Beton unter mehraxialer Beanspruchung

Ein Materialgesetz für Hochleistungsbetone unter Kurzzeitbelastung

Concrete under multiaxial loading conditions

A Constitutive Model for Short-Time Loading of High Performance Concretes

Von der Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden
zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)
genehmigte

Dissertation

vorgelegt von

Dipl.-Ing. Kerstin Speck

Gutachter:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Viktor Mechtcherine

Eingereicht am: 17.10.2007

Tag der Verteidigung: 31.1.2008

Für Konrad.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Massivbau der TU Dresden. Das Thema reifte bei der Bearbeitung mehrerer Forschungsvorhaben zur mehraxialen Festigkeit von unterschiedlichen Hochleistungsbetonen, für deren finanzielle Förderung ich mich bei der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) und dem Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) bedanken möchte.

Mein ganz besonderer Dank gilt Herrn Prof. Curbach für die Unterstützung bei der Bearbeitung der Forschungsvorhaben und der Erstellung dieser Arbeit. Ich danke ihm für das mir entgegengebrachte Vertrauen, dass mir die freie und selbstständige Bearbeitung des Themas ermöglichte.

Bedanken möchte ich mich auch bei den Gutachtern Prof. Konrad Zilch und Prof. Viktor Mechtcherine für das Lesen und das Begutachten der Arbeit.

Zu großem Dank bin ich Herrn Prof. Heinz Opitz und Herrn Dr. Torsten Hampel verpflichtet, die mit dem Bau bzw. mit der Modernisierung der Triaxialprüfmaschine die Grundlage für die Versuche geschaffen haben. So waren die versuchstechnischen Fragen weitestgehend geklärt, als ich mit den Untersuchungen begonnen habe.

Bedanken möchte ich mich auch bei Herrn Niels Saabye Ottosen, obwohl wir uns nie persönlich kennen gelernt haben. Sein Bruchkriterium bildet eine wesentliche Grundlage meiner Arbeit. In dem Moment, wo ich es verbessern wollte, ist mir erst bewusst geworden, wie einfach und zugleich genial sein Originalmodell ist.

Eine wichtige Basis für das Gelingen dieser Arbeit war und ist die gute Arbeitsatmosphäre am Institut für Massivbau. In diesem Sinne bedanke ich mich bei allen Mitarbeitern für ihre stete Diskussionsbereitschaft und die vielen Anregungen. Besonders hervorheben möchte ich an dieser Stelle Herrn Dr. Dirk Proske, Herrn Dr. Frank Jesse, Herrn Kai Schicktanz und Herrn Ingolf Lepenies, die in zahlreichen Gesprächen direkt oder indirekt mit dazu beigetragen haben, Detailfragen zu lösen, Ordnung in die zahlreichen Versuchsergebnisse zu bringen und dabei den Blick auf das Ganze nicht zu verlieren. Auch bei allen anderen Kollegen fand ich stets ein offenes Ohr für Probleme aller Art und bitte um Verständnis, dass ich an dieser Stelle nicht alle namentlich nennen kann.

Ganz besonders möchte ich mich auch bei allen Mitarbeitern des Otto-Mohr-Labors unter der Leitung von Herrn Dr. Thomas Popp bedanken, vor allem bei Frau Kathrin Dietz, Herrn Rainer Belger, Frau Doreen Sonntag, Herrn Mario Polke-Schminke, Herrn Hans-Peter Werneke und Herrn Werner Horn, ohne deren Mitarbeit die Durchführung der Versuche nicht möglich gewesen wäre. Ihren Erfahrungen, ihrem Engagement und ihrer sorgfältigen Arbeit ist es vor allem zu verdanken, dass die Qualität der Versuchsergebnisse von Anfang an sehr hoch war und sich mit jeder Versuchsserie verbessert hat.

Ebenfalls großer Dank gebührt den Verwaltungsangestellten unseres Institutes, Frau Petra Kahle, Frau Cornelia Dehne und Frau Silvia Haubold, die mich vor allem bei organisatorischen Angelegenheiten unterstütz haben. Frau Angela Heller danke ich herzlich dafür, dass sie

ihren Blick noch einmal kritisch über die Orthographie und die Interpunktion in diesem Bericht hat schweifen lassen.

Außerdem danke ich allen Diplomanden und studentischen Hilfskräften, die mit ihrer Arbeit jeder einen kleinen Beitrag zur Entstehung dieses Werkes geleistet haben.

Aus tiefstem Herzen danke ich meinem Sohn, der in den letzten Wochen sehr häufig auf mich verzichten musste und meiner Familie, die ihm diese Zeit so angenehm wie möglich gemacht haben und mir in allen Belangen den Rücken frei gehalten haben, damit ich die Gedanken, die seit langem gereift sind, endlich niederschreiben konnte.

Dresden, im Oktober 2007 Kerstin Speck

Inhalt

1	**Definitionen**	**1**
1.1	Formelzeichen	1
1.2	Abkürzungen	3
1.3	Bezeichnungen	3
1.3.1	Bezeichnungen am Probekörper	3
1.3.2	Bezeichnungen bei der Darstellung dreiaxialer Versuchswerte	4
1.4	Fehlerdefinition, Streuungen	8
2	**Einleitung**	**9**
3	**Stand der Kenntnis**	**13**
3.1	Durchführung mehraxialer Versuche	13
3.1.1	Allgemeines	13
3.1.2	Probekörpergröße	13
3.1.3	Probekörperform	13
3.1.4	Lasteinleitungssysteme	16
3.1.4.1	Starre Druckplatten ①	17
3.1.4.2	Gleitfoliensysteme ②	19
3.1.4.3	Lasteinleitung über Flüssigkeitsdruck ③ und ④	20
3.1.4.4	Bürstensysteme ⑤	20
3.1.4.5	Stempelsysteme ⑥	21
3.1.4.6	Bewertung der vorgestellten Lasteinleitungssysteme	21
3.1.5	Verformungsmessung	23
3.2	Zweiaxiale Druckfestigkeit	25
3.2.1	Historische Entwicklung zweiaxialer Versuche	25
3.2.2	Zweiaxiale Druckfestigkeit von Normalbeton	27
3.2.3	Zweiaxiale Druckfestigkeit von Hochleistungsbeton	33
3.3	Dreiaxiale Druckfestigkeit	34
3.3.1	Dreiaxiale Druckfestigkeit von Normalbeton	34
3.3.2	Dreiaxiale Druckfestigkeit von Hochleistungsbeton	36
3.4	Druck-Zug-Festigkeit	38
3.5	Bruchkriterien für Beton	39
3.5.1	Bruchkriterien im dreiaxialen Spannungsraum	39
3.5.1.1	Ein-Parameter-Modelle	40
3.5.1.2	Zwei-Parameter-Modelle	41
3.5.1.3	Drei-Parameter-Modelle	43
3.5.1.4	Vier-Parameter-Modelle	44
3.5.1.5	Fünf-Parameter-Modell	45
3.5.2	Bruchkriterien im zweiaxialen Spannungsraum	47
4	**Eigene Versuche**	**49**
4.1	Untersuchte Betone	49
4.1.1	Ausgangsstoffe und Herstellung	49

4.1.1.1 Hochleistungsbeton 49
4.1.1.2 Ultrahochfester Beton 51
4.1.2 Festbetoneigenschaften 53
4.2 Versuchstechnik 55
4.2.1 Prüfmaschine 55
4.2.2 Lasteinleitung 57
4.2.3 Messtechnik 60
4.2.4 Versuchsdurchführung 62
4.2.5 Untersuchte Spannungsverhältnisse 64
4.3 Bruchformen 67
4.3.1 Allgemeines 67
4.3.2 Bruchformen nach ein- und zweiaxialen Druckversuchen 69
4.3.3 Bruchformen nach dreiaxialen Druckversuchen 72
4.3.4 Zusammenfassung des Bruchverhaltens 73
4.4 Zweiaxiale Druckfestigkeiten 73
4.4.1 Zweiaxiale Druckfestigkeit von Hochleistungsbeton 73
4.4.2 Zweiaxiale Druckfestigkeit von Hochleistungsbeton mit Fasercocktail 76
4.4.3 Zweiaxiale Druckfestigkeit von ultrahochfestem Beton 82
4.5 Dreiaxiale Druckfestigkeiten 84
4.5.1 Dreiaxiale Druckfestigkeit von Hochleistungsbeton 84
4.5.2 Dreiaxiale Druckfestigkeit von Hochleistungsbeton mit Fasercocktail 86
4.5.3 Restfestigkeit nach mehraxialer Druckbelastung 88
4.6 Spannungs-Dehnungs-Verhalten 91

5 Bruchkriterium 101

5.1 Schädigungsanteile 101
5.2 Kalibrierung des Kriteriums 105
5.3 Erweiterung des Kriteriums für spröde Betone 108
5.3.1 Anwendung des Kriteriums auf Normalbeton 110
5.3.2 Anwendung des Kriteriums auf Hochleistungsbeton 110
5.3.3 Anwendung des Kriteriums auf Hochleistungsleichtbeton 112
5.3.4 Anwendungsgrenzen des vorgestellten Kriteriums 115
5.4 Erweiterung des Kriteriums für anisotrope Betone 116
5.4.1 Anwendung des Kriteriums auf Hochleistungsbeton mit Fasern 118
5.4.2 Anwendung des Kriteriums auf Ultrahochleistungsbeton 121
5.4.3 Anwendungsgrenzen des vorgestellten Kriteriums 124

6 Materialgesetz 125

6.1 Grundlagen 125
6.1.1 Spannungs-Dehnungs-Verhalten in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis 125
6.1.2 Steifigkeitsmatrix 126
6.1.3 Verwendete Ansätze 128
6.1.3.1 Elastizitätsmodul 128

6.1.3.2 Querdehnzahl 130
6.2 Materialgesetze für die Meridiane 130
6.2.1 Elastizitätsmodul 131
6.2.1.1 Anfangselastizitätsmodul 131
6.2.1.2 Bruchelastizitätsmodul 136
6.2.2 Querdehnzahl 137
6.3 Änderung der Duktilität in Abhängigkeit vom hydrostatischen Druckanteil 140
6.3.1 Elastizitätsmodul 140
6.3.2 Querdehnzahl 141
6.4 Interpolation zwischen den Meridianen 142
6.5 Vergleich mit den Versuchsergebnissen 143
6.6 Anwendungsgrenzen des Materialgesetzes 146

7 Zusammenfassung und Ausblick 149
7.1 Zusammenfassung 149
7.2 Ausblick 151

8 Literatur 153

Anhang A Betoneigenschaften 161
A.1 Mischrezepturen, Mischreihenfolge, Frischbetonkennwerte 161
A.2 Festbetonkennwerte 164

Anhang B Mehraxiale Festigkeiten 167
B.1 Bruchwerte Hochleistungsbeton 168
B.2 Bruchwerte Hochleistungsbeton mit Fasercocktail 175
B.3 Bruchwerte ultrahochfester Beton 186

Anhang C Dehnungen 191
C.1 Dehnungen der Hochleistungsbetone 191
C.2 Dehnungen der Hochleistungsbetone mit Fasercocktail 200
C.3 Dehnungen der ultrahochfesten Betone 211

Anhang D Verformungsmessung 219
D.1 Verformungsmessung über Bürstenquerdehnung 219
D.2 Korrekturen der Dehnungsverläufe 220
D.3 Mittelwertbildung 221

Anhang E Schichtenmodell 223
E.1 Reihenschaltung 223
E.2 Parallelschaltung 224

1 Definitionen

1.1 Formelzeichen

Kleine lateinische Buchstaben

a	Kantenlänge eines Würfels
b	Breite
c	Kohäsion
d	Dicke, Durchmesser
e	Exzentrizität
f	Auslenkung
f_{2c}	zweiaxiale Druckfestigkeit f_{cc} bezogen auf die einaxiale Druckfestigkeit f_c'
f_c	einaxiale Druckfestigkeit, geprüft mit starren Druckplatten
$f_{c,\parallel}$	einaxiale Druckfestigkeit, geprüft parallel zur Betonierrichtung
$f_{c,\perp}$	einaxiale Druckfestigkeit, geprüft senkrecht zur Betonierrichtung
f_c'	einaxiale Druckfestigkeit, geprüft mit Belastungsbürsten
$\overline{f}_c'$	mittlere einaxiale Druckfestigkeit bei anisotropem Material
$f_{c,cyl}$	Zylinderdruckfestigkeit, $\varnothing/h$ = 150/300 mm
$f_{c,cube}$	Würfeldruckfestigkeit, wenn nichts anderes angegeben: a = 100 mm
$f_{c,MP}$	Druckfestigkeit am Mörtelprisma $l/b/h$ = 160/40/40 mm
$f_{c,plate}$	Druckfestigkeit einer Scheibe, wenn nichts anderes angegeben: $h/b/d$ = 200/200/50 mm
$f_{c,pr}$	Druckfestigkeit am Prisma, wenn nichts anderes angegeben: $h/b/d$ = 400/100/100 mm
f_{cc}	zweiaxiale Druckfestigkeit ($\sigma_1 = \sigma_2$)
f_{ck}	charakteristische Druckfestigkeit
f_{cm}	Mittlere (Zylinder)Druckfestigkeit
f_{ct}	einaxiale Zugfestigkeit
f_{ctm}	Mittlere Zugfestigkeit
$f_{c,2t}$	zweiaxiale Zugfestigkeit ($\sigma_1 = \sigma_2$)
$f_{c,3t}$	dreiaxiale Zugfestigkeit ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$)
$f_{ct,fl}$	Biegezugfestigkeit
$f_{ct,sp}$	Spaltzugfestigkeit
h	Höhe
k	Verhältnis zwischen einaxialer Zug- und Druckfestigkeit f_{ct}/f_c beim Bruchkriterium nach OTTOSEN
l	Länge
n	Anzahl (Versuchswerte, Einzelborsten)
v	Variationskoeffizient, Verschiebung
$w(x)$	Durchbiegung
$w(\theta)$	Wichtungsfunktion
x	Abszisse
$\overline{x}$	Mittelwert einer Stichprobe
x_i	Einzelwert einer Stichprobe
y	Ordinate

Große lateinische Buchstaben

A	Fläche
A	Parameter für Bruchkriterium nach OTTOSEN
B	Parameter für Bruchkriterium nach OTTOSEN
D	Durchmesser des Größtkorns
E	Elastizitätsmodul
E_f	Elastizitätsmodul (Sekantenmodul) zum Zeitpunkt des Bruches ($\sigma = \sigma_f$)
E_i	Elastizitätsmodul im Bereich kleiner Spannungen
E_s	Sekandenmodul
F	Kraft
G	Schubmodul
H	Horizontalkraft, Parameter für Bruchkriterium nach OTTOSEN
I	Trägheitsmoment
$I_{1\sigma}$	Erste (lineare) Invariante des Spannungstensors

$J_{2\sigma}$	Zweite (quadratische) Invariante des deviatorischen Spannungstensors
$J_{3\sigma}$	Dritte (kubische) Invariante des deviatorischen Spannungstensors
K_1, K_2	Parameter für Bruchkriterium nach OTTOSEN
M	Mittelpunkt
P	Kraft
Q	Schubkraft
S	Schwerpunkt
V	Volumen

Griechische Buchstaben

α	Winkel
β	Belastungsniveau
ε	Dehnung
ε_1, ε_2, ε_3	Dehnungen in Richtung der Hauptbelastungsachsen
ε_{Borste}	Stabkennzahl einer Einzelborste der Belastungsbürste
ε_f	Dehnung zum Zeitpunkt des Bruches ($\sigma = \sigma_f$)
ϕ	Risswinkel
γ	Verzerrung
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
φ	Innerer Reibungswinkel
λ	Funktion für Bruchkriterium nach OTTOSEN
μ	Querdehnzahl
μ_f	Querdehnzahl zum Zeitpunkt des Bruches ($\sigma = \sigma_f$)
μ_i	Querdehnzahl im Bereich kleiner Spannungen
ξ	Haigh-Westergaard-Koordinate für die hydrostatische Spannung (Abstand vom Koordinaten-Ursprung, projiziert auf die hydrostatische Achse)
θ	Winkel zur Beschreibung der Richtung von τ_o bzw. ρ in der Deviatorebene
ρ	Haigh-Westergaard-Koordinate für die deviatorische Spannung (Abweichung senkrecht zur hydrostatischen Achse)
σ	Spannung
σ_1, σ_2, σ_3	Spannungen in Richtung der Hauptbelastungsachsen, wobei σ_2 in Betonierrichtung wirkt
σ_i, σ_j, σ_k	Spannungen in Richtung der Hauptbelastungsachsen, wobei $\sigma_i < \sigma_j < \sigma_k$ gilt
σ_o	Oktaedernormalspannung
σ_{oct}	Oktaedernormalspannung σ_o bezogen auf die einaxiale Druckfestigkeit f_c'
σ_f	Bruchspannung (maximale Spannung); Fließspannung
τ	Schubspannung
τ_o	Oktaederschubspannung
τ_{oct}	Oktaederschubspannung τ_o bezogen auf die einaxiale Druckfestigkeit f_c'

Sonstige Symbole

∅	Durchmesser

Indizes

1,2,3	Richtung
a	Außen
b	Beton
c	Beton
c	Druck (compression)
f	Bruch (failure)
F	Faser
i	Anfang (initial)
i	Zählindex
i, j, k	Richtung
L	Luftporen
M	Matrix
max	Maximaler Wert
min	Minimaler Wert

p	Parallel
q	Quer
s	Stahl
t	Zug (tension)
W	Widerlager
x, y, z	Richtung
Z	Zylinder

