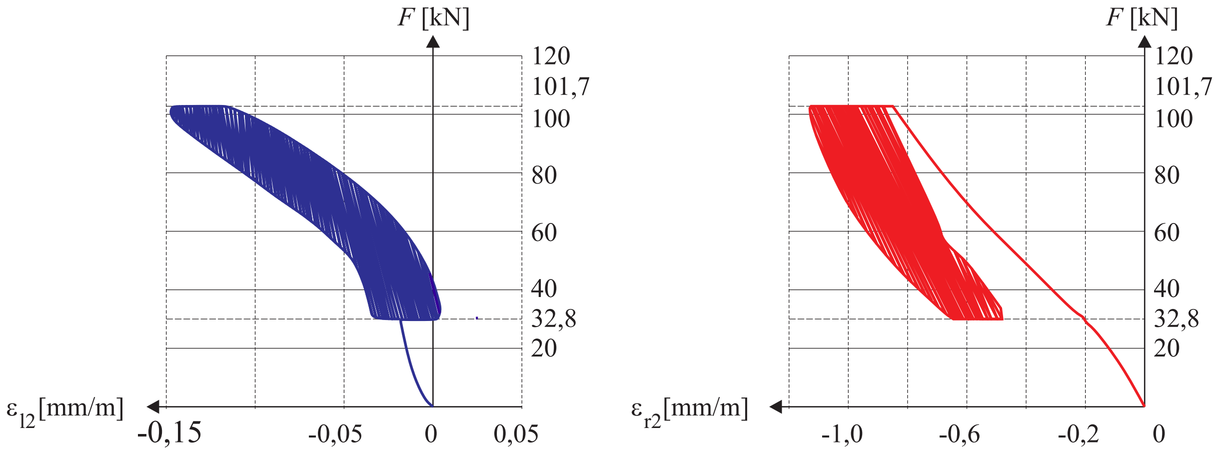


Bild C-V14a/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

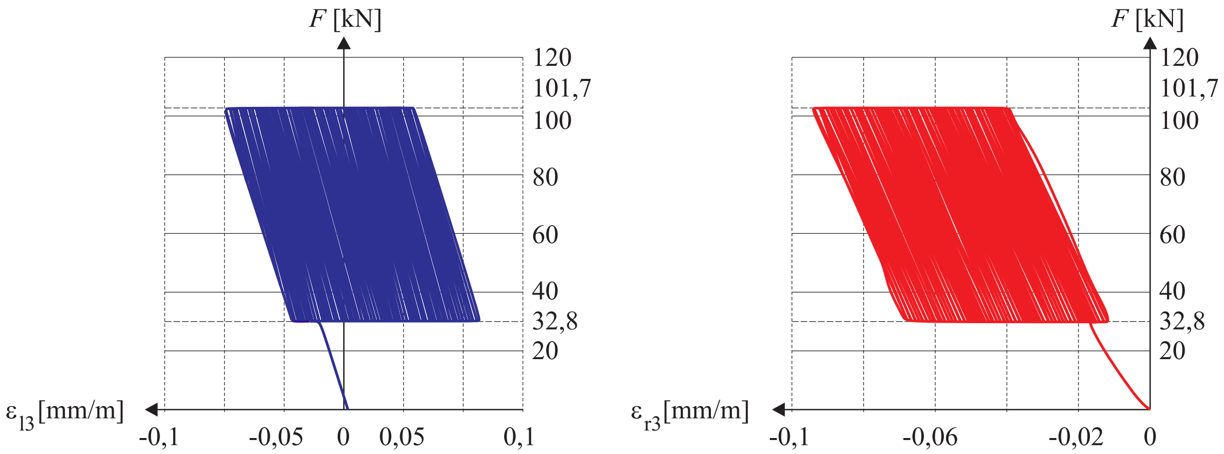


Bild C-V14a/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

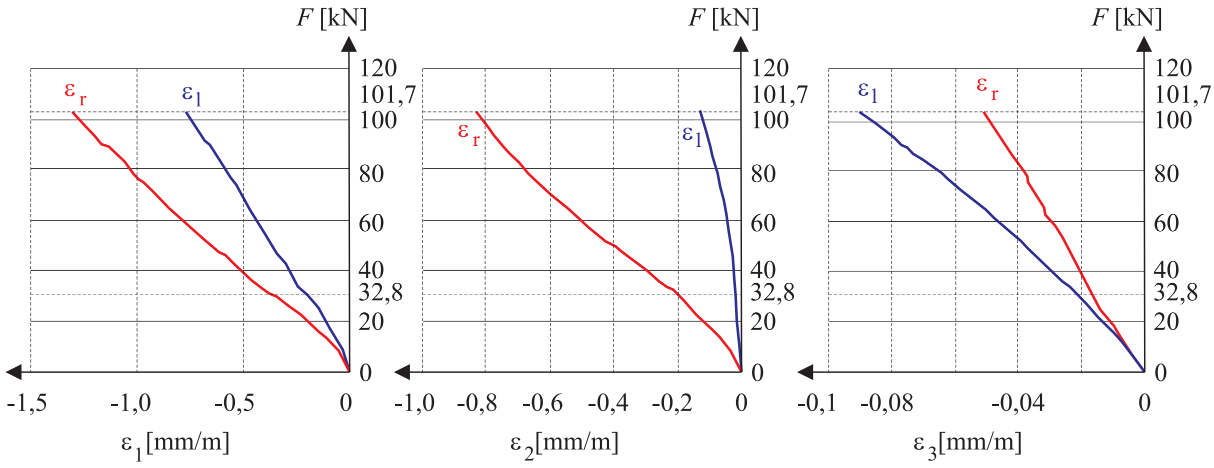


Bild C-V14a/4: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 bis 3 beim ersten Anfahren der Oberlast

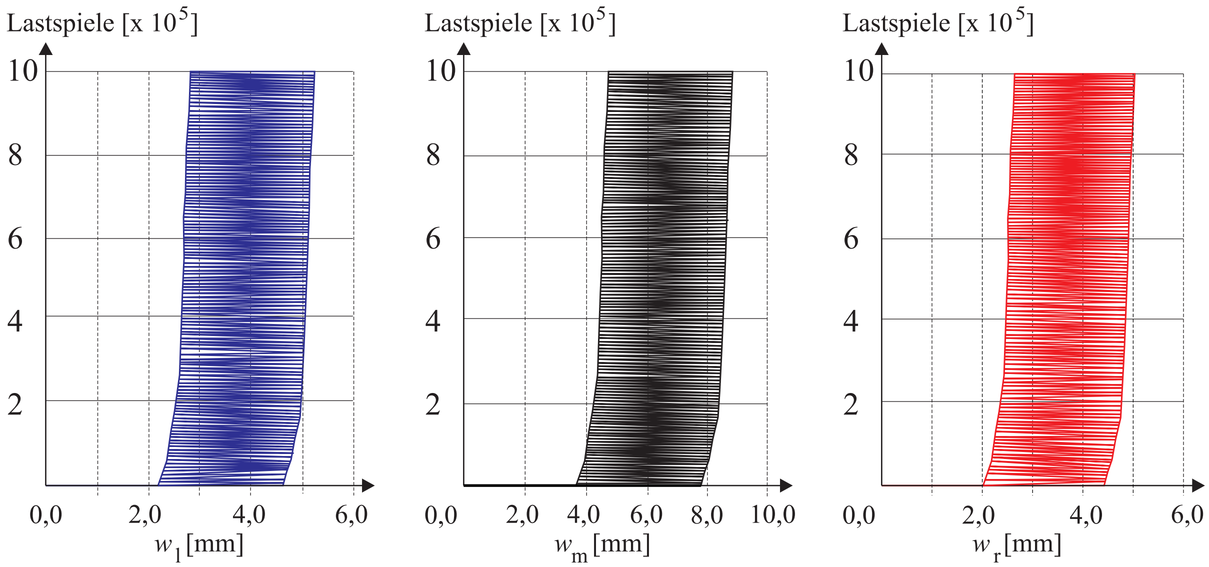


Bild C-V14a/5: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte, rechts)

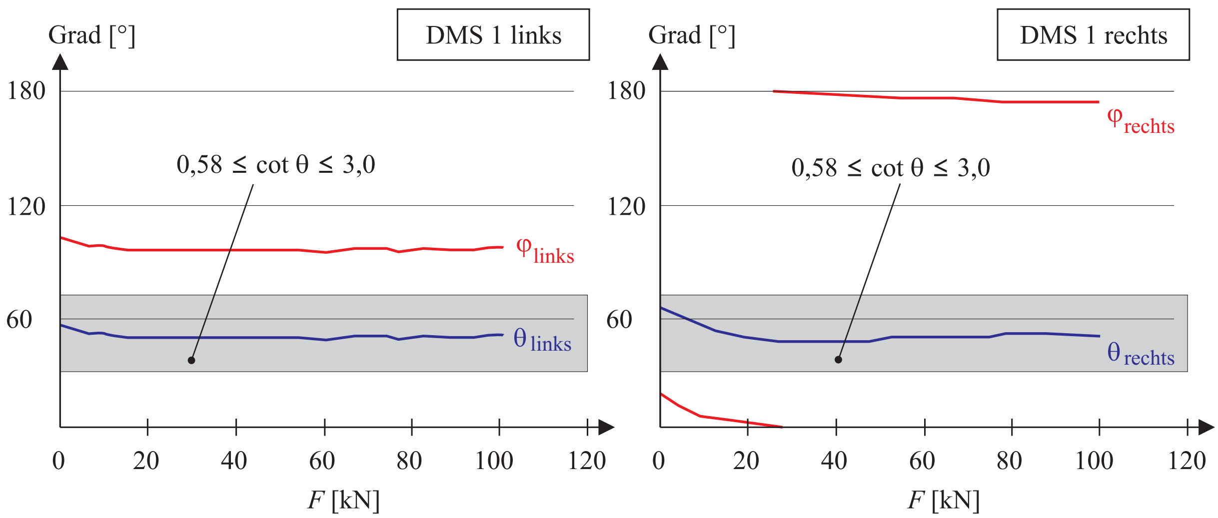


Bild C-V14a/6: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 1 li. & re.

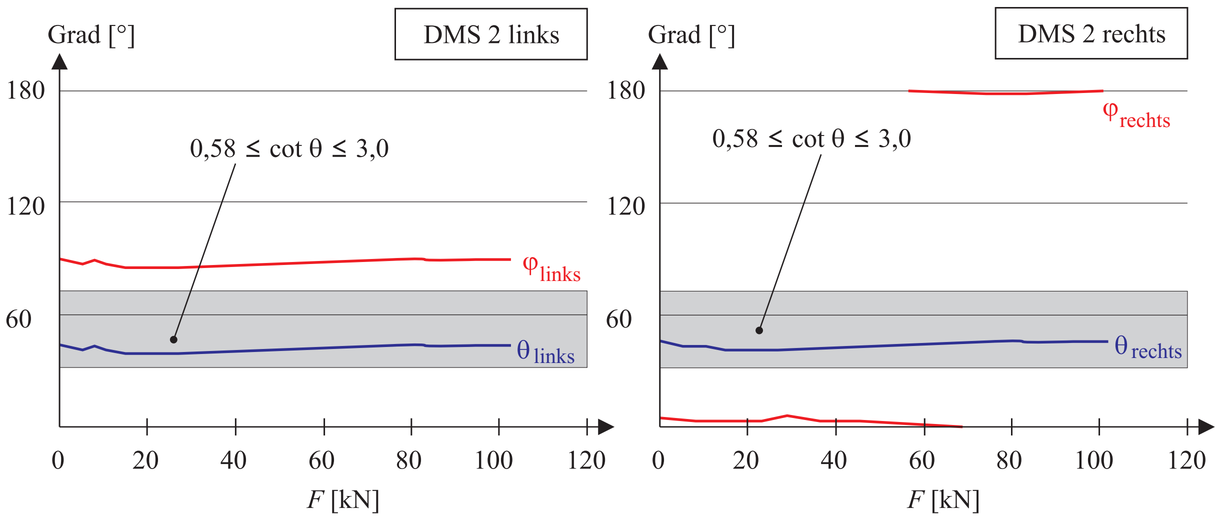


Bild C-V14a/7: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 2 li. & re.

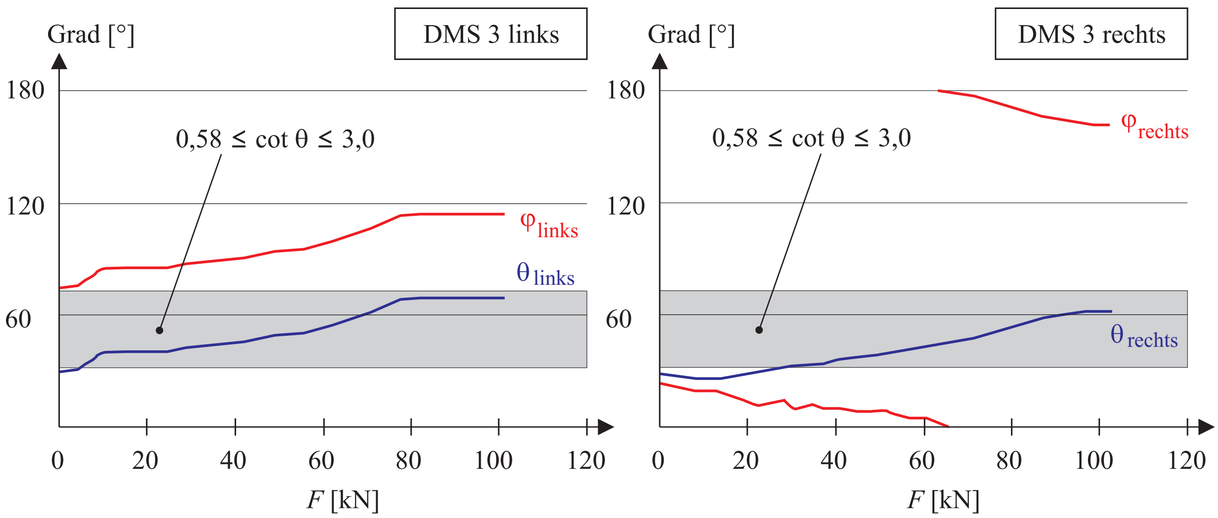


Bild C-V14a/8: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 3 li. & re.

Versuch V14b:

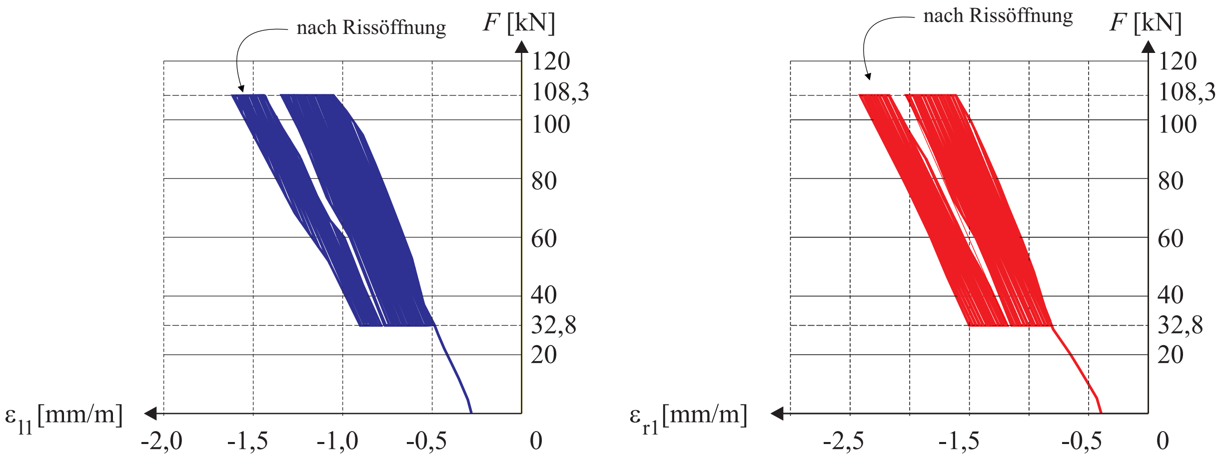


Bild C-V14b/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

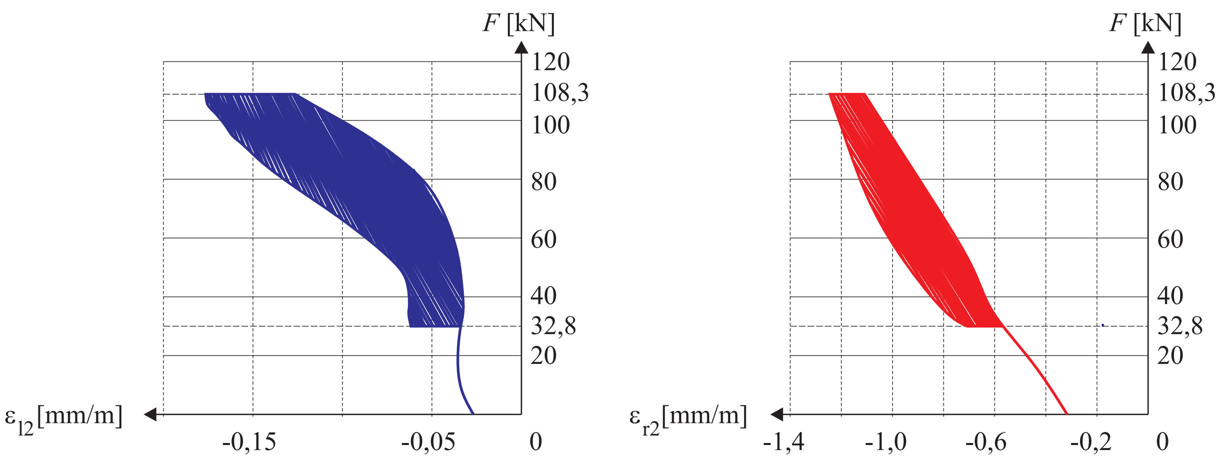


Bild C-V14b/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

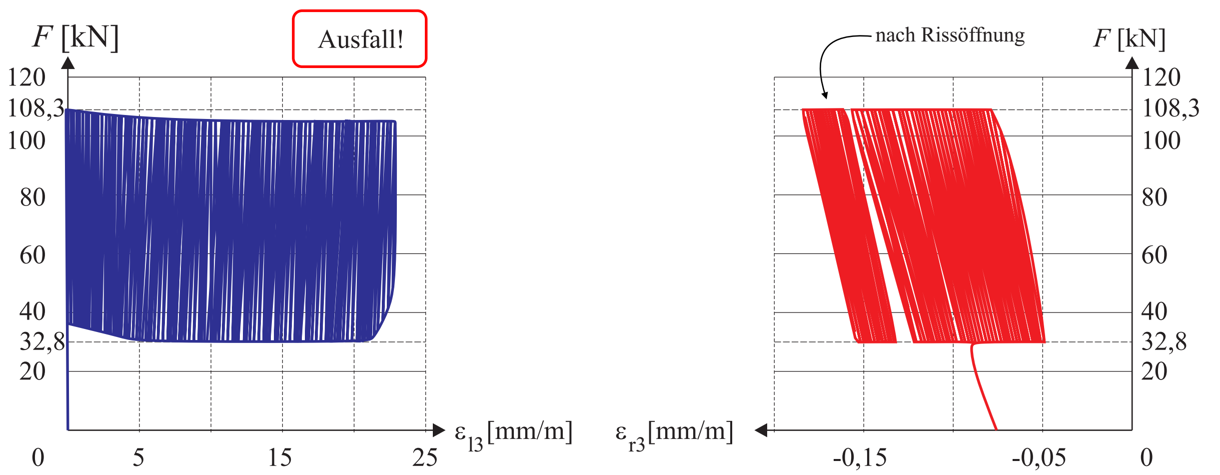


Bild C-V14b/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

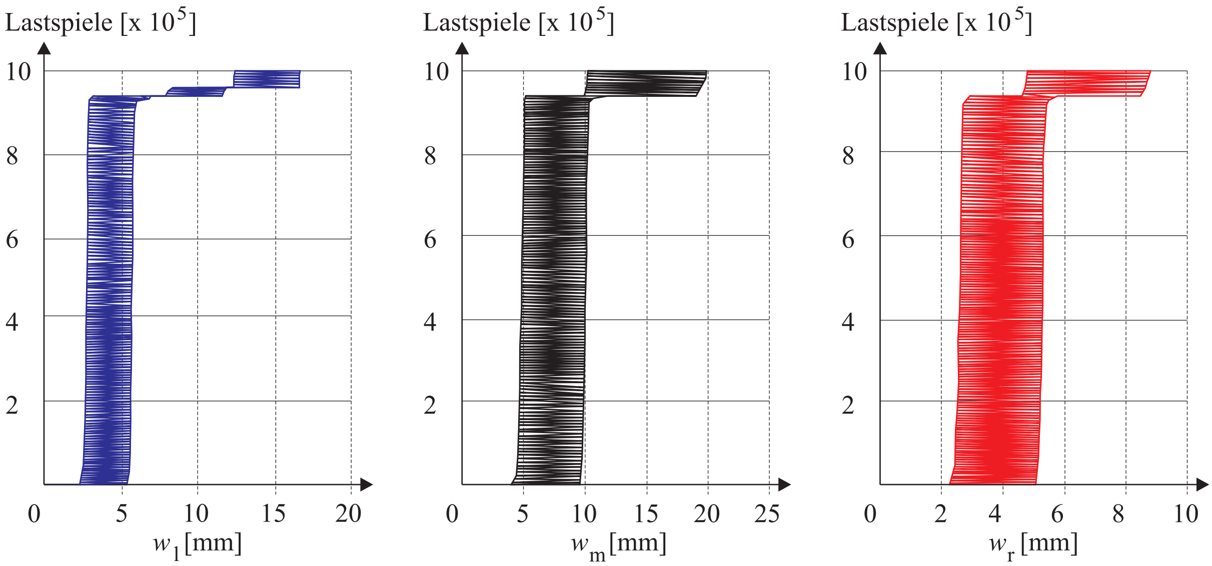
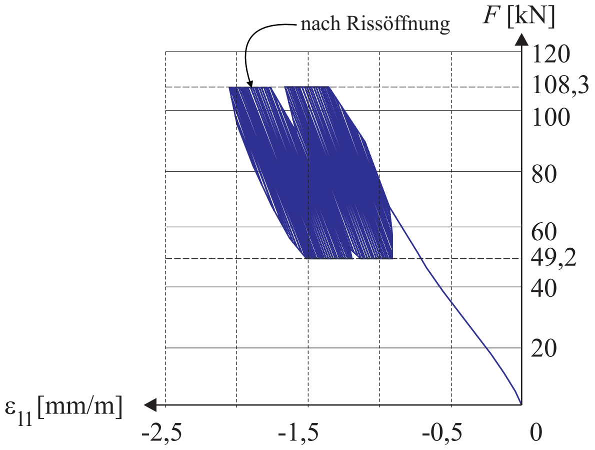


Bild C-V14b/4: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte, rechts)

Versuch V15a:



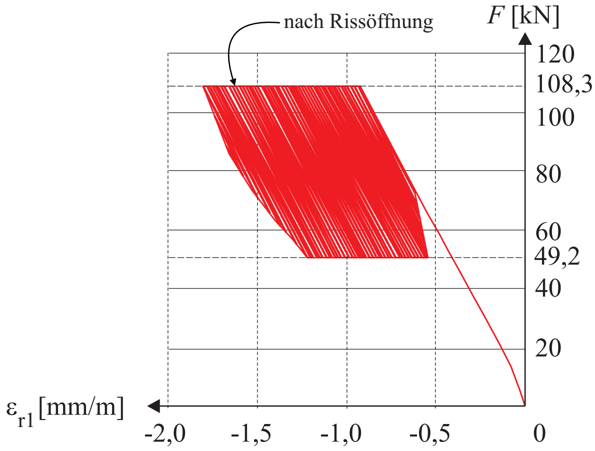
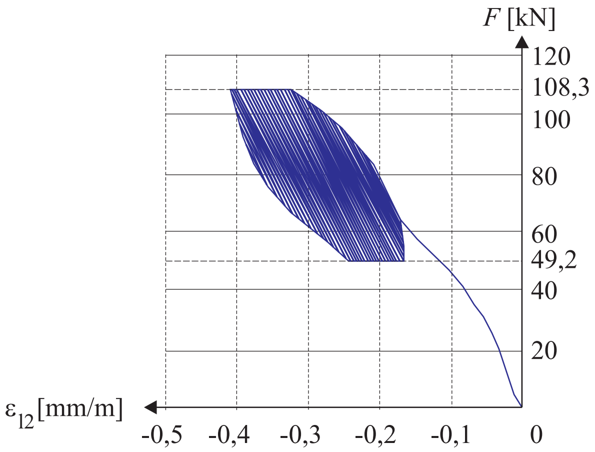


Bild C-V15a/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)



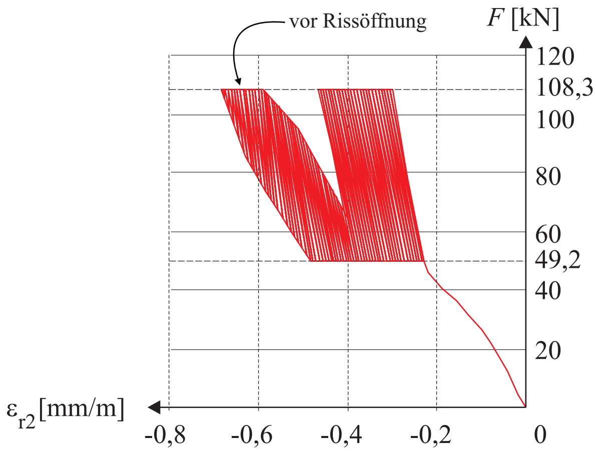
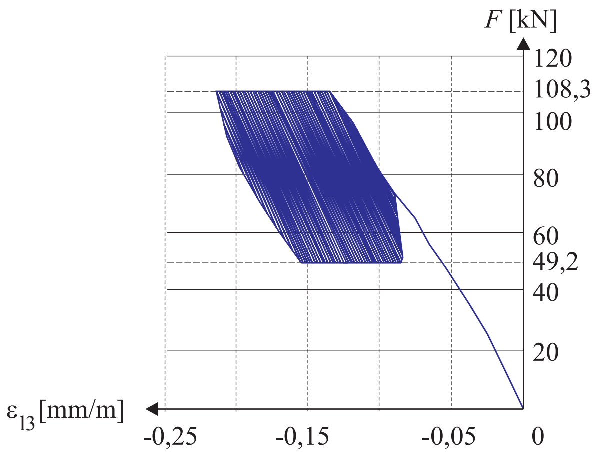


Bild C-V15a/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)



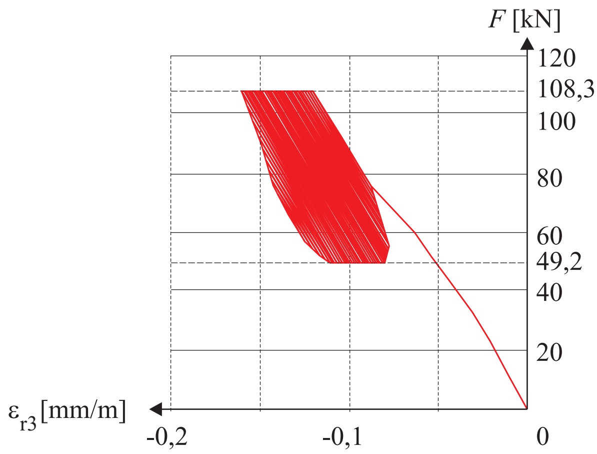


Bild C-V15a/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

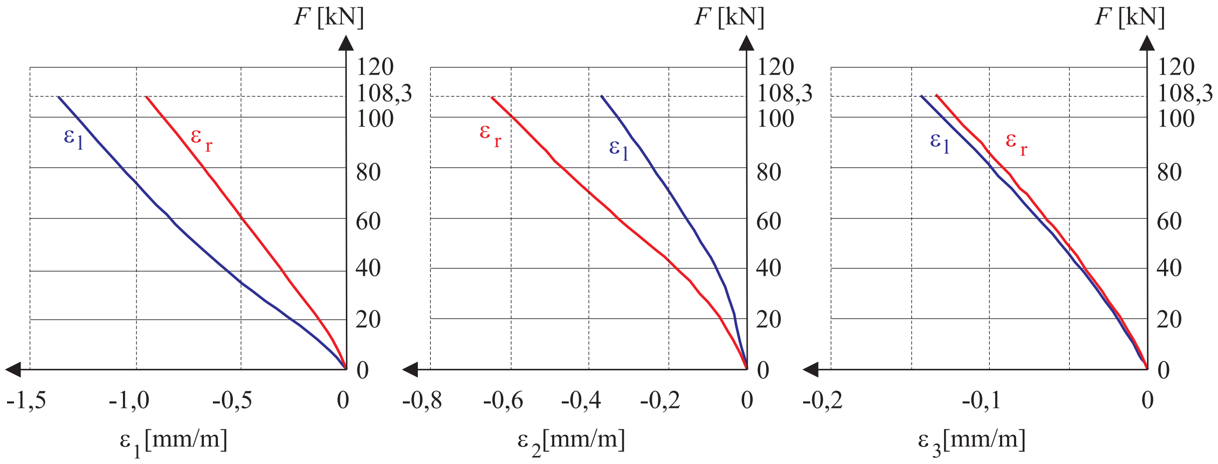


Bild C-V15a/4: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 bis 3 beim ersten Anfahren der Oberlast

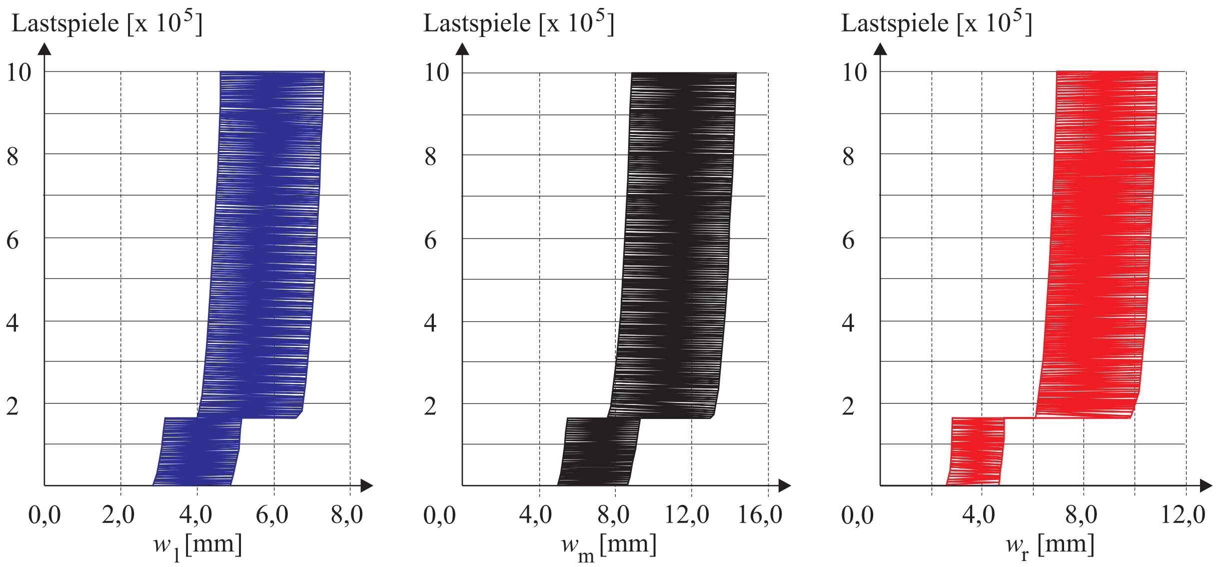


Bild C-V15a/5: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte, rechts)

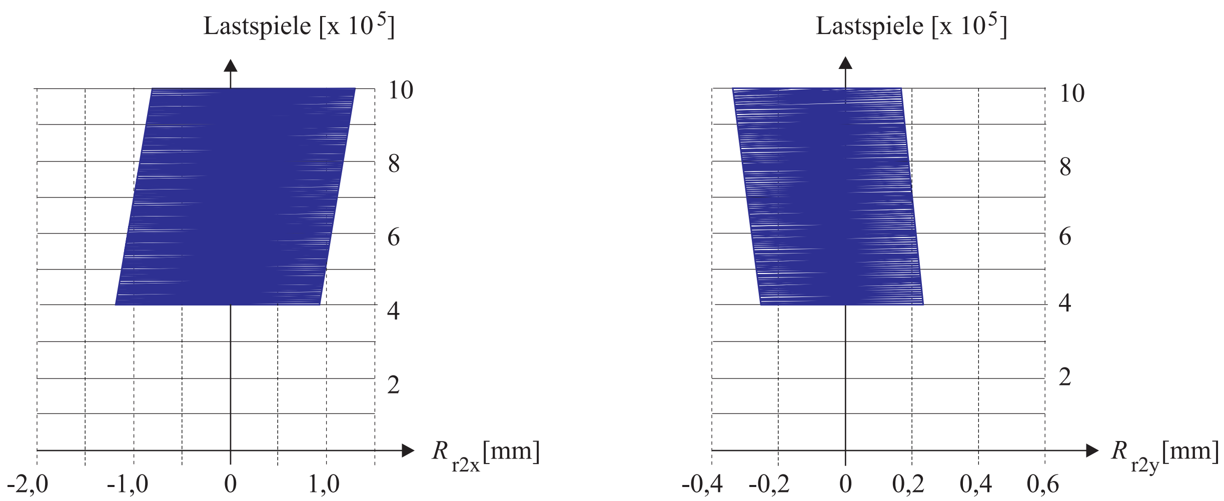


Bild C-V15a/6: Rissöffnung und –verschiebung R_x und R_y an Messstelle R_{r2} (rechts)

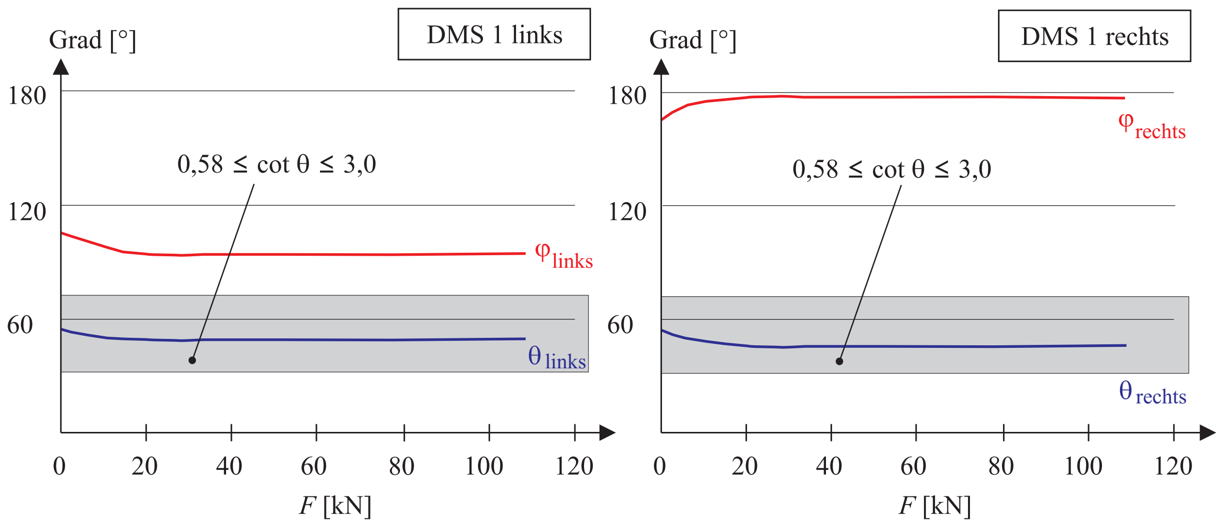


Bild C-V15a/7: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 1 li. & re.