1.2 Abkürzungen

B4Q	Referenzmischung (Beton) des Schwerpunktprogramms
BB	Belastungsbürsten
CEB	Comite Euro-International du Beton
DD	zweiaxiale Druckversuche
DDD	dreiaxiale Druckversuche
DMS	Dehnmessstreifen
DP	Druckplatten
FD	Flüssigkeitsdruck
GS	Gleitfoliensystem
HPC	Hochleistungsbeton (high performance concrete)
IWA	Induktiver Wegaufnehmer
M2Q	Referenzmischung (Feinbeton) des Schwerpunktprogramms
MB	Messbügel
PK	Probekörper
PP	Polypropylen
PSC	Principal Stress Concept
PTFE	Polytetrafluorethylen (Teflon)
RVE	Repräsentative Volumeneinheit
SPP	Schwerpunktprogramm
SpVer	Spannungsverhältnis
SS	Stempelsysteme
St	Stahl
UHPC	Ultrahochleistungsbeton (Ultra high performance concrete)
w/b	Wasser-Bindemittel-Wert
w/z	Wasser-Zement-Wert

1.3 Bezeichnungen

1.3.1 Bezeichnungen am Probekörper

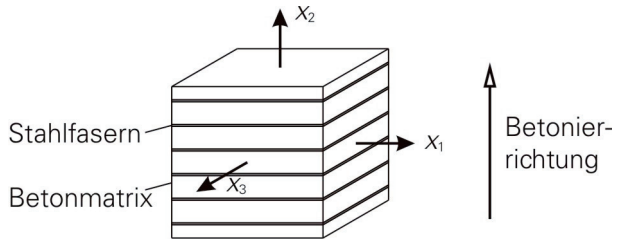


Bild 1-1 Koordinatensystem des Prüfkörpers im Bezug auf die Betonierrichtung

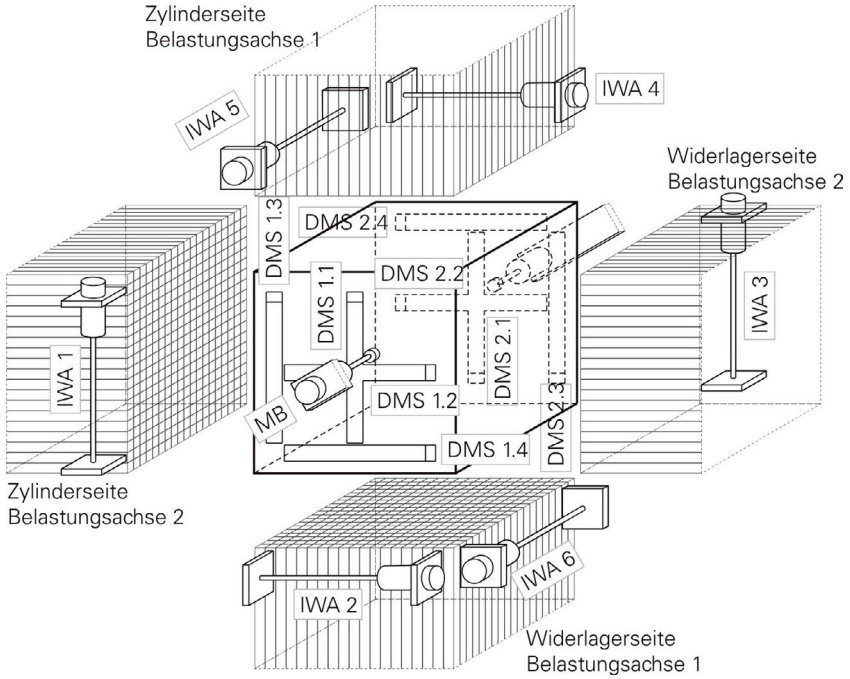


Bild 1-2 Bezeichnung der Dehnungsmessgeräte bei den zweiaxialen Versuchen

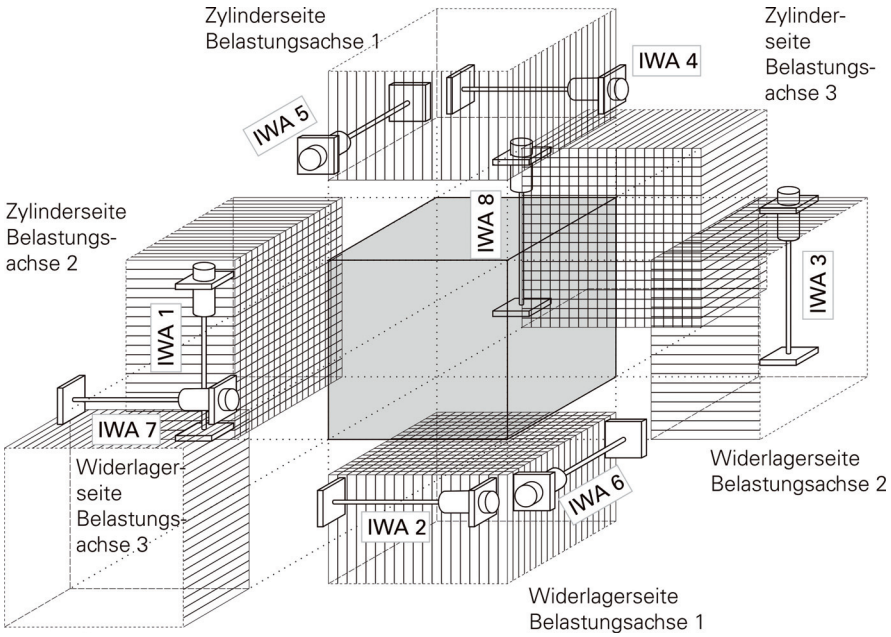


Bild 1-3 Bezeichnung der Dehnungsmessgeräte bei den dreiaxialen Versuchen

1.3.2 Bezeichnungen bei der Darstellung dreiaxialer Versuchswerte

- Bezeichnung der Spannungen:
  σ_1, σ_2 und σ_3 bezeichnen die Spannungen in den Hauptbelastungsachsen. Die Indizes beziehen sich auf die Betonierrichtung, siehe Bild 1-1. Es werden nur Spannungsverhältnisse im Hauptspannungsraum, also schubspannungsfreie Spannungszustände betrachtet. Trotzdem handelt es sich bei σ_1, σ_2 und σ_3 nicht um Hauptspannungen im

Sinne der Mechanik, da keine Sortierung $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ erfolgt, wenn es nicht explizit angegeben wird.

- Druckmeridian (Bruchbild gleicht einaxialem Druckversuch)
  $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$ für $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$

- Zugmeridian (Bruchbild gleicht einaxialem Zugversuch)
  $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ für $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$

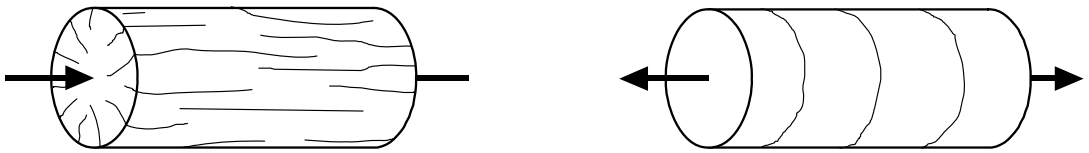


Bild 1-4 Typische Bruchbilder bei Spannungsverhältnissen auf dem Druckmeridian (links) und dem Zugmeridian (rechts)

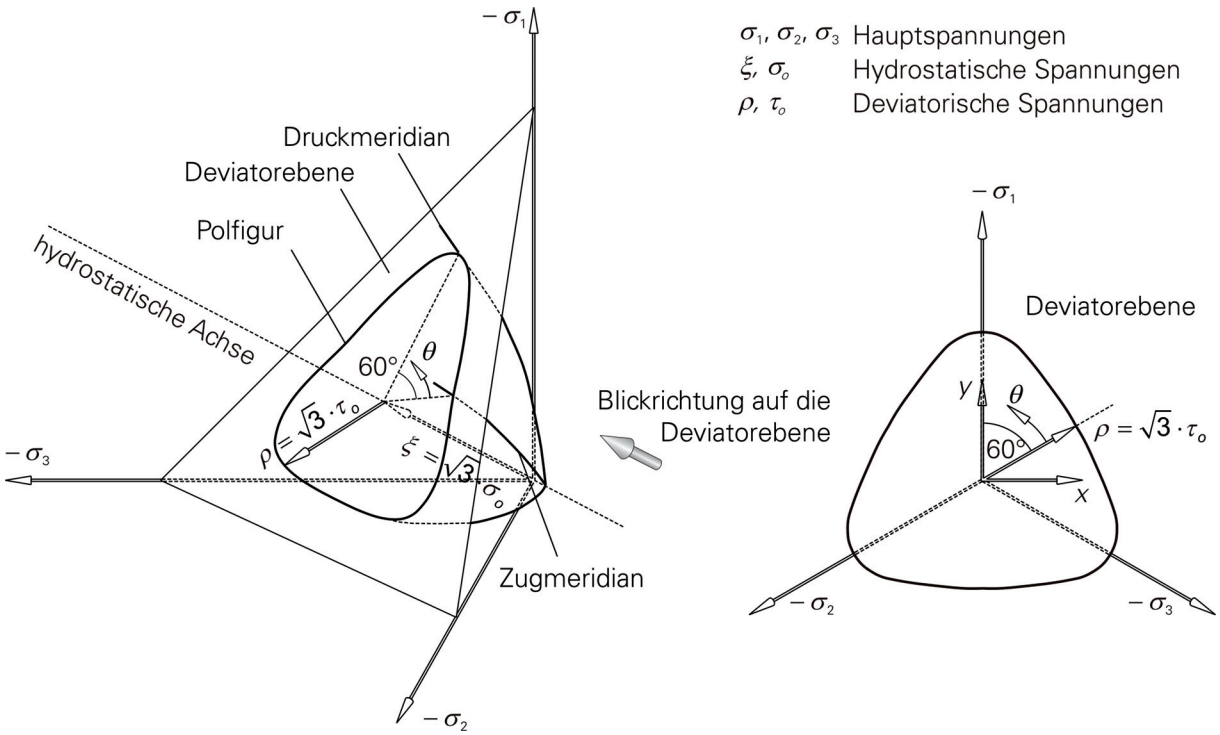


Bild 1-5 Bezeichnungen im dreidimensionalen Spannungsraum

- Äquisektrix, hydrostatische Achse:
  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$

- Deviator- oder Π-Ebene:
  Eine Ebene im Spannungsraum, auf der die Äquisektrix senkrecht steht.

- Hydrostatische Spannung
  als Oktaedernormalspannung bzw. in Haigh-Westergaard-Koordinaten:

  $$\sigma_o = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

  $$\xi = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{\sqrt{3}} = \sqrt{3} \cdot \sigma_o$$

  $$\sigma_{oct} = \sigma_o / f_c'$$

- Deviatorische Spannung
  als Oktaederschubspannung bzw. in Haigh-Westergaard-Koordinaten:

  $$\tau_o = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

  $$\rho = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} = \sqrt{3} \cdot \tau_o$$

  $$\tau_{oct} = \tau_o / f_c'$$

- Drehwinkel θ

  $$\cos(3 \cdot \theta) = \frac{3 \cdot \sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J_{3\sigma}}{\sqrt{J_{2\sigma}^3}}$$

  $J_{2\sigma}$, $J_{3\sigma}$ Invarianten des deviatorischen Spannungstensors, siehe unten

- Lineare Invariante des Spannungstensors

  $$I_{1\sigma} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 3 \cdot \sigma_o$$

- Quadratische und kubische Invariante des deviatorischen Spannungstensors

  $$J_{2\sigma} = \frac{1}{6} \cdot \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right] = \frac{3}{2} \cdot \tau_0^2$$

  $$J_{3\sigma} = (\sigma_1 - \sigma_o) \cdot (\sigma_2 - \sigma_o) \cdot (\sigma_3 - \sigma_o) = \frac{1}{3} \cdot \left[(\sigma_1 - \sigma_o)^3 + (\sigma_2 - \sigma_o)^3 + (\sigma_3 - \sigma_o)^3 \right]$$

- Koordinaten in der Deviatorebene:

  $$x = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\sqrt{2}}$$

  $$y = \frac{2 \cdot \sigma_3 - \sigma_1 - \sigma_2}{\sqrt{6}}$$

  für $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$

- Rendulic-Ebene:
  Ebene, die durch die $\sigma_2 = \sigma_3$-Achse und die σ_1-Achse bzw. die Äquisektrix aufgespannt wird.

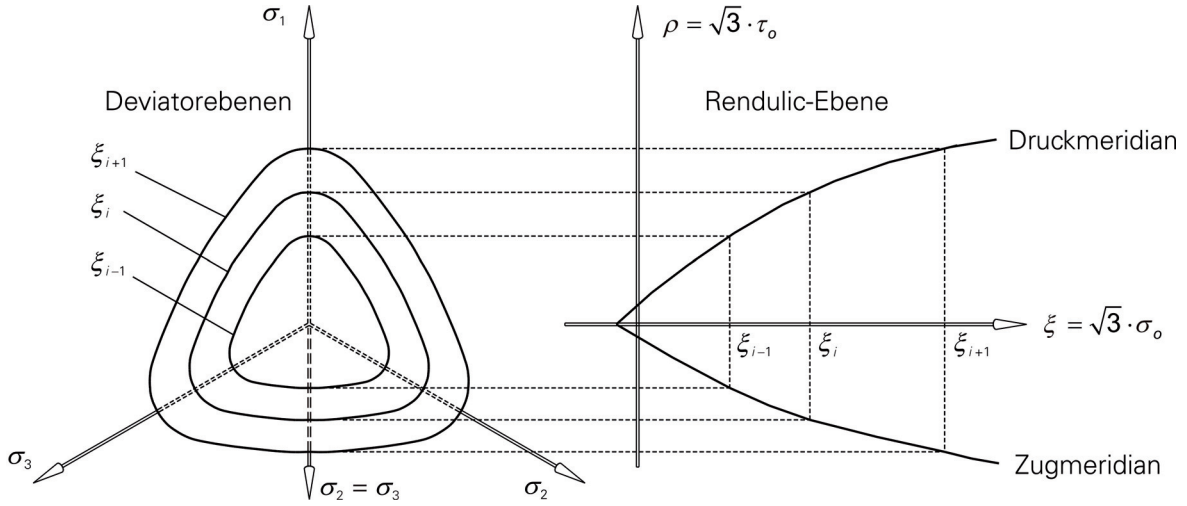


Bild 1-6 *Darstellung der Druck- und Zugkurve in der Rendulic-Ebene mit Hilfe der Oktaedernormal- und Schubspannungen*

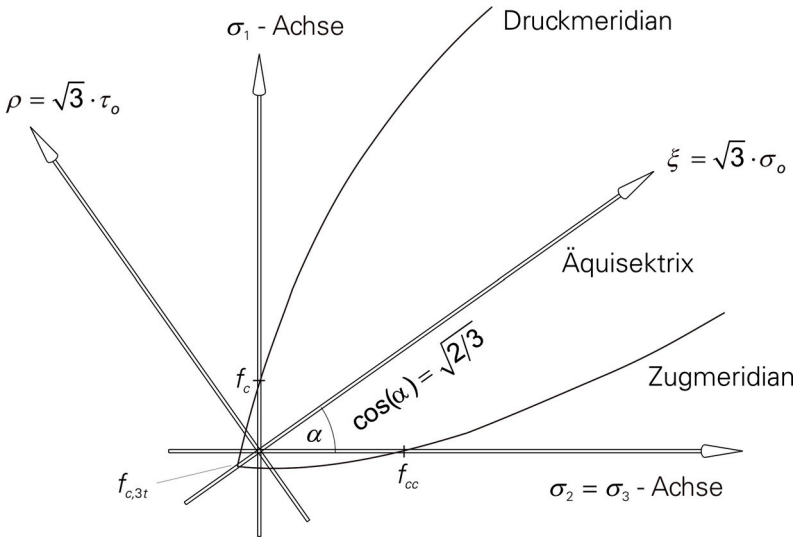


Bild 1-7 *Darstellung in der Rendulic-Ebene, transformiert in Hauptspannungskoordinaten*

1.4 Fehlerdefinition, Streuungen

- Abweichung zwischen Versuchswert und rechnerischer Näherung

$$R = \sqrt{R_1^2 + R_2^2}$$

$$r^{[\%]} = \frac{R}{\sqrt{\left(\sigma_1/f_c'\right)^2 + \left(\sigma_2/f_c'\right)^2}} = \frac{\sqrt{R_1^2 + R_2^2}}{\sqrt{\left(\sigma_1/f_c'\right)^2 + \left(\sigma_2/f_c'\right)^2}}$$

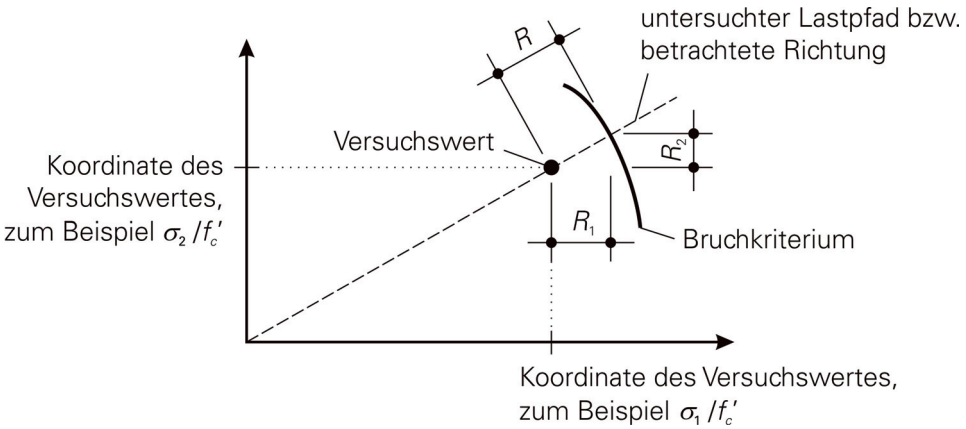


Bild 1-8 Definition des Fehlers R

- Standardabweichung

$$s_i = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left(x_i - \bar{x}\right)^2}{n-1}}$$

- Variationskoeffizient

$$v = \frac{s_i}{\bar{x}} = \frac{1}{\bar{x}} \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left(x_i - \bar{x}\right)^2}{n-1}}$$

2 Einleitung

„Essentially, all models are wrong, but some are useful." (George E.P. Box)

Seit etwa 3.000 Jahren wird mit Beton gebaut. Schon die Phönizier vermischten Kalk mit vulkanischem Gestein und erhielten damit ein Bindemittel, das sogar unter Wasser aushärtet.

Eine erste Blütezeit erreichte der Betonbau im römischen Reich. Unter dem Namen „Opus Caementitium" ging ein Gemisch aus gebranntem Kalk und Ton in die Geschichte ein. Dieser wasserbeständige Mörtel wurde mit Steinbrocken vermischt und mit Schalungen in die gewünschte Form gebracht. Monumentale Bauwerke wie Tempel, Theater, Thermen, Aquädukte und Brücken aus dieser Zeit sind noch heute zu bewundern, Bild 2-1.

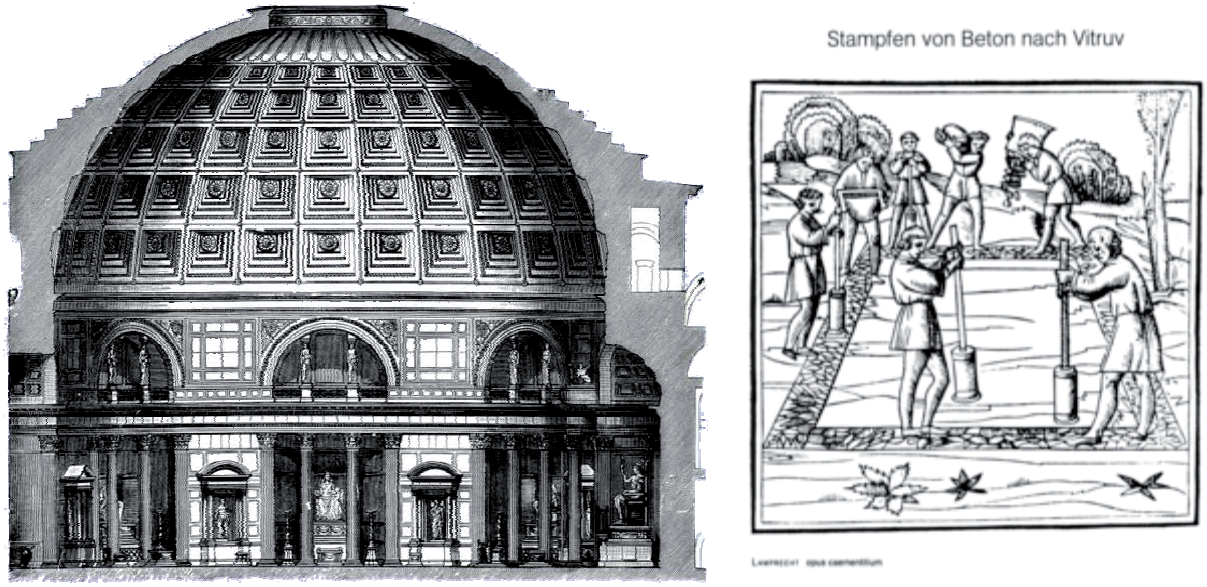


Bild 2-1 *Opus Caementitium*
links: Pantheon in Rom, erbaut im 2. Jahrhundert vor Christi
rechts: Stampfen von Opus Caementitium für ein Fundament nach Vitruv; Kupferstich aus dem Jahre 1547

Archäologen versuchen verzweifelt herauszubekommen, wie die damaligen Baumeister diesen Baustoff zu beherrschen verstanden, um zum Beispiel die über 43 m frei tragende Kuppel des Pantheon daraus errichten zu können. Selbst wenn man der Menschheit zu gute hält, dass der Baustoff Beton im Mittelalter in Vergessenheit geriet, so wissen wir rund 2.000 Jahre nach dem Bau des Pantheon immer noch nicht, wie Beton genau versagt. Wie die alten Römer stützen wir uns auf Erfahrungswerte. Wir erweitern diese Erfahrungen systematisch, indem wir die unterschiedlichsten Experimente durchführen. Wir prüfen einzelne Konstruktionsdetails, wir belasten ganze Brücken und versetzen Kirchtürme in Schwingungen. Wir schauen uns mit Rasterelektronenmikroskopen die Struktur an und wir ergründen den Beton mit Ultraschall- und Röntgenstrahlung. Wir sammeln Unmengen an

Daten und Informationen – und können trotzdem nicht erklären, warum Beton so versagt wie er versagt.

Natürlich sehen wir, welche Faktoren die Festigkeit beeinflussen, natürlich erkennen wir, auf welche Beanspruchung Beton besonders sensibel reagiert und wir finden für jeden dieser Zusammenhänge ein Modell. Aber es sind Modelle, die beschreiben, was wir sehen und meist nur im Ansatz erklären, warum wir gerade das Verhalten beobachten und kein anderes. Nach George P.E. Box sind diese Modelle alle nicht korrekt, und er hat Recht, da sie alle nur in bestimmten Anwendungsgrenzen gültig sind. Und dennoch sind einige von ihnen nützlich, da sie uns helfen, den Beton immer effizienter und entsprechend seiner Eigenschaften gezielt einsetzen zu können.

So fließen heutzutage zahlreiche Modelle in unsere Berechnung ein, für jeden Spezialfall andere. Graphische Verfahren, die durch ihre Klarheit und Logik bestechen, haben leider ausgedient, Bild 2-2. Kaum ein Mensch ist mehr in der Lage, die heute anscheinend notwendigen komplexen Berechnungen per Hand in der ihm zur Verfügung gestellten Zeit durchzuführen. Deshalb ist es auch nicht verwunderlich, dass ausgerechnet ein Bauingenieur den immer gleichen Rechenabläufen überdrüssig wurde. KONRAD ZUSE entwarf automatische Rechenmaschinen, und schon beim dritten Versuch entwickelte er einen einsatzfähigen Rechner mit Speicher und Zentralrecheneinheit, Bild 2-3. Dieser erste Computer legte den Grundstein für die rasante Weiterentwicklung der Rechentechnik und für die Möglichkeit, noch mehr Modelle in die Berechnung von Betontragwerken einfließen lassen zu können.

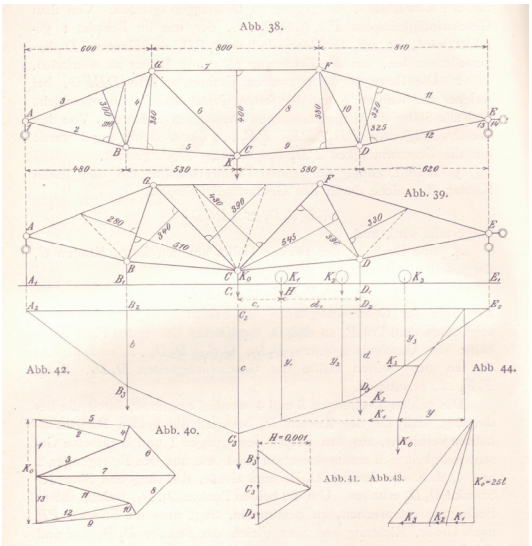


Bild 2-2 *Graphische Ermittlung der Biegelinie eines Fachwerkträgers nach OTTO MOHR*

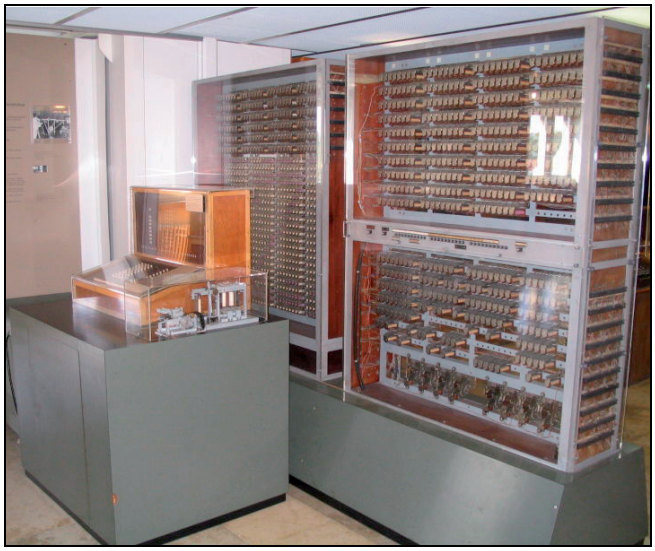


Bild 2-3 *Z3 von KONRAD ZUSE; erster vollautomatischer in binärer Gleitkommarechnung arbeitender Rechner mit Speicher und Zentralrecheneinheit aus Telefonrelais*

In dieser Arbeit wird nun ein weiteres Modell vorgestellt. Es ist ebenfalls nicht in der Lage, den Bruchvorgang im Beton erschöpfend zu erklären, aber es beschreibt umfassend das Verhalten von Hochleistungsbetonen unter mehraxialer Druckbeanspruchung. Damit füllt es eine Lücke in den Ingenieurmodellen, da bisher nur wenige Erfahrungen für die untersuchten hochfesten, ultrahochfesten und kurzfaserbewehrten hochfesten Betonen unter mehraxialen Beanspruchungen vorliegen, diese Spannungszustände aber in vielen Teilen von Bauwerken auftreten. Die Erfahrungen, die dem aufgestellten Modell zugrunde liegen, beruhen auf über 800 eigens durchgeführten Einzelversuchen, sowie den Erkenntnissen über das Verhalten von Normalbeton.

Aus den zahlreichen Versuchen konnten grundlegende Zusammenhänge herausgearbeitet werden, die in dieses empirische Modell einflossen. Genauso wie Beton unter Druck viel tragfähiger ist als unter Zug, genau so differenziert müssen die verschiedenen mehraxialen Spannungsverhältnisse betrachtet werden. Besonderheiten in der Betonzusammensetzung wirken sich auf die Festigkeit unter verschiedenen Beanspruchungen unterschiedlich stark aus. Diese Zusammenhänge sind erkennbar und zum Teil auch erklärbar – quantifizierbar sind sie aber in der Regel nicht. Unabhängig von allen Unterschieden in der Betonzusammensetzung können aber immer prinzipiell gleiche Versagensbilder identifiziert werden. Wird nun für die maßgeblichen Versagensmechanismen die Reaktion eines Betons bestimmt, kann mit Hilfe des Modells das Verhalten dieses Betons für nahezu jedes Spannungsverhältnis abgeleitet werden, auch wenn die Reaktion noch so außergewöhnlich erscheint, Bild 2-4.

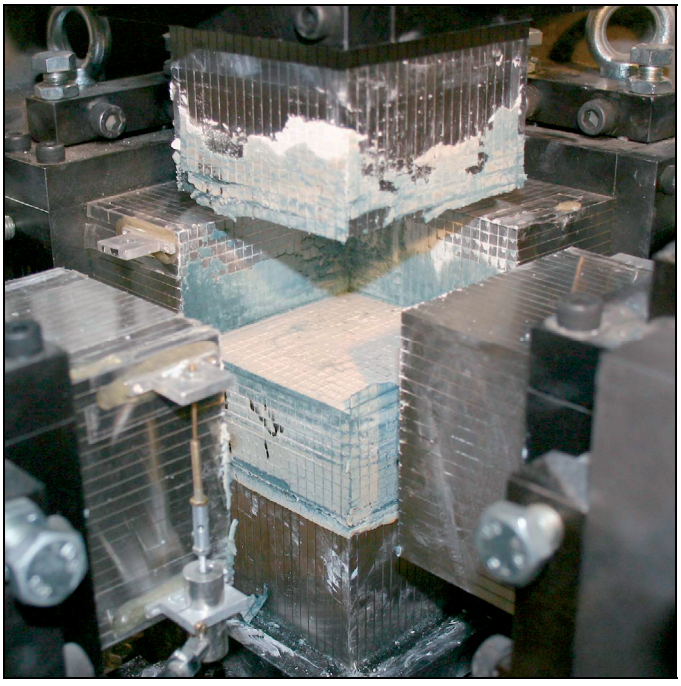


Bild 2-4 Ein Würfel (!) aus Porenleichtbeton nach dreiaxialer Druckbelastung

Das aufgestellte Modell wird wahrscheinlich ebenfalls ungenau, wenn man die Anwendungsgrenzen überschreitet. Für die untersuchten Hochleistungsbetone ist es gültig – und hoffentlich auch nützlich.

3 Stand der Kenntnis

3.1 Durchführung mehraxialer Versuche

3.1.1 Allgemeines

In der Vergangenheit wurden von verschiedenen Forschern umfangreiche Versuche zum Verhalten von Normalbeton unter mehraxialer Belastung durchgeführt. Grundsätzlich unterscheiden sich die Versuche durch die Probekörperform und die gewählte Lasteinleitung. Aus diesem Grund wird zunächst auf den Einfluss eingegangen, den die Versuchsdurchführung auf die ermittelten Festigkeiten hat, um die verschiedenen Versuchswerte richtig einordnen zu können. Die aufgeführten Versuche stellen einen repräsentativen Überblick dar. Bei vergleichbaren Versuchsergebnissen sind nicht alle Forschungsarbeiten aufgeführt.

3.1.2 Probekörpergröße

Um das Verhalten von Beton beschreiben zu können, ist es wichtig, einen Probekörper zu finden, der die betontypischen Eigenschaften möglichst realistisch abbildet. Für die Prüfung von Beton ist eine ausreichende Größe des Prüfkörpers von wesentlicher Bedeutung. Sind die Dimensionen zu klein, werden die charakteristischen Merkmale des heterogenen Baustoffs Beton nicht ausreichend berücksichtigt. Als Folge dieser Überlegungen wird von FREUDENTHAL [42] der Begriff der repräsentativen Volumeneinheit RVE geprägt. Der Grundgedanke dabei ist, dass das vorliegende Konglomerat von Zementleim und Zuschlagkörnern den gleichen statistischen Gesetzmäßigkeiten wie im normalen Betongefüge folgt. NEWMAN [97] gibt als untere Grenze für eine RVE von Beton einen Rauminhalt von mindestens $(4\ D)^3$ an, wobei D den Größtkorndurchmesser bezeichnet. Weiterhin stellen EIBL/IVÁNYI [38] fest, dass die Mindestdicke des Prüfkörpers $3\ D$ nicht unterschreiten sollte.

Außerdem zeigte sich, dass die gewählte Prüfkörperform eine möglichst einfache und genaue Herstellung ermöglichen muss. Damit soll eine Beeinflussung der Versuchsergebnisse durch unbeabsichtigte Nebeneinflüsse ausgeschlossen werden, die durch eine ungenaue Probenform hervorgerufen werden können.

3.1.3 Probekörperform

Die Probekörperform sollte in Verbindung mit dem jeweiligen Versuchsaufbau zu einem eindeutig definierten Spannungs-Dehnungs-Zustand im Prüfkörper führen. Erfahrungen zeigen, dass bereits geringe Abweichungen vom definierten Spannungszustand einen nicht zu unterschätzenden Einfluss auf die erzielten Ergebnisse haben. Dieser Einfluss ist sowohl bei zweiaxialen als auch bei dreiaxialen Versuchen nachweisbar. Bei der Durchführung von zweiaxialen Druckversuchen wurde festgestellt, dass bei einem stützenden Druck in der zweiten Richtung von 5 % der Last in der Hauptbelastungsachse ein deutlicher Festigkeitszuwachs zu verzeichnen ist. Je nach Betonfestigkeitsklasse beträgt diese Festigkeitssteigerung 12 bis 17 % gegenüber der einaxialen Festigkeit, CURBACH ET AL. [22], [24]. Bei zweiaxialer Druck-Zug-Beanspruchung, siehe [21], kommt es wiederum bei einem Zugkraftanteil von 2,5 % bezogen auf den Drucklastanteil zu einem erheblichen Festigkeitsabfall von ca. 30 %. Untersuchungen von BREMER [12] zeigen, dass auch für dreiaxiale Belastungs-

zustände ein ähnliches Verhalten nachzuweisen ist. In Bild 3-1 sind die von ihm ermittelten Ergebnisse für zweiaxiale Beanspruchungen den Ergebnissen gegenübergestellt, die er mit einer Last von $\sigma_3 = 1$ % von $f_{c,pr}$ bzw. 1,5 % von $f_{c,pr}$ in der dritten Richtung erzielte. In Abhängigkeit vom zweiaxialen Spannungsverhältnis ist ein Festigkeitszuwachs gegenüber der jeweiligen reinen zweiaxialen Beanspruchung von bis zu 60 % zu verzeichnen.