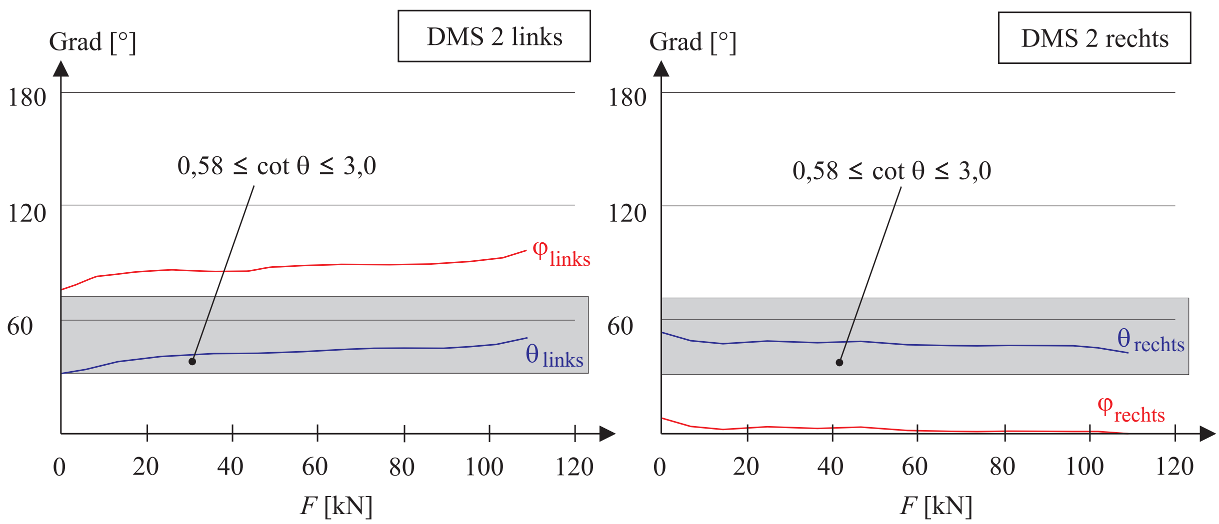


Bild C-V15a/8: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 2 li. & re.

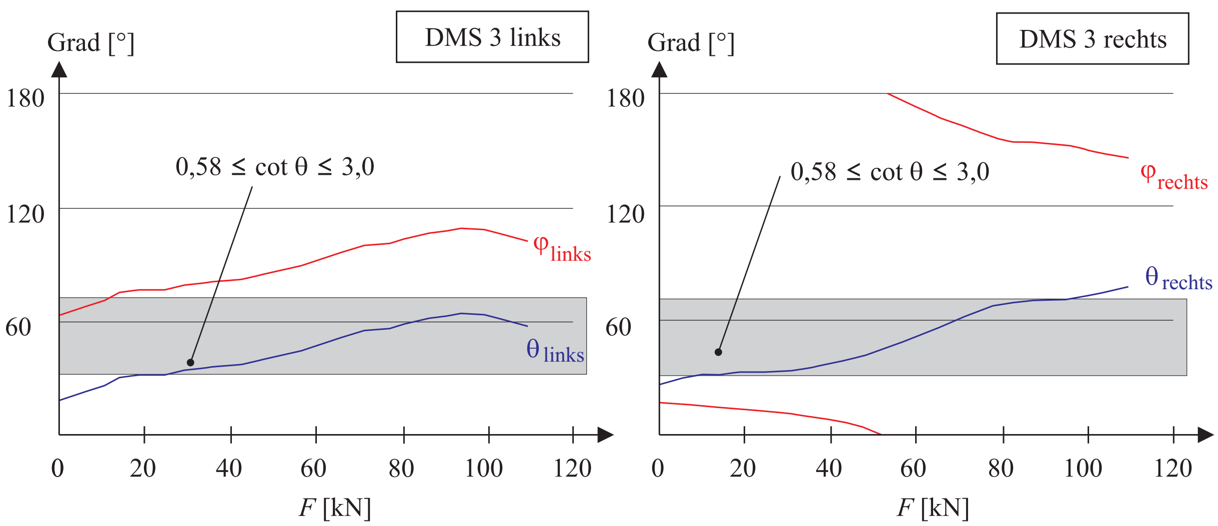


Bild C-V15a/9: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 3 li. & re.

Versuch V15b:

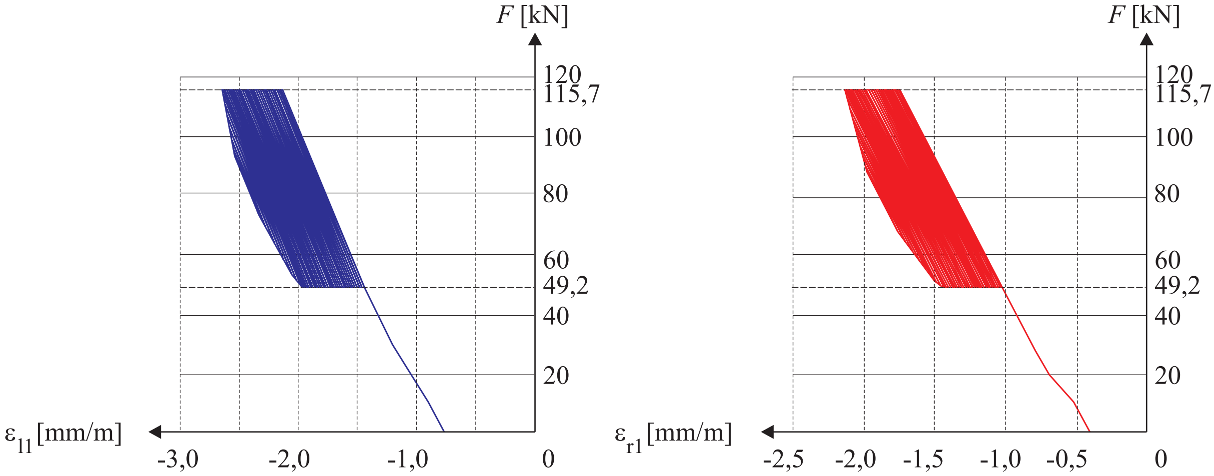


Bild C-V15b/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

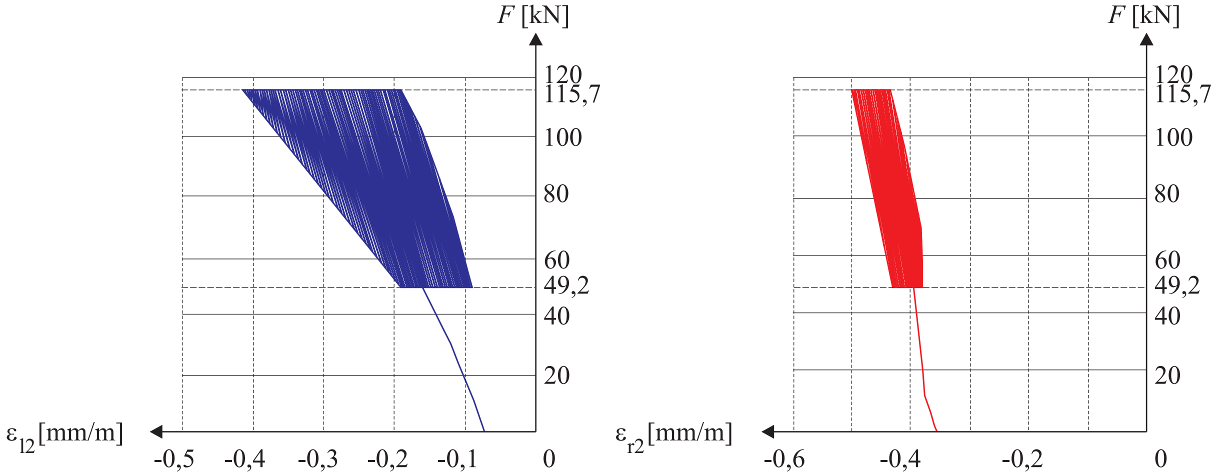


Bild C-V15b/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

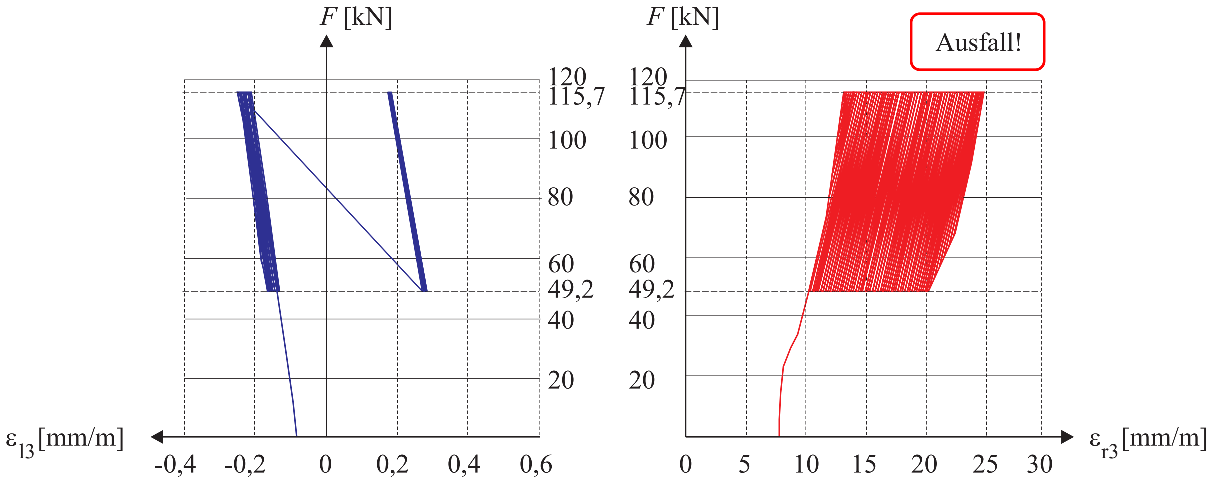


Bild C-V15b/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

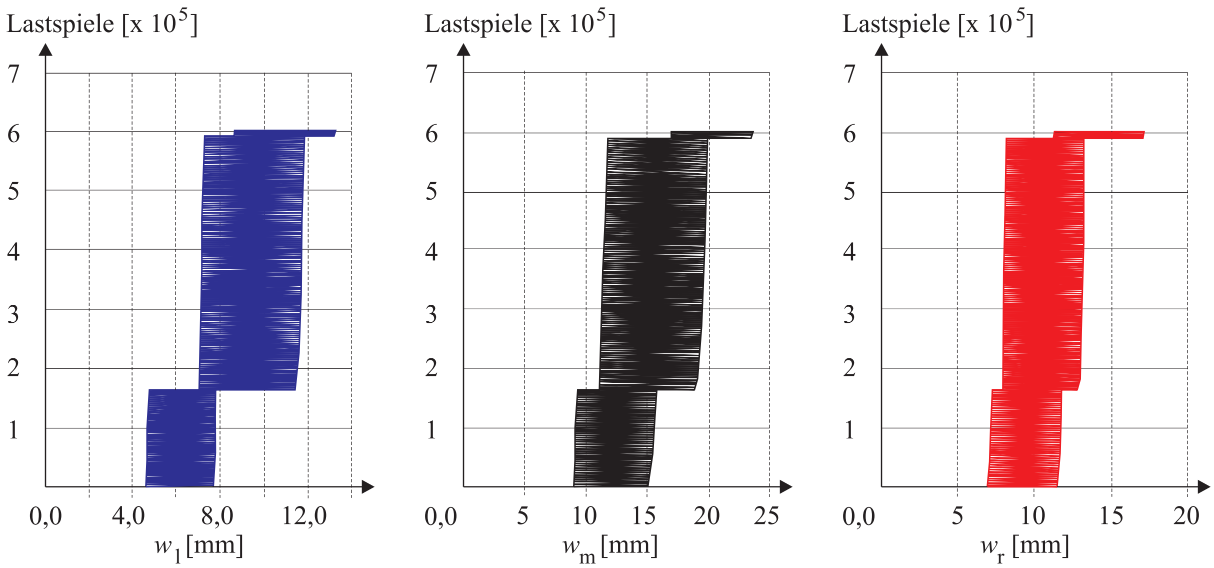


Bild C-V15b/4: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte, rechts)

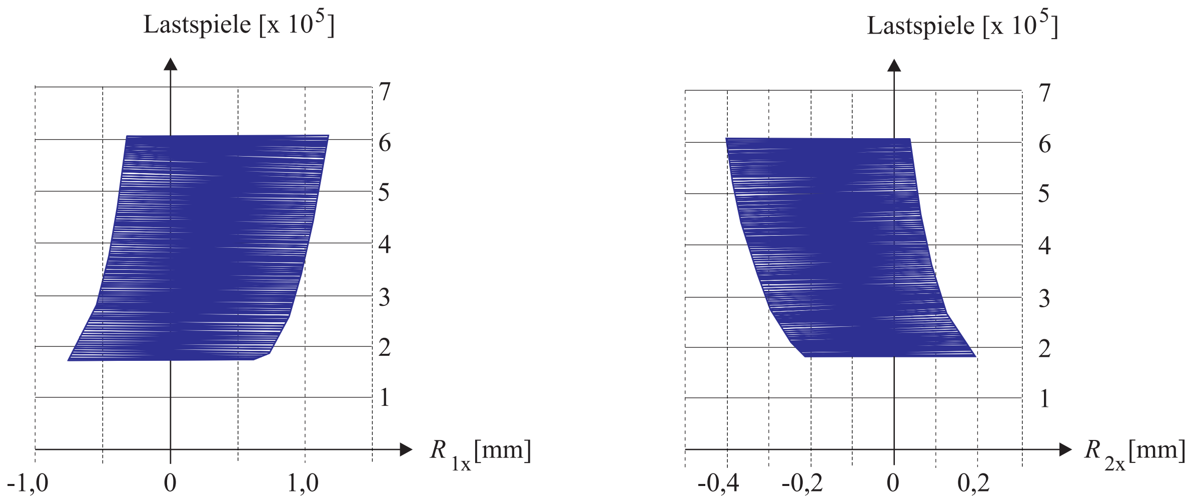


Bild C-V15b/5: Rissöffnung und –verschiebung R_{lx} und R_{ly} in Stelle 1 (links)

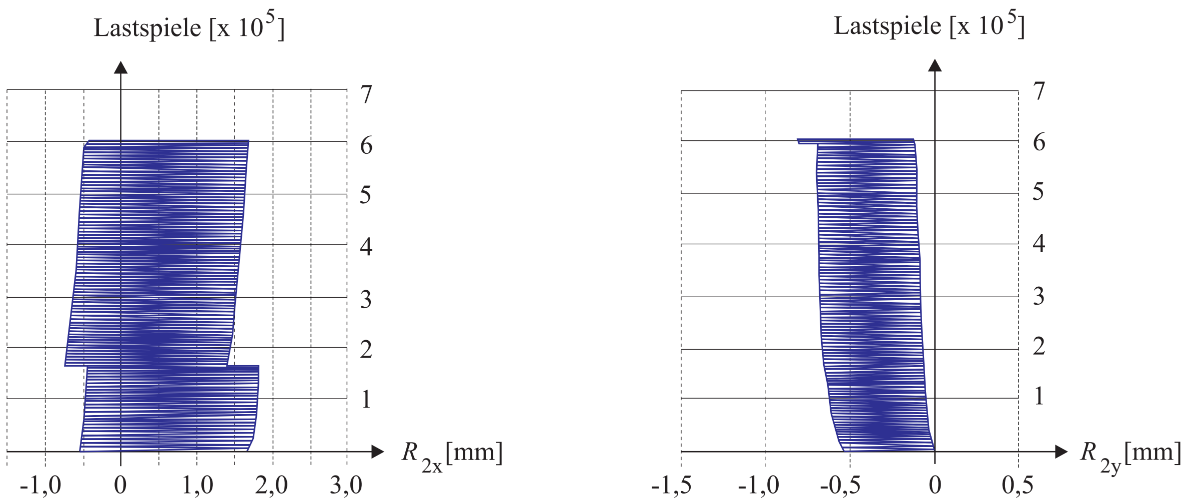


Bild C-V15b/6: Rissöffnung und –verschiebung R_{rx} und R_{ry} in Stelle 2 (rechts)

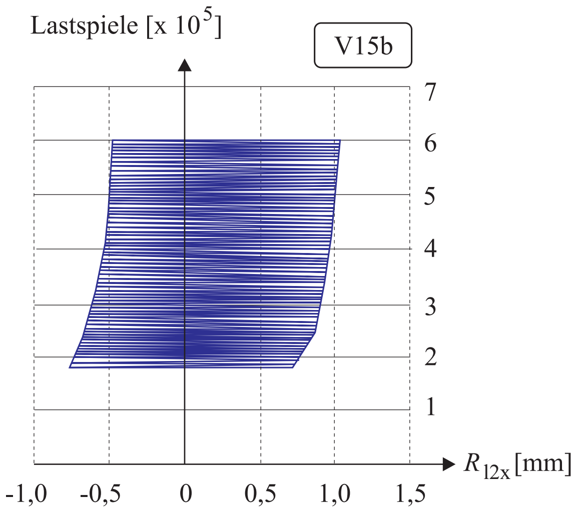


Bild C-V15b/7: Rissöffnung R_{2x} in Stelle 2 (links) in V15/b

Versuch V16a:

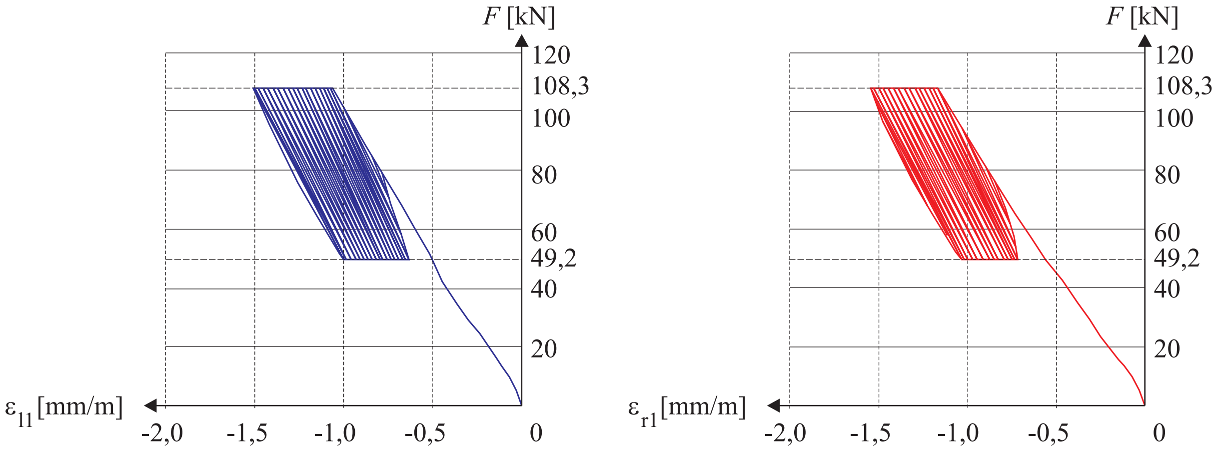


Bild C-V16a/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

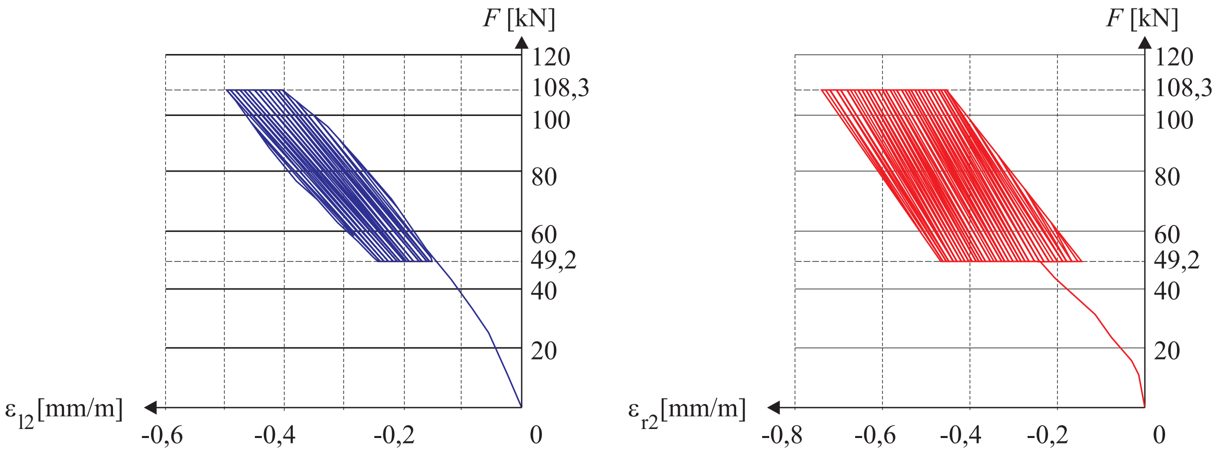


Bild C-V16a/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

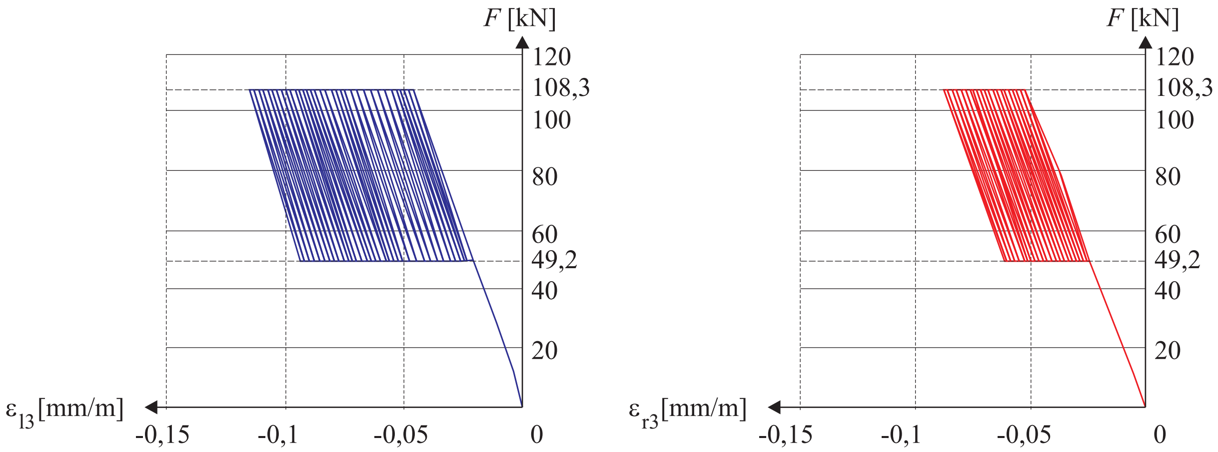


Bild C-V16a/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

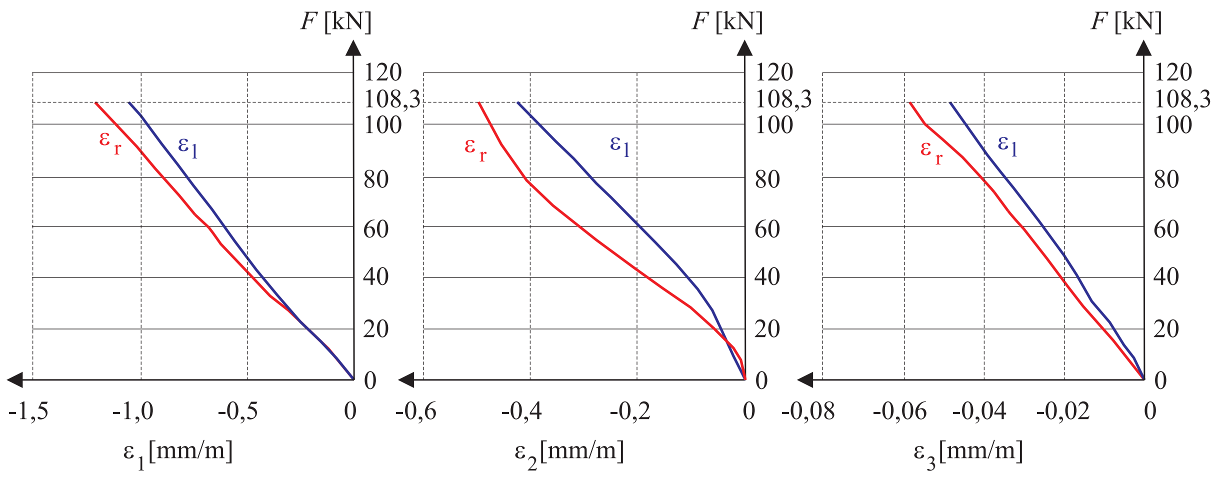


Bild C-V16a/4: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 bis 3 beim ersten Anfahren der Oberlast

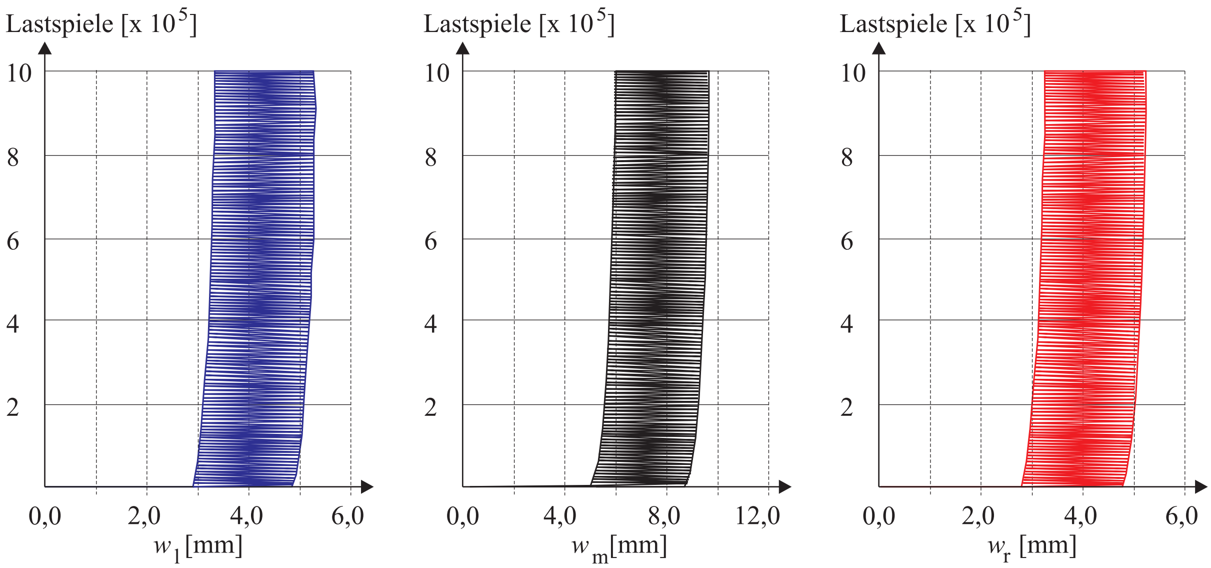


Bild C-V16a/5: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte, rechts)

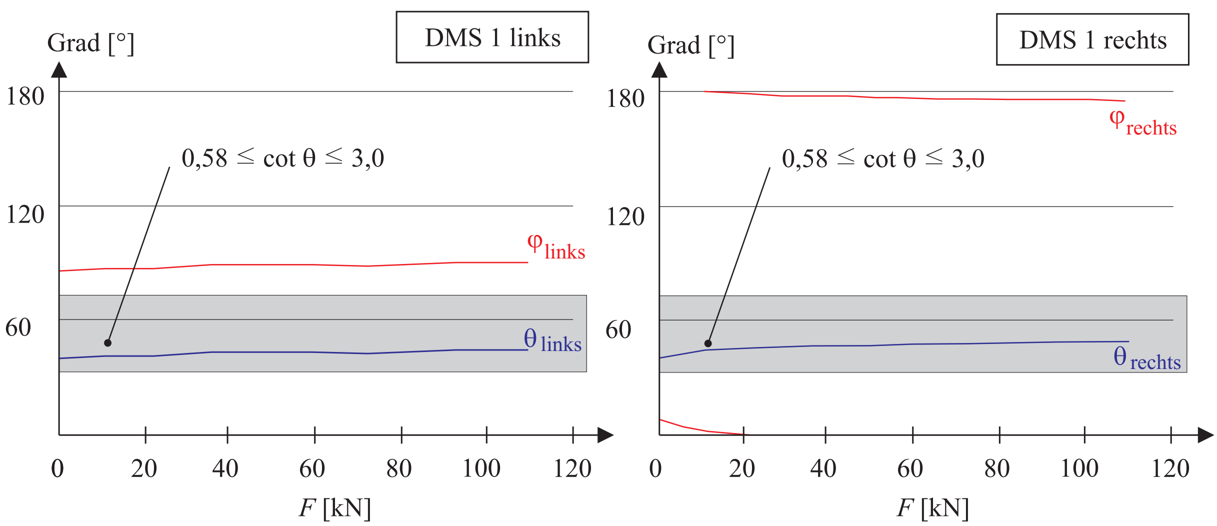


Bild C-V16a/6: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 1 li. & re.

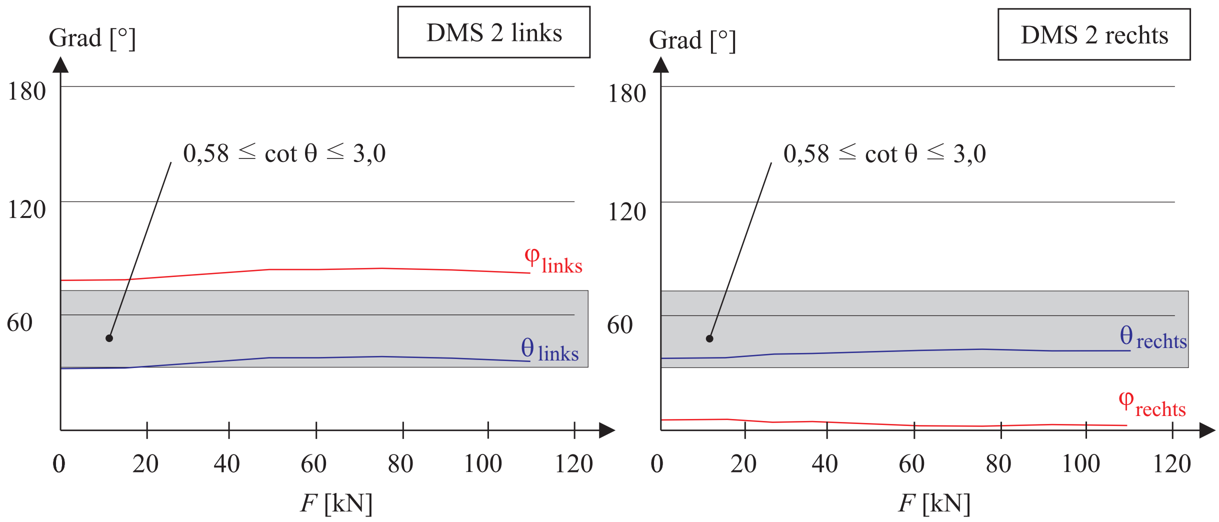


Bild C-V16a/7: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 2 li. & re.

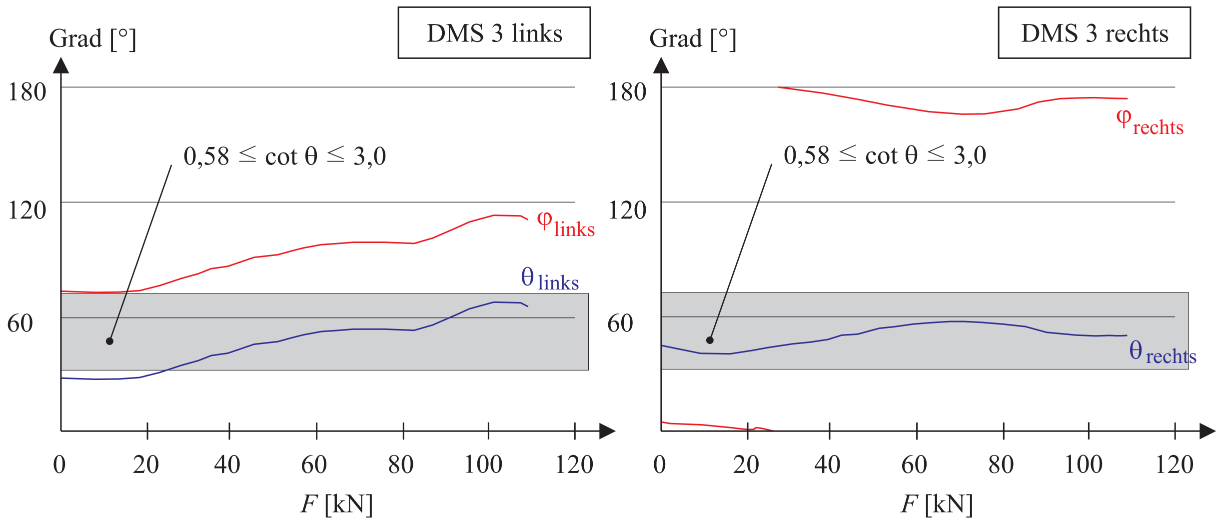


Bild C-V16a/8: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 3 li. & re.

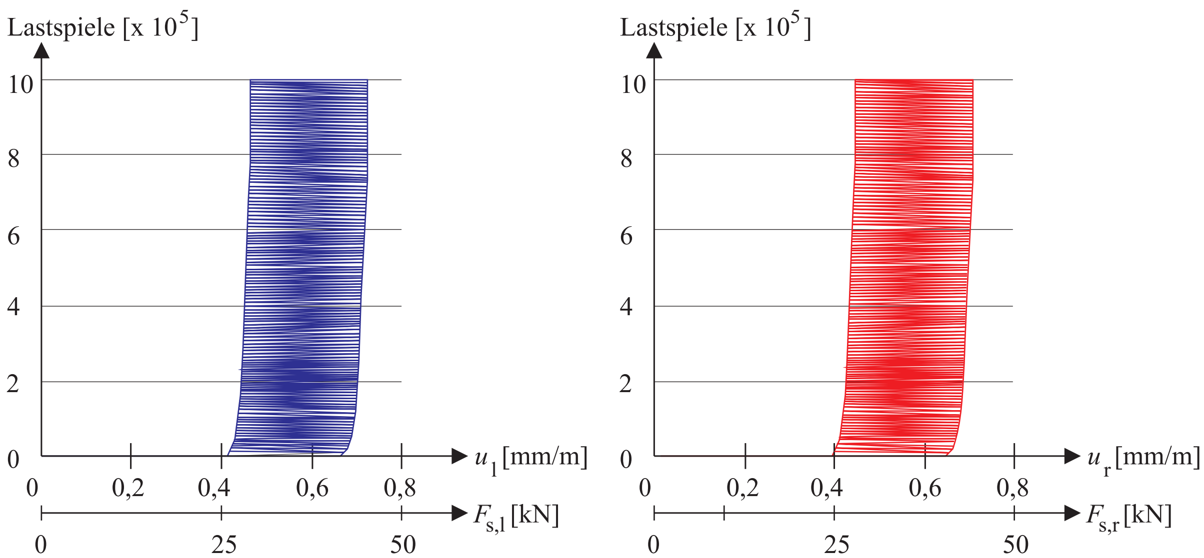


Bild C-V16a/9: Dehnungen und Zugkräfte im mittleren Bewehrungsstab li. und re. (V16a)

Versuch V16b:

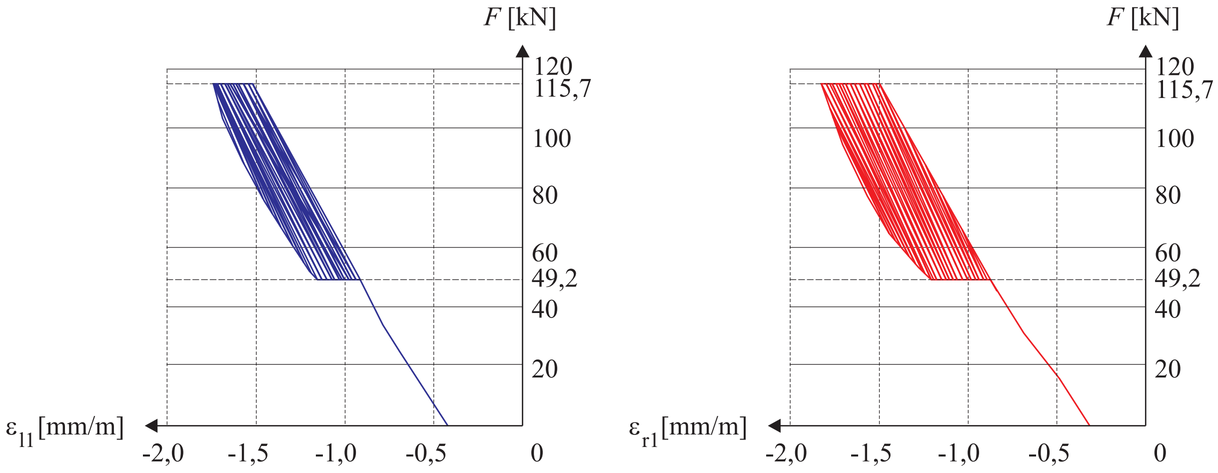


Bild C-V16b/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

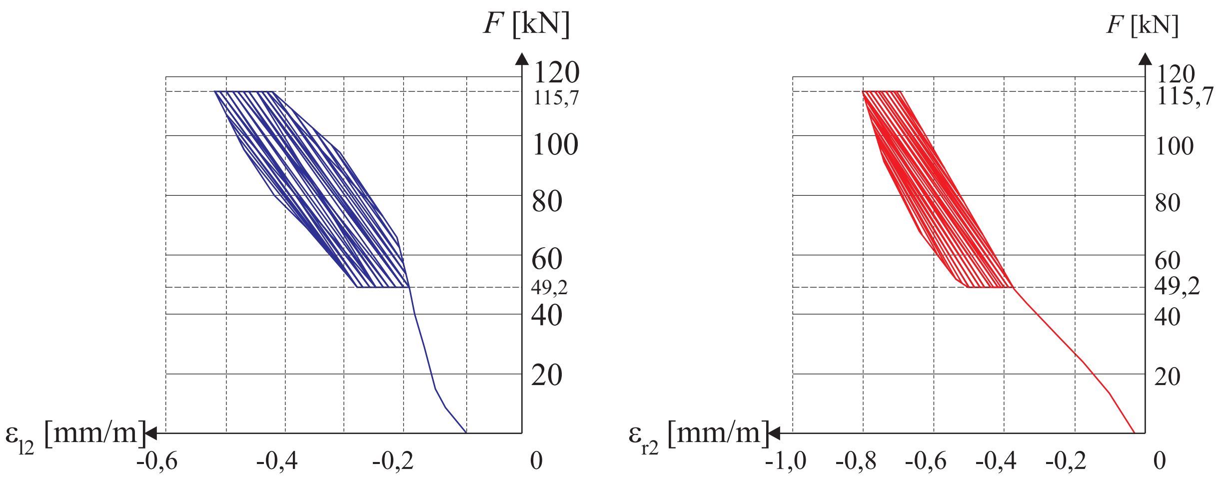


Bild C-V16b/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

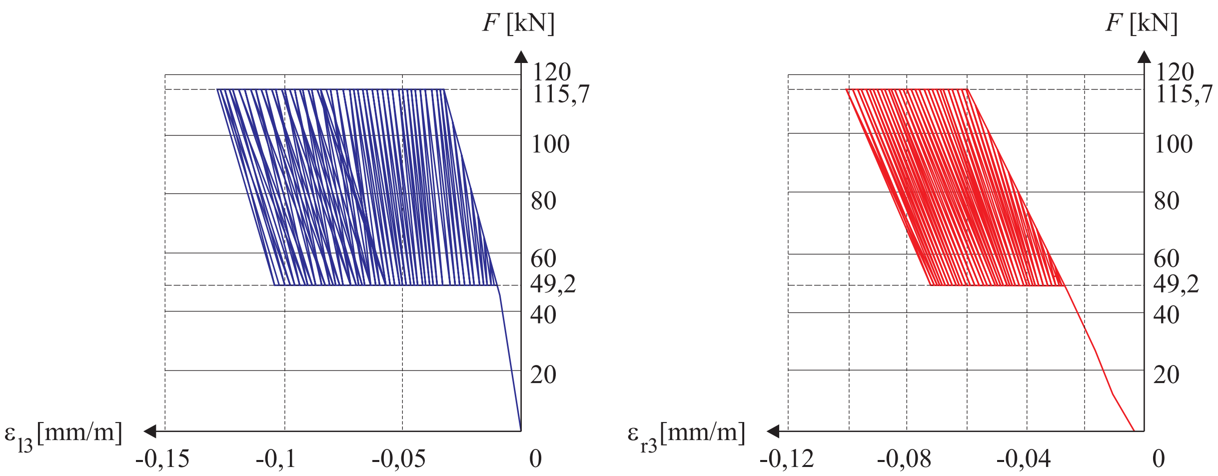


Bild C-V16b/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

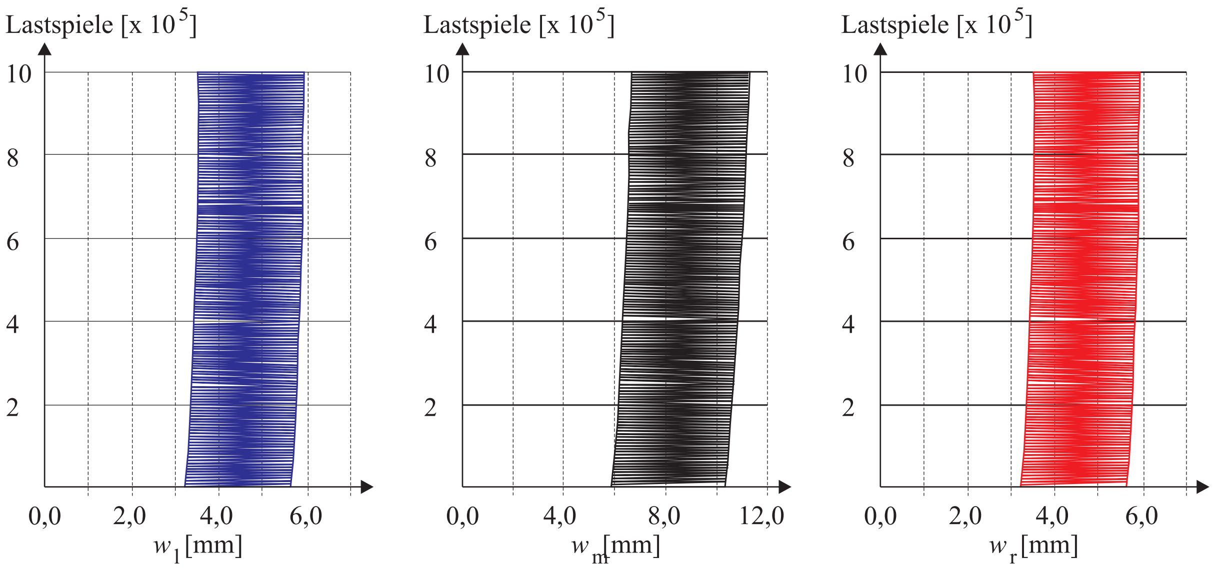


Bild C-V16b/4: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte, rechts)

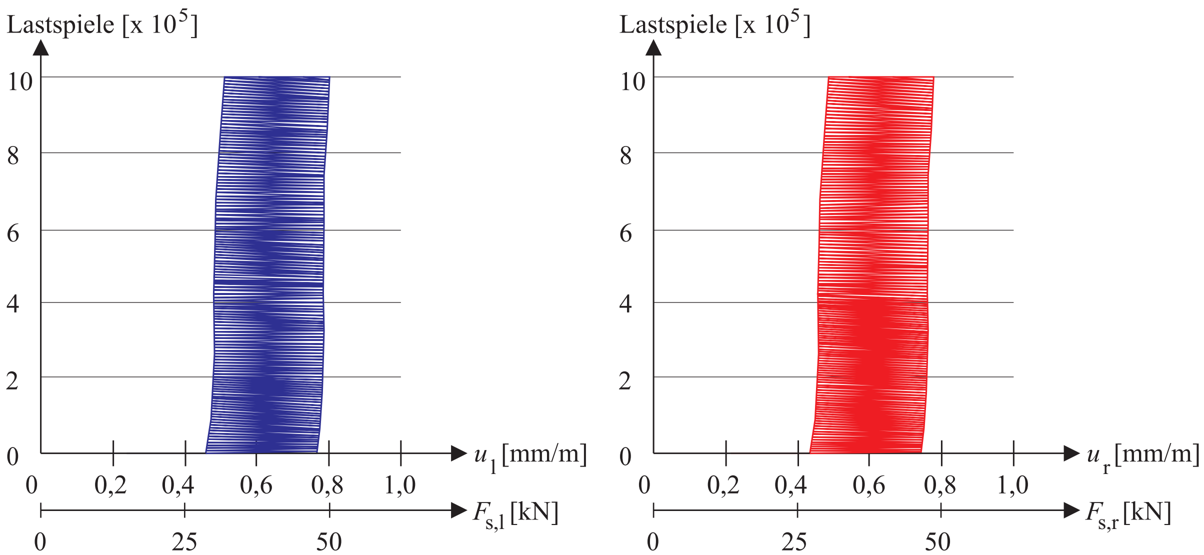


Bild C-V16b/5: Dehnungen und Zugkräfte im mittleren Bewehrungsstab links und rechts (V16b)

Versuch V16c:

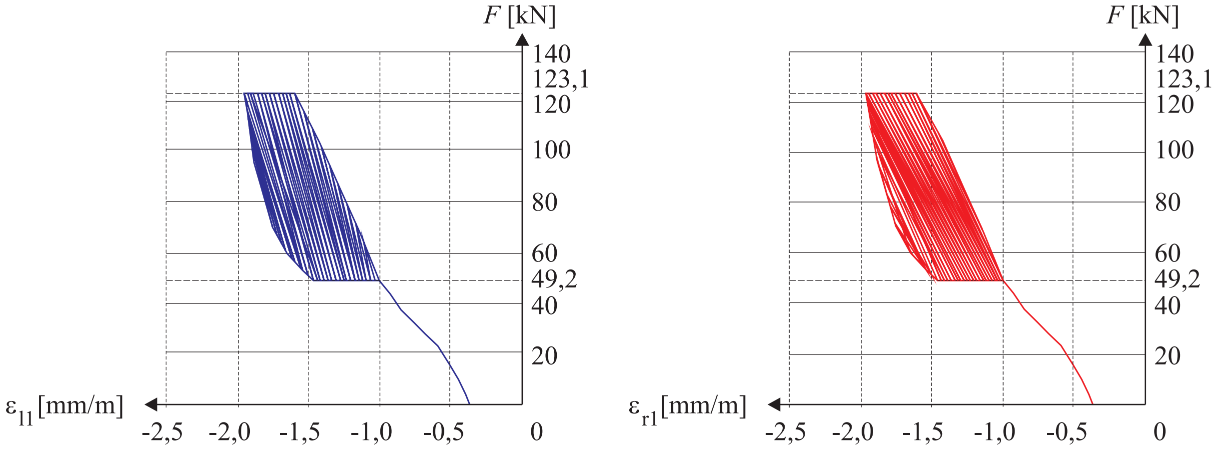


Bild C-V16c/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

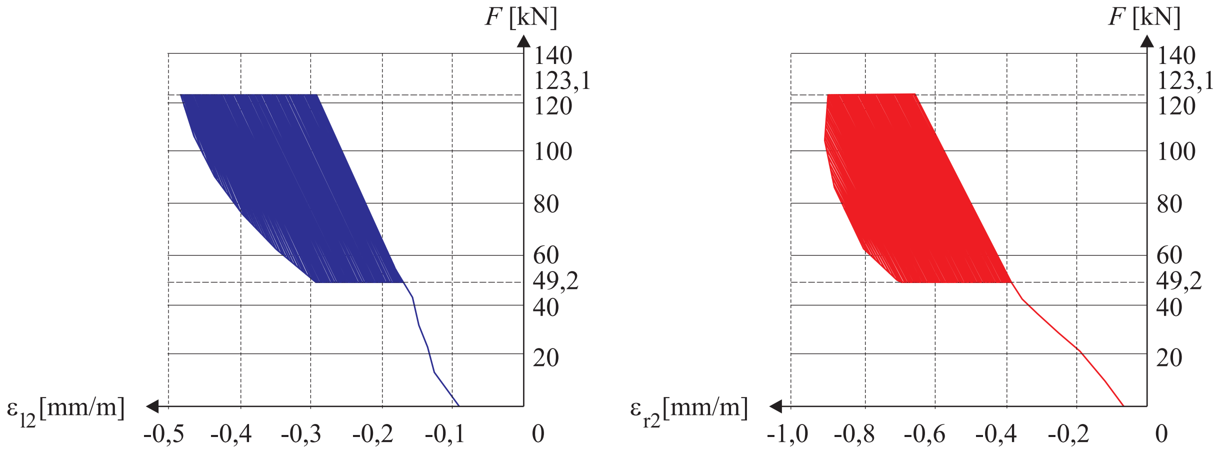


Bild C-V16c/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

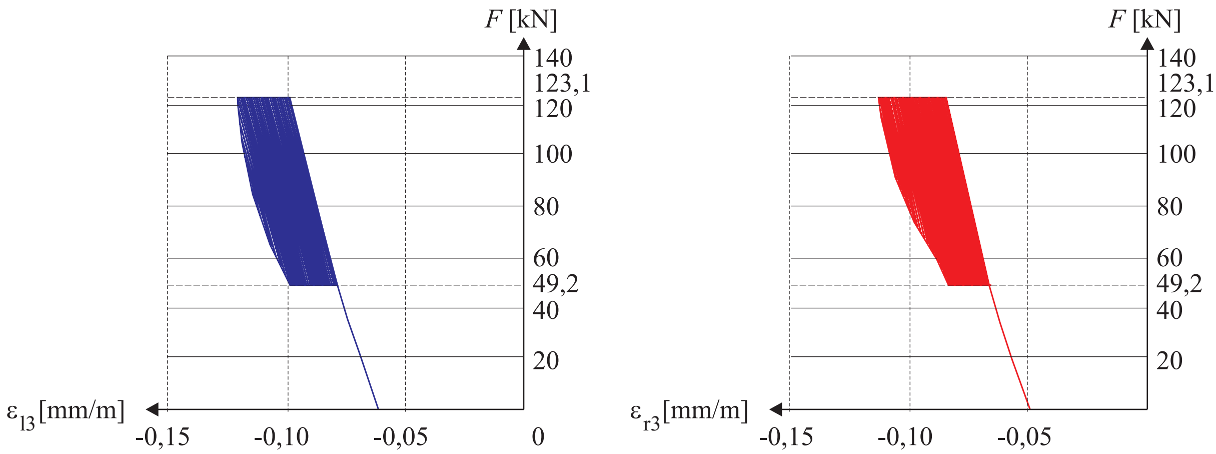


Bild C-V16c/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

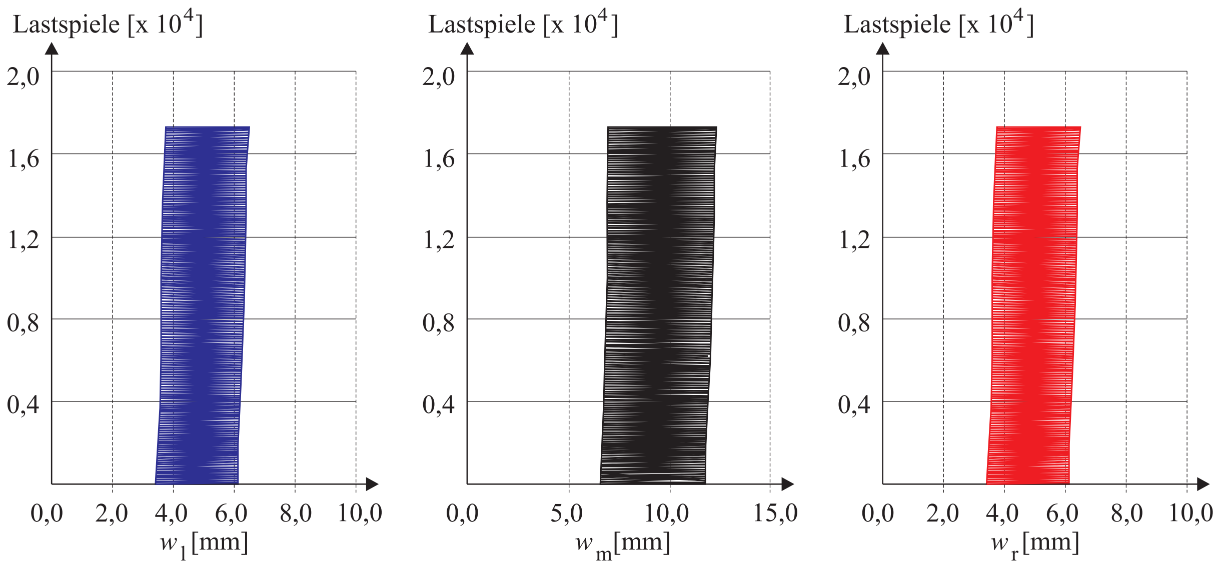


Bild C-V16c/4: Lastspiele über Verformungen w (links, Mitte, rechts)

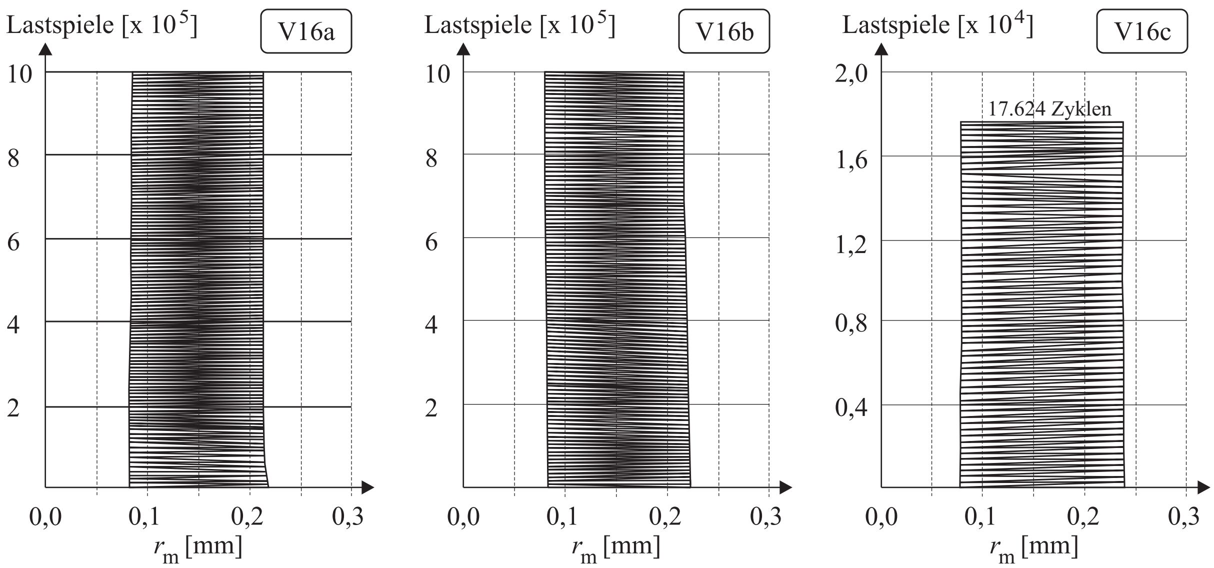


Bild C-V16c/5: Biegerissöffnung V16a, V16b und V16c

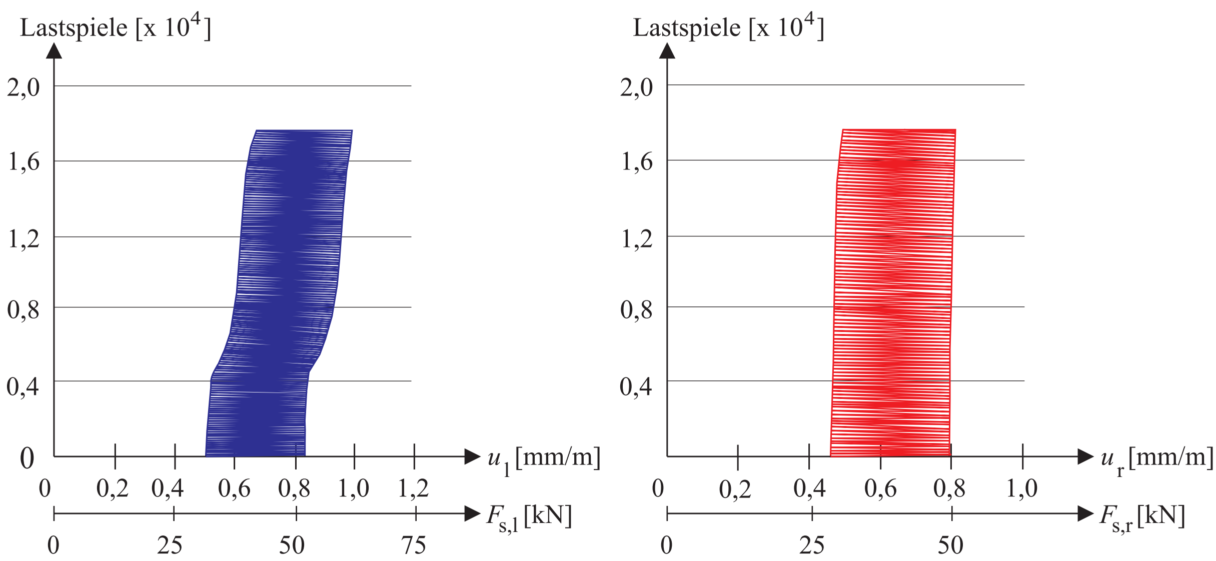


Bild C-V16c/6: Dehnungen und Zugkräfte im mittleren Bewehrungsstab li. und re. (V16c)

Versuch V17a:

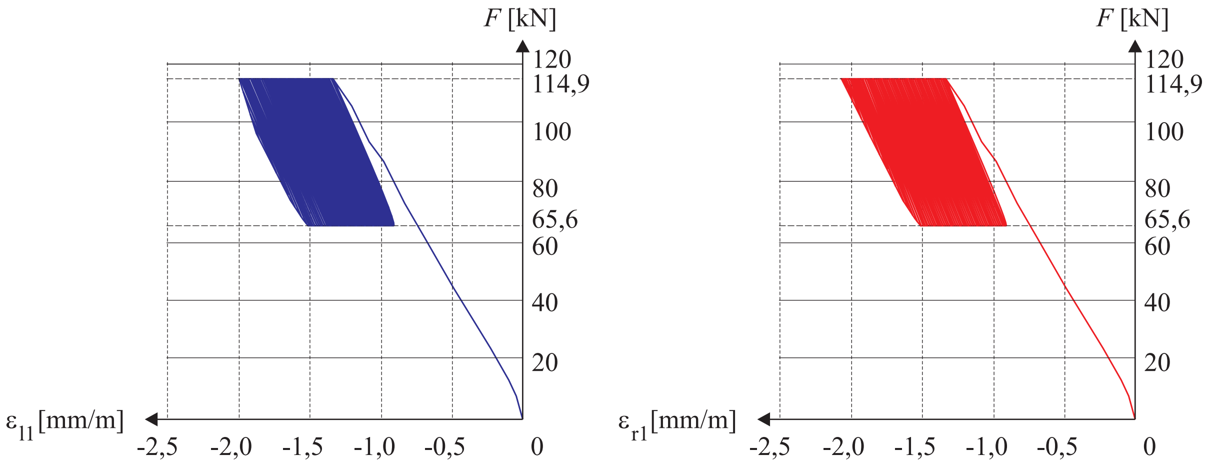


Bild C-V17a/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

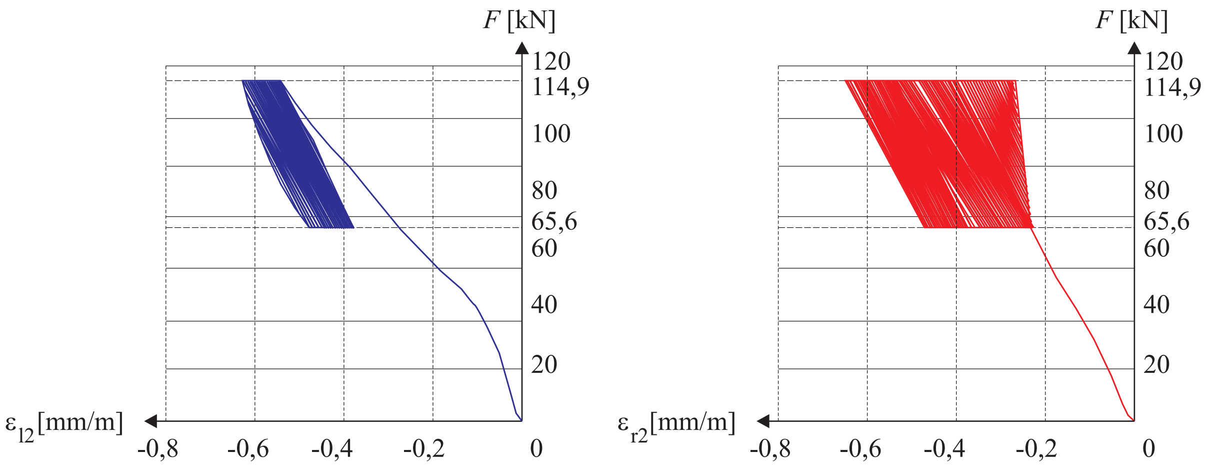


Bild C-V17a/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

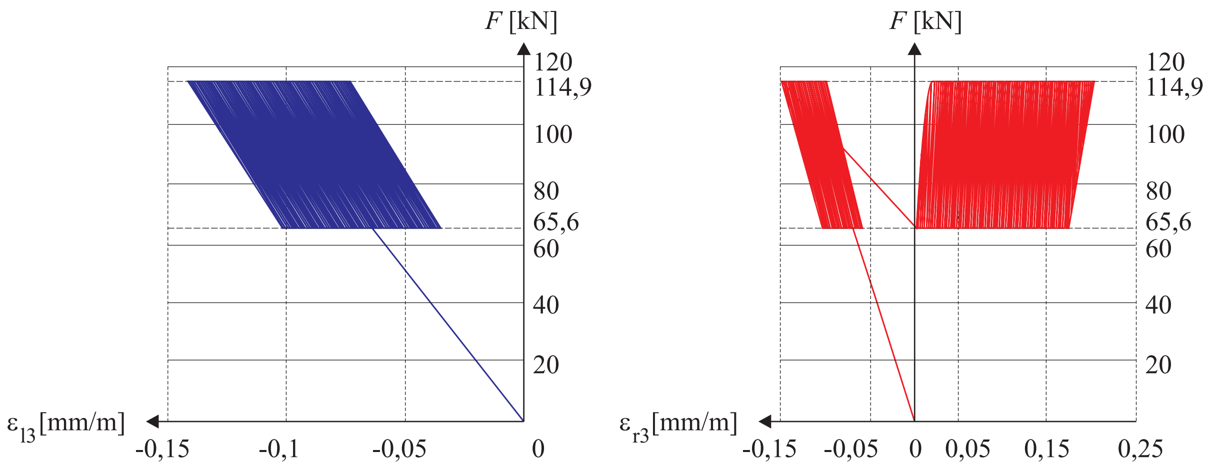


Bild C-V17a/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

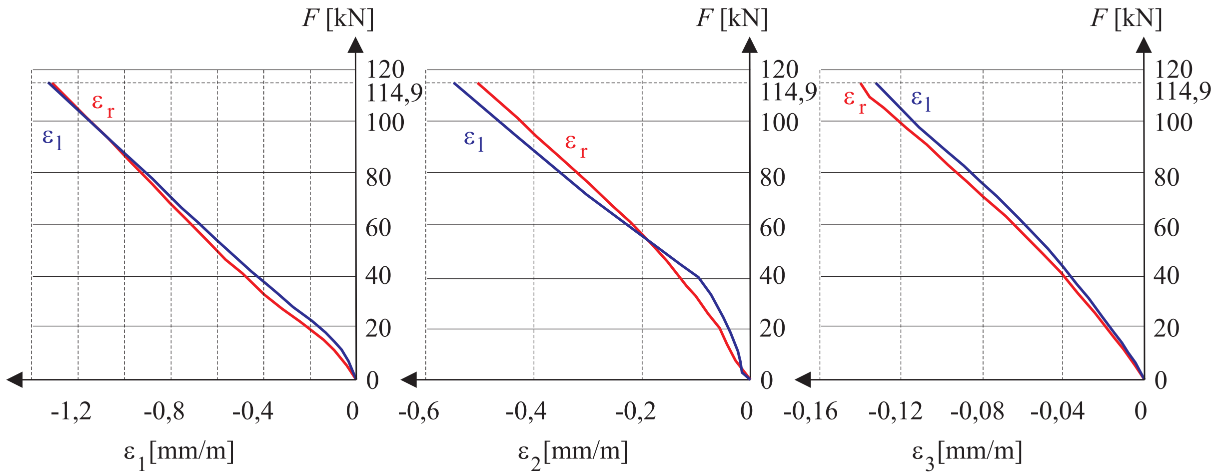


Bild C-V17a/4: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 bis 3 beim ersten Anfahren der Oberlast

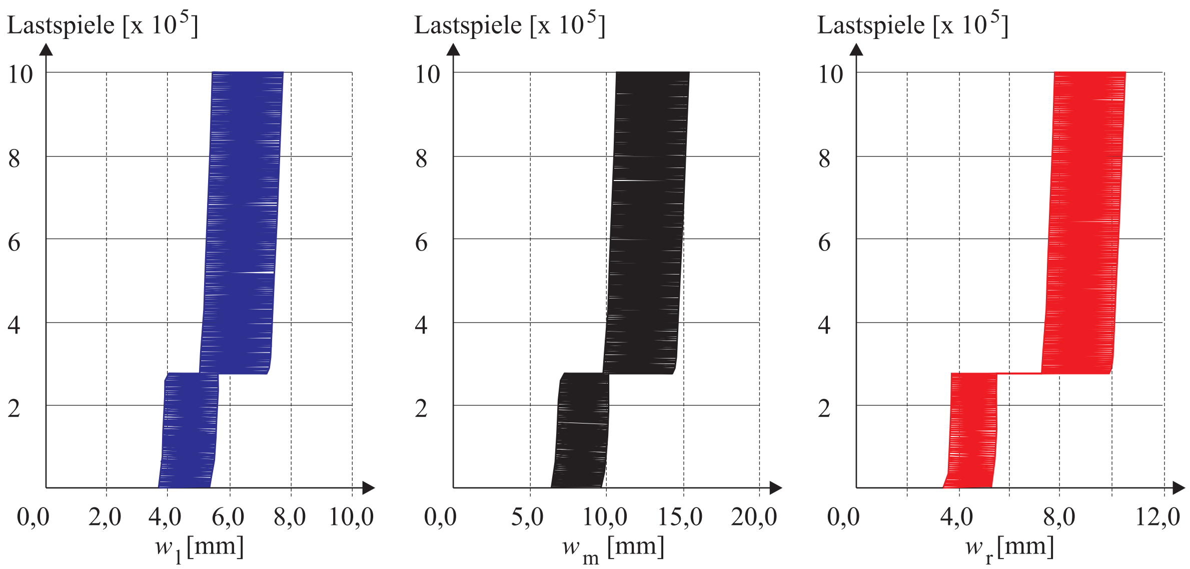


Bild C-V17a/5: Lastspiele über Verformungen w (links, Mitte, rechts)

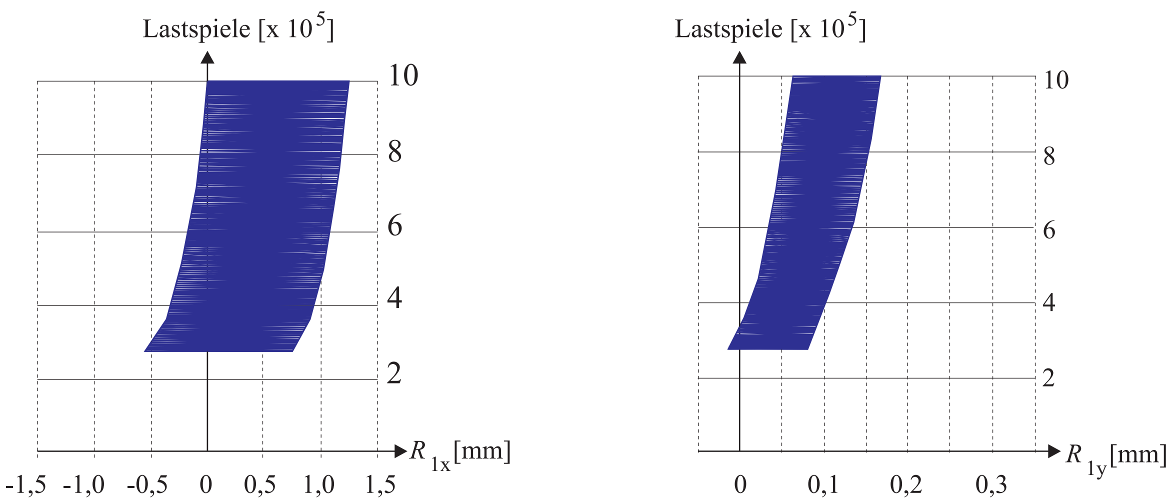


Bild C-V17a/6: Rissöffnung und –verschiebung R_x und R_y in Stelle 1 (rechts)

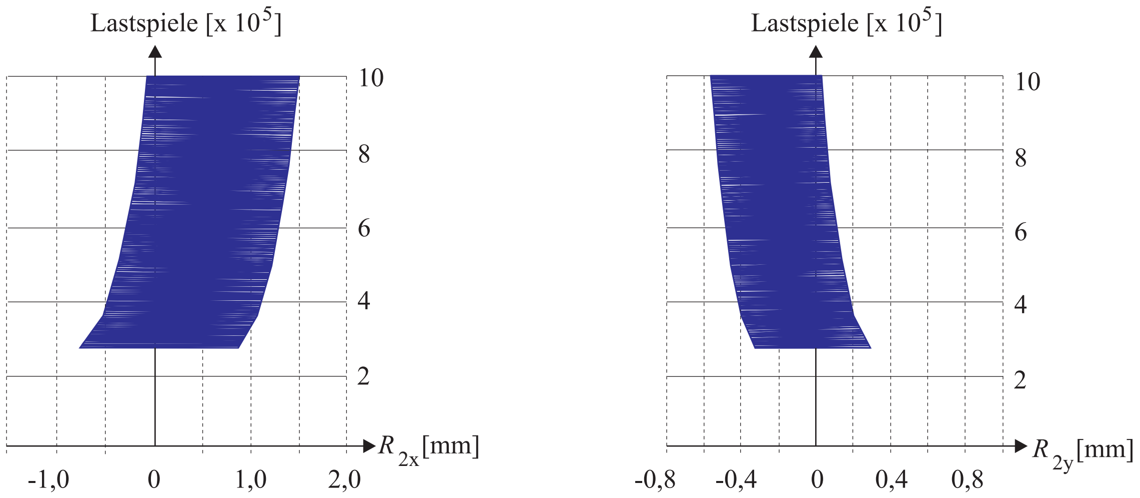


Bild C-V17a/7: Rissöffnung und –verschiebung R_x und R_y in Stelle 2 (rechts)

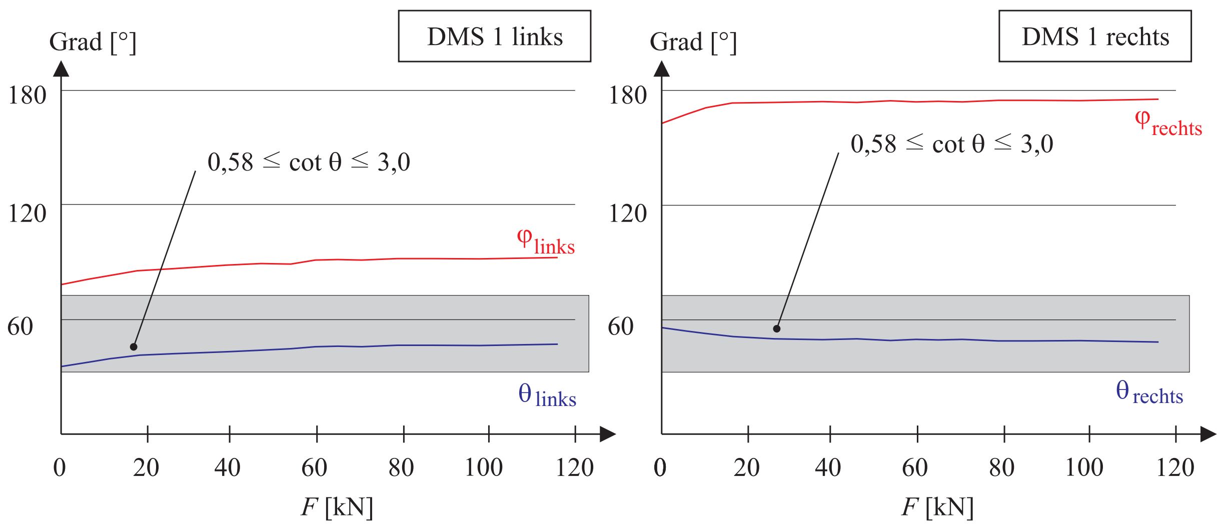


Bild C-V17a/8: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 1 li. & re.