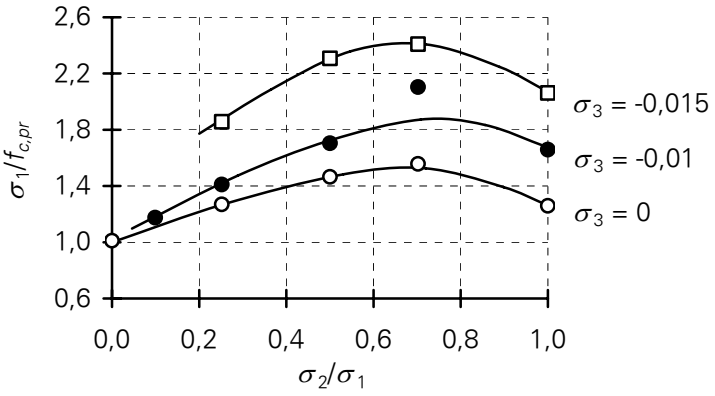


Bild 3-1 Gegenüberstellung einer zweiaxialen Druckbelastung mit dreiaxialen Versuchswerten, nach BREMER [12]

Die Erzeugung eines definierten Spannungszustands kann entweder durch geeignete Prüfkörperabmessungen oder durch entsprechende Lasteinleitungsmittel erfolgen. Im ersten Fall ist gewährleistet, dass in einer bestimmten Entfernung zur Lasteinleitung der gewünschte Spannungszustand herrscht. Im zweiten Fall wird durch die Gewährleistung entsprechender Randbedingungen der angestrebte Spannungszustand realisiert.

Bei der Lasteinleitung über starre Stahlplatten kommt es aufgrund der Endflächenreibung zu einer Behinderung der Querdehnung im Beton und damit zu einem ungewollten mehraxialen Spannungszustand. Diese Problematik ist von einaxialen Druckprüfungen bekannt und eine Ursache für die Festigkeitsunterschiede verschieden schlanker Probekörper. Der Einfluss der Endflächenreibung erstreckt sich etwa bis in eine Tiefe, die der Probenbreite entspricht. Ein reiner einaxialer Spannungszustand in der Probenmitte stellt sich demnach ein, wenn die Höhe mehr als die doppelte Breite beträgt, Bild 3-2. Entsprechend dieser Erfahrungen sollten in Triaxialzellen (siehe auch Bild 3-30) ausreichend schlanke Zylinder verwendet werden.

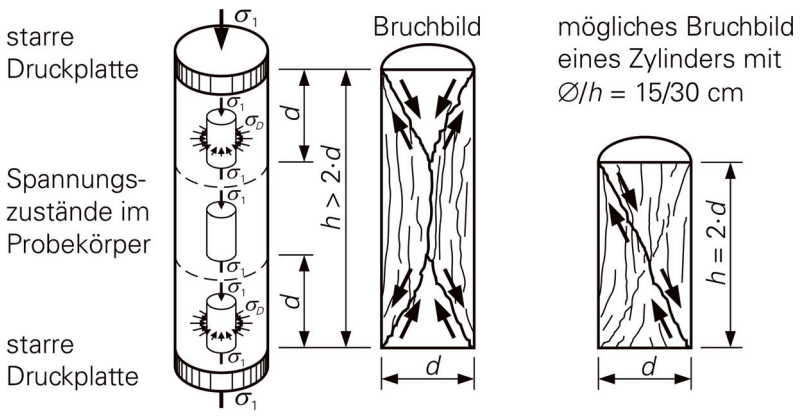


Bild 3-2 Spannungszustände an einem Zylinder bei einem einaxialen Druckversuch

Auf mehraxiale Versuche an prismatischen Probekörpern übertragen heißt das, dass in jeder Lastachse eine Schlankheit von 1:3 vorhanden sein muss. BERG und SMIRNOV [10] verwendeten zum Beispiel kreuzförmige Betonprobekörper, die zweiaxial geprüft wurden. Ein definierter Spannungszustand konnte dabei aber nicht erreicht werden, da Lastanteile in den Lasteinleitungsbereich der Querrichtung abgeleitet wurden, siehe Bild 3-3. Außerdem ist die Tragfähigkeit der planmäßig einaxial beanspruchten Lasteinleitungsbereiche geringer als in der zweiaxial beanspruchten Prüffläche. OPITZ [101] verbesserte den Probekörper, indem er die Lasteinleitungsbereiche schlitzte, um die Lastabwanderung zu begrenzen, und indem er die Lasteinleitungsbereiche aufweitete, um deren Tragfähigkeit zu erhöhen. In spannungsoptischen Versuchen wurde die Wirksamkeit dieser Maßnahmen prinzipiell nachgewiesen, aufgrund der aufwendigen Herstellung wurden aber für die Versuche andere Maßnahmen ergriffen, um den gewünschten Spannungszustand einzustellen.

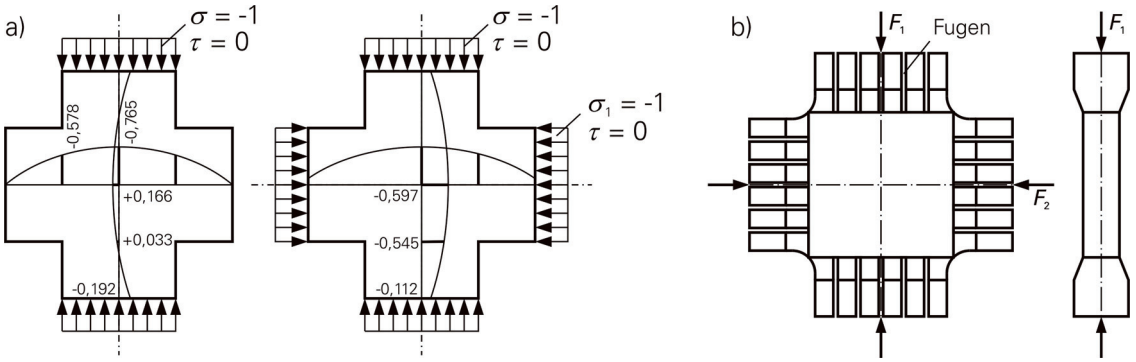


Bild 3-3 *Kreuzförmige Prüfkörper für zweiaxiale Druckbeanspruchung*
a) Normalspannungsverteilung in einem kreuzförmigen Prüfkörper bei ein- und zweiaxialer Druckbeanspruchung bei Vernachlässigung der Schubspannung in den Endflächen, nach BERG und SMIRNOV [10]
b) Kreuzförmige Prüfkörper mit aufgelösten und aufgeweiteten Druckstücken, nach OPITZ [101]

Einfacher herzustellen aber auch weniger geeignet sind Scheiben. Die Wirkungsweise beruht darauf, dass zumindest die Querdehnungsbehinderung in der lastfreien Richtung verringert wird. Bei gleichzeitiger Einhaltung von einer Mindestdicke entsprechend dem dreifachen Größtkorndurchmesser ist diese Methode nur begrenzt einsetzbar.

Mit Ausnahme der Versuche in Triaxialzellen ist es somit nicht möglich, allein über die Probekörper einen definierten Spannungszustand zu erzeugen. Die aufgezeigten Lösungsmöglichkeiten sind nur bedingt und auch nur für zweiaxiale Versuche geeignet. Deshalb ist es erforderlich, eine Lasteinleitung zu verwenden, die der Querdehnung des Betons einen möglichst geringen Widerstand entgegensetzt.

3.1.4 Lasteinleitungssysteme

Bei der Durchführung von mehraxialen Versuchen müssen durch ein günstiges Lasteinleitungssystem bereits ab oder zumindest in der Nähe der Prüfkörperoberfläche definierte Spannungs- bzw. Dehnungszustände geschaffen werden. Ziel ist also eine Lasteinleitung, die die Querdehnung des Betons nicht behindert und keine Abwanderung der Last ermöglicht.

Grundsätzlich kann die Lasteintragung sowohl spannungs- als auch dehnungskonform erfolgen. Das bedeutet, in den Probekörper wird entweder eine konstante Spannung oder eine konstante Dehnung eingetragen. Wird auf einen inhomogenen Betonprüfkörper eine konstante Spannung aufgebracht, werden die Dehnungen an der Oberfläche ungleichmäßig sein und im Fall einer konstanten Dehnung werden die Spannungen ungleichmäßig sein. Während sich bei der Eintragung einer konstanten Dehnung die Spannungen in von der Oberfläche entfernteren Bereichen wieder vergleichmäßigen oder zumindest in jedem Schnitt aufgrund der Gleichgewichtsbedingungen die mittlere Spannung bekannt ist, setzen sich die bei eingetragener konstanter Spannung unterschiedlichen Dehnungen im Prüfkörper fort bzw. steht der Mittelwert der Dehnungen nicht fest. Das Prinzip für beide Fälle ist im Bild 3-4 dargestellt. Für die Frage, welchem der beiden Grenzfälle man mit der Lasteinleitung am nächsten kommt, ist die Steifigkeit der Lasteinleitung von entscheidender Bedeutung.

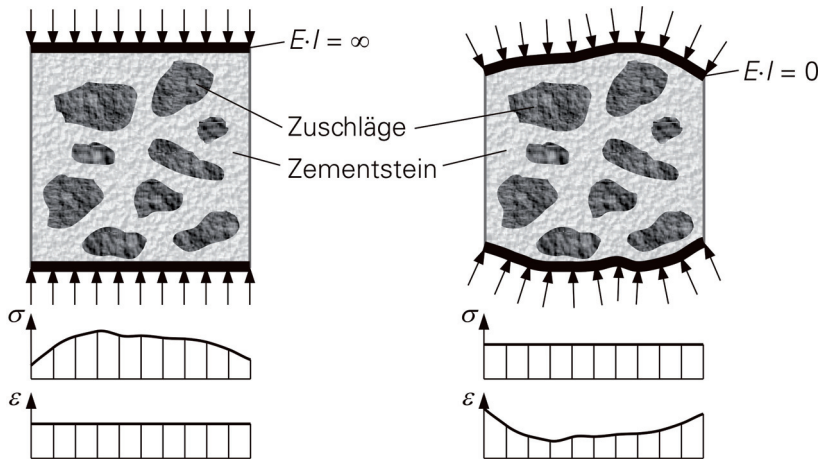


Bild 3-4 Möglichkeiten der Lasteinleitung bei einem inhomogenen Prüfkörper

Ausgehend von diesen Überlegungen wurden in der Vergangenheit verschiedene Lasteinleitungssysteme von Wissenschaftlern entwickelt. Einen Überblick über mögliche Systeme der Lasteinleitung liefert Bild 3-5. Der Vollständigkeit halber wird die starre Druckplatte ebenfalls angegeben, da sie besonders bei historischen Versuchen eine Rolle spielte.

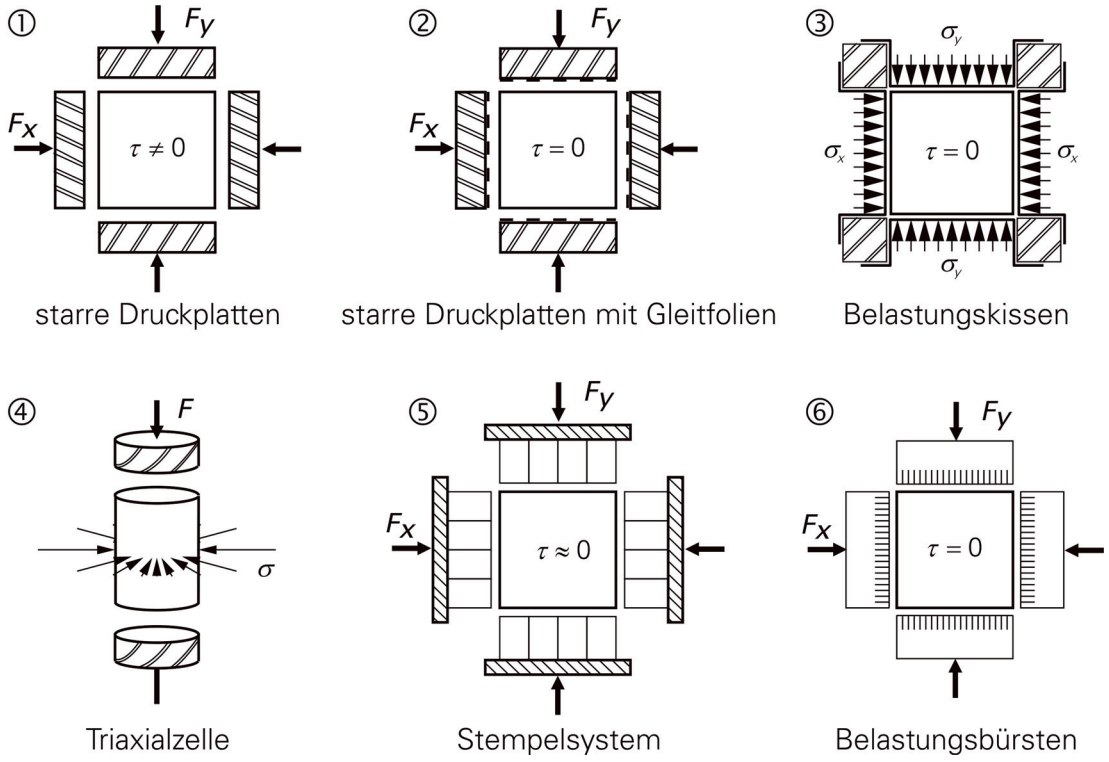


Bild 3-5 Verschiedene Lasteinleitungssysteme, nach GERSTLE [44]

3.1.4.1 Starre Druckplatten ①

Starre Druckplatten werden heute im Regelfall nur noch für die Untersuchung der einaxialen Druckfestigkeit verwendet. Zusätzlich zu der einschnürenden Wirkung kommt es zu einer Beeinflussung der verschiedenen Lastachsen. Bereits HILSDORF schilderte diesen Effekt in [53], siehe auch Bild 3-6. Ursache hierfür ist die durch Reibung erzeugte kraftschlüssige Verbindung zwischen Lastplatte und Prüfkörper. HILSDORF ging bei seinen Überlegungen von einer Veröffentlichung von TIMOSHENKO [132] aus, der auf elastizitätstheoretischem Wege den Einfluss der Endflächenreibung auf den Spannungszustand an einer einaxial belasteten, zweiseitig eingespannten Scheibe ermittelte. Ausführlich untersuchte z.B. HEYNE [52] die Reibungsverhältnisse im Zusammenhang mit starren Druckplatten.

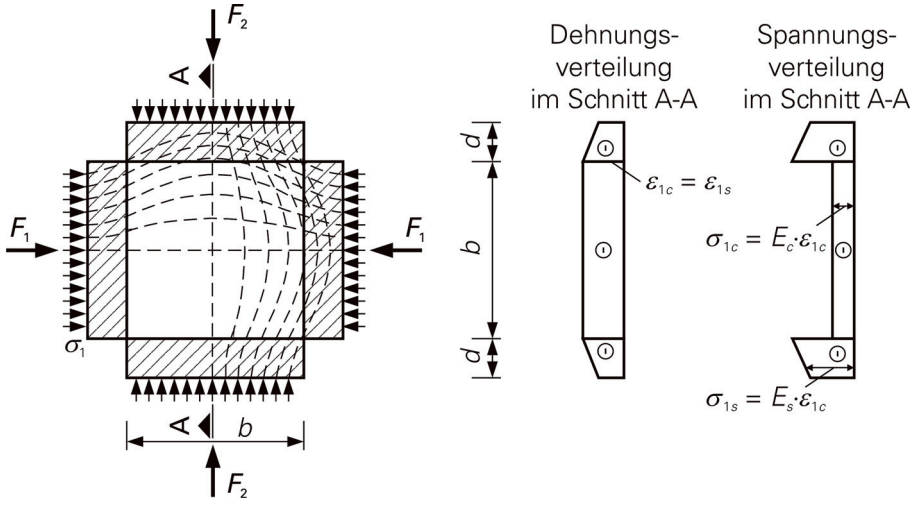


Bild 3-6 Gegenseitige Beeinflussung der Lastachsen bei starren Platten, nach HILSDORF [53]

Weiterhin wird das System der starren Druckplatten bei der Durchführung von dreiaxialen Versuchen in so genannten Triaxialzellen verwendet, bei denen auf einen Zylinder in der Längsrichtung der Druck durch die Stahlplatten aufgetragen wird und in der Querrichtung der Druck durch eine Flüssigkeit erzeugt wird. Wissenschaftler, die dieses System bei der Untersuchung von Hochleistungsbeton verwendet haben, sind z.B. ROGGE [114], [115], [116] und LI/ANSARI [81] bzw. bei Versuchen an Normalbeton u. a. NEWMAN/NEWMAN [96], KOTSOVOS [69], HOBBS [54].

Zur alleinigen Bestimmung der zweiaxialen Festigkeit von Beton wurde dieses System in Verbindung mit Scheiben als Probekörper nur bei historischen Versuchen, wie z.B. von WEIGLER/BECKER [135], verwendet. In der Regel dienten die starren Druckplatten lediglich zum Vergleich mit anderen Lasteinleitungssystemen, wie z.B. bei KRISHNAWAMY [73] oder KUPFER [74].

Durch Verkleben der starren Platten mit der Versuchskörperoberfläche ist die Einleitung von Zugkräften möglich.

Bei der Verwendung indirekter Methoden bei der Verformungsmessung besteht eine Möglichkeit darin, die am Körper vorliegenden Dehnungen mit Hilfe der so genannten Vorschubmessung zu ermitteln. Dabei wird die Längenänderung zwischen den beiden Lasteinleitungsplatten gemessen. Die Verformung in der Grenzfläche zwischen Lasteinleitung und Probe muss dabei nachträglich analytisch oder vorher durch Kalibrierungsversuche bestimmt werden.