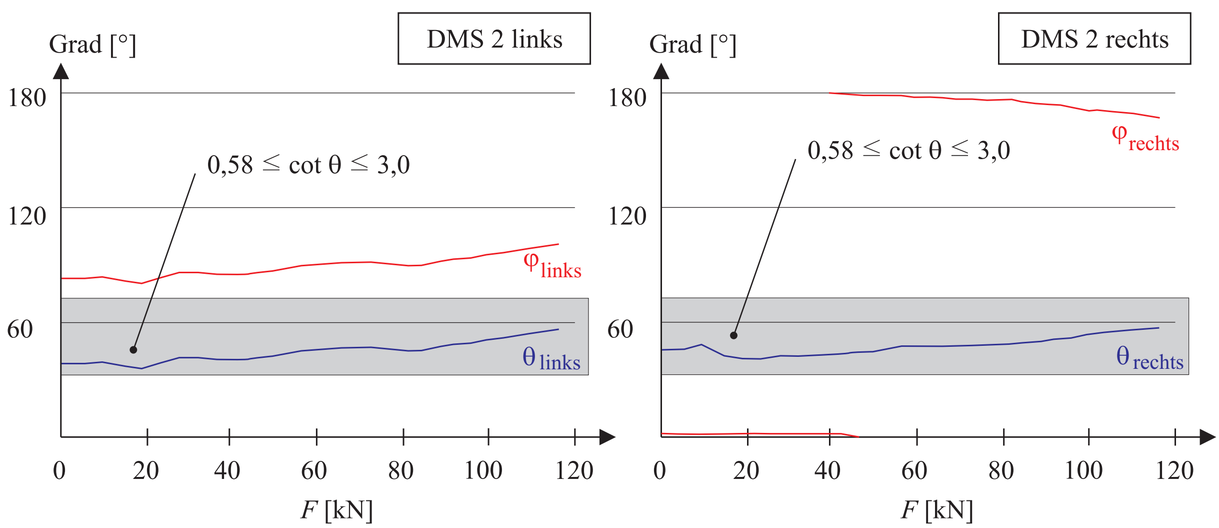


Bild C-V17a/9: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 2 li. & re.

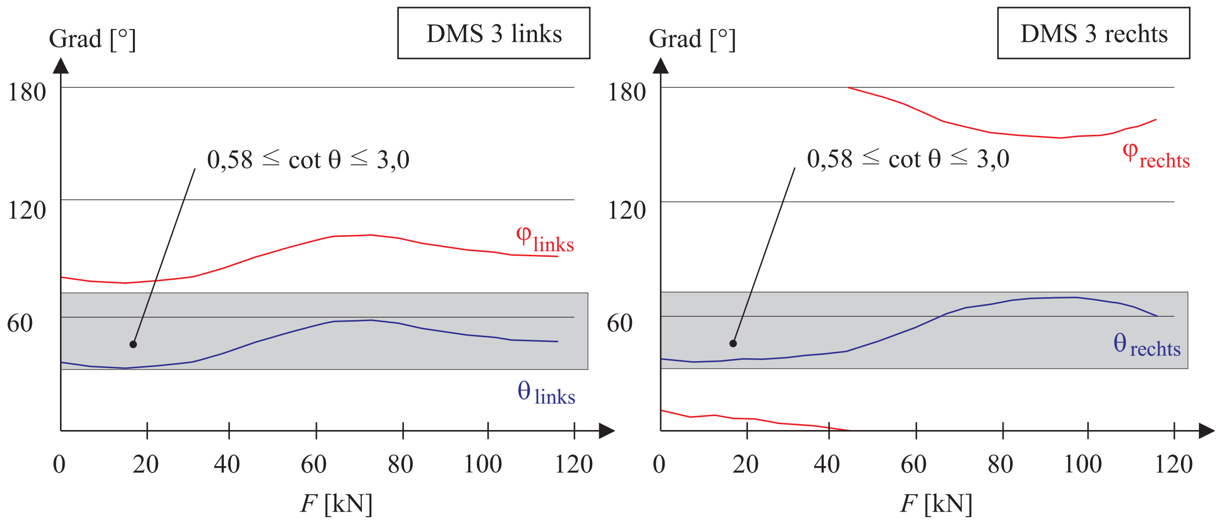


Bild C-V17a/10: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 3 li. & re.

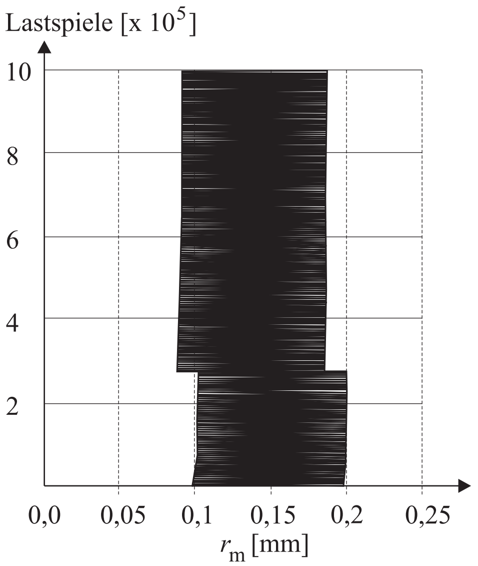


Bild C-V17a/11: Biegerissöffnung

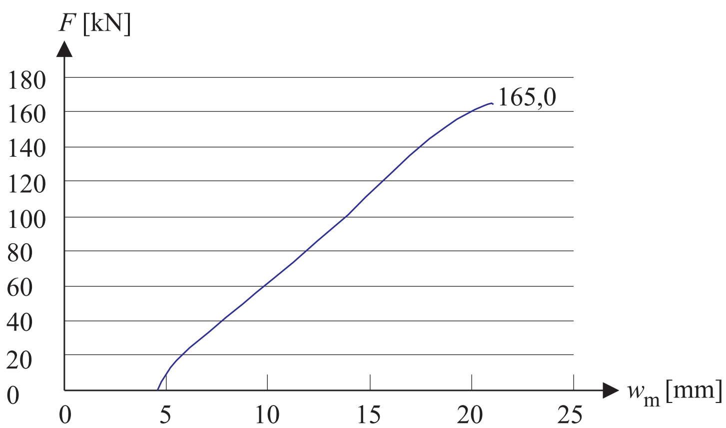


Bild C-V17/12: Last-Verformungskurve V17b

Versuch V18a:

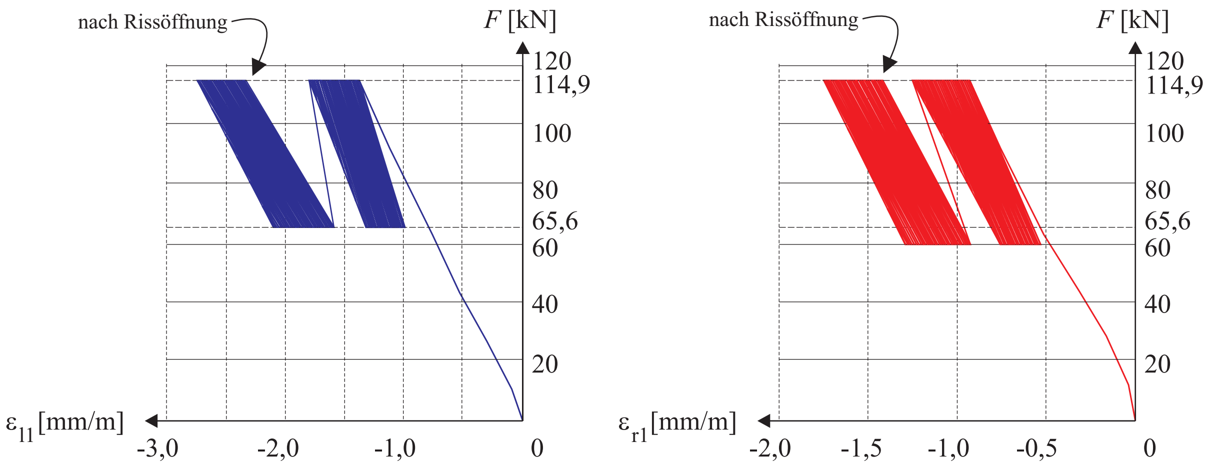


Bild C-V18a/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

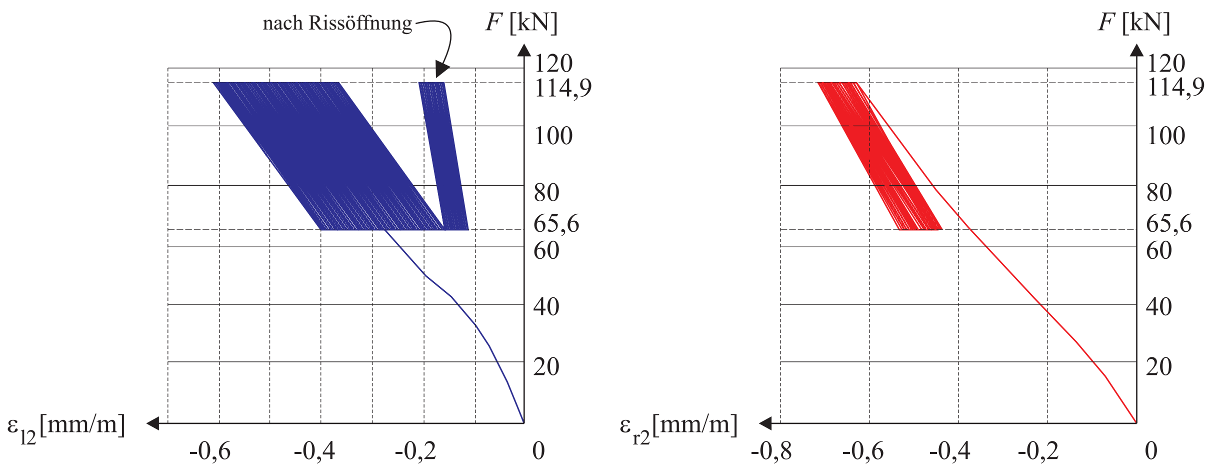


Bild C-V18a/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

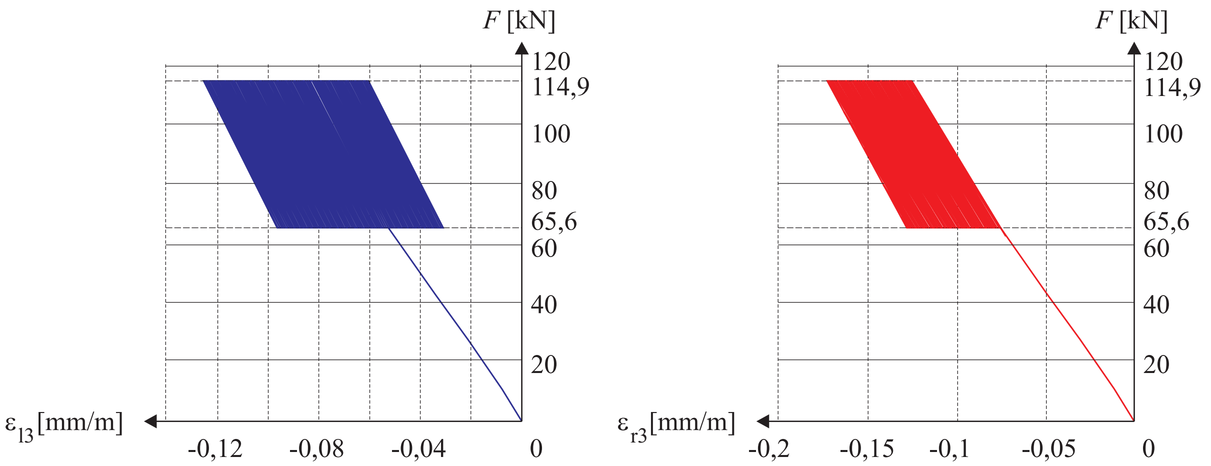


Bild C-V18a/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

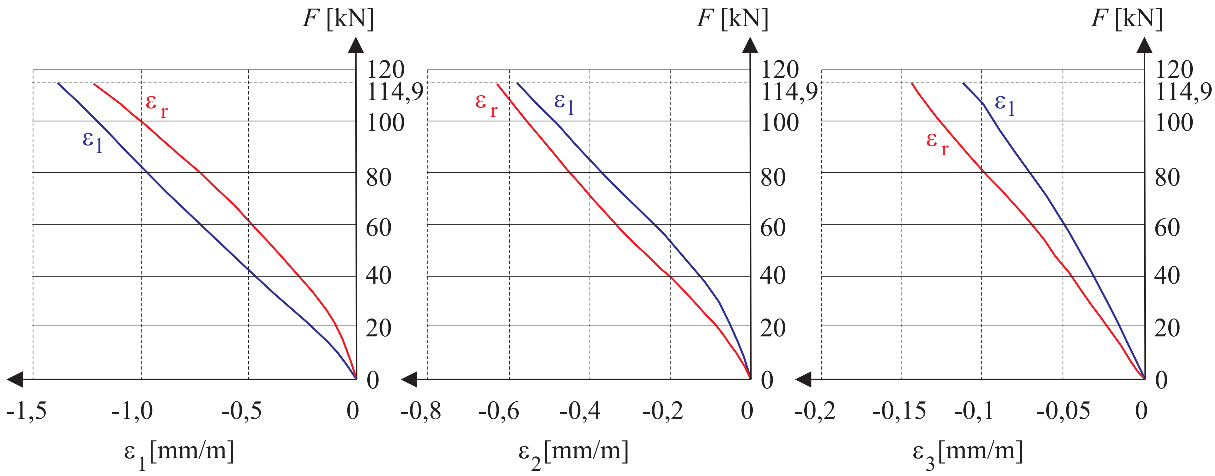


Bild C-V18a/4: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 bis 3 beim ersten Anfahren der Oberlast

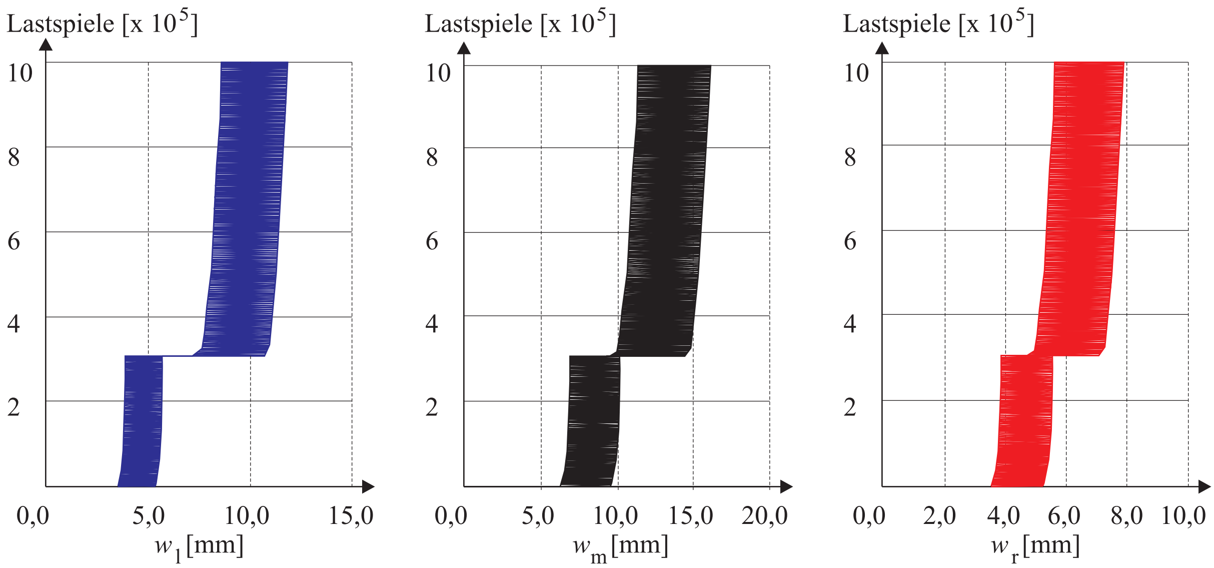


Bild C-V18a/5: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte, rechts)

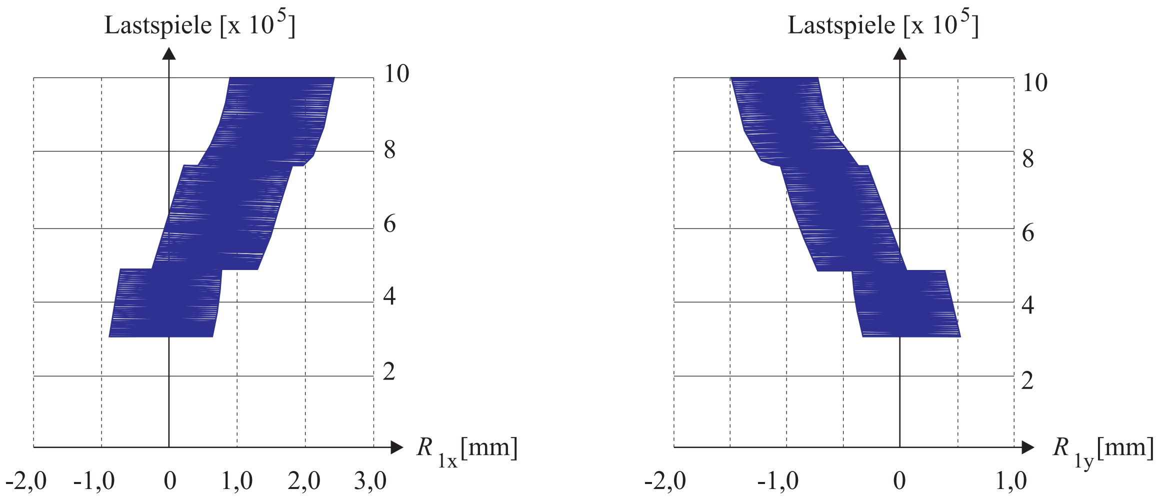


Bild C-V18a/6: Rissöffnung und –verschiebung R_x und R_y in Stelle 1 (rechts)

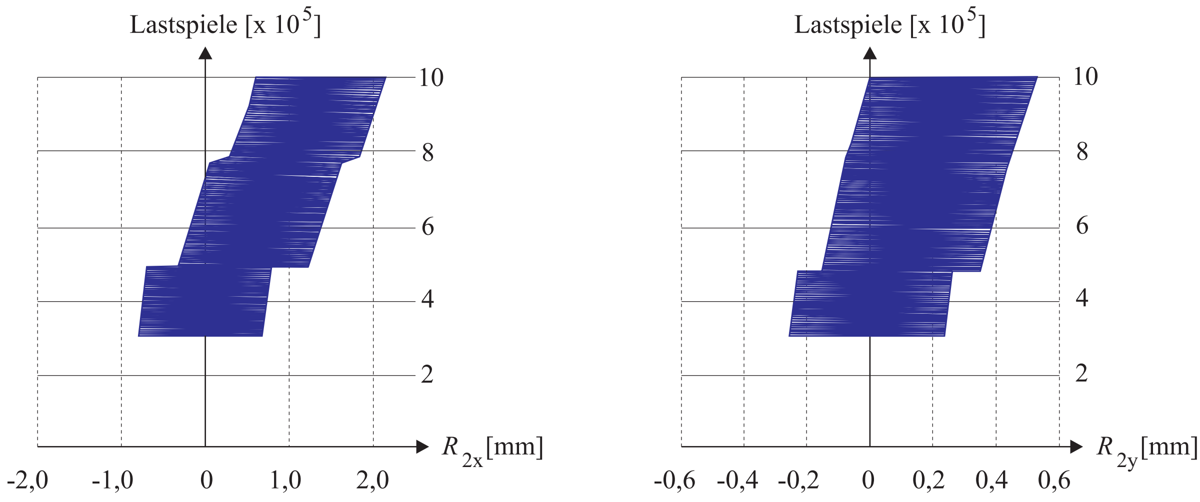


Bild C-V18a/7: Rissöffnung und –verschiebung R_x und R_y in Stelle 2 (rechts)

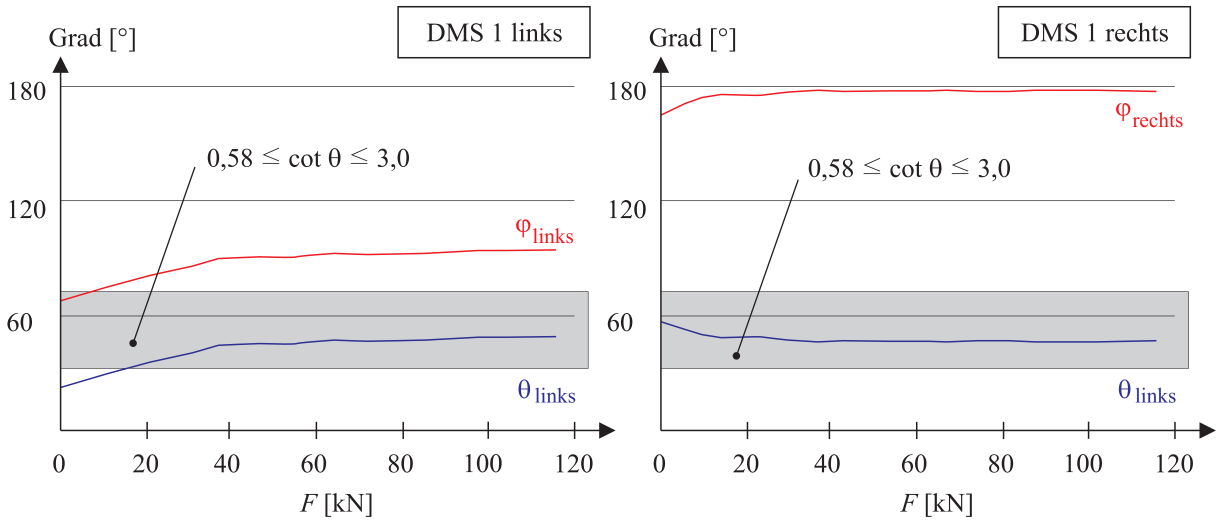


Bild C-V18a/8: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 1 li. & re.

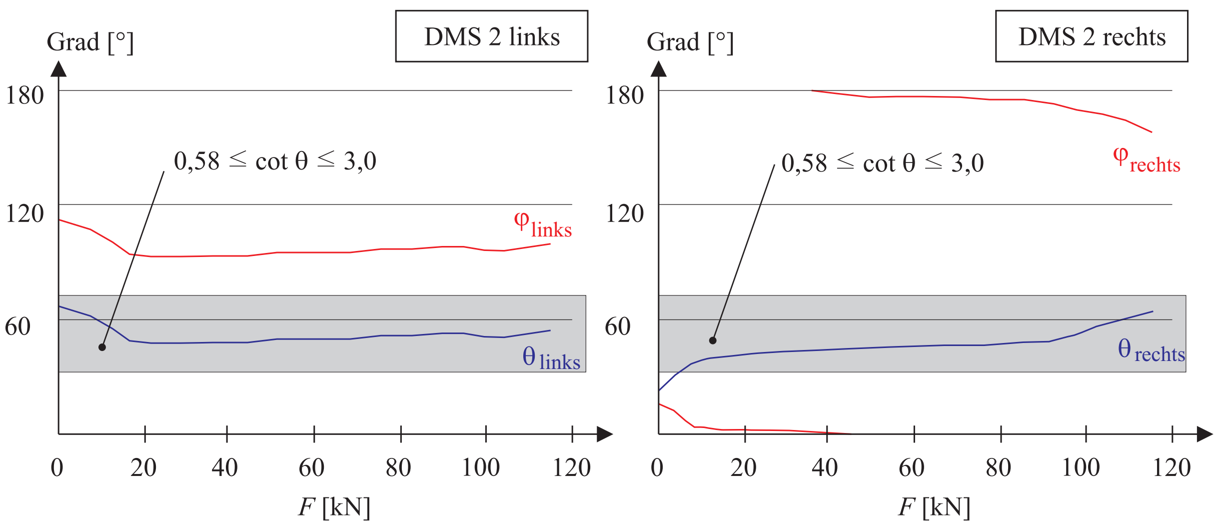


Bild C-V18a/9: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 2 li. & re.

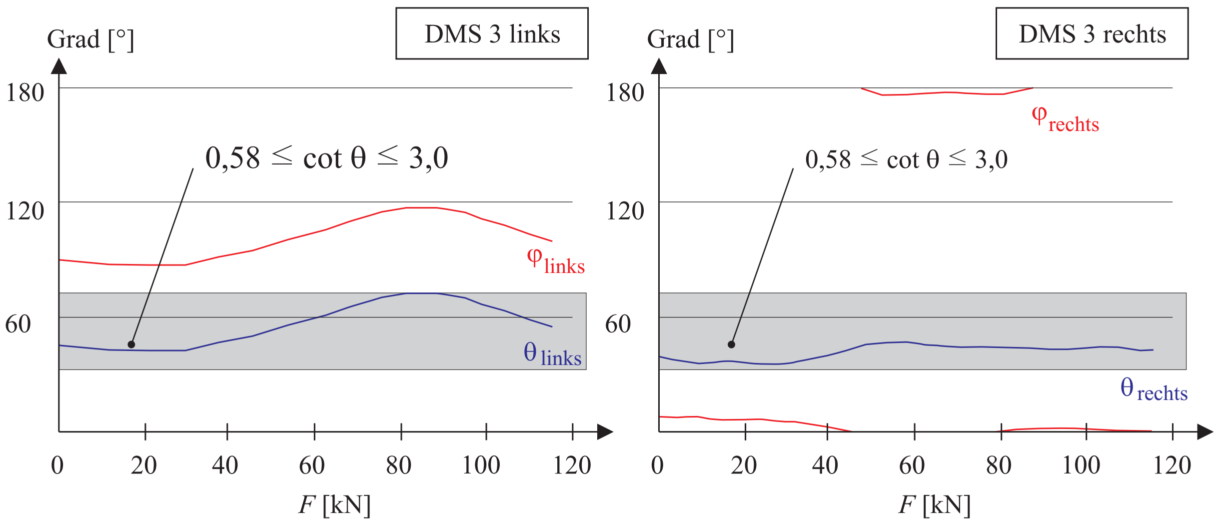


Bild C-V18a/10: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 3 li. & re.

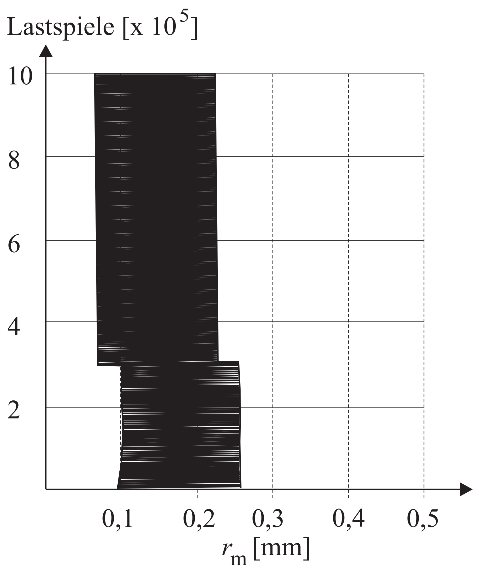


Bild C-V18a/11: Biegerissöffnung

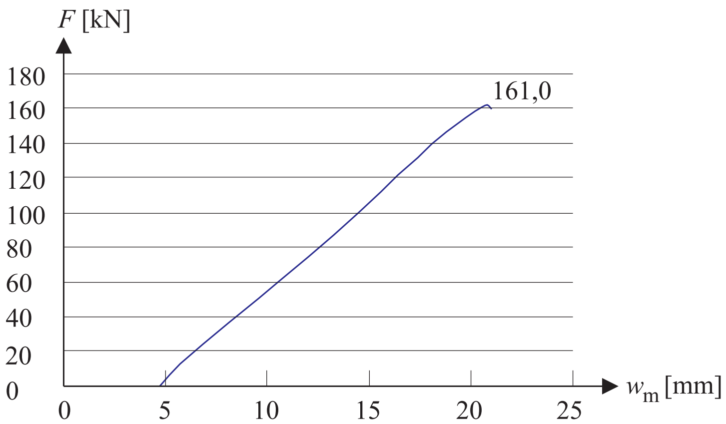


Bild C-V18/12: Last-Verformungskurve V18b

Versuch V19a:

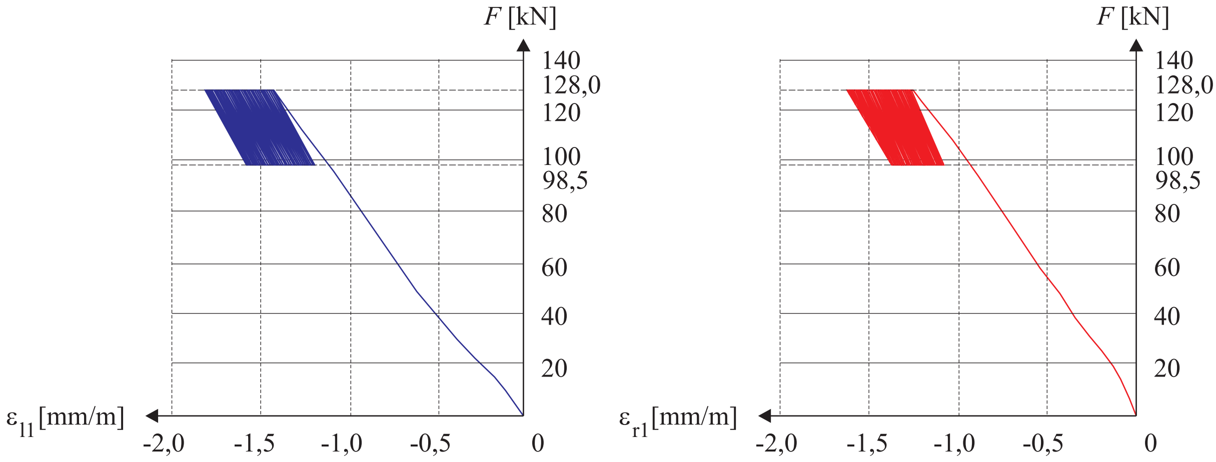


Bild C-V19a/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

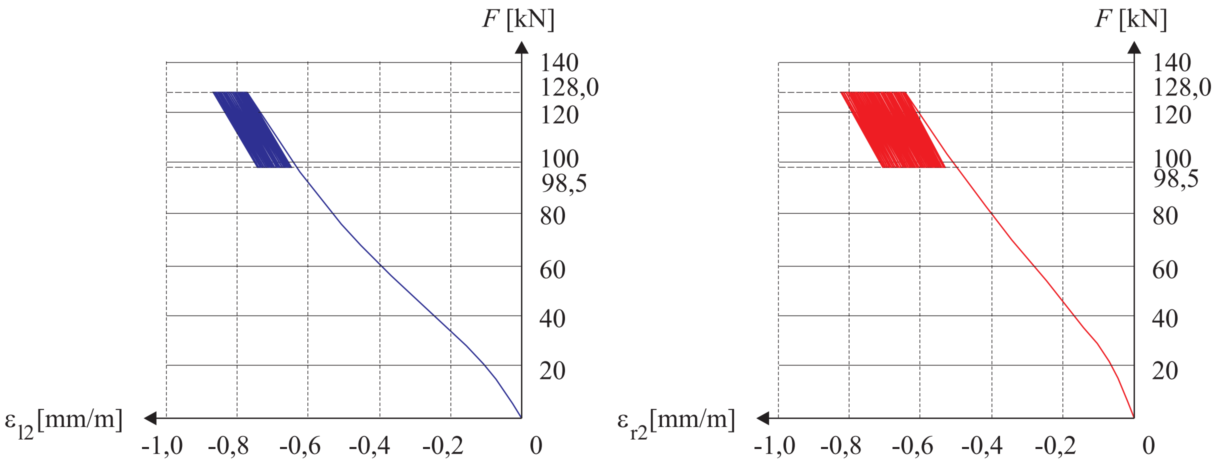


Bild C-V19a/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

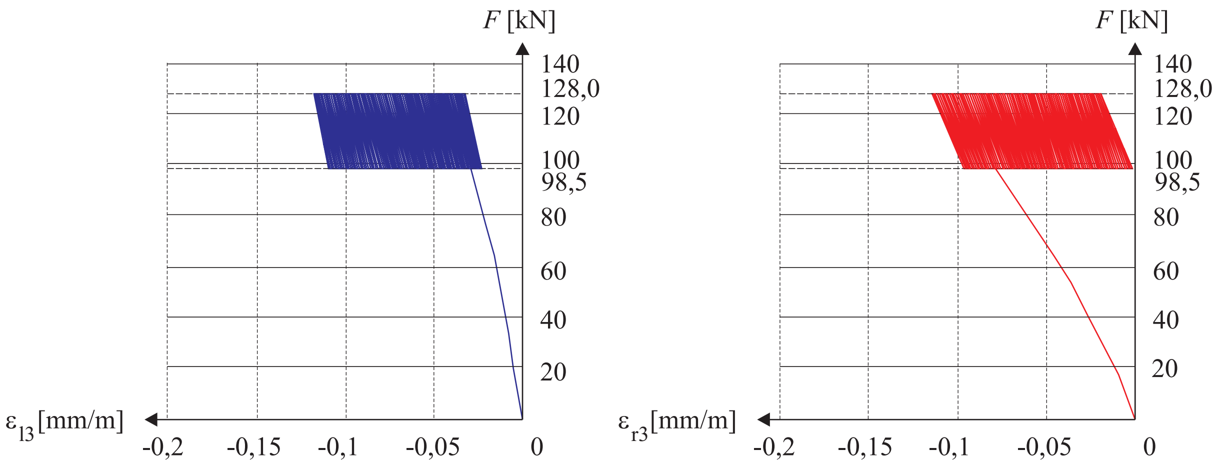


Bild C-V19a/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

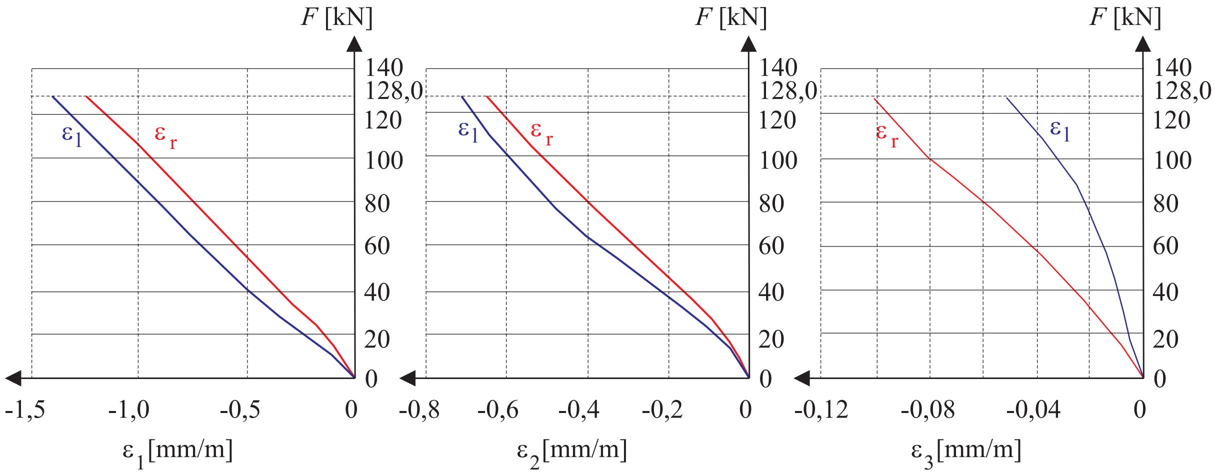


Bild C-V19a/4: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 bis 3 beim ersten Anfahren der Oberlast