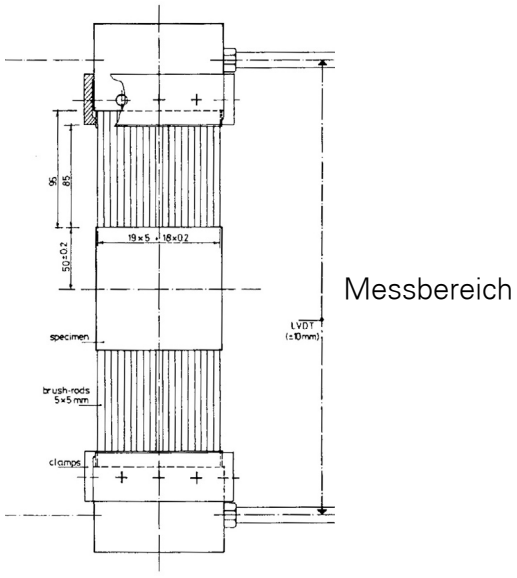


Bild 3-7 Prinzip der Vorschubmessung, nach VAN MIER [89]

Hinsichtlich der Messung der am Prüfkörper angreifenden Kräfte ist die Lastabwanderung in andere Lastachsen zu berücksichtigen. In der Regel wird die Lastdifferenz bei bekanntem Reibbeiwert zwischen Lastplatte und Körper analytisch bestimmt und berücksichtigt. Ein analytisches Verfahren zur Bestimmung der Beeinflussung wird zum Beispiel von SCHRÖDER [128] vorgestellt. Eine weitere Möglichkeit, die Lastabwanderung auf versuchstechnischem Wege zu ermitteln, wobei auch die Lastverteilung in der jeweiligen Belastungsachse bestimmt werden kann, ist über die Einlage von so genannten Druck-

messfolien zwischen der Lastplatte und dem Körper gegeben. Diese Folien verfärben sich entsprechend der auf sie wirkenden Belastung.

3.1.4.2 Gleitfoliensysteme ②

Als Gleitfoliensystem können verschiedene Materialien eingesetzt werden. So verwendeten z.B. OPITZ [101] ein PTFE-Gleitfoliensystem, KOBAYASHI/KOYANAGI [66] Gummi, MILLS/ ZIMMERMAN [92] Teflon, ERDEI [39] Metallfolien, LAUNAY ET AL. [79] und LAUNAY/GACHON [77] Aluminiumfolien mit Talkum, um nur einige zu nennen.

Die Wirksamkeit der Gleitschicht ist im Wesentlichen vom Querdehnungsvermögen der Gleitschicht abhängig. Ist es größer als das des Betons, können bei der Belastung Zugspannungen in die Betonoberfläche eingetragen werden, oder umgekehrt Druckspannungen. Um die Größe der Schubspannung, die an der Probekörperoberfläche eingetragen wird, zu minimieren, muss die Steifigkeit der Gleitschicht somit theoretisch auf jeden Beton und jedes Spannungsverhältnis neu angepasst werden, da die Dehnung der Gleitschicht nicht wie die Dehnung des Betons durch die Querbelastungen beeinflusst wird.

Weiterhin ist die Spannungsverteilung an der Oberfläche des Prüfkörpers nicht in jedem Fall gleichmäßig. In der Literatur wird dieser Effekt häufig als Druck- oder Spannungsberg bezeichnet. Am Rand der Gleitschicht kann die von ihr übertragene Druckkraft maximal die Größe ihrer eigenen Drucksteifigkeit annehmen. Diese ist bei einigen Gleitschichten praktisch gleich Null. In der Mitte der Gleitschichten wirken Reibkräfte, die jedoch sehr klein sind. Diese verhindern ein „Ausfließen" der Gleitschicht und erzeugen einen mehraxialen Spannungszustand. Dieser ermöglicht wiederum die Übertragung einer größeren Spannung, als sie durch die reine Drucksteifigkeit der Schicht möglich wäre, erzeugt jedoch, wie bereits angedeutet, Schubspannungen an der Probenoberfläche.

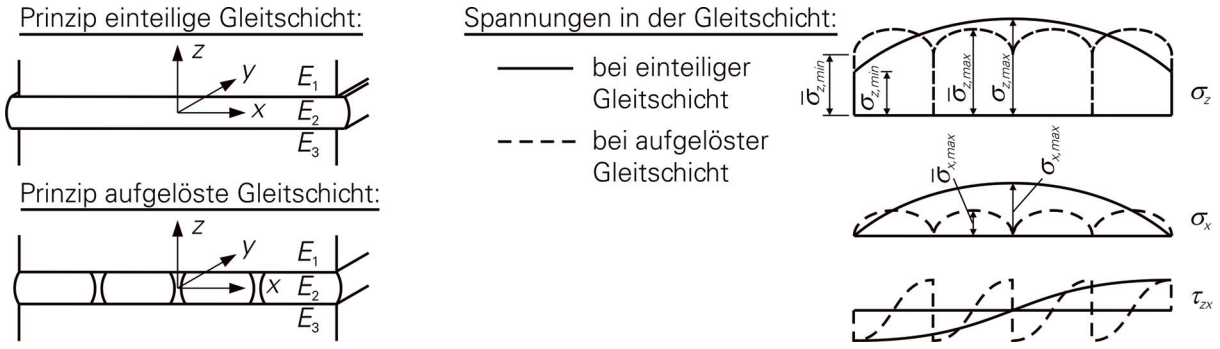


Bild 3-8 Spannungsverteilung in der Gleitschicht von OPITZ [101], qualitativ

Die zum Teil antagonistischen Anforderungen an Gleitschichtensysteme können also wie folgt zusammengefasst werden. Die Drucksteifigkeit der Gleitschicht sollte so groß sein, dass die Entstehung eines Druck- oder Spannungsberges weitgehend vermieden wird. Die Verformung der Gleitschicht sollte bei jedem beliebigen Spannungszustand nahezu zwängungsfrei möglich sein. Die Gleitmöglichkeit muss so groß sein, dass sie jeder Verformung des Prüfkörpers folgen kann. Die z.B. von OPITZ [101] und SKADE [129] verwendeten Gleitschichten kommen anhand der von ihnen vorgestellten Untersuchungsergebnisse den oben genannten Forderungen sehr nahe. Eine Vergleichmäßigung des Spannungszustandes erreichen sie unter anderem durch eine entsprechende Strukturierung,

Bild 3-8. Eine zusammenfassende Darstellung möglicher Gleitschichten und deren spezifische Besonderheiten erfolgt z.B. in OPITZ [101] und NEWMAN ET AL. [98].

Mit Gleitfoliensystemen können keine Zugkräfte in den Probekörper eingetragen werden. Damit sind vergleichende Untersuchungen zwischen kombinierter Druck-Zug- und reiner Druckbeanspruchung nicht möglich, ohne das Lasteinleitungssystem zu wechseln.

Für die Verformungsmessung kommt wiederum die Vorschubmessung in Frage. Den Verformungsanteilen der Grenzschicht kommt jedoch größere Bedeutung zu, da bei der Verwendung der Vorschubmessung ein nicht unerheblicher Verformungsanteil durch die Kompression der Gleitschicht entsteht.

3.1.4.3 Lasteinleitung über Flüssigkeitsdruck ③ und ④

Die Lasteinleitung über Flüssigkeitsdruck ist eine Methode, konstante Spannungen in den Probekörper einzuleiten. Der Flüssigkeitsdruck kann über so genannte Belastungskissen aufgebracht werden oder durch direkten Flüssigkeitsdruck in einer Druckzelle. Mit der ersten Methode können auch Würfel und andere prismatische Körper untersucht werden, siehe z.B. STURE/DESAI [130], ANDENAES ET AL. [5], GERSTLE ET AL. [43], [44], KO/STURE [65]. Diese Methode hat den Nachteil, dass bauartbedingt nicht die gesamte Probekörperoberfläche durch das Lasteinleitungsmittel belastet werden kann. Die freien Stellen bilden dann Störfelder, deren Einfluss nur schwer abzuschätzen ist. Die zweite Variante wird in der Regel in Kombination mit starren Platten bei Versuchen in so genannten Triaxialzellen angewendet, siehe auch Abschnitt 3.1.4.1. Normalerweise wird der Probekörper mit einer Membran überzogen. Sie verhindert, dass die Flüssigkeit, die den Druck erzeugt, in den Körper eindringt. Da bei der Untersuchung der mehraxialen Festigkeit jedoch in der Regel hohe Drücke erforderlich sind, muss die Membran sehr widerstandsfähig und steif sein, damit sie nicht zerstört wird. Dieser Umstand kann dazu führen, dass die Membran als Umschnürung wirkt und damit die Festigkeit und vor allem die Dehnung beeinflusst. Der Einfluss der Membran auf die Versuchsergebnisse kann durch Kalibrierungsversuche abgeschätzt werden, bei denen die Probe ohne seitliche Belastung mit und ohne Mantel geprüft wird. Die Versuche von LI/ANSARI [81] zeigen eine Festigkeitssteigerung von 7 % durch die verwendete Gummimembran. Eine Aussage, in welchem Maß die Membran die Verformungsergebnisse beeinflusst, erfolgt jedoch nicht.

Eine Kombination von Druck-Zug-Beanspruchungen in Triaxialzellen ist z.B. bei Verwendung von Hohlzylindern möglich.

Die Verformungen des Probekörpers werden im Regelfall mit Wegaufnehmern direkt in den Belastungskissen bzw. in den Triaxialzellen gemessen. Bei den verwendeten Verformungsaufnehmern muss lediglich gewährleistet werden, dass sie die dort herrschenden hohen Drücke ohne Beeinflussung der Messgenauigkeit ertragen.

3.1.4.4 Bürstensysteme ⑤

Die so genannten Belastungsbürsten wurden von HILSDORF [53] entwickelt und eingesetzt. In den darauf folgenden Jahren wurde dieses System von verschiedenen Forschern, wie z.B. KUPFER [74], NELISSEN [95], LIU ET AL. [84], VAN MIER [89] und LINSE [82], um nur einige zu nennen, eingesetzt und weiterentwickelt. Durch die geringe Biegesteifigkeit der Einzelborsten kann die Belastung der Verformung des Probekörpers folgen. Einer Querverformung des Versuchskörpers wird so nur wenig Widerstand entgegengesetzt. Unter den

Aufstandsflächen der Borsten bilden sich durch die dort herrschende Behinderung der Querdehnung mehraxiale Spannungszustände aus, deren territorialer Einfluss jedoch begrenzt ist.

Mit Belastungsbürsten können sowohl Zug- als auch Druckkräfte eingeleitet werden.

Die Verformungen können über die Bürstenquerdehnung ermittelt werden. Dabei werden Wegaufnehmer an jeweils zwei Einzelborsten angebracht, Bild 3-9. Da diese den Probekörperverformungen folgen, kann die Verformung der Borsten über den Ansatz einer Biegelinie für die Einzelborsten auf die Probekörperverformungen umgerechnet werden. Voraussetzung für genaue Messungen ist, dass es keine Relativverschiebungen zwischen Bürsten und Probekörper gibt. Deshalb müssen die Proben planparallel geschliffen werden, damit alle Einzelborsten gleichmäßig anliegen, bzw. die Bürsten müssen mit dem Probekörper verklebt werden.

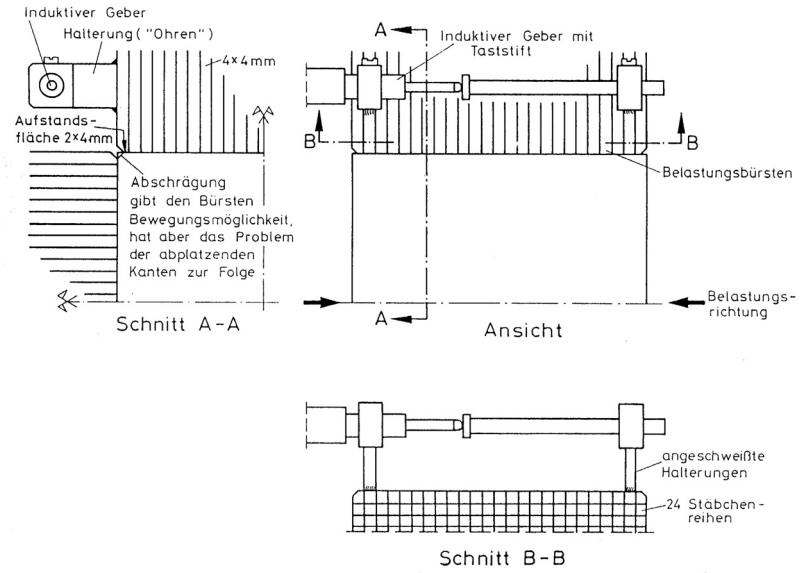


Bild 3-9 *Prinzip der Verformungsmessung über die Bürstenquerdehnung, nach DIALER ET AL. [35]*

3.1.4.5 Stempelsysteme ⑥

Eine weitere Variante stellen so genannte Stempelsysteme dar. Eingesetzt wurden sie zum Beispiel von SCHICKERT [122], [123] bzw. SCHICKERT/WINKLER [124]. Bei diesen Systemen werden Stempel mit Querschnittsabmessungen von ca. 10 x 10 mm auf einem elastischen Kissen gebettet. Sie wurden ursprünglich für die Verwendung bei hohen Lasten konzipiert. Es stellte sich jedoch heraus, dass es bei großen Probekörperverformungen zu einem Verkanten der Stempel kommen kann und damit das Lasteinleitungssystem nicht mehr der Körperverformung folgen kann.

3.1.4.6 Bewertung der vorgestellten Lasteinleitungssysteme

Ausführliche Zusammenstellungen verwendeter Lasteinleitungssysteme und Prüfkörper findet man bei verschiedenen Autoren. An dieser Stelle seien besonders OPITZ [101], WINKLER [138], NEWMAN [97] und GERSTLE ET AL. [43], [44] genannt.

GERSTLE ET AL. haben ein internationales Forschungsvorhaben ausgewertet, in dem Betonprüfkörper mit verschiedenen Lasteinleitungsmitteln untersucht wurden, die für alle beteiligten Forschungseinrichtungen in den Laboratorien der Universität von Colorado in Boulder hergestellt wurden. Danach wurden diese Probekörper unter definierten Bedingungen in die entsprechenden Institute transportiert und dort getestet. Das kooperative internationale Testprogramm zeigte im Ergebnis deutlich den Einfluss unterschiedlicher Lasteinleitungen und Verformungsmessungen. Die jeweilige Abhängigkeit der eingetragenen Schubspannungen und der Streuungen in den Normalspannungen vom Lasteinleitungssystem werden im Bild 3-10 zusammengestellt.

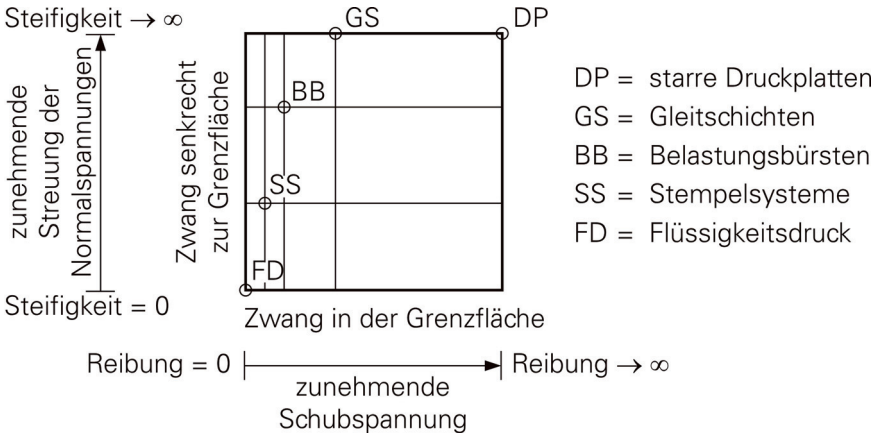


Bild 3-10 *Zwängungen im Körper in Abhängigkeit vom Belastungssystem, nach GERSTLE ET AL. [43], [44]*

Die damit erzielten einaxialen und zweiaxialen Festigkeiten sind im Bild 3-11 dargestellt. Als Gradmesser für die Wirksamkeit der Lasteinleitungssysteme dient der Vergleich zwischen Zylinderfestigkeit und der mit dem jeweiligen Lasteinleitungsmittel einaxial ermittelten Festigkeit bzw. der Vergleich der mit dem Einleitungssystem erzielten einaxialen und zweiaxialen Festigkeit. Bei einer Vergrößerung der Reibung zwischen Lasteinleitung und Probenoberfläche wird eine höhere einaxiale bzw. zweiaxiale Festigkeit gemessen.

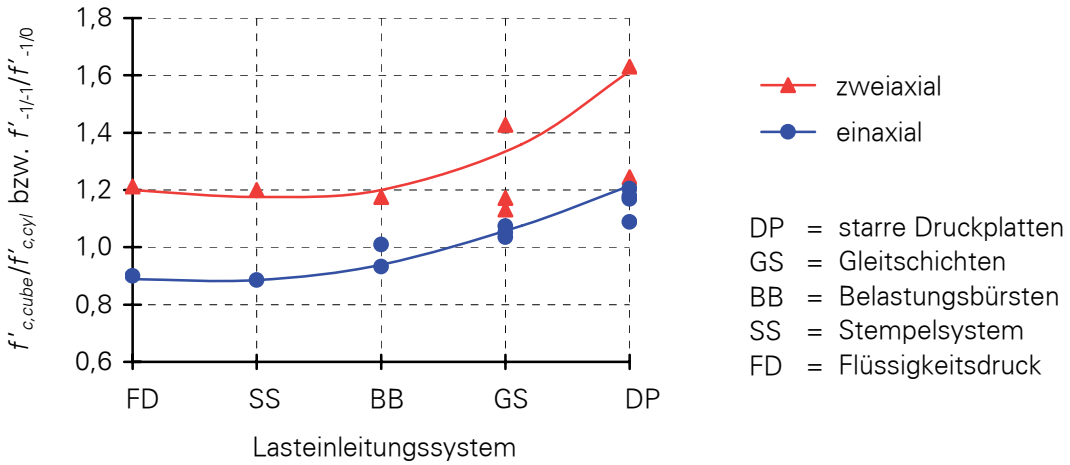


Bild 3-11 *Zusammenhang zwischen einaxialer und zweiaxialer Festigkeit, nach GERSTLE ET AL. [43], [44]*

Das internationale Forschungsprogramm führte zu der grundlegenden Erkenntnis, dass bei mehraxialen Versuchen Maßnahmen nötig sind, um eine durch das Lasteinleitungssystem hervorgerufene Einspannung des Prüfkörpers zu verhindern. Dafür sind reibungsvermindernde Maßnahmen an der Probekörperoberfläche erforderlich. Eine Erfassung des Bereiches in der Nähe der Bruchlast bzw. im Bereich nach dem Erreichen der maximalen Spannungen ist schwierig, da viele Lasteinleitungssysteme bei größeren Verformungen nicht mehr ausreichend wirksam sind.