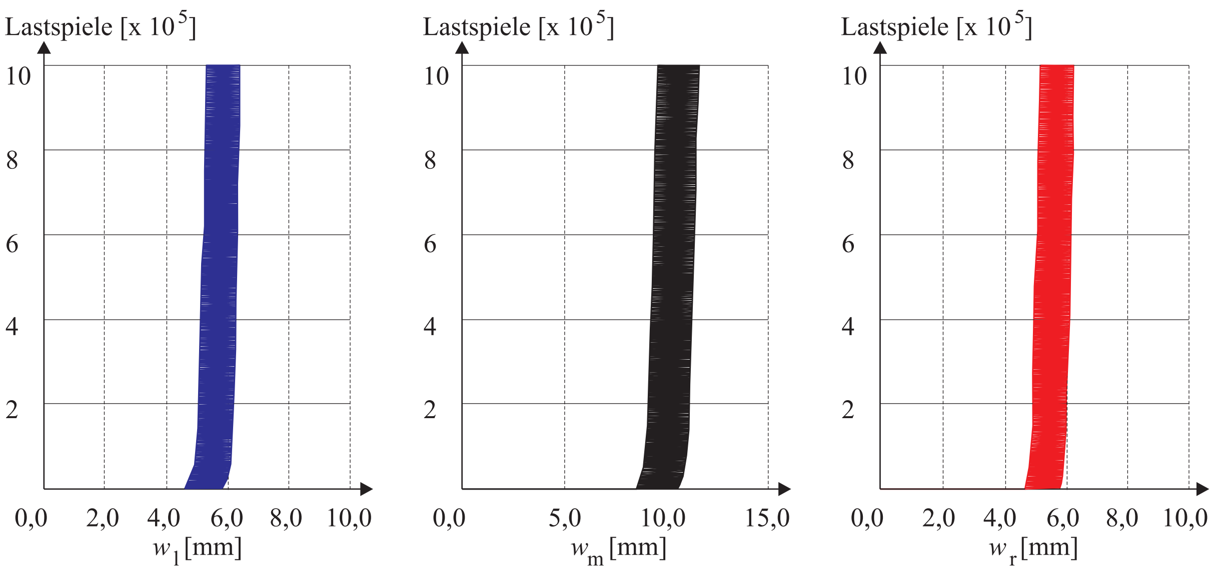


Bild C-V19a/5: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte, rechts)

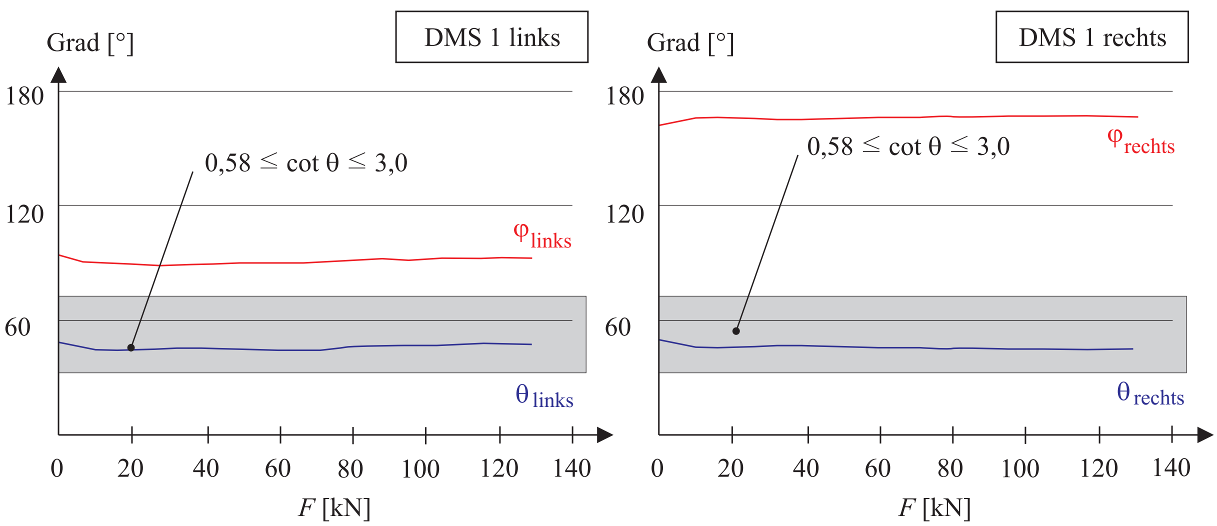


Bild C-V19a/6: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 1 li. & re.

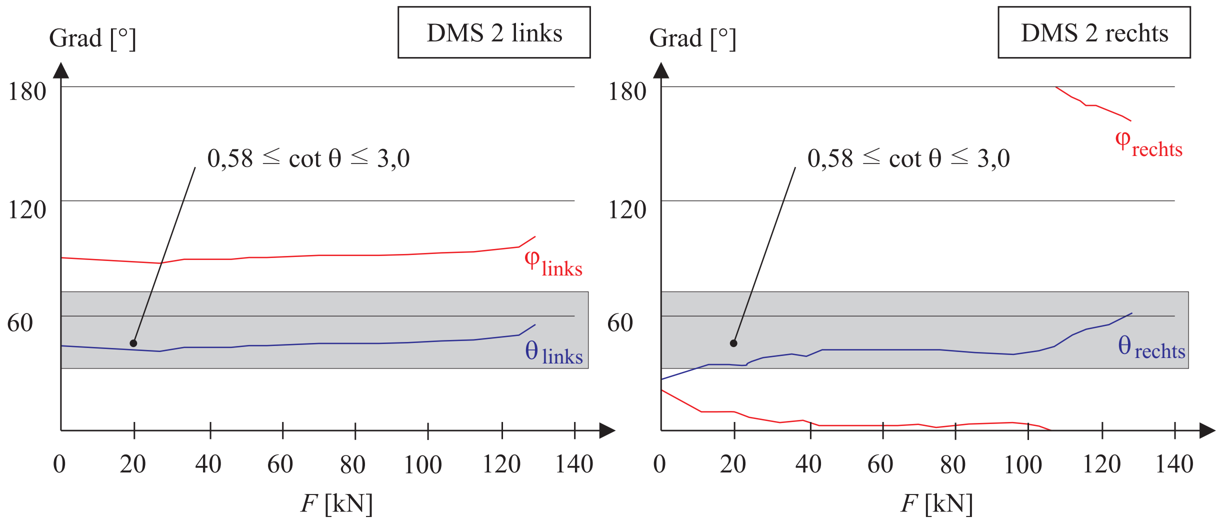


Bild C-V19a/7: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 2 li. & re.

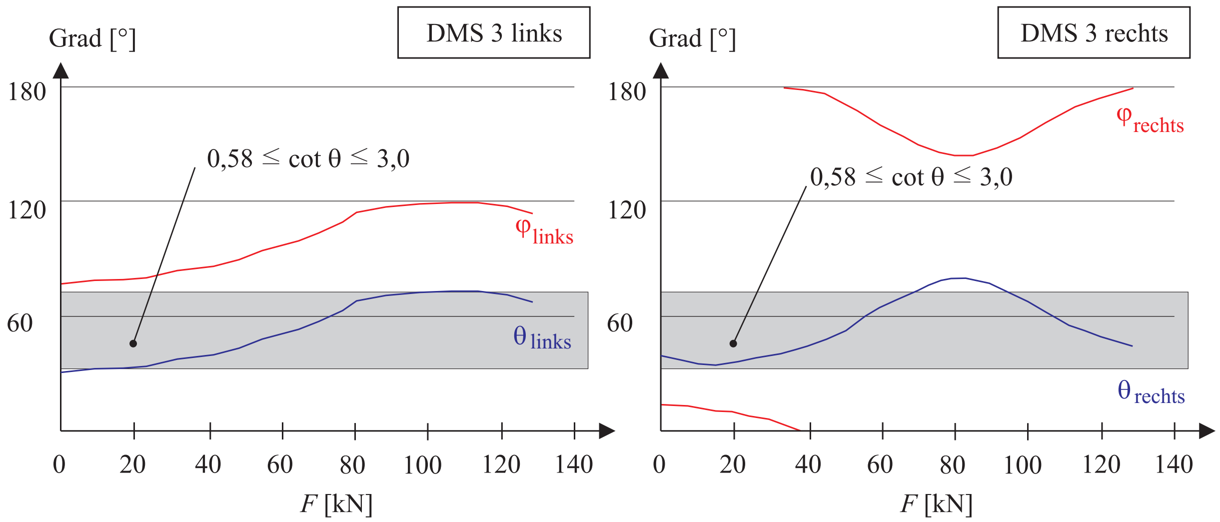


Bild C-V19a/8: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 3 li. & re.

Versuch V19b:

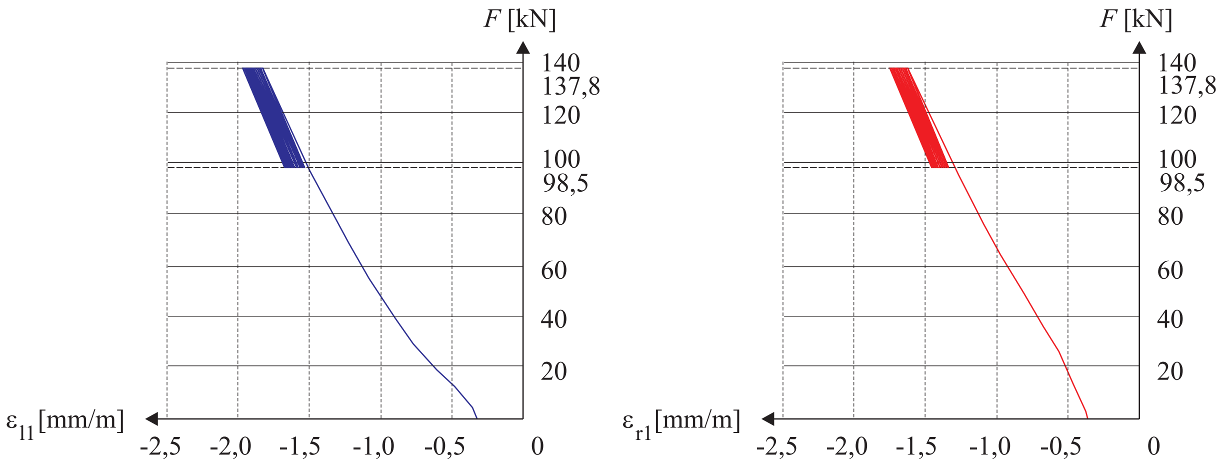


Bild C-V19b/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

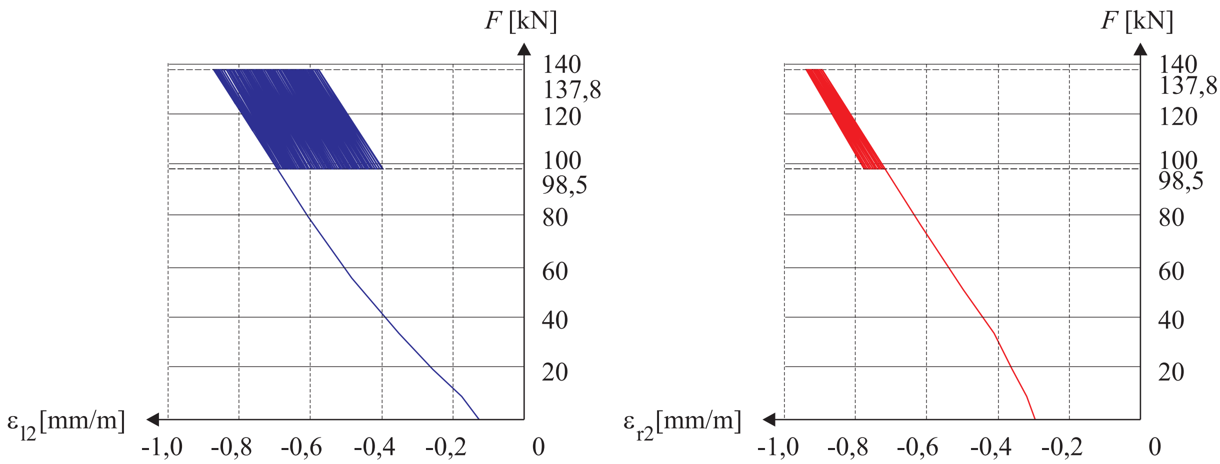


Bild C-V19b/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

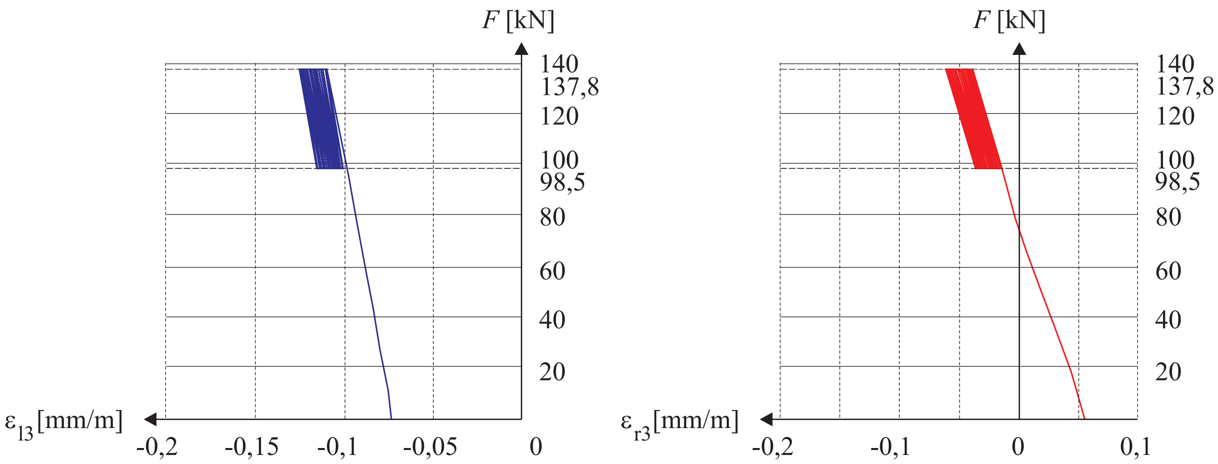


Bild C-V19b/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

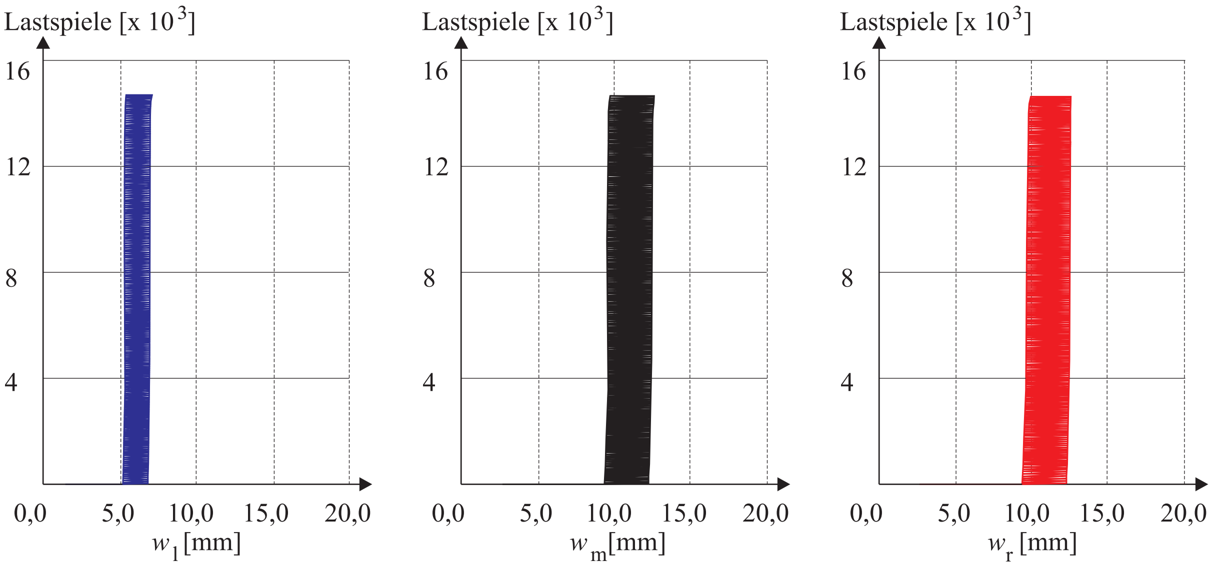


Bild C-V19b/4: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte, rechts)

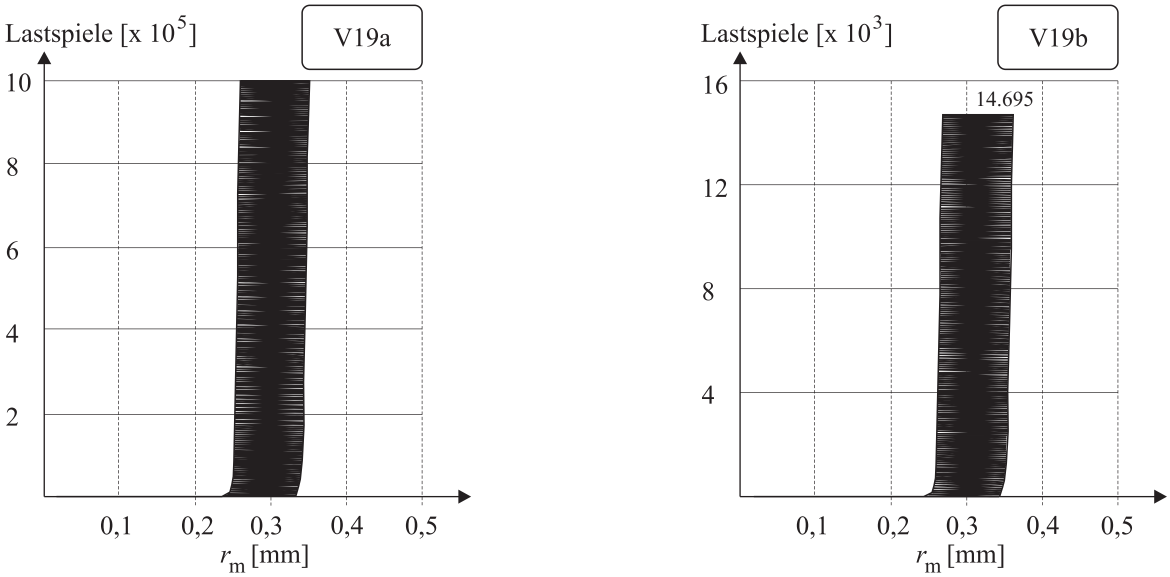


Bild C-V19b/5: Biegerissöffnung

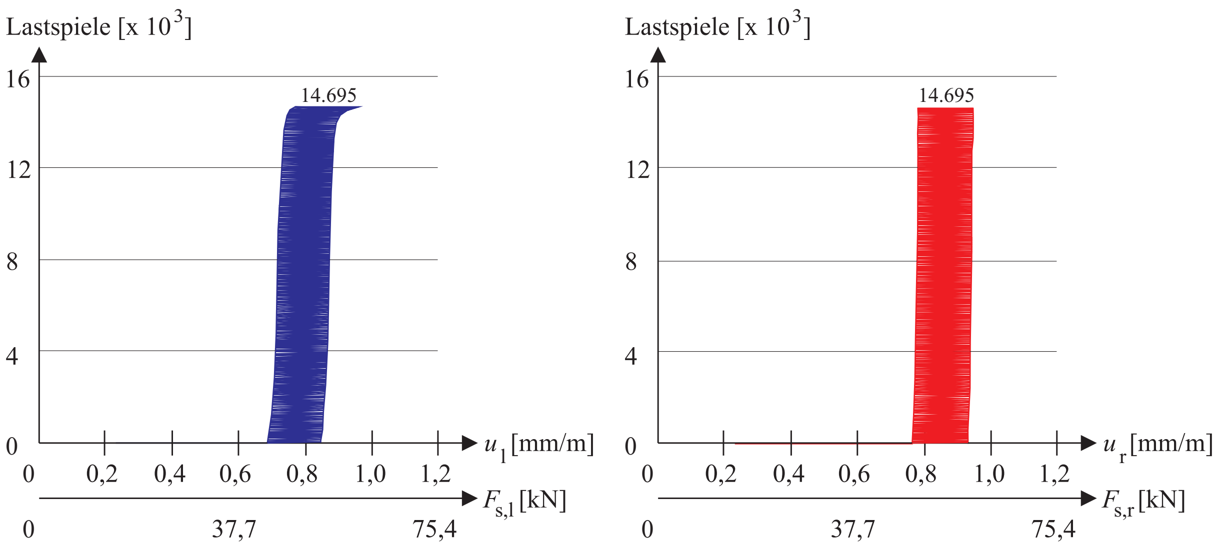


Bild C-V19a/6: Dehnungen und Kräfte im mittleren Bewehrungsstab (V19b)

Versuch V20a:

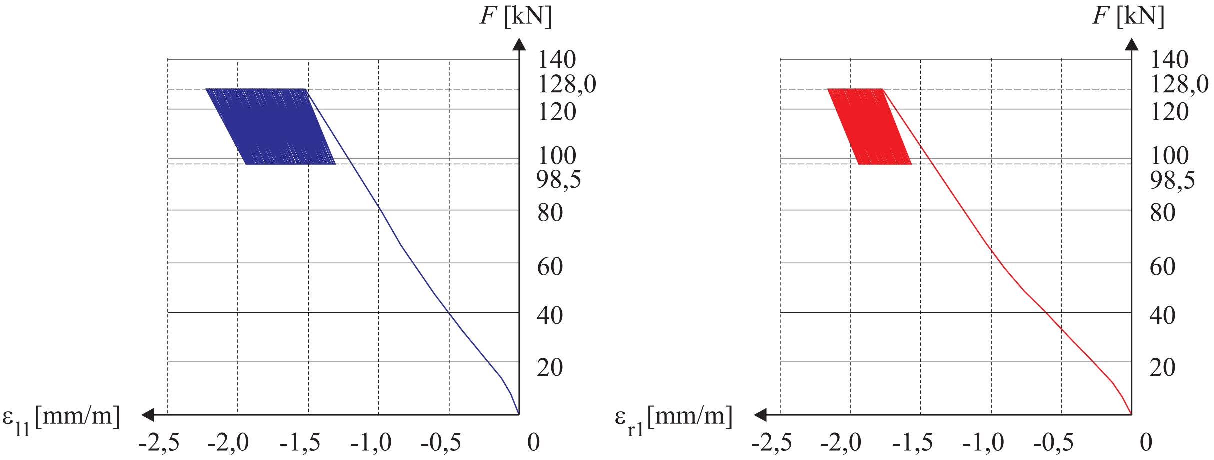


Bild C-V20a/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

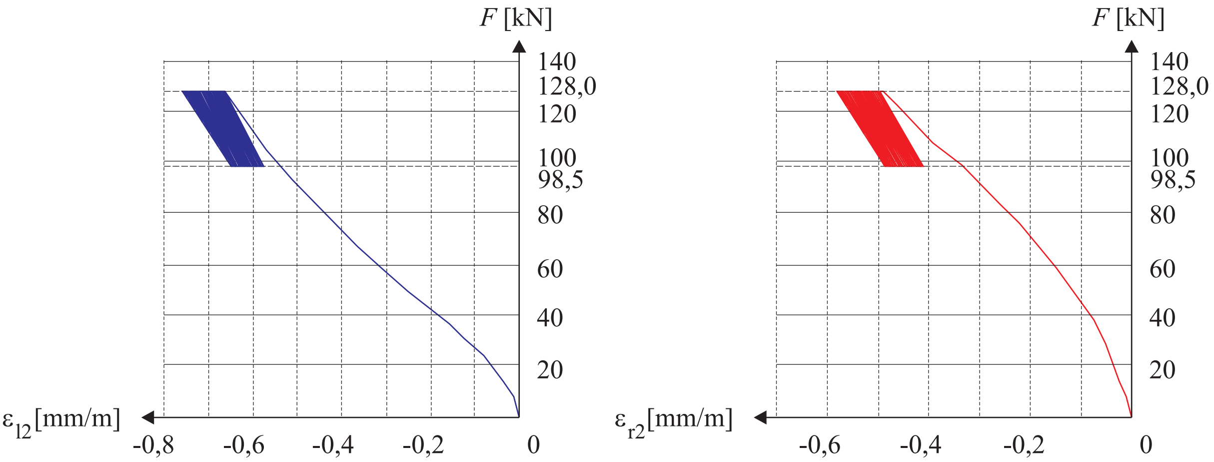


Bild C-V20a/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

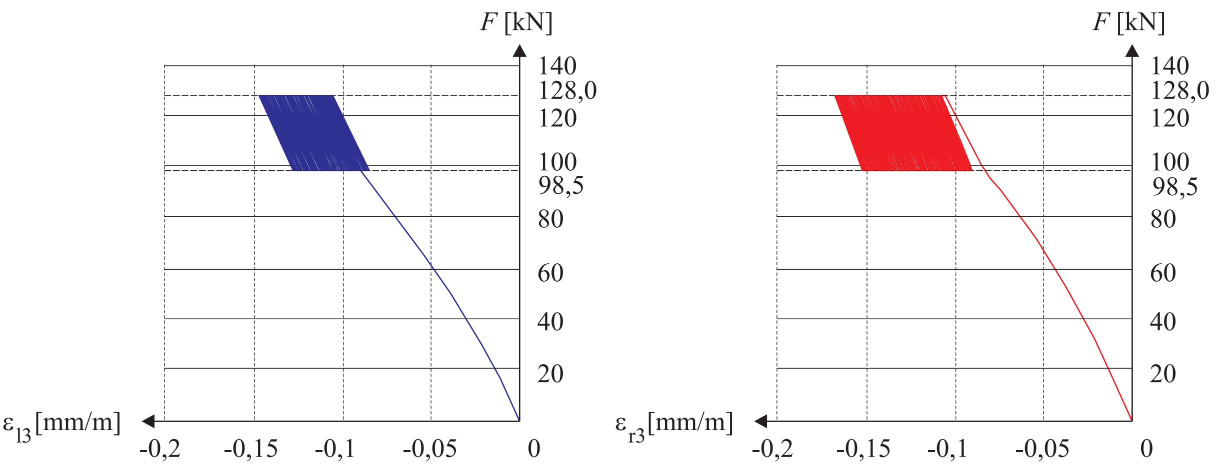


Bild C-V20a/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

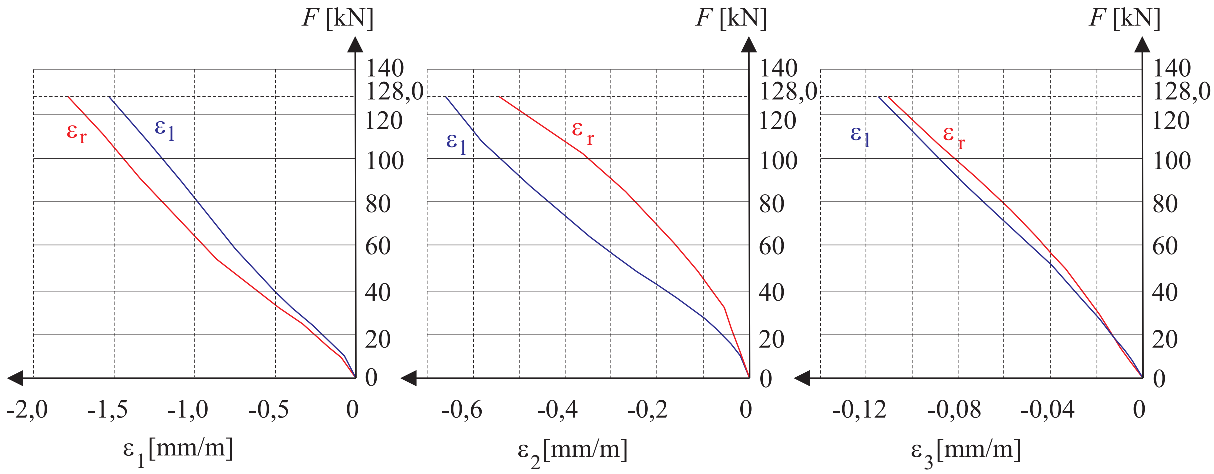


Bild C-V20a/4: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 bis 3 beim ersten Anfahren der Oberlast

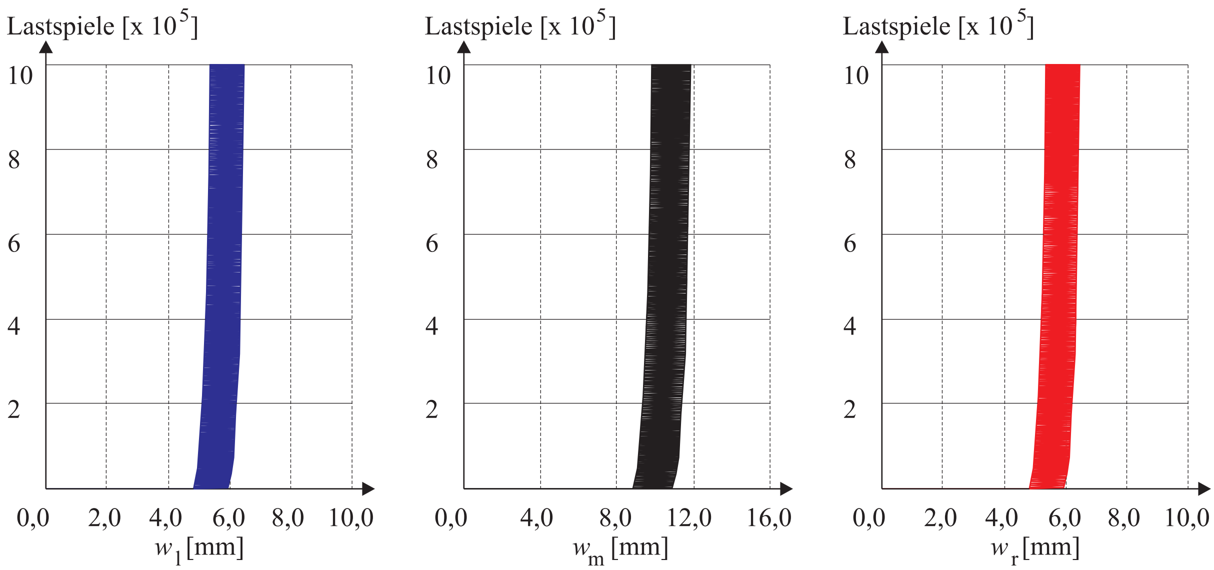


Bild C-V20a/5: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte, rechts)

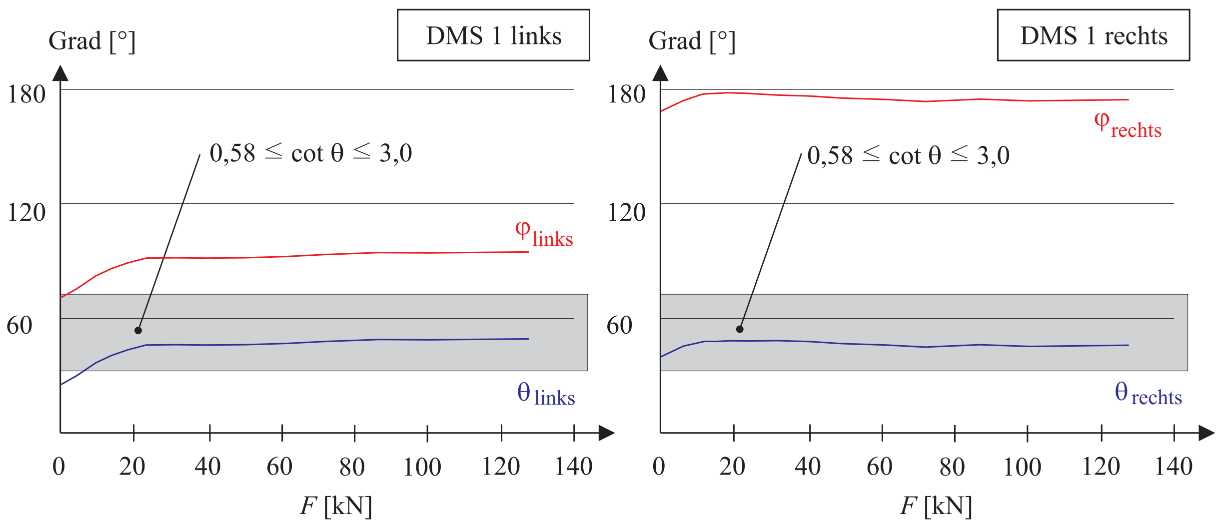


Bild C-V20a/6: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 1 li. & re.

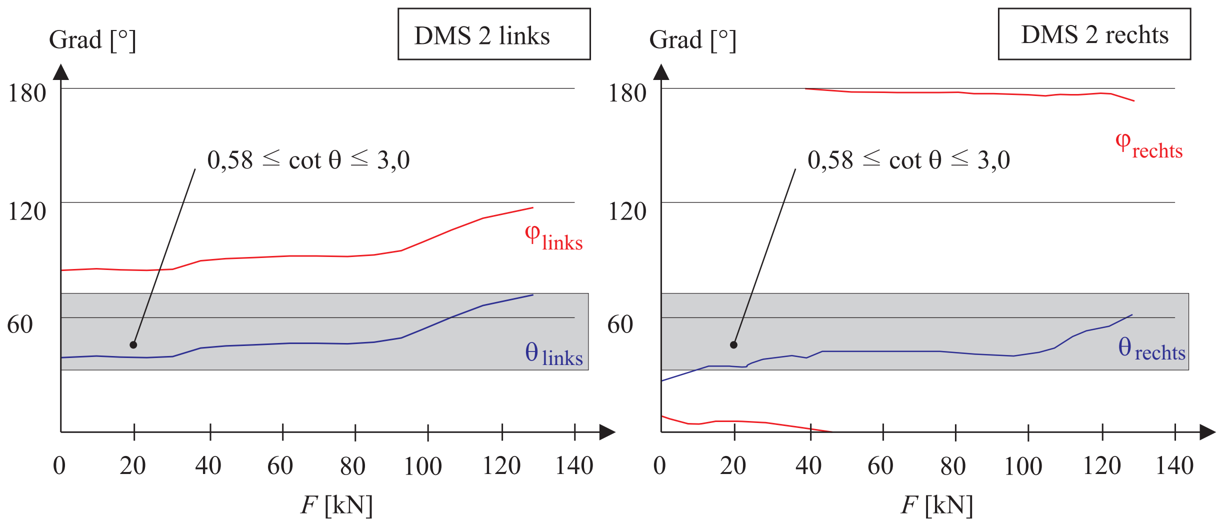


Bild C-V20a/7: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 2 li. & re.

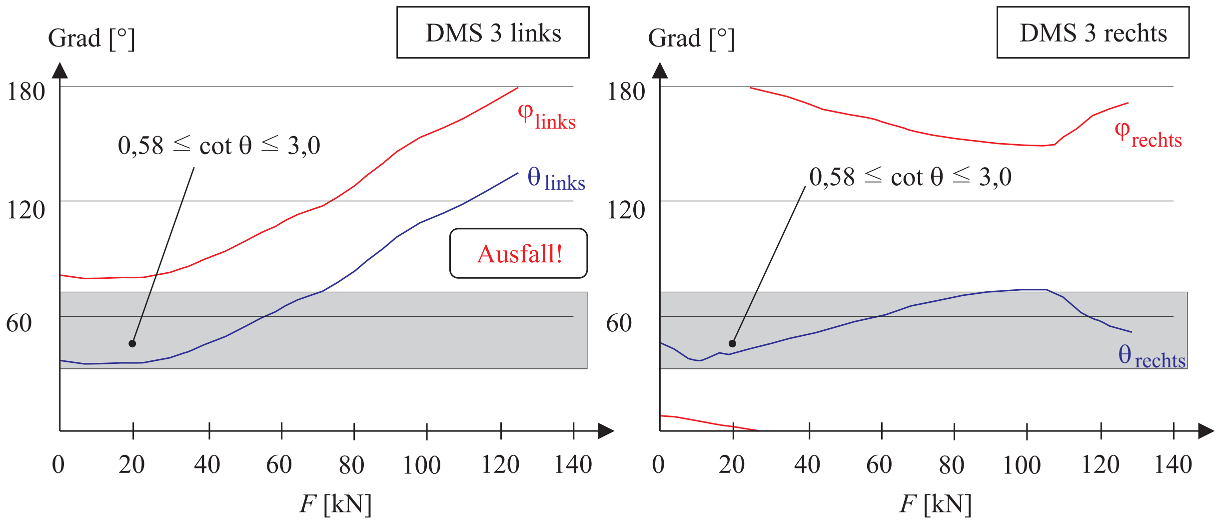


Bild C-V20a/8: Hauptdehnungswinkel φ und Druckstrebenwinkel θ in Messstelle 3 li. & re.

Versuch V20b:

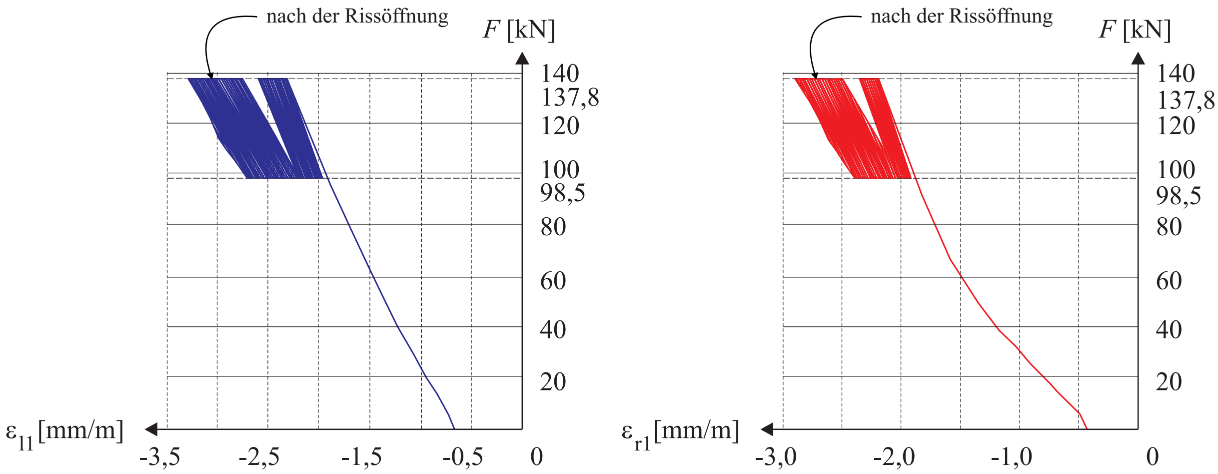


Bild C-V20b/1: Last-Dehnungskurve Messstelle 1 (links und rechts)

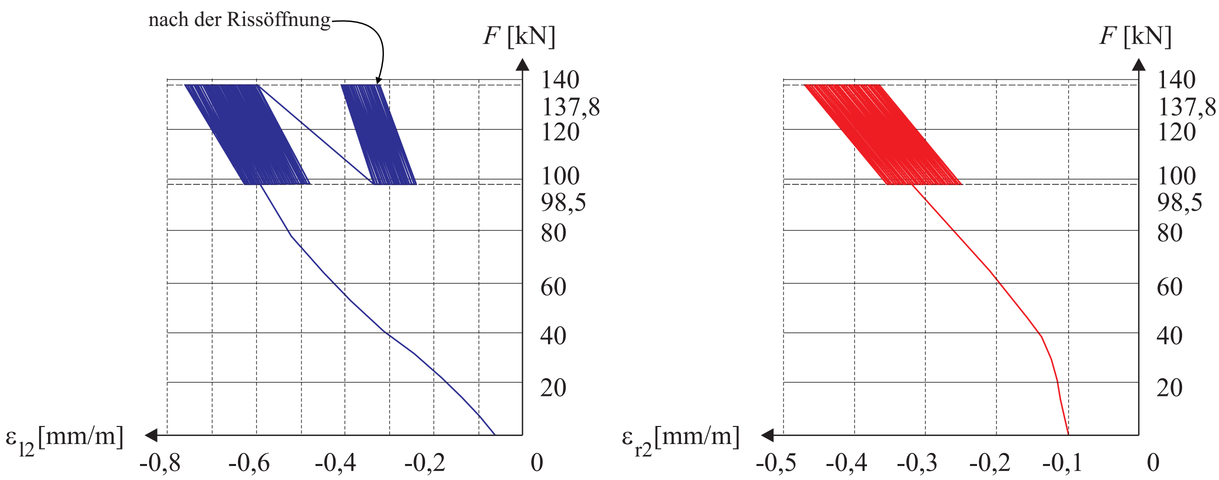


Bild C-V20b/2: Last-Dehnungskurve Messstelle 2 (links und rechts)

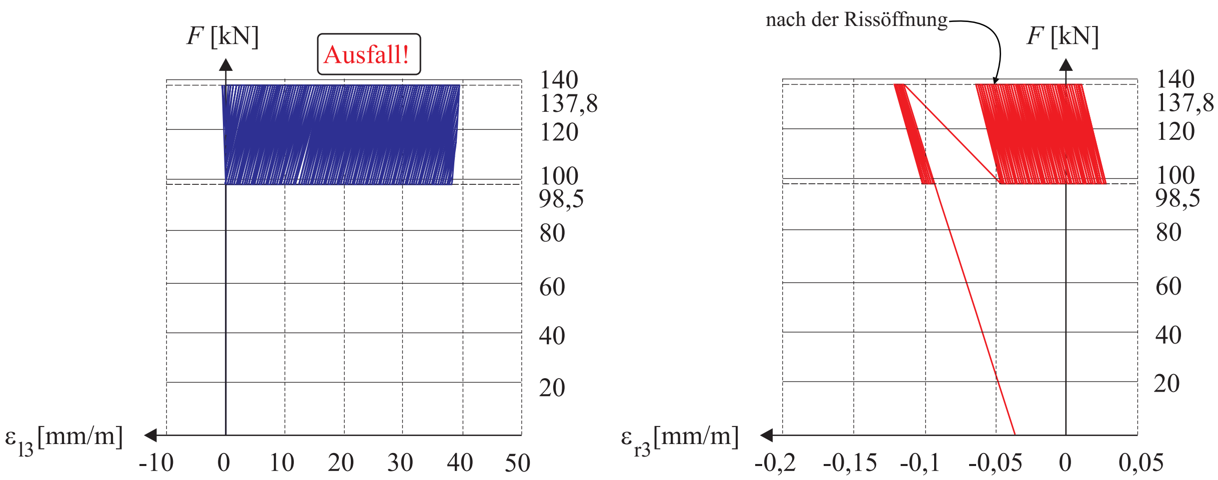


Bild C-V20b/3: Last-Dehnungskurve Messstelle 3 (links und rechts)

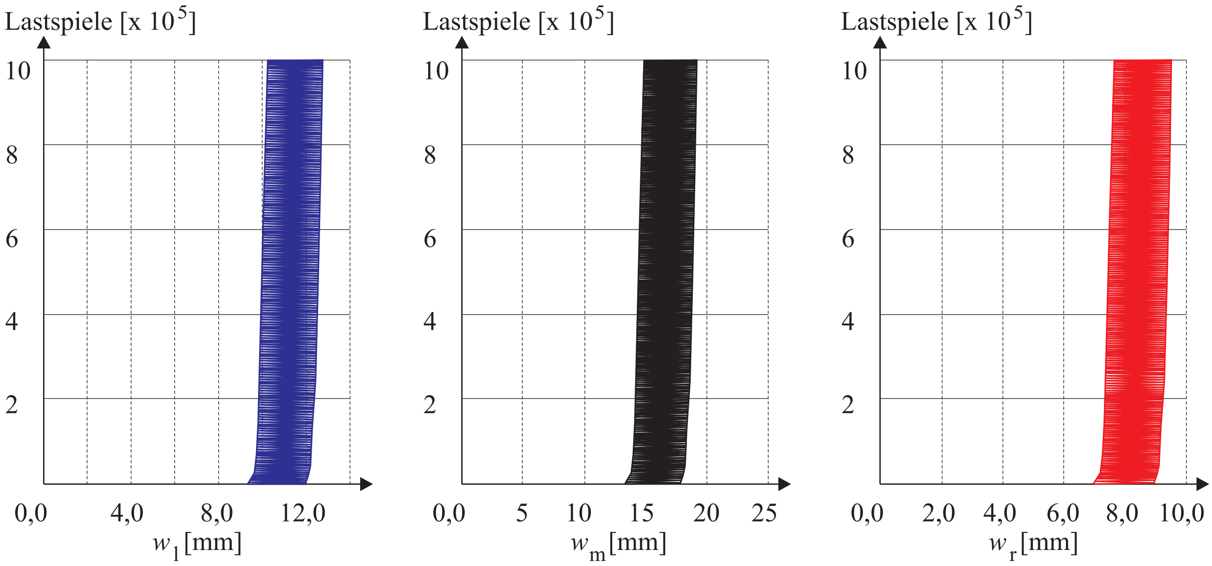


Bild C-V20b/4: Lastspiele über Verformungen *w* (links, Mitte, rechts)

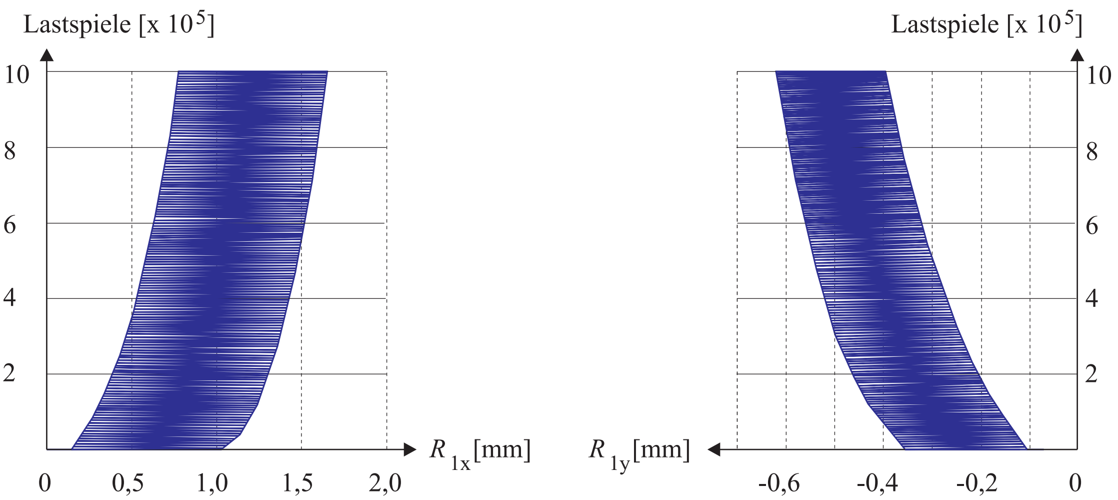


Bild C-V20b/5: Rissöffnung und –verschiebung R_x und R_y in Stelle 1 (links)

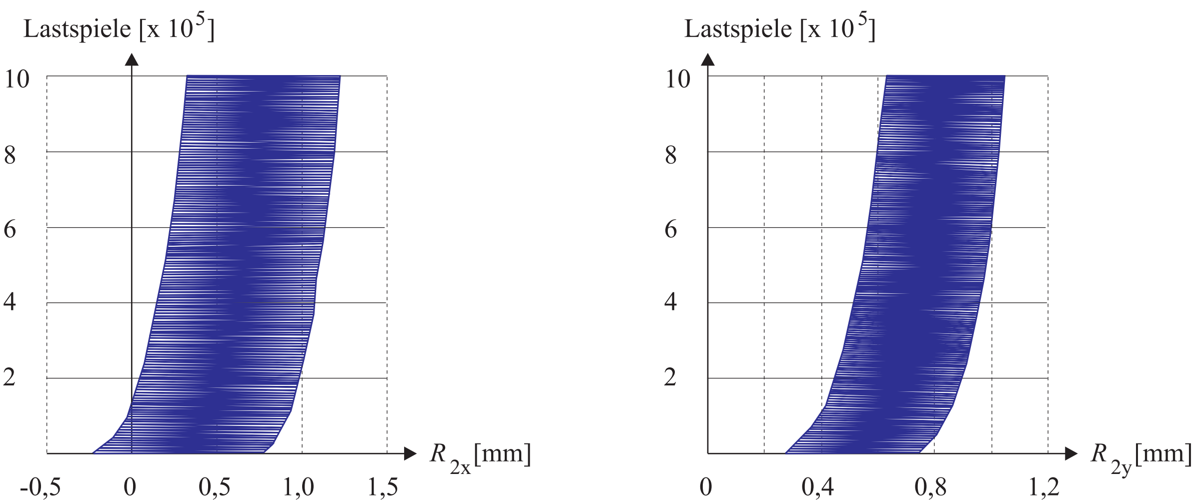


Bild C-V20b/6: Rissöffnung und –verschiebung R_x und R_y in Stelle 2 (links)

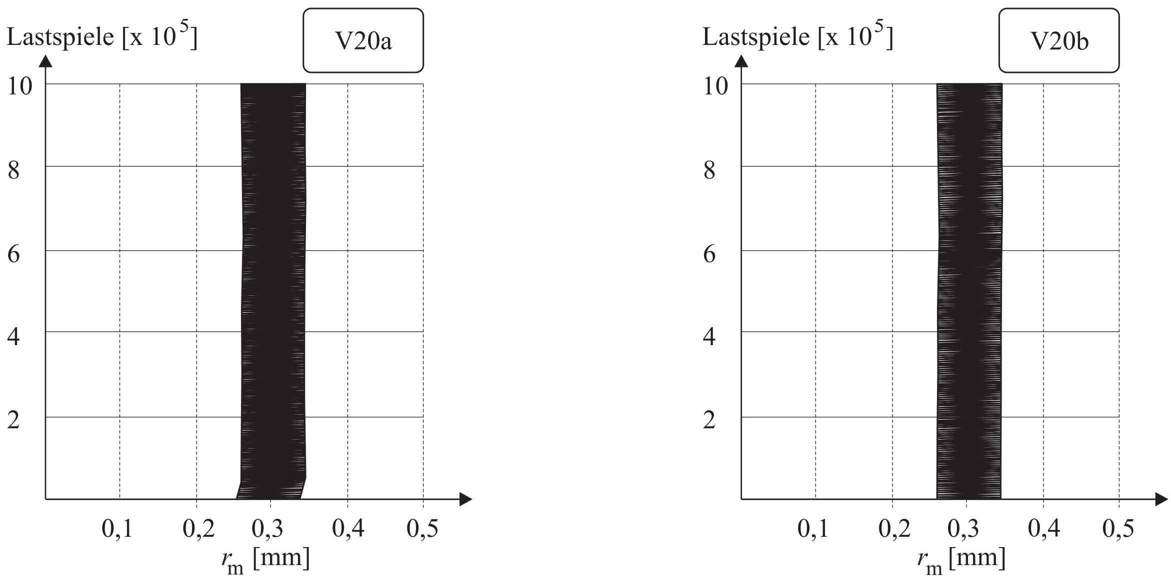


Bild C-V20b/7: Biegerissöffnung V20a und V20b

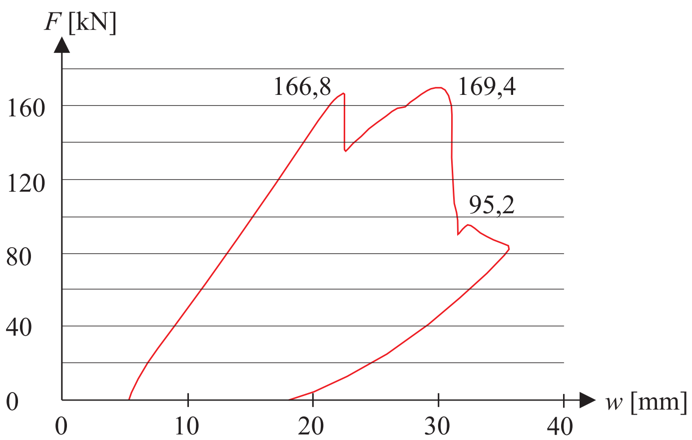


Bild C-V20b/8: Last-Verformungskurve V20c

Anhang D (zu Kapitel 4)

Auswertung der Versuche V1 bis V20

Vergleich der Dehnungen - im Versuch in Messstelle 2 links und rechts gemessen bzw. über die Druckzonenhöhe x^{II} nach Gl. (2.2-10) errechnet. Die Dehnungen der Versuche V1, V2, V11 und V12 wurden beim Versagen der Balken gemessen, diejenigen der übrigen Versuche beim erstmaligen Anfahren der Oberlast.

Tabelle D-1: Dehnungen Messstelle 2 in Versuchsserie V01

Versuch	$\varepsilon_{c,cal}$ [mm/m]	ε_{2l} [mm/m]	$\varepsilon_{2l}/\varepsilon_{c,cal}$ [-]	ε_{2r}	$\varepsilon_{2r}/\varepsilon_{c,cal}$ [-]
V1	-0,647	-0,605	0,93	-0,629	0,97
V2	-0,672	-0,852	1,27	-0,839	1,25
V3	-0,522	-0,703	1,35	-0,513	0,98
V4	-0,457	-0,602	1,32	-0,499	1,09
V5	-0,393	-0,365	0,93	-0,473	1,20
V6a	-0,327	-0,300	0,92	-0,322	0,98
V7a	-0,468	-0,468	1,00	-0,536	1,15
V8a	-0,499	-0,533	1,06	-0,525	1,05
V9	-0,499	-0,560	1,12	-0,667	1,33
V10	-0,499	-0,512	1,02	-0,577	1,15

Tabelle D-2: Dehnungen Messstelle 2 in Versuchsserie V02

Versuch	$\varepsilon_{c,cal}$ [mm/m]	ε_{2l} [mm/m]	$\varepsilon_{2l}/\varepsilon_{c,cal}$ [-]	ε_{2r}	$\varepsilon_{2r}/\varepsilon_{c,cal}$ [-]
V11	**-0,737**	-1,070	1,45	-1,081	1,47
V12	**-0,758**	-0,561	0,74	-0,997	1,32
V13a	**-0,463**	-0,519	1,12	-0,610	1,32
V14a*	**-0,463**	-0,127	0,27	-0,831	1,79
V15a	**-0,493**	-0,647	1,31	-0,369	0,75
V16a	**-0,493**	-0,418	0,85	-0,499	1,01
V17a	**-0,523**	-0,545	1,04	-0,504	0,96
V18a	**-0,523**	-0,575	1,10	-0,629	1,20
V19a	**-0,583**	-0,707	1,21	-0,643	1,10
V20a	**-0,583**	-0,663	1,14	-0,537	0,92

* V14 fehlerbehaftet (vgl. Bild C-V14a/2)

Tabelle D-3: Zusammenstellung der Versagenslasten sowie der Lastspielzahlen V01

Balken	b_w [mm]	d [mm]	a/d [-]	f_{cm} [MPa]	F_{Test} [kN]	F_{sup} [kN]	F_{inf} [kN]	N [-]
V1	200	300	5,0	41,7	149,8			1
V2	200	300	5,0	41,7	155,6			1
V3	200	300	5,0	41,9		0,8·150 = 120	0,067·150 = 10	$2{,}89 \cdot 10^2$
V4	200	300	5,0	41,9		0,7·150 = 105	0,067·150 = 10	$7{,}29 \cdot 10^3$
V5	200	300	5,0	42,0		0,6·150 = 90	0,067·150 = 10	$1{,}53 \cdot 10^5$
V6a	200	300	5,0	42,0		0,5·150 = 75	0,067·150 = 10	DL
V6b				42,2		0,5·150 = 75	0,067·150 = 10	DL
V6c				42,3		0,533·150 = 80	0,067·150 = 10	DL
V6d				42,4		0,567·150 = 85	0,067·150 = 10	DL
V7a	200	300	5,0	42,7		0,7·150 = 105	0,4·150 = 60	DL
V7b				42,7		0,8·150 = 120	0,4·150 = 60	$1{,}35 \cdot 10^4$
V8a	200	300	5,0	42,7		$0{,}75 \cdot 150 = 112^5$	0,4·150 = 60	DL
V8b				42,7		0,8·150 = 120	0,4·150 = 60	$3{,}1 \cdot 10^4$
V9	200	300	5,0	42,7		$0{,}75 \cdot 150 = 112^5$	0,4·150 = 60	2.688
V10	200	300	5,0	42,7		$0{,}75 \cdot 150 = 112^5$	0,4·150 = 60	$2{,}92 \cdot 10^2$

Tabelle D-4: Zusammenstellung der Versagenslasten sowie der Lastspielzahlen V02

Balken	b_w [mm]	d [mm]	a/d [-]	f_{cm} [MPa]	F_{Test} [kN]	F_{sup} [kN]	F_{inf} [kN]	N [-]
V11	200	300	5,0	39,0	161,7			1
V12	200	300	5,0	39,0	166,5			1
V13a	200	300	5,0	39,0		$0{,}62 \cdot 164{,}1 = 101^7$	0,2·164,1 = 32,8	DL
V13b						$0{,}66 \cdot 164{,}1 = 108^3$	0,2·164,1 = 32,8	$2{,}22 \cdot 10^5$
V14a	200	300	5,0	39,0		$0{,}62 \cdot 164{,}1 = 101^7$	0,2·164,1 = 32,8	DL
V14b						$0{,}66 \cdot 164{,}1 = 108^3$	0,2·164,1 = 32,8	DL
V14c						$0{,}70 \cdot 164{,}1 = 114^9$	0,2·164,1 = 32,8	10^2 (Abbr.)
V15a	200	300	5,0	39,0		$0{,}66 \cdot 164{,}1 = 108^3$	0,3·164,1 = 49,2	DL
V15b						$0{,}705 \cdot 164 = 115^1$	0,3·164,1 = 49,2	$6{,}02 \cdot 10^5$
V16a	200	300	5,0	39,0		$0{,}66 \cdot 164{,}1 = 108^3$	0,3·164,1 = 49,2	DL
V16b						$0{,}705 \cdot 164 = 115^1$	0,3·164,1 = 49,2	DL
V16c						$0{,}75 \cdot 164{,}1 = 123^1$	0,3·164,1 = 49,2	$1{,}76 \cdot 10^4$
V17a	200	300	5,0	39,0		$0{,}7 \cdot 164{,}1 = 114^9$	0,4·164,1 = 65,6	DL
V17b					165,0			1
V18a	200	300	5,0	39,0		$0{,}7 \cdot 164{,}1 = 114^9$	0,4·164,1 = 65,6	DL
V18b					161,0			1
V19a	200	300	5,0	39,0		$0{,}78 \cdot 164{,}1 = 128^0$	0,6·164,1 = 98,5	DL
V19b						$0{,}84 \cdot 164{,}1 = 137^8$	0,6·164,1 = 98,5	14.695
V20a	200	300	5,0	39,0		$0{,}78 \cdot 164{,}1 = 128^0$	0,6·164,1 = 98,5	DL
V20b						$0{,}84 \cdot 164{,}1 = 137^8$	0,6·164,1 = 98,5	DL
V20c					169,4			1

Tabelle D-5a: Gemessene (w_{Test}) sowie rechnerische Rissweite w_k in [mm] in V01

	V7a	V7b	V8a	V9	V10
w_{Test}	0,151	0,181	0,163	0,144	0,176
w_k	0,132	0,154	0,143	0,143	0,143

Tabelle D-5b: Gemessene (w_{Test}) sowie rechnerische Rissweite w_k in [mm] in V02

	V13a	V14a	V14b	V15a	V16a	V16b	V16c
w_{Test}	0,389	0,169	0,186	0,389	0,218	0,226	0,236
w_k	0,125	0,125	0,134	0,134	0,134	0,143	0,154

Tabelle D5-b: Fortsetzung

	V17a	V18a	V19a	V19b	V20a	V20b
w_{Test}	0,199	0,259	0,334	0,342	0,330	0,335
w_k	0,143	0,143	0,161	0,175	0,161	0,175

Anhang E (zu Kapitel 6)

Kennwerte des Beton sowie der Schädigung im Druckbereich (Kalibrierungsversuch)

Umrechnung Würfeldruckfestigkeit → Zylinderdruckfestigkeit		61,3 [MPa]
(da alte Betonproben vorliegen!)	$f_{c,cyl} = 0{,}8 \cdot f_{c,cube}$	49,0 [MPa]

Materialfunktionen und Materialparameter nach MARK [100] für den Druckbereich

$$g_{cl} = \frac{G_{cl}}{l_{eq}}$$

$G_{cl} =$	15	[kN/m]
$l_{eq} =$	12,5	[mm]
Elementgröße	25	[mm]

$g_{cl} =$ 1,200

$$l_{eq} \leq \frac{G_{cl}}{f_{cm} \cdot (\varepsilon_{c1} \cdot (1 - b_c) + b_c \cdot f_{cm} / E_c)}$$

$f_{cm} =$	49	[N/mm²]
$\varepsilon_{c1} =$	0,0022	
$b_c =$	0,7	
$E_c =$	28000	[N/mm²]

$l_{eq} \leq$ 162,4

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 \cdot f_{cm} \cdot \varepsilon_{c1}}{2\left[g_{cl} - \frac{1}{2} f_{cm}\left(\varepsilon_{c1}(1 - b_c) + \frac{b_c f_{cm}}{E_c}\right)\right]^2} > 0$$

$\gamma_c =$ 0,4

$$E_{ci} = \frac{2}{3E_c}\left(\frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1}}\right)^2 - \frac{4}{3}\frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1}} + \frac{5}{3}E_c$$

$E_{ci} =$ 28781,0 [N/mm²]

Arbeitslinie des Betons im Druckbereich

Bereich 1: $\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c$ ($\sigma_c \leq 0{,}4 f_{cm}$)

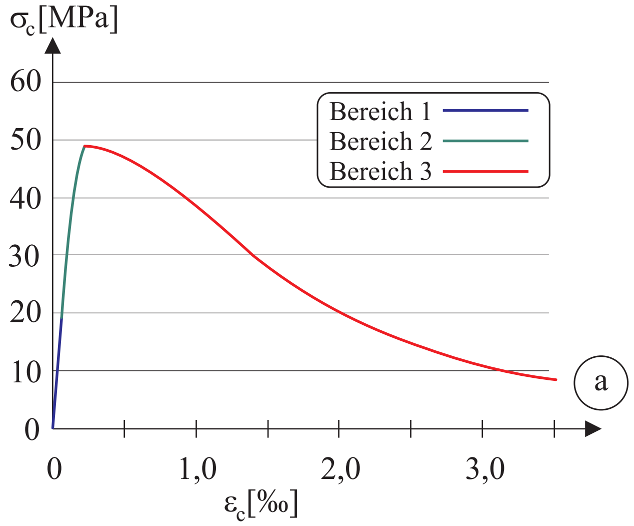
σ_c [MPa]	ε_c [‰]
0	0
2,45	0,0000875
4,9	0,000175
7,35	0,0002625
9,8	0,00035
12,25	0,0004375
14,7	0,000525
17,15	0,0006125
19,6	0,0007

Bereich 2: $\varepsilon_c < \varepsilon_{c1}$

σ_c [MPa]	ε_c [‰]
19,6	0,0007
23,6	0,0009
27,5	0,0010
31,3	0,0012
34,9	0,0013
38,3	0,0015
41,5	0,0016
44,3	0,0018
46,7	0,0019
47,3	0,0020
47,9	0,0020
48,3	0,0021
48,8	0,0021
49,0	0,0022

Bereich 3: $\varepsilon_c > \varepsilon_{c1}$

σ_c [MPa]	ε_c [‰]
49,0	0,0022
48,8	0,0031
48,3	0,004
47,5	0,0049
46,3	0,0058
45,0	0,0067
43,4	0,0076
41,7	0,0085
39,8	0,0094
37,9	0,0103
36,0	0,0112
34,1	0,0121
32,3	0,013
30,5	0,0139
28,7	0,0148
27,1	0,0157
25,5	0,0166
24,0	0,0175
22,6	0,0184
21,3	0,0193
20,1	0,0202
18,9	0,0211
17,9	0,022
16,9	0,0229
15,9	0,0238
15,1	0,0247
14,3	0,0256
13,5	0,0265
12,8	0,0274
12,2	0,0283
11,6	0,0292
11,0	0,0301
10,5	0,031
10,0	0,0319
9,5	0,0328
9,1	0,0337
8,6	0,0346
8,3	0,0355
7,9	0,0364
7,6	0,0373
7,2	0,0382
6,9	0,0391



Schädigungsfunktion für den Druckbereich

Berechnung von ε_{c0}^{el} und ε_c^{in}:

σ_c [MPa]	$\varepsilon_{c,ges}$ [‰]	$\varepsilon_{0c}^{el} = \sigma_c/E_c$	ε_c^{in}	$\varepsilon_{c,pl}$	$\varepsilon_{c,el}$	d_c	$E' = (1-d_c)E$
0	0,0000	0,00000	0,0000	0	0,000000	0	28000
2,45	0,0000	0,00009	0,0000	0	0,000087	0	28000
4,9	0,0001	0,00018	0,0000	0	0,000175	0	28000
7,35	0,0002	0,00026	0,0000	0	0,000262	0	28000
9,8	0,0003	0,00035	0,0000	0	0,000350	0	28000
12,25	0,0004	0,00044	0,0000	0	0,000437	0	28000
14,7	0,0005	0,00053	0,0000	0	0,000525	0	28000
17,15	0,0006	0,00061	0,0000	0	0,000612	0	28000
19,6	0,0007	0,00070	0,0000	0	0,000700	-0,1000	30800
23,6	0,0008	0,00084	0,0000	4,89E-06	0,000845	-0,0975	30730,5
27,5	0,0010	0,00098	0,0000	1,23E-05	0,000987	-0,0946	30650,1
31,3	0,0011	0,00112	0,0000	2,29E-05	0,001127	-0,0913	30556,1
34,9	0,0013	0,00125	0,0000	3,74E-05	0,001262	-0,0873	30444,6
38,3	0,0014	0,00137	0,0000	5,68E-05	0,001393	-0,0825	30310,3
41,5	0,0016	0,00148	0,0001	8,27E-05	0,001517	-0,0766	30145,3
44,3	0,0017	0,00158	0,0001	0,000117	0,001632	-0,0692	29938,0
46,7	0,0019	0,00167	0,0002	0,000163	0,001736	-0,0596	29669,4
48,8	0,0031	0,00174	0,0013	0,000949	0,002150	0,0892	25502,5
48,3	0,0040	0,00173	0,0022	0,001592	0,002407	0,1835	22863,2
47,5	0,0049	0,00170	0,0032	0,002243	0,002656	0,2619	20666,0
46,3	0,0058	0,00165	0,0041	0,002901	0,002898	0,3291	18785,7
45,0	0,0067	0,00161	0,0050	0,003566	0,003133	0,3877	17144,5
43,4	0,0076	0,00155	0,0060	0,004235	0,003364	0,4395	15692,9
41,7	0,0085	0,00149	0,0070	0,004908	0,003591	0,4858	14397,8
39,8	0,0094	0,00142	0,0079	0,005584	0,003815	0,5273	13236,9
37,9	0,0103	0,00135	0,0089	0,006261	0,004038	0,5645	12193,7
36,0	0,0112	0,00129	0,0099	0,006939	0,004260	0,5980	11255,7
34,1	0,0121	0,00122	0,0108	0,007616	0,004483	0,6281	10412,7
32,3	0,0130	0,00115	0,0118	0,008293	0,004706	0,6551	9655,8
30,5	0,0139	0,00109	0,0128	0,008968	0,004931	0,6794	8977,0
28,7	0,0148	0,00103	0,0137	0,009641	0,005158	0,7011	8369,1
27,1	0,0157	0,00097	0,0147	0,010313	0,005386	0,7205	7825,1
25,5	0,0166	0,00091	0,0156	0,010982	0,005617	0,7379	7338,9
24,0	0,0175	0,00086	0,0166	0,011649	0,005850	0,7534	6904,4
22,6	0,0184	0,00081	0,0175	0,012314	0,006085	0,7673	6516,3
21,3	0,0193	0,00076	0,0185	0,012977	0,006322	0,7797	6169,7
20,1	0,0202	0,00072	0,0194	0,013638	0,006562	0,7907	5859,9
18,9	0,0211	0,00068	0,0204	0,014296	0,006803	0,8006	5583,0
17,9	0,0220	0,00064	0,0213	0,014953	0,007046	0,8095	5335,3
16,9	0,0229	0,00060	0,0223	0,015608	0,007291	0,8174	5113,4
15,9	0,0238	0,00057	0,0232	0,016261	0,007538	0,8245	4914,4

σ_c [MPa]	$\varepsilon_{c,ges}$ [‰]	$\varepsilon_{0c}^{el} = \sigma_c/E_c$	ε_c^{in}	$\varepsilon_{c,pl}$	$\varepsilon_{c,el}$	d_c	$E' = (1-d_c)E$
15,1	0,0247	0,00054	0,0241	0,016913	0,007786	0,8309	4735,9
14,3	0,0256	0,00051	0,0250	0,017563	0,008036	0,8366	4575,4
13,5	0,0265	0,00048	0,0260	0,018212	0,008287	0,8418	4431,0
12,8	0,0274	0,00046	0,0269	0,018859	0,008540	0,8464	4300,7
12,2	0,0283	0,00043	0,0278	0,019505	0,008794	0,8506	4183,2
11,6	0,0292	0,00041	0,0287	0,020151	0,009048	0,8544	4076,9
11,0	0,0301	0,00039	0,0297	0,020795	0,009304	0,8578	3980,7
10,5	0,0310	0,00037	0,0306	0,021438	0,009561	0,8610	3893,3
10,0	0,0319	0,00036	0,0315	0,022081	0,009818	0,8638	3814,0
9,5	0,0328	0,00034	0,0324	0,022722	0,010077	0,8664	3741,9
9,1	0,0337	0,00032	0,0333	0,023363	0,010336	0,8687	3676,1
8,6	0,0346	0,00031	0,0342	0,024003	0,010596	0,8709	3616,1
8,3	0,0355	0,00030	0,0352	0,024643	0,010856	0,8728	3561,2
7,9	0,0364	0,00028	0,0361	0,025282	0,011117	0,8746	3510,9
7,6	0,0373	0,00027	0,0370	0,025920	0,011379	0,8763	3464,8
7,2	0,0382	0,00026	0,0379	0,026558	0,011641	0,8778	3422,5
6,9	0,0391	0,00025	0,0388	0,027196	0,011903	0,8792	3383,6