3.1.5 Verformungsmessung

Die Verformungsmessung kann direkt am oder im Probekörper erfolgen oder indirekt über Verformungsmessstellen an der Lasteinleitungskonstruktion. Die indirekten Messmethoden sind somit abhängig von der gewählten Lasteinleitung und wurden zusammen mit diesen vorgestellt.

Bei zweiaxialen Versuchen sind zwei Seiten des Probekörpers direkt zugänglich, so dass direkt auf die Probenoberfläche Dehnmessstreifen oder Wegaufnehmer appliziert werden können. Die Dehnungen in den Belastungsachsen können ebenfalls über photogrammetrische Verfahren beobachtet werden. Bei entsprechender Anordnung der Kameras ist auch eine Verformungsmessung in der lastfreien Achse möglich. Außerdem werden Messbügel verwendet, die Relativbewegungen zwischen Vorder- und Rückseite und damit die Dehnung in der lastfreien Achse mit einem Wegaufnehmer erfassen. Dabei wird die Bewegung der Rückseite über eine Hilfskonstruktion auf die Vorderseite übertragen.

Bei dreiaxialen Versuchen ist der Prüfkörper in der Regel allseitig von Lasteinleitungsmitteln umschlossen, so dass die Probe nicht frei zugänglich ist. Für eine direkte Dehnungsmessung müssen die Messgeräte also in den Beton bei der Herstellung eingelegt oder später in den Festbeton eingearbeitet werden. Als Beispiel für diese Messart seien die Arbeiten von HÜTTER/RENZ [58], SKADE[129], SCHICKERT/WINKLER [124] und WINKLER [138] genannt. HÜTTER/RENZ und SKADE verwendeten ein dreidimensionales Trägerelement, auf das Dehnmessstreifen aufgebracht werden, Bild 3-12 rechts. Das so entstandene räumliche Innenmesselement wird in der Schalung fixiert und danach einbetoniert. SCHICKERT und WINKLER fräsen in die betonierten Prüfkörper Nuten. Dort werden Dehnmessstreifen eingelegt und danach die Nuten mit einem Mörtel verschlossen, Bild 3-12 links. WINKLER entwickelt später diese Messmethode weiter, indem er zusätzlich zu den Nuten Bohrungen in den Prüfkörper einbringt, in die er Dehnmessstreifen klebt und die Bohrungen anschließend wieder verschließt.

Die Verwendung direkter Messmethoden stellt einen nicht zu unterschätzenden Eingriff in das Probekörpergefüge dar. Bei dem von SKADE bzw. von HÜTTER/RENZ verwendeten Innenmessgerät werden Dehnmessstreifen auf ein Trägermaterial aufgebracht. Dabei muss das verwendete Trägermaterial in der Lage sein, sämtlichen Verformungen des Prüfkörpers sowie eventuell auftretenden Gefügeänderungen zu folgen. Voraussetzung dafür ist neben einem entsprechenden Material des Trägers ein hundertprozentiger Verbund zwischen Trägermaterial und Prüfkörper. Beachtet man die während des Versuches auftretenden Gefügeänderungen, ist dieser Umstand nur schwer zu gewährleisten. Weiterhin steht in jeder Messachse lediglich ein Messwert zur Verfügung. Kommt es bei der Herstellung der Probekörper zu einer Lageänderung des in die Schalung eingehängten Messelementes, ist eine Korrektur der Messergebnisse nur schwer möglich. Ein weiteres Problem stellt das

Verhalten des Messelementes bei einem Riss dar. Gestaltet man das Trägerelement so fest, dass es beim senkrechten Auftreffen eines Risses auf eine Elementachse nicht mit reißt, dann ist der Riss gezwungen, um das Trägerelement herum zu wandern. Versagt jedoch das Trägerelement beim Auftreffen des Risses, ist in der geschädigten Achse kein weiterer Messwert vorhanden. Die grundsätzliche Gefügestörung, die durch das Messelement im Probekörper verursacht wird, ist ebenfalls nur schwer abzuschätzen.

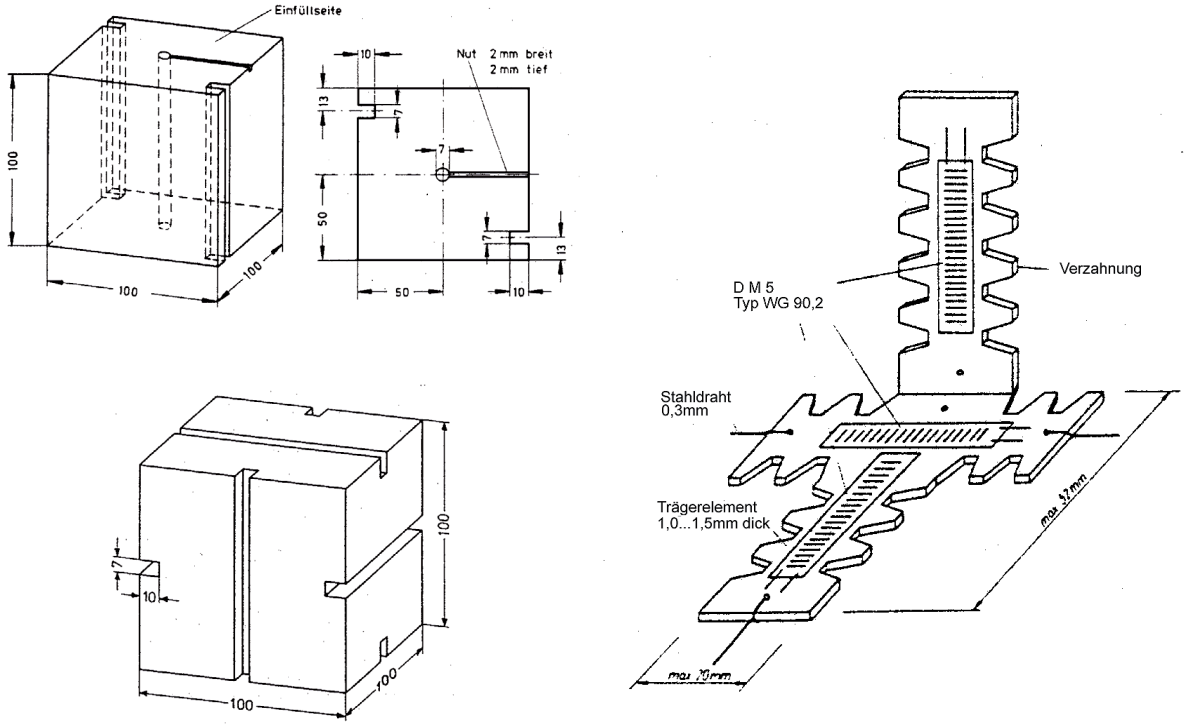


Bild 3-12 Darstellung der direkten Messmethoden
links: DMS-Messung in gefrästen Nuten, nach SCHICKERT/WINKLER [124]
rechte: Innenmesselement, nach HÜTTER/RENZ [58] bzw. SKADE [129]

Bei der Methode von SCHICKERT/WINKLER bzw. WINKLER wird das Gefüge des Prüfkörpers in nicht unerheblichem Maße gestört. Während dieses Messverfahren bei der Anwendung an Normalbeton durchaus brauchbare Ergebnisse liefert, ist beim Hochleistungsbeton die Schädigungswirkung deutlich größer. Da die Messwertaufnehmer durch Fräsen oder Bohren in das Gefüge eingebracht werden, besteht das größte Problem darin, einen geeigneten Werkstoff zu finden, um die entstandenen Hohlräume im Prüfkörper wieder zu verschließen. Dieser Werkstoff muss hinsichtlich Elastizitätsmodul, Querdehnzahl und Festigkeit möglichst konform mit dem Ursprungsstoff gehen. Diese Forderung ist im Hinblick auf die Tatsache, dass der Beton ein Konglomerat aus Zementleim und Zuschlägen darstellt, die einer gewissen statistischen Verteilung im Probekörper entsprechen, nicht oder nur schwer zu erfüllen. Aus diesem Grund sollte bei dreiaxialen Versuchen den indirekten Messmethoden der Vorzug gegeben werden.

3.2 Zweiaxiale Druckfestigkeit

3.2.1 Historische Entwicklung zweiaxialer Versuche

Erste mehraxiale Versuche wurden bereits um 1900 von FÖPPL [41] durchgeführt. Dabei untersuchte FÖPPL das Verhalten von Beton bei einem Spannungsverhältnis von $\sigma_2/\sigma_1 = 1/1$. Er verwendete Würfel mit einer Kantenlänge von 7 cm. Die von ihm eingesetzte Prüfmaschine wurde unter der Bezeichnung FÖPPL'sches Druckkreuz bekannt und ist schematisch in Bild 3-13 dargestellt. Dabei erkannte FÖPPL bereits das Problem der Querdehnungsbehinderung durch die Lasteinleitungsmittel. Ohne zusätzliche Maßnahmen ermittelte er das ca. 1,8-fache der einaxialen Festigkeit. Um die Querdehnungsbehinderung zu verringern, setzte FÖPPL daraufhin geschmierte Lasteinleitungsmittel ein und ermittelte dann bei den zweiaxialen Versuchen nur noch das ca. 0,8-fache der einaxialen Festigkeit (siehe Bild 3-14).

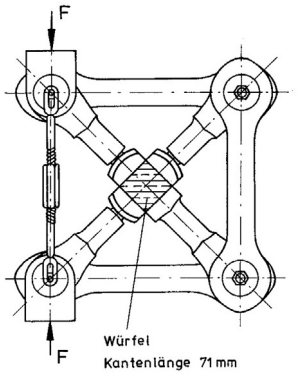


Bild 3-13 Schema des von FÖPPL [41] entwickelten Druckkreuzes

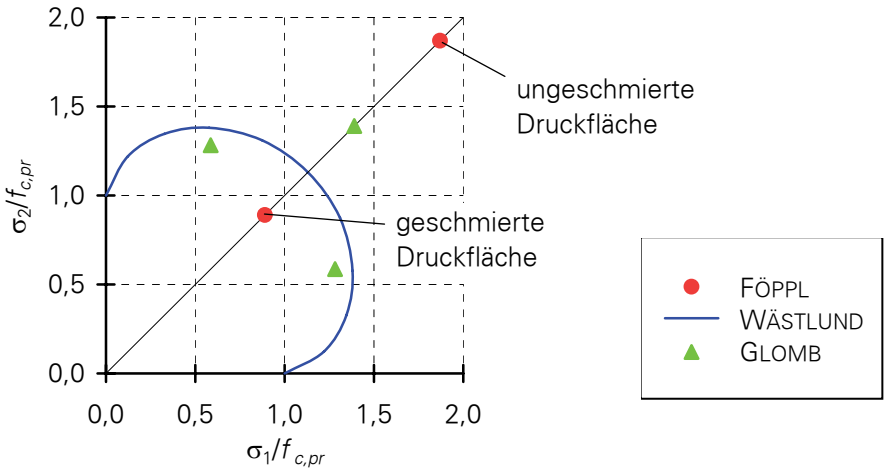


Bild 3-14 Historische mehraxiale Versuche

Weitere historische Versuche zur Bestimmung der zweiaxialen Festigkeit sind von GLOMB [45] und WÄSTLUND [134] bekannt. GLOMB verwendete Würfel mit einer Kantenlänge von 20 cm und WÄSTLUND Würfel mit 15 cm Kantenlänge. Um eine zwängungsfreie Lasteinleitung zu gewährleisten, benutzten sie Gleit- oder Schmierschichten. Dabei wurde

jedoch die Wirksamkeit dieser Maßnahmen nicht überprüft. Zusammenfassend sind diese frühen Ergebnisse der mehraxialen Untersuchungen in Bild 3-14 dargestellt.

Trotz der Kenntnis der Problematik der Lasteinleitung berichten IYENGAR ET AL. [61] Mitte der 60er Jahre über Versuche, bei denen keine Maßnahmen ergriffen wurden, um die Querdehnungsbehinderung zu verringern. Bei diesen Versuchen an Beton- bzw. Mörtelwürfeln mit einer Kantenlänge von 15,2 bzw. 10,2 cm werden für den Beton Festigkeitssteigerungen bis zum 3,6-fachen der einaxialen Festigkeit ermittelt, Bild 3-15. BELLAMY [9] verwendet Hohlzylinder, die eine große Wanddicke im Vergleich zum Durchmesser der Zylinder besaßen. Somit kann die Annahme, dass die Belastung durch Außendruck ohne Längsdruck zu einem einaxialen Versagen führen würde, aufgrund der entstehenden Radialspannungen nicht akzeptiert werden. HILSDORF [53] ermittelt z.B. bereits für ein Verhältnis von Innen- zu Außendurchmesser von $d_i/d_a = 0{,}8$ nicht zu vernachlässigende Radialspannungen. Es handelt sich bei den von BELLAMY [9] ermittelten Bruchlasten also um dreiaxiale Spannungsverhältnisse, die wiederum die hohen Festigkeitssteigerungen erklären.

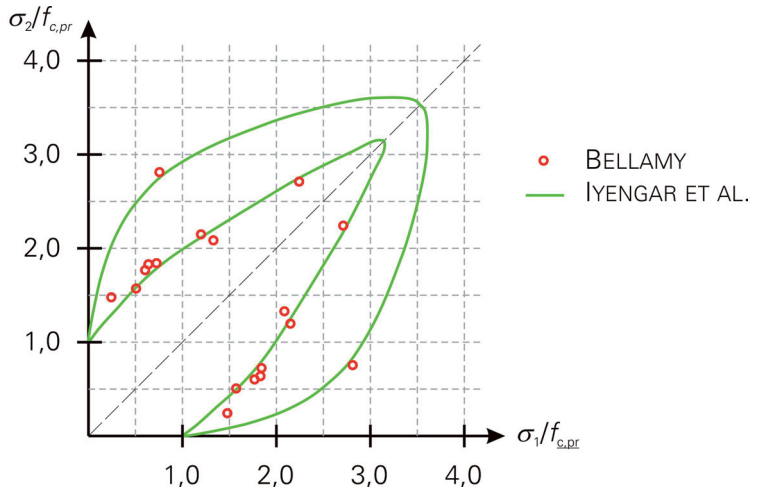


Bild 3-15 Versuchsergebnisse von IYENGAR ET AL. [61] und BELLAMY [9]

WEIGLER und BECKER [135] schlagen Scheiben $b/h/d$ = 10/10/2,5 cm als Prüfkörper vor, um über eine Dickenreduzierung die Verformungsbehinderung in der lastfreien Richtung infolge Reibung zu minimieren und einen definierten zweiaxialen Spannungszustand zu erzielen. WEIGLER/BECKER führten unter anderem Untersuchungen zum Einfluss der Scheibendicke auf die erzielte ein- bzw. zweiaxiale Festigkeit durch, Bild 3-16.

Aus den dargestellten Ergebnissen geht deutlich hervor, dass die von WEIGLER/BECKER gewählte Prüfkörperdicke von 2,5 cm eigentlich nicht erforderlich erscheint, da eine Dickenreduzierung auf Dicken kleiner 4 cm bei Prüfkörpermaßen $b/h/d$ = 10/10/d cm keine wesentliche Veränderung der Festigkeitsergebnisse bringt. Geht man von der Unabhängigkeit des Grundmaßes b/d aus, hieße das, dass die Dicke des gewählten Prüfkörpers etwa 40 % der Höhe bzw. der Breite betragen muss, um den Spannungszustand zu verbessern. Die von WEIGLER/BECKER ermittelten Versuchsergebnisse sind in Bild 3-17 dargestellt.