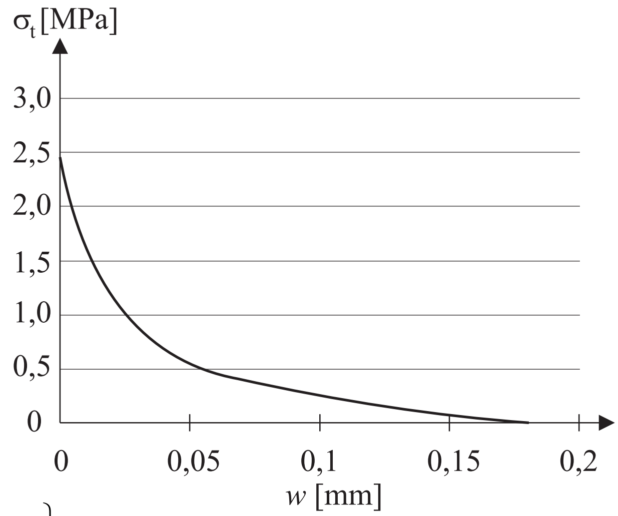
Arbeitslinie des Betons im Zugbereich (Kalibrierungsversuch)

Materialfunktionen und Materialparameter nach MARK [100] für den Zugbereich

Bereich 1: $\sigma_{ct} = E_c \cdot \varepsilon_{ct}$ ($\sigma_{ct} \leq f_{ctm}$)

f_{cm} =	49,0	[MPa]
f_{ctm} =	2,45	[N/mm²]
E_c =	28000	[N/mm²]
b_t =	0,1	

σ_{ct} [MPa]	ε_{ct} [‰]
0	0
0,25	0,00001
0,49	0,00002
0,25	0,00001
0,74	0,00003
0,98	0,00004
1,23	0,00004
1,47	0,00005
1,72	0,00006
1,96	0,00007
2,21	0,00008
2,45	0,00009



Bereich 2: $\varepsilon_{ct} > f_{ctm}/E_c$

$$\sigma_{ct} = \left\{ \left[1 + \left(c_1 \cdot \frac{w}{w_0} \right)^3 \right] \cdot e^{-c_2 \frac{w}{w_0}} - \frac{w}{w_0}(1 + c_1^3) \cdot e^{-c_2} \right\} \cdot f_{ctm}$$

c_1 = 3

c_2 = 6,93

w		σ_{ct}		$\varepsilon_{t,in} = w/l_t$	σ_{ct}/E_c	$\Sigma\varepsilon_t$
0	[mm]	2,45	[N/mm²]	0,00000	0,00009	0,000098
0,0025	[mm]	2,23	[N/mm²]	0,00001	0,00008	0,000100
0,005	[mm]	2,02	[N/mm²]	0,00003	0,00007	0,000106
0,0075	[mm]	1,84	[N/mm²]	0,00005	0,00007	0,000116
0,01	[mm]	1,67	[N/mm²]	0,00006	0,00006	0,000126
0,0125	[mm]	1,52	[N/mm²]	0,00008	0,00005	0,000138
0,015	[mm]	1,39	[N/mm²]	0,00010	0,00005	0,000150
0,0175	[mm]	1,27	[N/mm²]	0,00011	0,00005	0,000162
0,02	[mm]	1,17	[N/mm²]	0,00013	0,00004	0,000175
0,04	[mm]	0,67	[N/mm²]	0,00026	0,00002	0,000290
0,06	[mm]	0,46	[N/mm²]	0,00040	0,00002	0,000417
0,08	[mm]	0,35	[N/mm²]	0,00053	0,00001	0,000546
0,1	[mm]	0,26	[N/mm²]	0,00066	0,00001	0,000676
0,12	[mm]	0,17	[N/mm²]	0,00080	0,00001	0,000806
0,14	[mm]	0,10	[N/mm²]	0,00093	0,00000	0,000937
0,16	[mm]	0,04	[N/mm²]	0,00106	0,00000	0,001068
0,18	[mm]	0,00	[N/mm²]	0,00120	0,00000	0,001200

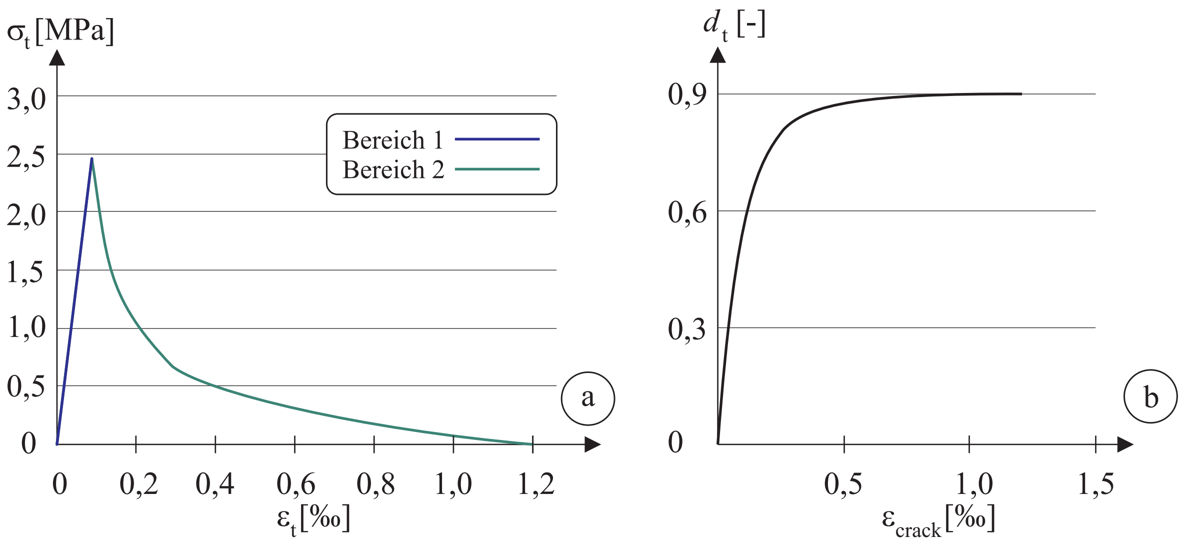
Schädigungsfunktion für den Zugbereich

$$d_t = 1 - \frac{\varepsilon_{0t}^{el}}{\varepsilon_t^{ck}(1-b_t)+\varepsilon_{0t}^{el}}$$

Berechnung von ε_{c0}^{el} und ε_c^{in}:

σ_{ct}	$\Sigma\varepsilon_t$	$\varepsilon_{cracking}$	ε_{0t}^{el}	$\varepsilon_t^{ck} = \varepsilon_{in}$	d_t	$E' = (1-d_t)E$	ε_{pl}
0	0	0	0	0	0	28000	0
2,45	8,75E-05	0	8,753E-05	0	0	28000	0
2,23	9,61E-05	1,667E-05	7,947E-05	1,666E-05	0,05877	26354,2	1,666E-06
2,02	0,000105	3,333E-05	7,217E-05	3,333E-05	0,19360	22579,1	3,333E-06
1,84	0,000115	0,00005	6,560E-05	0,00005	0,30684	19408,2	0,000005
1,67	0,000126	6,667E-05	5,970E-05	6,666E-05	0,40123	16765,3	6,667E-06
1,52	0,000137	8,333E-05	5,441E-05	8,333E-05	0,47951	14573,5	8,333E-06
1,39	0,000149	0,0001	4,969E-05	0,0001	0,54424	12761,2	0,00001
1,27	0,000162	0,000116	4,549E-05	0,0001166	0,59768	11264,7	1,167E-05
1,17	0,000175	0,000133	4,176E-05	0,0001333	0,64182	10028,8	1,333E-05
0,67	0,000290	0,000266	2,379E-05	0,0002666	0,80980	5325,4	2,667E-05
0,46	0,000416	0,0004	1,657E-05	0,0004	0,85597	4032,6	0,00004
0,35	0,000545	0,000533	1,249E-05	0,0005333	0,87463	3510,2	5,333E-05
0,26	0,000675	0,000666	9,154E-06	0,0006666	0,88497	3220,7	6,667E-05
0,17	0,000806	0,0008	6,163E-06	0,0008	0,89151	3037,6	0,00008
0,10	0,000936	0,000933	3,607E-06	0,0009333	0,89572	2919,7	9,333E-05
0,04	0,001068	0,001066	1,560E-06	0,0010666	0,89837	2845,4	0,0001067
0,00	0,0012	0,0012	1,214E-21	0,0012	0,9	2800	0,00012

Arbeitslinie und Schädigung im Zugbereich:



Anhang F (zu Kapitel 6)

Kennwerte des Beton sowie der Schädigung im Druckbereich (Versuche V1 und V2)

Materialfunktionen und Materialparameter nach MARK [100] für den Druckbereich

$$g_{cl} = \frac{G_{cl}}{l_{eq}}$$

G_{cl} =	15	[kN/m]
l_{eq} =	10	[mm]
Elementgröße	20	[mm]

g_{cl} = 1,500

$$l_{eq} \leq \frac{G_{cl}}{f_{cm} \cdot (\varepsilon_{c1} \cdot (1-b_c) + b_c \cdot f_{cm} / E_c)}$$

f_{cm} =	41,7	[N/mm²]
ε_{c1} =	0,0022	
b_c =	0,7	
E_c =	30527,5	[N/mm²]

$l_{eq} \leq$ 222,6

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 \cdot f_{cm} \cdot \varepsilon_{c1}}{2\left[g_{cl} - \frac{1}{2} f_{cm}\left(\varepsilon_{c1}(1-b_c) + \frac{b_c f_{cm}}{E_c}\right)\right]^2} > 0$$

γ_c = 0,2

$$E_{ci} = \frac{2}{3E_c}\left(\frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1}}\right)^2 - \frac{4}{3}\frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1}} + \frac{5}{3}E_c$$

E_{ci} = 33452,4 [N/mm²]

Arbeitslinie des Betons im Druckbereich

Bereich 1:
$\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_c$ ($\sigma_c \leq 0{,}4 f_{cm}$)

σ_c [MPa]	ε_c [‰]
0	0
2,08	6,82E-05
4,17	0,000136
6,25	0,000204
8,34	0,000273
10,45	0,000341
12,51	0,000409
14,59	0,000478
16,68	0,0005

Bereich 2:
$\varepsilon_c < \varepsilon_{c1}$

σ_c [MPa]	ε_c [‰]
16,68	0,0005
20,7	0,0007
24,3	0,0008
27,7	0,0010
30,8	0,0011
33,5	0,0013
35,9	0,0014
37,9	0,0016
39,5	0,0017
40,0	0,0018
40,4	0,0018
40,7	0,0019
41,2	0,0020
41,7	0,0022

Bereich 3:
$\varepsilon_c > \varepsilon_{c1}$

σ_c [MPa]	ε_c [‰]
41,7	0,0022
41,6	0,0031
41,4	0,0040
41,1	0,0049
40,6	0,0058
40,0	0,0067
39,4	0,0076
38,6	0,0085
37,7	0,0094
36,8	0,0103
35,8	0,0112
34,8	0,0121
33,8	0,0130
32,7	0,0139
31,6	0,0148
30,5	0,0157
29,4	0,0166
28,4	0,0175
27,3	0,0184
26,3	0,0193
25,3	0,0202
24,3	0,0211
23,4	0,0220
22,4	0,0229
21,6	0,0238
20,7	0,0247
19,9	0,0256
19,1	0,0265
18,4	0,0274
17,6	0,0283
17,0	0,0292
16,3	0,0301
15,7	0,0310
15,1	0,0319
14,5	0,0328
14,0	0,0337
13,5	0,0346
13,0	0,0355
12,5	0,0364
12,0	0,0373
11,6	0,0382
11,2	0,0391
10,8	0,0400

10,1	0,0418
9,7	0,0427
9,4	0,0436
9,1	0,0445
8,8	0,0454
8,5	0,0463
8,3	0,0472
8,0	0,0481
7,8	0,0490
7,5	0,0499
7,3	0,0508
7,1	0,0517
6,9	0,0526
6,7	0,0535
6,5	0,0544
6,3	0,0553
6,1	0,0562
5,9	0,0571
5,8	0,0580
5,6	0,0589

Schädigungsfunktion im Druckbereich

Berechnung von ε_{c0}^{el} und ε_c^{in}:

σ_c [MPa]	$\varepsilon_{c,ges}$ [‰]	$\varepsilon_{0c}^{el} = \sigma_c/E_c$	ε_c^{in}	$\varepsilon_{c,pl}$	$\varepsilon_{c,el}$	d_c	$E' = (1\text{-}d_c)E$
0	0,0000	0,00000	0,0000	0	0,0000	0	30528
2,1	0,0000	0,00007	0,0000	0	0,0000	0	30528
4,2	0,0001	0,00014	0,0000	0	0,0001	0	30528
6,3	0,0002	0,00020	0,0000	0	0,0002	0	30528
8,3	0,0002	0,00027	0,0000	0	0,0002	0	30528
10,4	0,0003	0,00034	0,0000	0	0,0003	0	30528
12,5	0,0004	0,00041	0,0000	0	0,0004	0	30528
14,6	0,0004	0,00048	0,0000	0	0,0004	0	30528
16,7	0,0005	0,00055	0,00000	0	0,0005	-0,1000	33580
20,7	0,0007	0,00068	0,00002	1,3E-05	0,0006	-0,0913	33314,7
24,3	0,0008	0,00080	0,00005	3,4E-05	0,0008	-0,0819	33028,2
27,7	0,0010	0,00091	0,00009	6,1E-05	0,0009	-0,0718	32718,2
30,8	0,0011	0,00101	0,00014	9,6E-05	0,0010	-0,0607	32381,6
33,5	0,0013	0,00110	0,00020	0,00013	0,0011	-0,0487	32014,8
35,9	0,0014	0,00118	0,00027	0,00018	0,0012	-0,0356	31613,7
37,9	0,0016	0,00124	0,00035	0,00024	0,0013	-0,0211	31173,1
39,5	0,0017	0,00129	0,00045	0,00031	0,0014	-0,0052	30687,0
40,0	0,0018	0,00131	0,00049	0,00034	0,0014	0,0005	30513,5
40,4	0,0018	0,00132	0,00052	0,00036	0,0014	0,0063	30333,9
40,7	0,0019	0,00133	0,00056	0,00039	0,0015	0,0124	30147,8
41,2	0,0019	0,00135	0,00063	0,00043	0,0015	0,0227	29835,5

σ_c [MPa]	$\varepsilon_{c,ges}$ [‰]	$\varepsilon_{0c}^{el} = \sigma_c/E_c$	ε_c^{in}	$\varepsilon_{c,pl}$	$\varepsilon_{c,el}$	d_c	$E' = (1-d_c)E$
41,6	0,0031	0,00136	0,00179	0,00125	0,00190	0,1824	24958,4
41,4	0,0040	0,00136	0,00270	0,00188	0,00216	0,2735	22179,3
41,1	0,0049	0,00135	0,00361	0,00252	0,00242	0,3457	19974,1
40,6	0,0058	0,00133	0,00452	0,00316	0,00268	0,4048	18169,1
40,0	0,0067	0,00131	0,00544	0,00380	0,00294	0,4544	16655,3
39,4	0,0076	0,00129	0,00636	0,00445	0,00319	0,4968	15361,0
38,6	0,0085	0,00126	0,00729	0,00510	0,00345	0,5336	14237,5
37,7	0,0094	0,00124	0,00822	0,00575	0,00370	0,5660	13250,2
36,8	0,0103	0,00121	0,00915	0,00640	0,00395	0,5946	12374,5
35,8	0,0112	0,00117	0,01008	0,00705	0,00419	0,6203	11591,9
34,8	0,0121	0,00114	0,01101	0,00770	0,00444	0,6433	10888,5
33,8	0,0130	0,00111	0,01195	0,00836	0,00469	0,6641	10253,2
32,7	0,0139	0,00107	0,01288	0,00901	0,00493	0,6830	9677,7
31,6	0,0148	0,00104	0,01382	0,00968	0,00518	0,7001	9154,7
30,5	0,0157	0,00100	0,01475	0,01032	0,00542	0,7157	8678,6
29,4	0,0166	0,00096	0,01569	0,01098	0,00567	0,7299	8244,4
28,4	0,0175	0,00093	0,01662	0,01163	0,00591	0,7429	7848,0
27,3	0,0184	0,00089	0,01756	0,01229	0,00616	0,7548	7485,7
26,3	0,0193	0,00086	0,01849	0,01294	0,00640	0,7656	7154,3
25,3	0,0202	0,00083	0,01942	0,01359	0,00665	0,7756	6850,9
24,3	0,0211	0,00080	0,02036	0,01424	0,00690	0,7847	6573,0
23,4	0,0220	0,00076	0,02129	0,01490	0,00715	0,7930	6318,3
22,4	0,0229	0,00073	0,02222	0,01555	0,00740	0,8007	6084,7
21,6	0,0238	0,00071	0,02315	0,01620	0,00765	0,8077	5870,4
20,7	0,0247	0,00068	0,02407	0,01685	0,00790	0,8141	5673,6
19,9	0,0256	0,00065	0,02500	0,01750	0,00815	0,8201	5492,8
19,1	0,0265	0,00063	0,02593	0,01814	0,00840	0,8255	5326,6
18,4	0,0274	0,00060	0,02685	0,01879	0,00865	0,8305	5173,6
17,6	0,0283	0,00058	0,02777	0,01944	0,00891	0,8351	5032,9
17,0	0,0292	0,00056	0,02870	0,02008	0,00916	0,8394	4903,2
16,3	0,0301	0,00053	0,02962	0,02073	0,00941	0,8433	4783,6
15,7	0,0310	0,00051	0,03054	0,02137	0,00967	0,8469	4673,3
15,1	0,0319	0,00049	0,03146	0,02202	0,00993	0,8503	4571,4
14,5	0,0328	0,00048	0,03238	0,02266	0,01018	0,8533	4477,3
14,0	0,0337	0,00046	0,03329	0,02330	0,01044	0,8562	4390,2
13,5	0,0346	0,00044	0,03421	0,02394	0,01070	0,8588	4309,6
13,0	0,0355	0,00042	0,03513	0,02458	0,01096	0,8613	4234,9
12,5	0,0364	0,00041	0,03604	0,02523	0,01122	0,8635	4165,7
12,0	0,0373	0,00039	0,03696	0,02587	0,01148	0,8656	4101,4
11,6	0,0382	0,00038	0,03787	0,02651	0,01174	0,8676	4041,7
11,2	0,0391	0,00037	0,03879	0,02714	0,01200	0,8694	3986,2
10,8	0,0400	0,00035	0,03970	0,02778	0,01226	0,8711	3934,5
10,4	0,0409	0,00034	0,04061	0,02842	0,01252	0,8727	3886,4

Arbeitslinie des Betons im Zugbereich (Versuche V1 und V2)

Materialfunktionen und Materialparameter nach MARK [100] für den Zugbereich

Bereich 1: $\sigma_{ct} = E_c \cdot \varepsilon_{ct}$ ($\sigma_{ct} \leq f_{ctm}$)

σ_{ct} [MPa]	ε_{ct} [‰]
0	0
0,36	0,00001
0,72	0,00002
0,36	0,00001
1,08	0,00004
1,44	0,00005
1,80	0,00006
2,16	0,00007
2,53	0,00008
2,89	0,00009
3,25	0,00011
3,61	0,00012

f_{cm} =	41,7	[MPa]
f_{ctm} =	3,61	[MPa]
E_c =	30527,5	[MPa]
b_t =	0,1	
d_s =	20	[mm]
$A_{c,eff}$ =	15400	[mm²]
A_s =	942	[mm²]
$s_r = l_t$ =	60,5	[mm]

Bereich 2: $\varepsilon_{ct} > f_{ctm}/E_c$

$$\sigma_{ct} = \left\{ \left[1 + \left(c_1 \cdot \frac{w}{w_0} \right)^3 \right] \cdot e^{-c_2 \frac{w}{w_0}} - \frac{w}{w_0}(1 + c_1^3) \cdot e^{-c_2} \right\} \cdot f_{ctm}$$

c_1 = 3

c_2 = 6,93

w		σ_{ct}		$\varepsilon_{t,in} = w/l_t$	σ_{ct}/E_c	$\Sigma\varepsilon_{ct}$ [‰]
0	[mm]	3,61	[N/mm²]	0,000000	0,00012	0,00012
0,0025	[mm]	3,28	[N/mm²]	0,000041	0,00011	0,00015
0,005	[mm]	2,97	[N/mm²]	0,000083	0,00010	0,00018
0,0075	[mm]	2,70	[N/mm²]	0,000124	0,00009	0,00021
0,01	[mm]	2,46	[N/mm²]	0,000165	0,00008	0,00024
0,0125	[mm]	2,24	[N/mm²]	0,000206	0,00007	0,00028
0,015	[mm]	2,05	[N/mm²]	0,000248	0,00007	0,00031
0,0175	[mm]	1,88	[N/mm²]	0,000289	0,00006	0,00035
0,02	[mm]	1,72	[N/mm²]	0,000330	0,00006	0,00038
0,04	[mm]	0,98	[N/mm²]	0,000661	0,00003	0,00069
0,06	[mm]	0,68	[N/mm²]	0,000991	0,00002	0,00101
0,08	[mm]	0,51	[N/mm²]	0,001321	0,00002	0,00133
0,1	[mm]	0,38	[N/mm²]	0,001652	0,00001	0,00166
0,12	[mm]	0,25	[N/mm²]	0,001982	0,00001	0,00199
0,14	[mm]	0,15	[N/mm²]	0,002312	0,00000	0,00231
0,16	[mm]	0,06	[N/mm²]	0,002642	0,00000	0,00264
0,18	[mm]	0,00	[N/mm²]	0,002973	0,00000	0,00297

Schädigungsfunktion im Zugbereich

$$d_{\mathrm{t}} = 1 - \frac{\varepsilon_{0\mathrm{t}}^{\mathrm{el}}}{\varepsilon_{\mathrm{t}}^{\mathrm{ck}}(1-b_{\mathrm{t}}) + \varepsilon_{0\mathrm{t}}^{\mathrm{el}}}$$

Berechnung von ε_{c0}^{el} und ε_c^{in}:

σ_{ct} [MPa]	$\Sigma\varepsilon_{ct}$ [‰]	$\varepsilon_{cracking}$	ε_{0t}^{el}	$\varepsilon_t^{ck} = \varepsilon_{in}$	d_t	$E' = (1-d_t)E$	ε_{pl}
0	0	0	0	0	0		0
3,61	0,000118	0	0,000118	0	0	30527,5	0
3,28	0,000148	4,1E-05	0,000107	4,1289E-05	0,15724	25727,1	4,1E-06
2,97	0,000180	8,2E-05	9,74E-05	8,2577E-05	0,33267	20371,6	8,2E-06
2,70	0,000212	0,000123	8,85E-05	0,000123	0,45725	16568,8	1,2E-05
2,46	0,000245	0,000165	8,06E-05	0,000165	0,54839	13786,4	1,6E-05
2,24	0,000279	0,000206	7,34E-05	0,000206	0,61663	11703,2	2,0E-05
2,05	0,000314	0,000247	6,70E-05	0,000247	0,66867	10114,5	2,4E-05
1,88	0,000350	0,000289	6,14E-05	0,000289	0,70897	8884,4	2,8E-05
1,72	0,000386	0,000330	5,63E-05	0,000330	0,74057	7919,6	3,3E-05
0,98	0,000692	0,000660	3,21E-05	0,000660	0,84874	4617,4	6,6E-05
0,68	0,001013	0,000990	2,23E-05	0,000990	0,87551	3800,1	9,9E-05
0,51	0,001338	0,001321	1,68E-05	0,001321	0,88601	3479,7	0,000132
0,38	0,001663	0,001651	1,23E-05	0,001651	0,89175	3304,5	0,000165
0,25	0,001990	0,001981	8,32E-06	0,001981	0,89535	3194,5	0,000198
0,15	0,002317	0,002312	4,87E-06	0,002312	0,89766	3124,0	0,000231
0,06	0,002644	0,002642	2,10E-06	0,002642	0,89911	3079,8	0,000264
0,00	0,002972	0,002972	1,64E-21	0,002972	0,9	3052,8	0,000297

Anhang G (zu Kapitel 6)

Ermüdungsschädigung nach PFANNER - Parameterstudie Druckbereich: σ_{sup} = 0,2·f_c

G_{cl} =	30	[kN/m]
l_{eq} =	250,0	[mm]
Elementgröße	500	[mm]
f_{cm} =	40	[N/mm²]
ε_{c1} =	0,0022	
b_c =	0,75	
E_c =	40000	[N/mm²]

$$g_{cl} = \frac{G_{cl}}{l_{eq}}$$

g_{cl} = 0,120

$$l_{eq} \leq \frac{G_{cl}}{f_{cm} \cdot (\varepsilon_{c1} \cdot (1 - b_c) + b_c \cdot f_{cm} / E_c)}$$

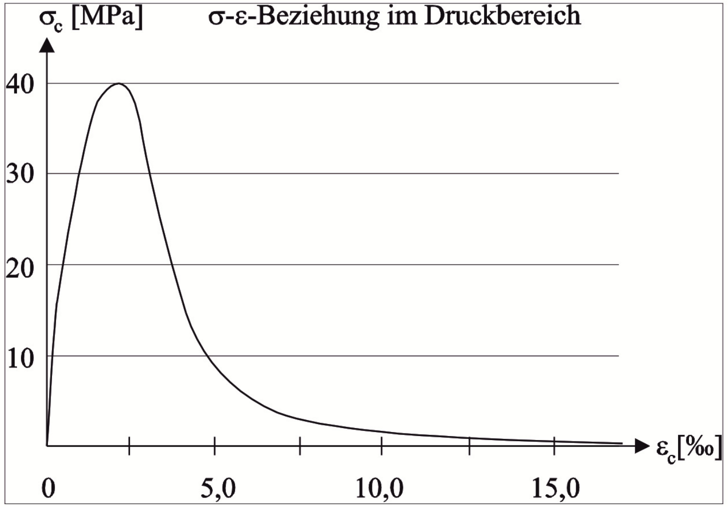
l_{eq} = 576,9

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 \cdot f_{cm} \cdot \varepsilon_{c1}}{2 \cdot \left[g_{cl} - 0.5 \cdot f_{cm} \cdot \left(\varepsilon_{c1} \cdot (1 - b_c) + \frac{b_c \cdot f_{cm}}{E_c} \right) \right]^2} \geq 0$$

γ_c = 49,10

$$E_{ci} = \frac{2}{3 \cdot E_c} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 - \frac{4}{3} \cdot \frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1}} + \frac{5}{3} \cdot E_c$$

E_{ci} = 47933,9 [N/mm²]



f_c	40	[MPa]	σ_{NB}	8,0	[MPa]	ε_{cd}(D)	0,00519		D_c	0,8619
Faktor	**0,2**									
$\sigma_{sup} = \sigma_{fat}$	8,0	[MPa]	σ_{VB}	8,0	[MPa]	ε_{cd}(D)	0,00020			

Energie unter der monotonen Arbeitslinie (bis ε_{cd}) g^{da}_{tot}(D) 0,12855

Beim Ermüdungsprozess dissipierte Energie **vorl. ε_f^{fat}** **0,0162**

Erstbelastungsstauchung ε_{c0}

ε_{c0} 0,00020 $g_{casc}(\varepsilon_{c0}) =$ 0,00082

Berücksichtigung der abgeminderten Zerstauchungsenergie für Druckbeanspruchungen

D_{cf} 0,8654 $\varepsilon_{cd}(D_{cf})$ 0,00523 $\sigma_{c3}(\varepsilon_{cd}(D_{cf})) =$ 7,83 [MPa] $g_{cl2}^{da}(D_{cf}) =$ 0,00073 $\psi(D_{cf}) = 0$

$\varepsilon_{c3}(\sigma^{fat})$ 0,00519

Lösung der Grundaufgabe $g^{da}_{tot}(D)$ - $g^p(D) = g^{fat}(\sigma^{fat},N)$ - $g^p(D,\sigma^{fat})$	0,007
In Schädigung dissipierte Energie	0,123
Durch Ermüdung dissipierte Energie	0,130

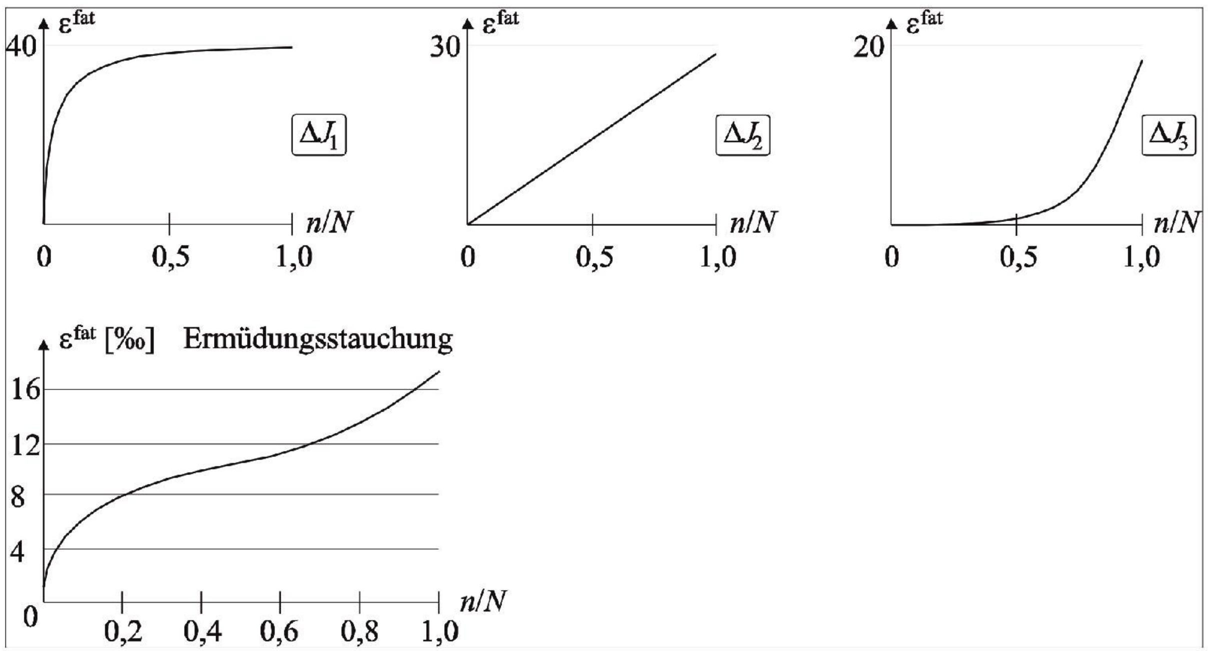
$\Delta\varepsilon_f^{fat} =$ 0,0013

ges ε_f^{fat} = **0,0175**

Relative Verzerrungsänderungen

κ_R	1	$R =$	0	$\sigma_{sup} =$ 8 $\sigma_{inf} =$ 0		
$\Delta\varepsilon_2$	0,4576	Δn	0,2		ε_2^{fat}	0,00787
$\Delta\varepsilon_3$	0,788	1 - Δn	0,8		ε_3^{fat}	0,01341

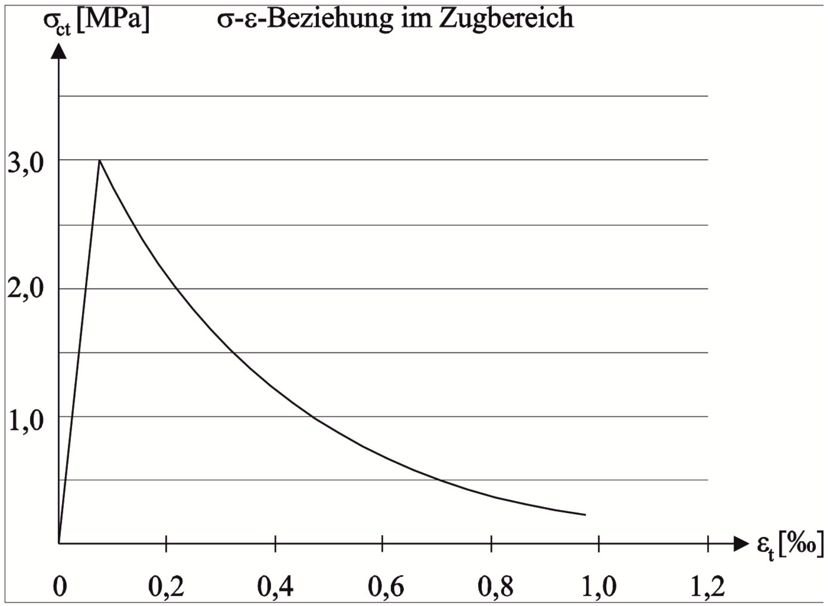
Anteile der Nachgiebigkeitsfunktion		n	1000	N	1000
$\Delta J_1(n = N)$	39,6				
$\Delta J_2(n = N)$	28,6				
$\Delta J_3(n = N)$	18,4				



Ermüdungsschädigung nach PFANNER - Parameterstudie Zugbereich: $\sigma_{sup} = 0{,}2 \cdot f_c$

f_{cm} =	40,0	[MPa]	d_s =	20	[mm]
f_{ctm} =	3,00	[N/mm²]	$A_{c,eff}$ =	15400	[mm²]
E_c =	40000	[N/mm²]	A_s =	942	[mm²]
b_t =	0,8				
			s_r =	60,5	[mm]
l_t =	60,5	[mm]			

	25	für d_g = 8 mm
G_{f0}	30	für d_g = 16 mm
	58	für d_g = 32 mm
G_{fc}	79,2	[N/m]
G_f	0,3000	[kN/m]
γ_t	0,000363	



f_{ct}	3,00	[MPa]	σ_{NB}	0,60	[MPa]	$\varepsilon_{td}(D)$	0,000651	D_t	0,8956
Faktor	**0,2**								
$\sigma_{sup} = \sigma_{fat}$	0,60	[MPa]	σ_{VB}	0,60	[MPa]	$\varepsilon_{td}(D)$	0,000015		

Energie unter der monotonen Arbeitslinie (bis ε_{td}) g^{da}_{tot} 0,000982

Beim Ermüdungsprozess dissipierte Energie **vorl. ε^{fat}** **0,001645**

Erstbelastungsdehnung ε_{t0}

ε_{t0}	0,000015								

Berücksichtigung der abgeminderten Bruchenergie für Zugbeanspruchungen

D_{tf}	0,9210	$\varepsilon_{td}(D_{tf}) =$	0,00073	$\sigma_{t2}(\varepsilon_{td}(D_{tf})) =$	0,49	[MPa]	$g_{t2}^{da}(D_{tf}) =$	0,000088	$\psi(D_{tf}) = 0$
		$\varepsilon_{t2}(\sigma^{fat}) =$	0,00066						

$\Delta\varepsilon_f^{fat} =$ 0,000106

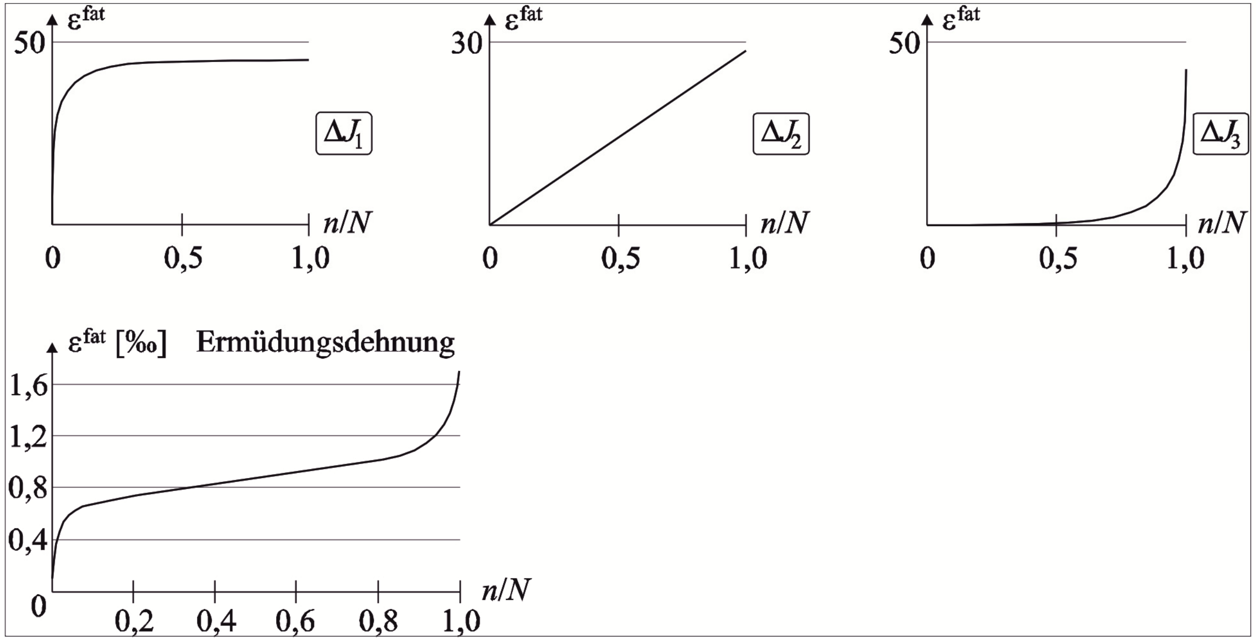
ges ε_f^{fat} = **0,001751**

Lösung der Grundaufgabe $g^{da}_{tot}(\mathrm{D}) - g^{p}(\mathrm{D}) = g^{fat}(\sigma^{fat},N) - g^{p}(D,\sigma^{fat})$		5E-05
In Schädigung dissipierte Energie	$g^{da}_{tot}(D) - g^{p}(D)$	0,00094
Durch Ermüdung dissipierte Energie	$g^{fat}(\sigma^{fat},N) - g^{p}(D,\sigma^{fat})$	0,00099

Relative Verzerrungsänderungen

$\Delta\varepsilon_2$	0,401	Δn	0,1
$\Delta\varepsilon_3$	0,648	$1 - \Delta n$	0,9

Anteile der Nachgiebigkeitsfunktion		n	1000	N	1000
$\Delta J_1(n{=}N)$	46,4				
$\Delta J_2(n{=}N)$	28,6				
$\Delta J_3(n{=}N)$	40,7				



Literaturverzeichnis

[1] AASHTO LRFD, 2004: *Bridge Design Specifications*. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, D.C.