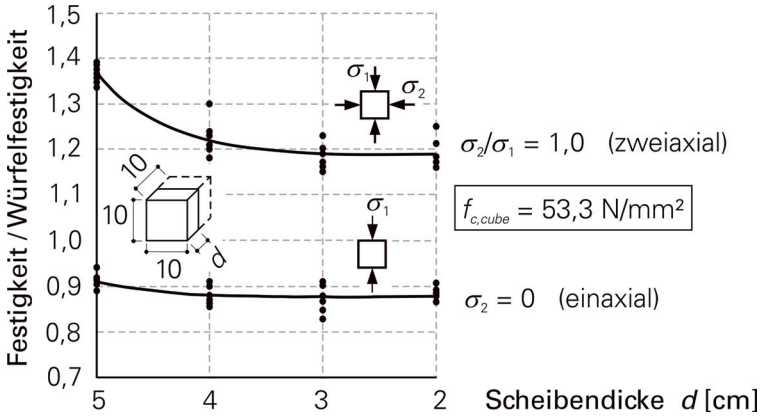


Bild 3-16 Einfluss der Scheibendicke auf die erzielte Festigkeit, nach WEIGLER/BECKER [135]

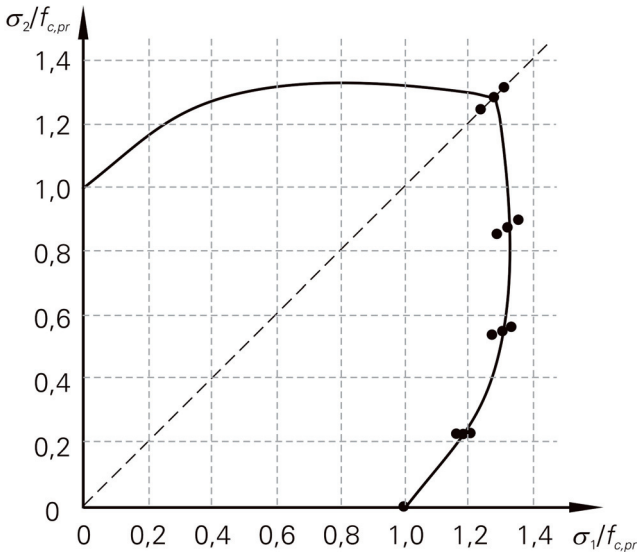


Bild 3-17 Versuchsergebnisse von WEIGLER/BECKER [135]

3.2.2 Zweiaxiale Druckfestigkeit von Normalbeton

In den 60er und 70er Jahren des letzten Jahrhunderts wurden zahlreiche mehraxiale Versuche durchgeführt, da mit der Nutzung der Kernkraft zur Energiegewinnung und dem damit verbundenen Einsatz von Spannbetonreaktordruckbehältern das Verhalten von Beton unter mehraxialen Spannungsverhältnissen zunehmend an Bedeutung gewinnt. Dabei kommen verschiedenste Gleitschichten und Schmiermittel zum Einsatz. Häufig werden bei den Versuchen Würfel verwendet, die für dreiaxiale Testserien konzipiert sind. Diese Versuchsreihen enthalten jedoch in der Regel die zweiaxialen Spannungskombinationen als Grenzfall.

Die von MILLS/ZIMMERMAN [92] verwendeten Würfel sind mit $a = 5{,}7$ cm zwar formal zu klein, aber durch den Vergleich der mit und ohne Querdehnungsbehinderung durchgeführten Versuchsserien werden die Ursachen der extrem hohen Festigkeitssteigerungen gegenüber der einaxialen Festigkeit bei den Ergebnissen von IYENGAR deutlich. Das von MILLS/ZIMMERMAN in [92] vorgestellte Bruchkriterium von verschiedenen Forschern zur

Beschreibung ihrer Versuchsergebnisse verwendet und ist im CEB Bulletin D'Information No. 156 [19] zusammen mit anderen Bruchkriterien für Normalbeton enthalten.

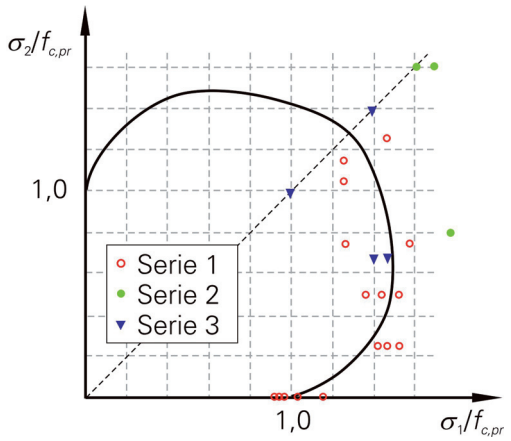


Bild 3-18 Versuchsergebnisse MILLS/ZIMMERMAN [92], Einzelwerte Versuchsserie 1

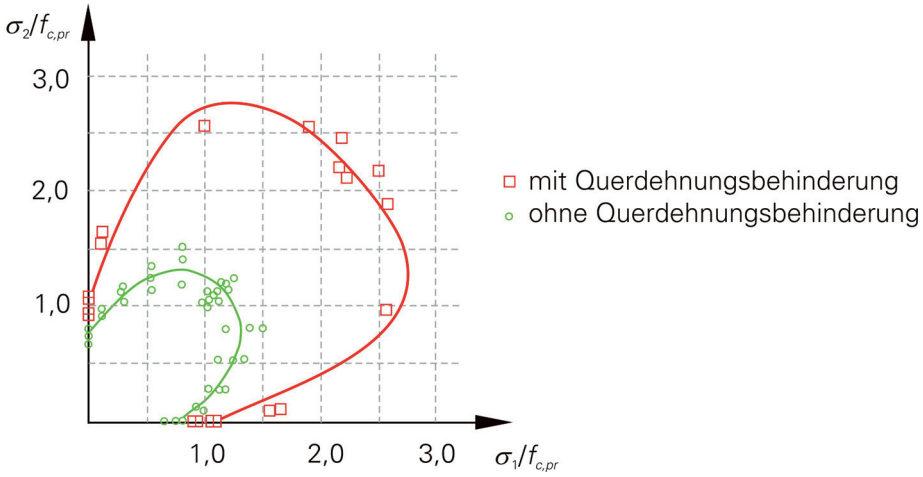


Bild 3-19 Versuchsergebnisse MILLS/ZIMMERMAN [92], mit/ohne Querdehnungsbehinderung

BREMER [12] (Würfel, a = 10 cm), BERTACCHI/BELLOTTI [11] (Würfel, a = 16 cm) und LAUNAY/GACHON [77] (Würfel, a = 7 cm) verwendeten Gleitschichten. BREMER verwendete Alufolien mit einer Dicke von 0,05 mm in sechs Lagen, wobei jede Lage mit Molybdänsulfid eingerieben war und der Probekörper zusätzlich mit PTFE besprüht wurde. BERTACCHI/BELLOTTI setzten vier Lagen Polyethylenfolien ein, bei denen jede Lage ebenfalls mit Molybdänsulfid bestrichen wurde. LAUNAY/GACHON wiederum verwendeten vierlagige Aluminiumfolien, die mit Talkum bestrichen wurden. Ordnet man die unterschiedlichen Festigkeiten ausschließlich den unterschiedlichen Gleitschichten zu, wird noch einmal die Wirkung unterschiedlicher Gleitschichten deutlich, Bild 3-20.

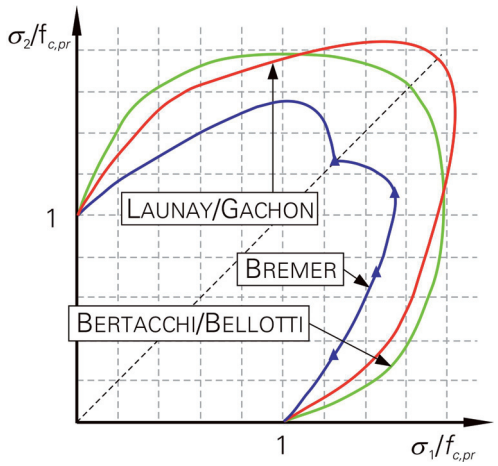


Bild 3-20 Durch Einsatz von Gleitschichten erzielte Festigkeiten verschiedener Forscher

KOBAYASHI/KOYANAGI [66] führten umfangreiche zweiaxiale Versuche an mehreren Betonen durch, unter anderem auch an zwei Schwerbetonmischungen. Sie verwendeten Würfel mit a = 10,5 cm. KOBAYASHI/KOYANAGI erforschten den Einfluss nichtproportionaler Lastpfade auf die erzielten Festigkeiten. Bei den gewählten, eher moderaten Lastpfaden lassen sich keine grundsätzlichen Abhängigkeiten zwischen dem Lastpfad und der erreichten Festigkeit erkennen, Bild 3-21. Leider fehlen zu diesen Versuchen Angaben zu den Verformungen, so dass eine Aussage über die Abhängigkeit zwischen erzielter Verformung und gefahrenem Lastpfad nicht möglich ist, wie sie z.B. OPITZ [101] feststellte.

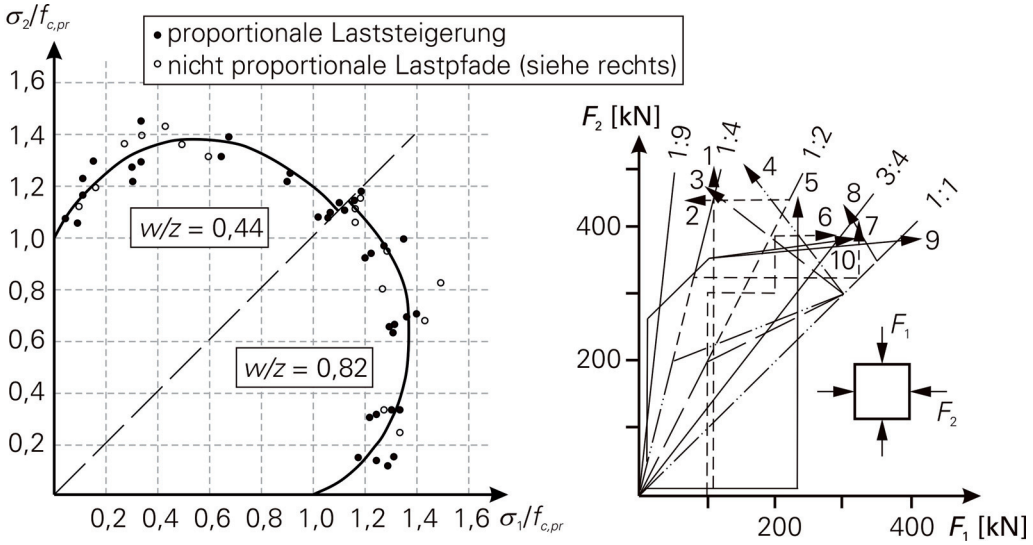


Bild 3-21 Versuchsergebnisse von KOBAYASHI/KOYANAGI [66]

OPITZ [101] war genau so wie KUPFER [74] Mitglied der Arbeitsgruppe „Mehrachsige Beanspruchung und Untersuchungsmethoden des Betons“, siehe hierzu auch OPITZ [102] bzw. KUPFER [75]. Beide Forscher verwendeten Scheiben mit den Abmessungen $b/h/d$ = 20/20/5 cm.

OPITZ untersuchte drei verschiedene Betone und verwendete zur Lasteintragung Gleitschichten, siehe auch Bild 3-22. Die Lastpfaduntersuchungen fanden an Versuchskörpern einer Betonfestigkeitsklasse statt. Dabei stellte er fest, dass die von der proportionalen Be-

lastung abweichenden Lastpfade zwar keinen Einfluss auf die absolut erzielten Bruchlasten (Bild 3-23), sehr wohl aber auf die Verformungen haben. Während die Dehnung in der Hauptbelastungsrichtung bei nichtproportionaler Laststeigerung nur wenig von der Dehnung in der Hauptachse bei proportionaler Laststeigerung abweicht, verändern sich die Dehnungen in der zweiten Lastachse und besonders in der dritten, lastfreien Achse signifikant.

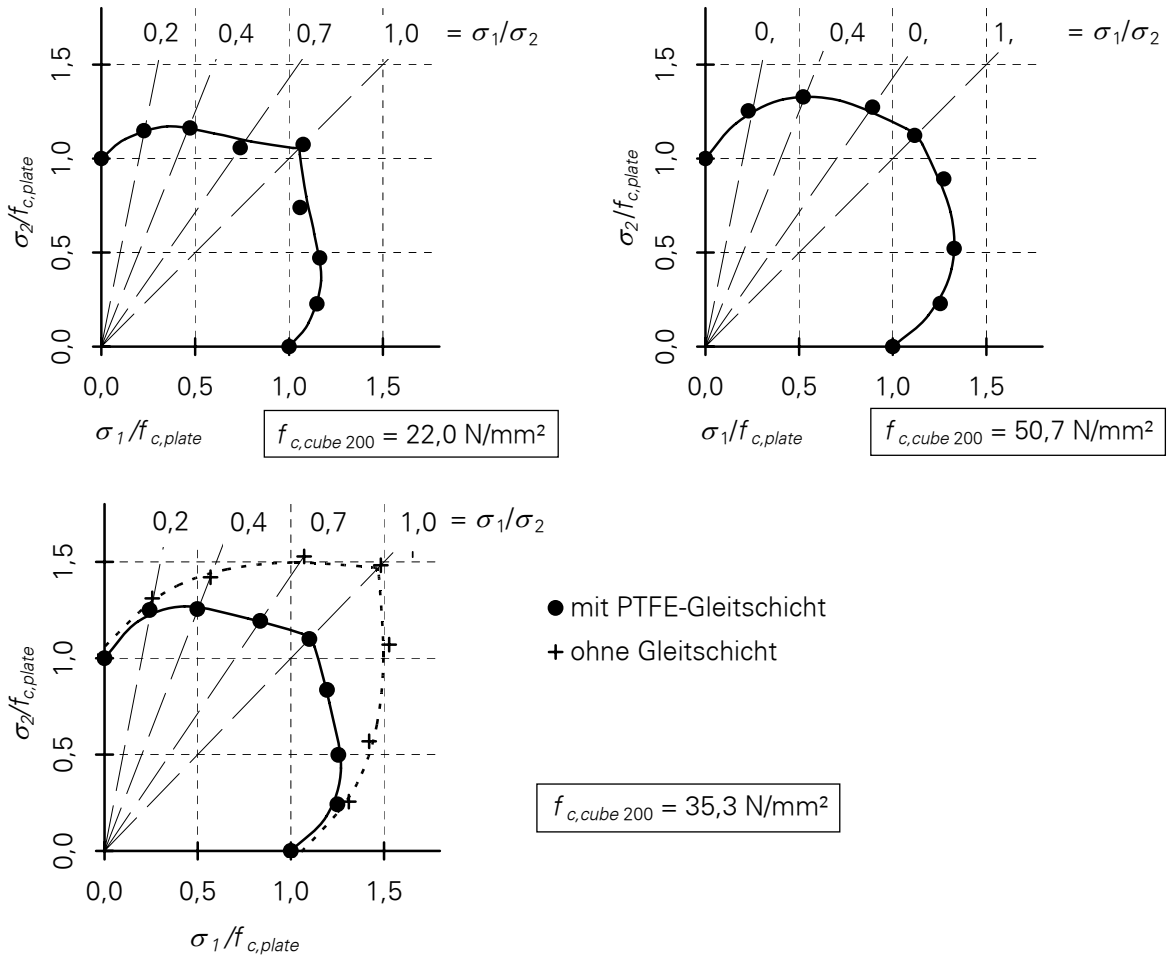


Bild 3-22 Versuchsergebnisse von OPITZ [101], proportionale Laststeigerung

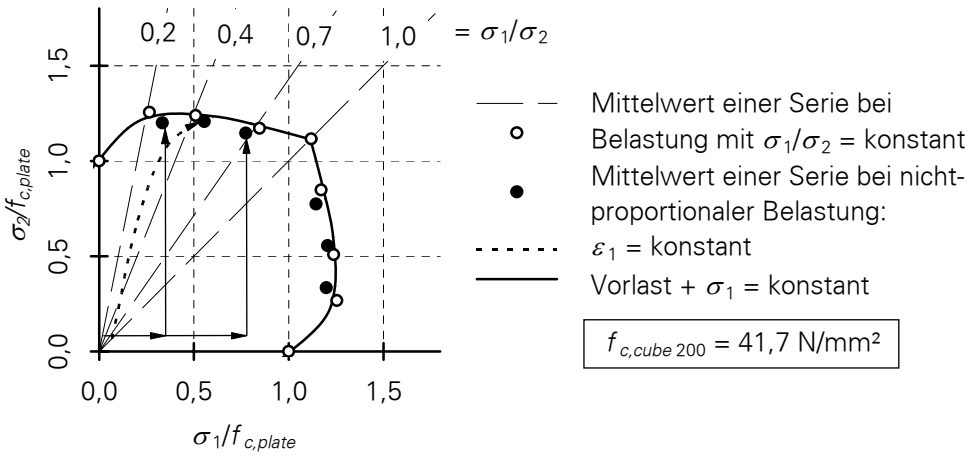


Bild 3-23 Versuchsergebnisse von Opitz [101], nichtproportionale Laststeigerung

KUPFER [74] untersuchte drei Betonfestigkeitsklassen an Scheiben mit den Abmessungen *b*/*h*/*d* = 20/20/5 cm. Die Lasteinleitung erfolgte mit Belastungsbürsten, die unterschiedliche Steifigkeiten in den Lastachsen und der lastfreien Achse hatten und außerdem unterschiedliche Knicklängen aufwiesen. So war eine optimale Anpassung an das unterschiedliche Verhalten der drei Betone unter verschiedenen Spannungsverhältnissen möglich. Die Versuche von KUPFER lieferten die besten Ergebnisse hinsichtlich des vorliegenden Umfangs der Versuchsdaten und hinsichtlich der Lösung versuchstechnischer Fragen. Im Bild 3-24 sind die Festigkeitsergebnisse der zweiaxialen Druckversuche dargestellt. Zusammen mit den Druck-Zug- und Zug-Zug-Versuchen schafft KUPFER die Grundlage für zahlreiche Rechenannahmen für Beton unter zweiaxialer Beanspruchung.