[2] Abaqus Theory Manual, Version 6.10-1, Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA, 2010

[3] Adams, V., Askenazi, A., 1999: *Building Better Products with Finite Element Analysis*. OnWord Press, Santa Fe, New Mexico, 587 p.

[4] Adebar, P., Collins, M.P., 1996: *Shear strength of members without transverse Reinforcement*. Canadian Journal Civil Engineering, Vol. 23, pp. 30–40

[5] Anderson, B. G., 1957: *Rigid Frame Failure*. ACI Journal, Proceedings V. 53, No. 1, pp. 625-636

[6] Angelakos, D., Bentz, E.C., Collins, M.P., 2001: *Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members*. ACI Structural Journal, May–June, pp. 290–300

[7] ACI Committee 318, 2008. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI

[8] ACI-ASCE Committee 445, 1998: *Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete*. Journal of Structural Engineering, No. 12, pp. 1375–1417

[9] Bathe, K.-J., 2002: *Finite-Elemente-Methoden*. 2., vollständig neu bearbeitete und erweiterte Auflage. Aus dem Englischen übersetzt von Peter Zimmermann, Springer

[10] Baumann, T., Rüsch, H., 1970: *Schubversuche mit indirekter Krafteinleitung: Versuche zum Studium, der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 210

[11] Bažant, Z.P., 1997: *Fracturing Truss Model: Size Effect in Shear Failure of Reinforced Concrete*. Journal of Engineering Mechanics, No. 12, pp. 1276–1288

[12] Bažant, Z.P., Kim, J., 1984: *Size Effect in Shear Failure of Longitudinally Reinforced. Beams*. ACI Journal, Vol. 81, September-October, pp 456–468

[13] Bažant, Z.P., Oh, B.H., 1983: *Crack Band Theory for Fracture of Concrete*. Materials and Structures, Vol. 16, No. 93, pp. 155–177

[14] Bažant, Z.P., Sun, H-H., 1987: *Size effect in diagonal shear failure: Influence of aggregate size and stirrups*. ACI Materials Journal4, July-August, pp. 259–272

[15] Bažant, Z.P., Yu, Q., 2005: *Designing Against Size Effect on Shear Strength of Reinforced Concrete Beams Without Stirrups: II. Verification and Calibration*. Journal of Structural Engineering, Vol. 131, Issue 12, pp. 1886–1897

[16] Bentz, E.C., 2006: *Summary of Development and Use of CSA 2004 Shear Design Provisions*. Advances in Engineering Structures, Mechanics & Constructions, pp. 67–80

[17] Bentz, E.C., Collins, M.P., 2005*: Development of the 2004 Canadian Standards Association (CSA) A23.3 shear provisions for reinforced concrete*. NRC Canada 2006, pp. 521–534

[18] Bentz, E.C., Vecchio, F.J., Collins, M.P., 2006: *Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements.* ACI Structural Journal, July – August, pp. 614–624

[19] Bhal, N.S., 1968: *Über den Einfluss der Balkenhöhe auf die Schubtragfähigkeit von einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung.* Dissertation, Universität Stuttgart, 124 Seiten

[20] Birtel, V., Mark, P., 2006: *Parameterised finite element modelling of RC beam shear failure*. In: Abaqus Users´ Conference, Boston (USA), pp. 95–108

[21] Bockhold, J., 2005: *Modellbildung und numerische Analyse nichtlinearer Kriechprozesse in Stahlbetonkonstruktionen unter Schädigungsaspekten*. Dissertation Ruhr-Universität, Bochum

[22] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, 2010: *Ergebnisse der Überprüfung der Bedarfspläne für die Bundesschienenwege und die Bundesfernstraßen.* pp. 1–41

[23] Chang, T.S., Kesler, C.E., 1958: *Static and Fatigue Strength in Shear of Beams with Tensile Reinforcement*. Journal of the American Concrete Institute Vol. 54, pp. 1032–1057

[24] Che, Y., Yu L., Song Y.P., 2010: *Shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement*. Advances and Trends in Structural Engineering, Mechanics and Computation, SEMC 2010, pp. 787–790

[25] Choi, K-K., Park, H-G., Wight, J.K., 2007: *Unified Shear Strength Model for Reinforced Concrete Beams- Part I: Development*. ACI Structural Journal, pp. 142-151

[26] Collins, M.P, 1978: *Towards a rational theory for RC members in shear.* Journal of the Structural Division, pp. 649–667

[27] Collins, M.P., Bentz, E.C., Sherwood, E.G., 2008: *Where is Shear reinforcement Required? Review of Research Results and Design Procedures*. ACI Structural Journal, September–October, pp. 590–600

[28] Collins, M.P., Kuchma, D., 1999: *How Safe Are Our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs, and Footings?* ACI Structural Journal, July–August, pp. 482-490

[29] Collins, M.P., Mitchell, D., 1991: *Prestressed Concrete Structures*. Prentice-Hall

[30] Collins, M.P., Mitchell, D., Adebar, P., Vecchio, F.J., 1996: *A General Shear Design Method*. ACI Structural Journal, January–February, pp. 36–59

[31] Comité Euro-International du Béton (CEB), 1988: *Fatigue of concrete structures*. CEB Bulletin d'information. No 188, pp.1-293

[32] Comité Euro-International du Béton (CEB) - Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP) Model Code 1990, 1993: *Design of Concrete Structures*. Thomas Telford, London

[33] Cornelissen, H.A.W., 1984: *Constant-amplitude tests on plain concrete in uniaxial tension and tension-compression*. TU Delft, Faculty of Civil Engineering, Report 5-84-1

[34] Cornelissen, H.A.W., 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

[35] CSA Committee A23.3-04, 2004: *Design of concrete structures*. Canadian Standard Association, Mississauga, Ontario

[36] DIN 1045, 1988-07: *Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführun*g. Beuth Verlag

[37] DIN 1045-1, 2008-08: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Berlin, Beuth Verlag

[38] DIN 1045-3, 2008-08: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung*. Berlin, Beuth Verlag

[39] DIN EN 1992-1-1, 2011-01: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerke. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1: 2004 + AC: 2010*. Berlin, Beuth Verlag

[40] DIN EN 1992-1-1/NA, 2013-04: *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerke. Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Berlin, Beuth Verlag

[41] DIN EN 1992-2, 2010-12: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln*; Deutsche Fassung EN 1992-2: 2005 + AC: 2008. Berlin, Beuth Verlag

[42] DIN EN 1992-2/NA, 2013-04: *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerke. Teil 2: Betonbrücken – Bemessung- und Konstruktionsregeln*. Berlin, Beuth Verlag

[43] DIN Fachbericht 102, 2009-03: *Betonbrücken*. Berlin, Beuth Verlag

[44] Danielewicz, I., 1994: *Zur Ermüdungsbemessung von Beton–Straßenbrücken.* Dissertation, TH Darmstadt

[45] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2012: *Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2).* Heft 600. Berlin. Beuth Verlag

[46] Duda, H., 1991: *Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung.* Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 419

[47] Ehmann, J., 2003: *Querkrafttragfähigkeit zugbeanspruchter Stahlbetonplatten in Verbundbrücken*. Dissertation, Universität Stuttgart

[48] Eibl, J., Iványi, G., 1976: *Studie zum Trag– und Verformungsverhalten von Stahlbeton.* Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 260

[49] Fenwick, R.C., Paulay, T., 1968: *Mechanism of Shear Resistance of Concrete Beams.* Journal of the Structural Division: Proceedings of the American Society of Civil Engineers, pp. 2325–2350

[50] Feix, J., 1993: *Kritische Analyse und Darstellung der Bemessung für Biegung mit Längskraft, Querkraft und Torsion nach Eurocode 2 Teil 1*. Dissertation, TU München

[51] Fingerloos, F., Hegger, J., Zilch, K., 2012: *Eurocode 2 für Deutschland: kommentierte Fassung.* Ernst & Sohn Verlag, Beuth Verlag, 388 Seiten

[52] Fischer, J., 1997: *Versagensmodell für schubschlanke Balken*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 480.

[53] Frey, R., Thürlimann, B., 1983: *Ermüdungsversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung.* Basel, Birkhäuser Verlag

[54] Görtz, S., 2004: *Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton*. Dissertation, RWTH Aachen, 228 Seiten

[55] Gollwitzer, U., Mark, P., 2004: *Ein parametrisiertes Finite-Elemente Modell für Simulationen an Stahlbetonbalken mit zweiachsigen Biege- und Querkraftbeanspruchungen.* 16. ABAQUS Benutzerkonferenz, Königswinter (Bonn)

[56] Grasser, E., Pratsch, G., 1992: *Bemessung für Biegung mit Längskraft, Querkraft und Torsion nach DIN 1045 und EC2*. Betonkalender 1992, Teil 1, pp. 367–560

[57] Grimm, R., 1997: *Einfluss bruchmechanischer Kenngrößen auf das Biege– und Schubtragverhalten hochfester Betone.* Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 477

[58] Grob, J., 1977: *Ermüdung von Stahlbeton und Spannbetontragwerken.* Basel, Birkhäuser Verlag, pp. 1–51

[59] Grünberg, J, Hansen, M., Göhlmann, J., 2008: *Bemessungsmodell für die Ermüdungsbeanspruchung bei schwingungsanfälligen turmartigen Bauwerken aus Stahlbeton und Spannbeton*. Abschlussbericht, DIBt – ZP 52-5-3.85-1103/04

[60] Haibach, E., 2006: *Betriebsfestigkeit*. 3., korrigierte und ergänzte Auflage, Berlin, Springer-Verlag, 760 Seiten

[61] Haugli, F.R., 1962: *Stahlbetonbalken bei gleichzeitiger Einwirkung von Querkraft und Moment*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 145.

[62] Hegger, J., Görtz, S., 2007: *Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 557, Berlin, Beuth Verlag, 130 Seiten

[63] Hegger, J., König, G., Zilch, K., Reineck, K.-H., Görtz, S., Beutel, R., Schenk, G., Kliver, J., Staller, M., 1999: *Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfestem und hochfestem Beton nach DIN 1045-1*. Abschlussbericht für das *DIBt*-Forschungsvorhaben IV 1-5-876/98, RWTH Aachen, Universität Leipzig, TU München, Universität Stuttgart

[64] Hillerborg, A., 1983: *Analysis of a Single Crack*. Fracture Mechanics of Concrete, edited by F.H. Wittmann, Elsevier, Amsterdam, pp. 223–249

[65] Hillerborg, A., Modéer, M., Petersson, P.-E., 1976: *Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by means of Fracture Mechanics*. Cement and Concrete Research 6, pp. 773–781

[66] Hohberg, R. 2004: *Zum Ermüdungsverhalten von Beton*. Dissertation, TU Berlin

[67] Holmen, J.O., 1982: *Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading*. ACI Special publications, Fatigue of concrete structures, SP 75-4. American Concrete Institute, Detroit Michigan, pp. 71-110

[68] Hordijk, D.A., 1991: *Local Approach to Fatigue of Concrete*. PhD thesis, Delft University of Technology, The Netherlands

[69] Höptner, M., Mildner, K., Streiber, A., 1984: *Auswertung von Versuchen zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken unter dynamischer Belastung*. Die Straße 14. Jahrgang, pp. 381–384

[70] Ibuk, H., 2008: *Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbelastung*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum

[71] Jansen, D.C., Shah, S.P., 1997: *Effect of Length on Compressive Strain Softening of Concrete*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, vol.123, no.1, pp. 25–35

[72] Johnson, P. M., Couture, A., Nicolet, R., 2007: *Commission of Inquiry into the Collapse of a Portion of the de la Concorde Overpass*, Final Report, Government of Quebec, pp. 222; http://www.cevc.gouv.qc.ca/UserFiles/File/Rapport/report_eng.pdf

[73] JSCE, 1986: *Specification for Design and Construction of Concrete Structures: Design*. JSCE Standard, Part I, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo

[74] Jungwirth, D., 1970: *Elektronische Berechnung des in einem Stahlbetonbalken im gerissenen Zustand auftretenden Kräftezustandes unterer besonderer Berücksichtigung des Querkraftbereiches.* Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 211

[75] Kani, G.N.J., 1964: *The riddle of shear failure and its solution*. ACI Journal, Vol. 61, No. 4, pp. 441–467

[76] Kani, G.N.J., 1966: *Basic Facts Concerning Shear Failure*. ACI Journal, Proceedings, Vol. 63, No. 6, pp. 675–692

[77] Kani, G.N.J., 1967: *How Safe Are Our Large Concrete Beams?* ACI Journal, Proceedings V. 64, No. 3, March, pp. 128–142

[78] Kani, G., 1968: *Was wissen wir heute über* die *Schubbruchsicherheit*. Der Bauingenieur, Heft 5, pp. 167–174

[79] Kaschner, R., Buschmeyer, W., Schnellenbach-Held, M., Lubasch, P., Grünberg, J., Hansen, M., Liebig, J. P., Geißler, K., 2009: *Auswirkungen des Schwerlastverkehrs auf die Brücken der Bundesfernstraßen.* BAST-Bericht B68, pp. 1–377

[80] Kessler-Kramer, C., 2002: *Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung*. Dissertation, TH Karlsruhe, 261 Seiten

[81] Kiziltan, H., 2012: *Zum Einfluss des Druckbogens auf den Schubwiderstand von Spannbetonbalken*. Dissertation, TU Dortmund

[82] Klausen, D., 1978: *Festigkeit und Schädigung von Beton bei häufig wiederholter Beanspruchung*. Dissertation, Technische Hochschule Darmstadt

[83] Kordina, K., Blume, F., 1985: *Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit stabförmiger Stahlbetonelemente.* Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 364

[84] König, G., Danielewicz, I., 1994: *Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton– und Spannbetonbauteilen mit Erläuterungen zu den Nachweisen gemäß CEB – fib Model Code 1990.* Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 439

[85] König, G., Fischer, J., 1995: *Model Uncertainties concerning Design Equations for the Shear Capacity of Concrete Members without Shear Reinforcement*. Comité European du Beton (CEB), Bulletin N° 224, Lausanne, pp. 49–100

[86] König, G., Dehn, F., Hegger, J., Görtz, S., 2000: *Der Einfluss der Rissreibung auf die Querkrafttragfähigkeit*. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 10, pp. 584–591

[87] Krefeld, W.J., Thurston, C.W., 1966: *Studies of the Shear and Diagonal Tension Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Beams.* Journal of the American Concrete Institute, No. 4, pp. 451–475

[88] Kupfer, H., 1962: *Erweiterung der Mörsch´schen Fachwerkanalogie mit Hilfe des Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit*. Vortrag auf dem Schub – Kolloquium Okt 1962, Stuttgart, pp. 44–57

[89] Kupfer, H., Baumann, T., 1972: *Versuche zur Schubsicherung und Momentendeckung von profilierten Stahlbetonbalken.* Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 218

[90] Kupfer, H.B., Gerstle, K.H., 1973: *Behavior of Concrete under Biaxial Stresses.* Journal of the Engineering Mechanics Division, pp. 853–867

[91] Latte, S., 2010: *Zur Tragfähigkeit von Stahlbeton-Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung.* Dissertation, TU Hamburg-Harburg

[92] Lee J., Fenves, G.L., 1998: *A Plastic-Damage Concrete Model for Earthquake Analysis of Dams.* Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 27, pp. 937–956

[93] Leonhardt, F., 1976: *Vorlesungen über Massivbau, vierter Teil, Nachweis der Gebrauchsfähigkeit*. Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York

[94] Leonhardt, F., Mönnig, E., 1982: *Vorlesungen über Massivbau, erster Teil, Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau*. Springer Verlag, Berlin, Heidelberg; 2. Auflage

[95] Leonhardt, F., Walther, R., 1962: *Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 151, Berlin, Verlag Ernst und Sohn

[96] Leonhardt, F., Walther, R., 1964: *Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbalken. 8. Fortsetzung – Kapitel V – Schubversuche an Platten mit geschweißten Bewehrungsmatten.* Beton- und Stahlbetonbau, Heft 5, pp. 105–111

[97] Leonhardt, F., Walther, R., Dilger, W., 1965: *Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbalken. 13. Fortsetzung – Kapitel VI – Schubversuche an Durchlaufträgern.* Beton- und Stahlbetonbau, Heft 5, pp. 108–123

[98] Lubell, A.S., Bentz, E.C., Collins, M.P., 2009: *Influence of Longitudinal Reinforcement on One – Way Shear in Slabs and Wide Beams.* ASCE Journal of Structural Engineering, No. 1, pp. 78–86

[99] Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., Onate, E., 1989: *A Plastic-Damage Model for Concrete*. International Journal of Solids and Structures, 25, pp. 298–326

[100] Mark, P., 2006: *Zweiachsig durch Biegung und Querkräfte beanspruchte Stahlbetonträger***.** Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau an der Ruhr-Universität Bochum (Habilitationsschrift), Heft 2006-3, Shaker Verlag, Aachen

[101] Markworth, E., Mildner, K., Streiber, A., 1984: *Versuche zur Querkraftfähigkeit von Stahlbetonbalken unter dynamischer Belastung.* Zentrales Forschungsinstitut des Verkehrswesens, Institut für Eisenbahnwesen. Die Straße, pp. 175–180

[102] Maurer, R., Dreier, F., Machoczek, D., Heeke, G., 2010: *Bestimmung der Ermüdungsfestigkeit von einbetoniertem Betonstahl mit dem Interaktiven Verfahren.* Fraunhofer IRB Verlag, pp. 1-30

[103] Mehlhorn, G., Kollegger, J., 1995: *Anwendung der Finite Elemente Methode im Stahlbetonbau*. In: Der Ingenieurbau (Hrsg.: Mehlhorn, G.), Band: Rechnerorientierte Baumechanik, Berlin, Verlag Ernst & Sohn

[104] Mehmel, A., Kern, E., 1962: *Elastische und plastische Stauchungen von Beton infolge Druckschwell- und Standbelastung*. DAfStb, Heft 153, Verlag Ernst & Sohn, Berlin

[105] Meyer, L., 2007: *Zum Einfluss der Kontaktzone bei der Modellierung des Elastizitätsmoduls von Beton*. Dissertation, RWTH Aachen, 153 Seiten

[106] Mitchell, D., Collins, M.P., 1974: *Diagonal compression Field Theory - A Rational Model for Structural Concrete in Pure Torsion*. ACI Journal, No. 8, pp. 396–408

[107] Model Code 2010, 2012: *Final Draft Volume 1 + 2*. fib - fédération internationale du béton, bulletin 65 + 66, Lausanne, Switzerland

[108] Moody, K. G., Viest, I. M., Elstner, R. C., Hognestad, E., 1954: *Shear Strength of Reinforced Concrete Beams, Part I- Tests of Simple Beams*. Journal of the American Concrete Institute, V.26, No. 4, pp. 317–332

[109] Mörsch, E., 1908: *Der Eisenbetonbau Seine Theorie und Anwendung*. Verlag von Konrad Wittwer

[110] Muttoni, A., 1990: *Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton*. Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich. Birkhäuser Verlag.

[111] Muttoni, A., 2003a: *Bauteile ohne Querkraftbewehrung*. Documentation SIA, D 0182, Introduction a la norme SIA 262, Zürich, Switzerland, pp. 47–55

[112] Muttoni, A., 2003b: *Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraft-bewehrung*. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 2, pp. 74–84

[113] Muttoni, A., Fernández Ruiz, M., 2008: *Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width*. ACI Structural Journal, March–April, pp. 163–171

[114] Muttoni, A., Schwartz, J., 1991: *Behavior of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement*. IABSE Colloquium, Vol. 62, Stuttgart, Germany, pp. 703–708

[115] Müller, F.P., Keintzel, E., Charlier, H., 1983: *Dynamische Probleme im Stahlbetonbau, Teil I. Der Baustoff Stahlbeton unter dynamischer Beanspruchung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 342, Berlin

[116] Naumann J., 2010: *Brücken und Schwerverkehr – Strategie zur Ertüchtigung des Brückenbestandes in Bundesfernstrassen.* Bauingenieur Band 85, Mai, Springer, Düsseldorf, pp. 210-216

[117] Nghiep, V.H., 2011: *Shear Design of Straight and Haunched Concrete Beams without Stirrups*. Dissertation, TU Hamburg–Harburg

[118] Oh, B.H., 1991: *Cumulative damage theory of concrete under variable-amplitude fatigue loadings*. ACI Materials Journal, Vol. 88, January-February, pp. 41–48

[119] Pfanner, D. 2003: *Zur Degradation von Stahlbetonbauteilen unter Ermüdungsbeanspruchung*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum

[120] Placas, A., Regan, P.E., 1971: *Shear Failure of Reinforced Concrete Beams*. ACI Journal, pp. 763–773

[121] Pölling, R., 2000: *Eine praxisnahe schädigungsorientierte Materialbeschreibung von Stahlbeton für Strukturanalysen*. Dissertation, Ruhr-Universität, Bochum

[122] Regan, P.E., 1999: *Ultimate Limit State Principles*: *Basic design for moment, shear and torsion*. In: fib Text Book on Structural Concrete, Vol. 2, pp. 141–223

[123] Reinhardt, H.–W., 1981: *Maßstabseinfluß bei Schubversuchen im Licht der Bruchmechanik.*, Beton– Stahlbetonbau, pp. 19–21

[124] Reinhardt, H.–W., Cornelissen, H.A.W., 1984: *Post-peak cyclic behaviour of concrete in uniaxial tensile and alternating tensile and compressive loading*. Cement and Concrete Research Vol. 14, issue 2, pp. 263–270

[125] Reinhardt, H.–W., Cornelissen, H.A.W., Hordijk, D.A., 1986: *Tensile tests and failure analysis of concrete*. ASCE Journal of Structural Engineering Vol. 112, No. 11, pp. 2462–2477

[126] Reineck, K.-H., 1990: *Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen*, Institut für Tragwerksentwurf und –konstruktion, Universität Stuttgart

[127] Reineck, K.-H., 1991: *Ultimate Shear Force of Structural Concrete Members without Transverse Reinforcement Derived from a mechanical Model*. ACI Structural Journal, September–October. pp. 592–602

[128] Reineck, K.-H., Kuchma, D.A., Kim, K.S., Marx, S., 2003: *Shear Database for reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement.* ACI Structural Journal, March–April, pp. 240–248

[129] Remmel, G., 1994: *Zum Zug– und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 444, Berlin

[130] Ricker, M., 2009: *Zur Zuverlässigkeit gegen Durchstanzen bei Einzelfundamenten*. Dissertation, RWTH Aachen

[131] Rojek, R., Romer, R., Keller, T., 2006: *Neuartige Modelle für die Steggrenztragfähigkeit in Stahlbetontragwerken ohne Stegbewehrung*. Bauingenieur Band 81, Januar, pp. 23–32

[132] Rombach, G., Kohl, M., 2010: *Finite element design of concrete structures: Differences between theory and practice*. In: SEMC 2010: Advances and Trends in Structural Engineering, Mechanics and Computation. Editor: Alphose Zingoni. Taylor & Francis Group, London

[133] Rombach, G., Kohl, M., Nghiep, V.H., 2011: *Shear design of concrete members without shear reinforcement – A solved problem?* Proceedings of the 12th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction EASEC 12. In: Procedia Engineering 14, pp. 134–140, Elsevier

[134] Rombach, G., Kohl, M., 2012a: *Fatigue strength of concrete members without web reinforcement*. In: fib Symposium Stockholm 2012: Concrete Structures for Sustainable Community. Proceedings; June 11 – 14, 2012, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, eds.: Dirch H. Bager, Johan Silfwerbrand, pp. 147–151

[135] Rombach, G., Kohl, M., 2012b: *Resistance of concrete members without stirrups to fatigue loads*. In: 18th IABSE congress: Innovative Infrastructures - Toward Human Urbanism, Seoul, Korea, September 19 – 21, 2012, 308 p

[136] Rombach, G., Kohl, M., 2012c: *Versuche zur Ermüdungsfestigkeit zyklisch beanspruchter Stahlbetonbauteile ohne Querkraftbewehrung*. Versuchsbericht V01-2012, TU-Hamburg-Harburg, unveröffentlicht

[137] Rombach, G., Kohl, M., 2013: *Shear Design of RC Bridge Deck Slabs according to Eurocode 2*. ASCE Journal of Bridge Engineering. Volume 18, Special Section: Eurocodes and Their Implications for Bridge Design: Background, Implementation, and Comparison to North American Practice, pp. 1261–1269

[138] Rombach, G., Kohl, M., 2014: *Versuche zur Ermüdungsfestigkeit zyklisch beanspruchter Stahlbetonbauteile ohne Querkraftbewehrung*. Versuchsbericht V02-2013, TU-Hamburg-Harburg, unveröffentlicht

[139] Rombach, G., Kohl, M., Henze, L., 2014: *Shear capacity of concrete bridge decks - a contribution to sustainability.* In: The 4th International fib Congress 2014, Mumbai, India. Improving Performance of Concrete Structures. Proceedings. pp. 732-742

[140] Rombach, G., Latte, S., 2009: *Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung.* Beton – und Stahlbetonbau, Heft 10, pp. 642–656

[141] Rombach, G., Latte, S., Steffens, R., 2009: *Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung*. Forschung, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Hrsg.: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung , Heft 1011, Bonn

[142] Rosenbusch, J., 2003: *Zur Querkrafttragfähigkeit von Balken aus stahlfaserverstärktem Stahlbeton*. Dissertation, TU Braunschweig

[143] Rüsch, H., Haugli, F.R., Mayer, H., 1962 : *Schubversuche an Stahlbeton-Rechteckbalken mit gleichmäßig verteilter Belastung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 145

[144] SIA 262, 2003: *Betonbau*. Schweizer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich

[145] Schlaich, J., Schäfer, K., 1998: *Konstruieren im Stahlbetonbau*. Betonkalender 1998 Teil 2, pp. 721–896, Berlin, Ernst & Sohn Verlag

[146] Schläfli, M., 1999: *Ermüdung von Brückenfahrbahnplatten aus Stahlbeton.* Dissertation, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne

[147] Schläfli, M., Brühwiler, E., 1998: *Fatigue of Reinforced Concrete Elements without Shear Reinforcement*. Draft Test Report, EPF Lausanne, pp. 1–20

[148] Scholz, H., 1994: Ein *Querkrafttragmodell* für *Bauteile ohne Schubbewehrung* im *Bruchzustand* aus *normalfestem* und *hochfestem Beton*. Dissertation, TU Berlin

[149] Schütt, J., 2005: *Ein inelastisches 3D-Versagensmodell für Beton und seine Finite-Element-Implementierung*. Dissertation, TH Karlsruhe

[150] Sherwood, E.G., 2008: *One-way shear behaviour of large, lightly-reinforced concrete beams and slabs*. Dissertation, University of Toronto

[151] Sherwood, E.G., Bentz, E.C., Collins, M.P., 2007: *Effect of Aggregate Size on Beam – Shear Strength of Thick Slabs*. ACI Structural Journal, March–April, pp. 180–190

[152] Sherwood, E.G., Bentz, E.C., Collins, M.P., 2006: *Evaluation of Shear Design Methods for Large, Lightly – Reinforced Concrete Beams*. Advances in Engineering Structures, Mechanics & Construction, pp. 153–164

[153] Sherwood, E.G., Lubell, A.S., Bentz, E.C., Collins, M.P, 2006: *One–Way Shear Strength of Thick Slabs and Wide Beams*. ACI Structural Journal, November-December, pp. 794–802

[154] Sinha, B.P., Gerstle, K.H., Tulin, L.G., 1964: *Stress-strain relations for concrete under cyclic loading*. ACI Journal, Proceedings, Vol. 61, No. 2, pp. 195–211

[155] Smith, S., Willam, K., Gerstle, K., Sture, S., 1989: *Concrete Over the Top Or: Is there Life After Peak?* ACI Materials Journal, Vol. 86, September-October, pp. 491– 497

[156] Specht, M., 1986: *Modellstudie zur Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbiegegliedern ohne Schubbewehrung im Bruchzustand*. Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin. Bautechnik, pp. 339–350

[157] Specht, M., Scholz, H., 1995: *Ein durchgängiges Ingenieurmodell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit im Bruchzustand von Bauteilen aus Stahlbeton mit und ohne Vorspannung der Festigkeitsklassen C12 bis C115.* Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 453

[158] Speck, K., 2008: *Beton unter mehraxialer Beanspruchung – Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung*. Dissertation, TU Dresden

[159] Taylor, H.P.J., 1974: *The Fundamental behavior of Reinforced Concrete Beams in Bending and Shear.* Shear in Reinforced Concrete Special Publication, ACI Special Publication; Vol. 42-3, pp. 43–77

[160] Tureyen, A.K., Frosch, R.J., 2003: *Concrete Shear Strength: Another Perspective.* ACI Structural Journal. September – October, pp 609–615

[161] Ueda, T., Okamura, H., 1983: *Behavior in shear of reinforced concrete beams under fatigue loading.* Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo (B), Vol. 37, No. 1, pp. 17–48

[162] van den Berg, F. J., 1962: Shear *Strength of reinforced Concrete beams Without Web Reinforcement, Part 1- Distribution of Stresses Over Beams Cross Section*. Journal of the American Concrete Institute, pp. 1467–1862

[163] van Mier, J.G.M., 1986: *Fracture of Concrete under Complex Stress.* Heron, Vol. 31, No.3, pp. 90

[164] Vecchio, F.J., Collins, M.P., 1986: *The Modified Compression – Field Theory for reinforced Concrete Elements Subjected to Shear.* ACI Journal, March–April, pp. 219–231

[165] Vintzeleou, E.N., Tassios, T.P., 1986: *Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions.* Magazine of Concrete Research: Vol. 38, No 134, pp. 13–22

[166] Vonk, R.A., 1993: *A micromechanical investigation of softening of concrete loaded in compression*. Heron, Vol. 38, No 3, pp. 94

[167] Walraven, J., 1979: *Mechanisms of shear transfer in cracks in concrete: A survey of literature*. Report A26/79-02, Delft University of Technology, pp. 1–101

[168] Walraven, J., 1980: *Aggregate Interlock: A Theoretical and Experimental Analysis*. Dissertation, Delft University, 197 pp.

[169] Walraven J., 1981: *Fundamental analysis of aggregate interlock. Journal of the Structural Division*, Vol. 107, No. 11, pp. 2245–2270

[170] Walraven, J., 1982: *Part 1: Shear in Elements without shear reinforcement*. Bulletin d'Information n° 146, Comité Euro-International du Béton: Contribution by the CEB-Commission IV "Members Design" to the 22nd Plenary Session of CEB München, Paris, pp. 7–41

[171] Walraven, J., 1990: *Scale effects in beams with unreinforced webs, loaded in shear*. Annual Report No. 1, Delft University of Technology, pp. 103–112

[172] Walraven, J., Lehwalter, N., 1990: *Einfluss des Maßstabs in schubbeanspruchten Bauteilen ohne Schubbewehrung.* Beton– und Stahlbetonbau Heft 9, pp. 228–232

[173] Willam, K.J., Warnke, E.P., 1974: *Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete*. Presented at the seminar on Concrete structures subjected to triaxial stresses, ISMES, Bergamo, pp. 1–30

[174] Winkler, K., Stangenberg, F., 2008: *Numerical Analysis of Punching Shear Failure of Reinforced Concrete Slabs.* Abaqus Users' Conference, May 19-22, Newport, RI, USA, 2008, pp. 244–257

[175] Wriggers, P., 2001: *Nichtlineare Finite-Element-Methoden*. Springer-Verlag

[176] Zanuy, C., De La Fuente, P., Albajar, L., Torrico, J., 2008: *Mecanismo De Rotura por Fatiga de Vigas de Hormigon Armado*. IV Congress of the Spanish association for structural concrete, ACHE, Valencia, Spain

[177] Zararis, P.D., Papadakis, G.Ch., 2001: *Diagonal Shear failure and size effect in RC Beams without reinforcement.* Journal of structural engineering, July, pp 733–742

[178] Zilch, K., Zehetmaier, G., 2010: *Bemessung im konstruktiven Betonbau – Bemessung im konstruktiven Betonbau - Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. 2., neu bearbeitete und erweiterte Auflage, Berlin, Springer Verlag

[179] Zink, M., 2000: Zum *Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung*. Forschung für die Praxis, Universität Leipzig, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie.

[180] Zsutty, T., 1968: *Beam Shear Strength Prediction by Analysis of Existing Data*. ACI Journal, No. 11, pp. 934–951

[181] Zsutty, T., 1971: *Shear Strength Prediction for Seperate Categories of Simple Beam Tests*. ACI Journal, No. 2, pp. 138–143