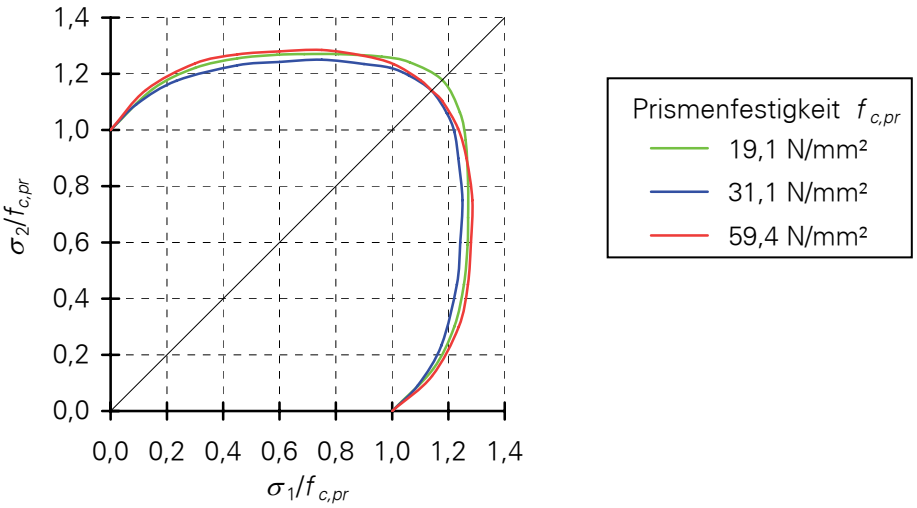


Bild 3-24 Versuchsergebnisse von KUPFER [74]

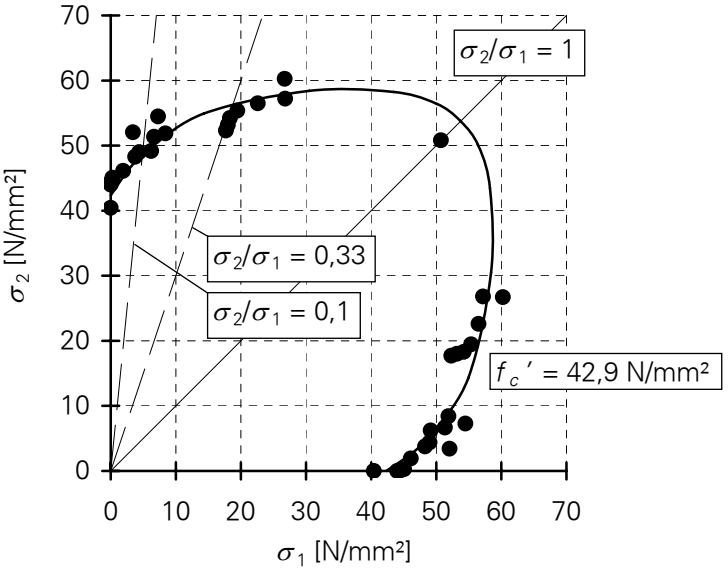


Bild 3-25 Versuchsergebnisse von VAN MIER [89]

Neuere Forschungsergebnisse aus zweiaxialen Versuchen an Normalbeton liegen von SCHICKERT/WINKLER [124] und VAN MIER [89] vor. Die Versuche wurden an Würfeln durchgeführt. SCHICKERT/WINKLER verwendeten zur Lasteinleitung Stempelsysteme und VAN MIER Belastungsbürsten. Die wichtigsten Ergebnisse der statischen zweiaxialen Versuche beider Arbeiten sind in Bild 3-25 und in Bild 3-26 zusammengefasst. Die Versuchsergebnisse beider Forschungsvorhaben zeigen eine gute Übereinstimmung in weiten Bereichen möglicher Spannungsverhältnisse.

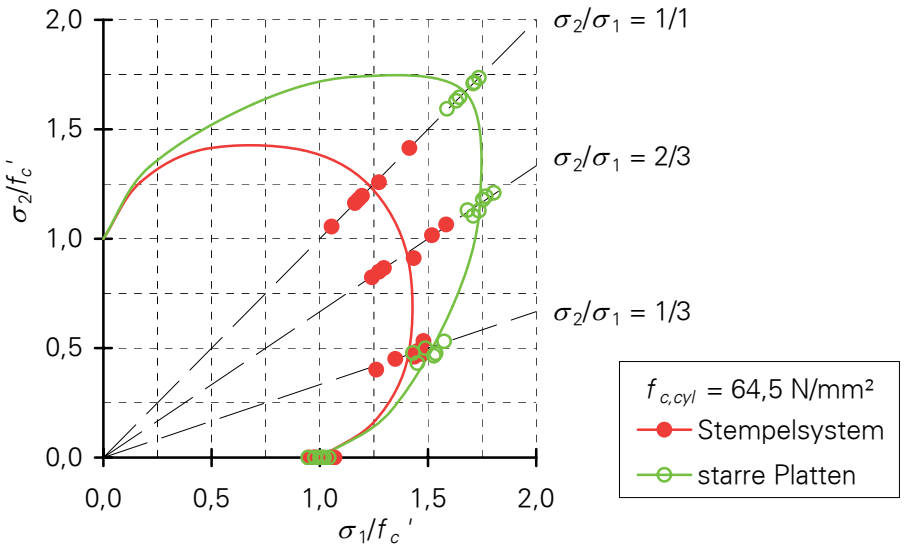


Bild 3-26 Versuchsergebnisse von SCHICKERT/WINKLER [124]

Bei der Bewertung der vorliegenden Versuchsergebnisse muss die Überlagerung mehrerer äußerer Einflussfaktoren berücksichtigt werden, deren Anteile in der Regel nicht oder nur schwer abschätzbar sind. Wenn ausreichende Maßnahmen zur Minimierung der Querdehnungsbehinderung unternommen werden, können grundsätzlich ähnliche Versuchsergebnisse erzielt werden. Kommen Lasteinleitungssysteme mit grundsätzlich ähnlicher Wirksamkeit zum Einsatz, verläuft die Festigkeit über weite Bereiche möglicher Spannungsverhältnisse gleich und unterscheidet sich in der Regel nur bei Spannungsverhältnissen nahe der hydrostatischen Achse. Die Ursache hierfür könnte beim Einsatz von Gleitschichten in der größeren gegenseitigen Beeinflussung durch die einzelnen Lastachsen liegen. Beim Vergleich der an Scheiben und der an Würfeln ermittelten zweiaxialen Festigkeiten wird der Einfluss geringerer Abmessungen in der lastfreien Richtung auf die erzielten Festigkeiten besonders deutlich. Somit werden die Forschungen von WEIGLER/BECKER [135] bestätigt. Es muss jedoch festgestellt werden, dass sich der Einfluss der Probekörperdicke mit dem Einfluss der Steifigkeit der verwendeten Belastungsbürsten überlagert. Während z.B. KUPFER [74] die Steifigkeit der Belastungsbürsten zum einen dadurch verändert, dass er für jede Betonfestigkeitsklasse Bürsten verschiedener Knicklänge verwendet und zum anderen die Biegesteifigkeit der Borsten in der lastfreien Richtung bewusst größer wählt als in den belasteten Richtungen, ist das Lasteinleitungssystem von SCHICKERT/WINKLER [124] von vornherein auf die große Beanspruchung bei dreiaxialen Versuchen ausgelegt. Dadurch wird deutlich, dass der relativ klare Festigkeitsunterschied bei den Versuchsergebnissen dieser Forscher nicht ausschließlich auf die jeweilige Prüfkörperdicke zurückzuführen ist.

Auf den Einfluss weiterer Kenngrößen, wie z.B. die Bauart der Maschine und die damit verbundene Beeinflussung des Verzerrungszustandes im Prüfkörper, soll an dieser Stelle nicht weiter eingegangen werden. Es wird hierzu auf CURBACH ET AL. [22], [24] verwiesen. Dort wird im Zusammenhang mit der Beschreibung der verwendeten Versuchstechnik ausführlich auf diese Problematik eingegangen.

In Bild 3-27 sind einige zweiaxiale Versuchsergebnisse verschiedener Forscher an normalfesten Betonen zusammengefasst, die als repräsentativ angesehen werden können.

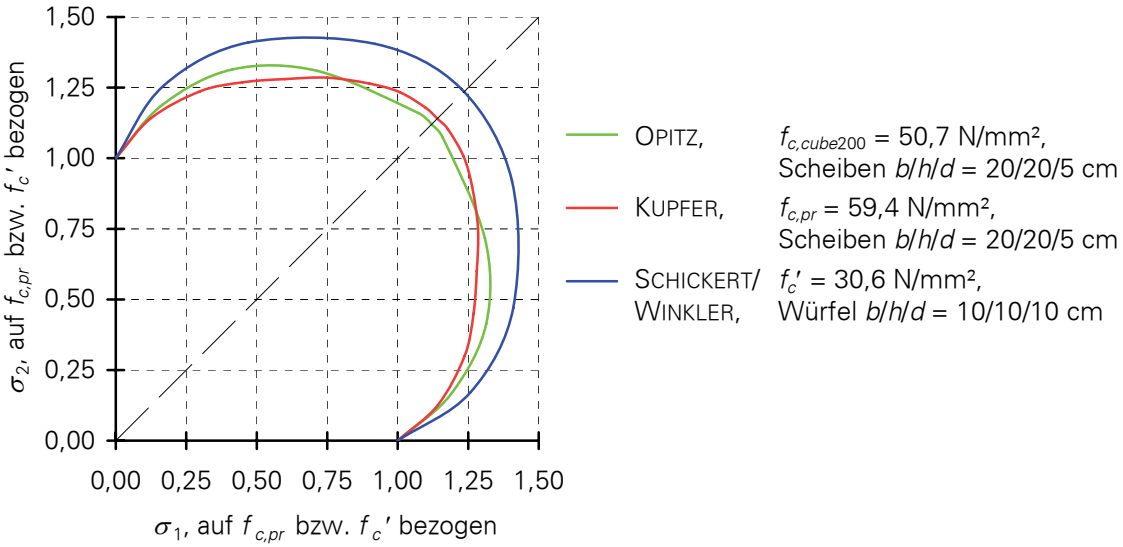


Bild 3-27 Zusammenfassende Darstellung der Ergebnisse verschiedener Forscher

3.2.3 Zweiaxiale Druckfestigkeit von Hochleistungsbeton

Erste zweiaxiale Versuche an Hochleistungsbeton wurden von CHEN [14] 1984 durchgeführt. CHEN prüfte vier verschiedene Betone mit Zylinderdruckfestigkeiten von $f_{c,cyl_150/300} \approx 82$ N/mm² (Basalt), 79 N/mm² (Granit), 69 N/mm² (Kalkstein, Typ a) und 59 N/mm² (Kalkstein, Typ b). Er untersuchte neben der einaxialen Druckfestigkeit drei weitere Spannungsverhältnisse $\sigma_2/\sigma_1 = 0{,}2/1$, 0,5/1, 1/1. Je Spannungsverhältnis wurden drei Prüfkörper getestet. Als Versuchskörper verwendete CHEN Scheiben mit den Abmessungen 12,7/12,7/1,27 cm. Das Größtkorn der Zuschläge von 19 mm ist damit größer als die gewählte Scheibendicke. Hinzu kommt, dass durch das Verhältnis von Höhe/Dicke von 10/1 Biege- und Stabilitätseinflüsse nicht ausgeschlossen werden können. Da sich gleichzeitig mit der Art der Zuschläge auch die Festigkeit änderte, ist eine Aussage hinsichtlich der Ursache für die unterschiedlichen Festigkeitsverläufe schwierig. Es wird jedoch deutlich, dass sowohl die Lage des maximalen Spannungszuwachses als auch die Größe des Zuwachses durch die Art des Zuschlags beeinflusst wird. Grundsätzlich kann festgestellt werden, dass mit steigender einaxialer Festigkeit die bezogene zweiaxiale Festigkeit sinkt und eine Verlagerung des maximal erreichten Spannungszuwachses hin zu niedrigeren Spannungsverhältnissen erfolgt, Bild 3-28.

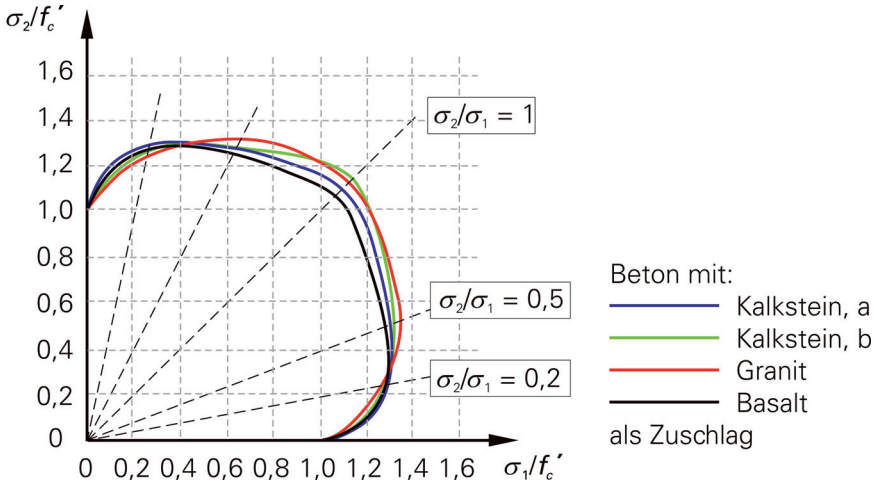


Bild 3-28 Versuchsergebnisse von CHEN [14]

Im Jahre 1998 führten HUSSEIN/MARZOUK [59], [60] zweiaxiale Druckversuche an verschiedenen Betonen durch. HUSSEIN/MARZOUK untersuchten vier Betone, zu denen für Vergleichszwecke ein Normalbeton und ein Beton aus Leichtzuschlägen gehörten. Die beiden Hochleistungsbetone wiesen nach 91 Tagen Zylinderfestigkeiten von 73 N/mm² und 95 N/mm² auf. Als Prüfkörper wurden Scheiben mit den Abmessungen 15/15/4 cm verwendet. Im Bild 3-29 sind beispielhaft die Mittelwerte der Druck-Druck-Versuche dargestellt. Wiederum sinkt mit zunehmender einaxialer Festigkeit die bezogene Festigkeit von 1,19 für Normalbeton über 1,14 bis auf 1,09 für den Hochleistungsbeton.

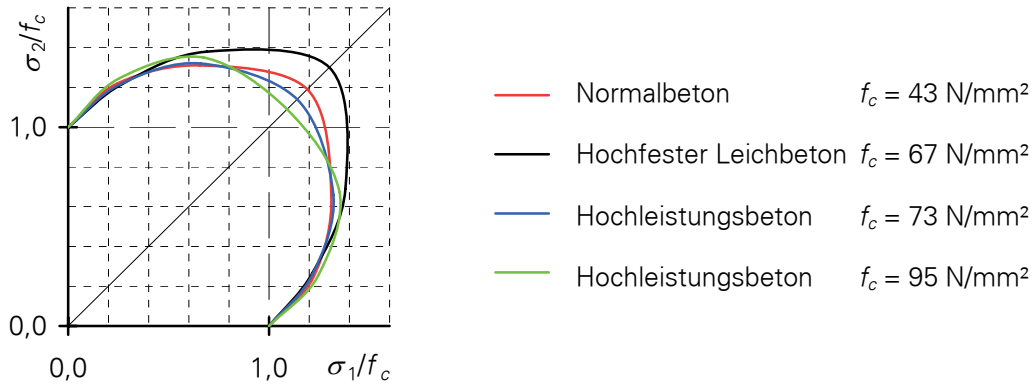


Bild 3-29 Versuchsergebnisse von HUSSEIN/MARZOUK [59], [60]

3.3 Dreiaxiale Druckfestigkeit

3.3.1 Dreiaxiale Druckfestigkeit von Normalbeton

Die ersten dreiaxialen Versuche an Beton führten RICHART ET AL. [112] 1928 in einer Triaxialzelle durch. Ursprünglich ist die Triaxialzelle von KÁRMÁN [62], [63] zur Untersuchung der dreiaxialen Festigkeit von Gesteinen entwickelt worden. Der prinzipielle Aufbau einer Triaxialzelle ist in Bild 3-30 dargestellt. Der Versuchsaufbau wurde in der Folgezeit von verschiedenen Forschern weiterentwickelt und verbessert.

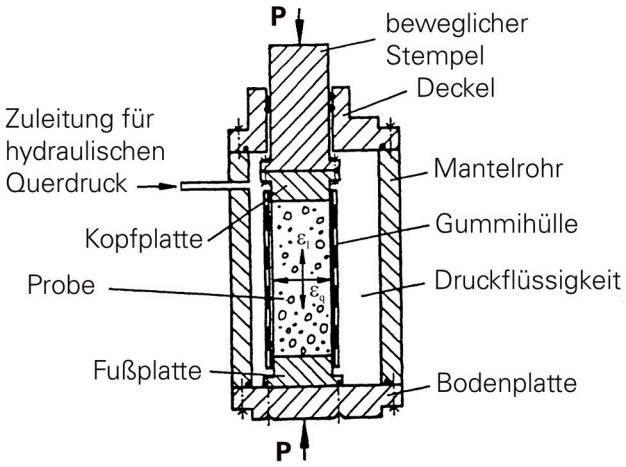


Bild 3-30 Schematische Darstellung einer Triaxialzelle

Grundsätzlich können in Triaxialzellen nur Spannungsverhältnisse untersucht werden, bei denen zwei der drei Spannungen gleich groß sind, also Spannungsverhältnisse auf dem Druck- und dem Zugmeridian. Wird bei konstantem Flüssigkeitsdruck der axiale Längsdruck bis zum Bruch erhöht, liegt der Versuchswert auf dem Druckmeridian ($\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$). Andererseits kann bei konstant gehaltenem Axialdruck der seitliche Flüssigkeitsdruck erhöht werden. Der Versuchswert liegt dann auf dem Zugmeridian ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$). Bei Versuchen auf dem Druckmeridian entstehen Risse parallel zum axialen Druck, bei Versuchen auf der Zugkurve verlaufen sie dagegen senkrecht zum axialen Druck und parallel zueinander. Bei Versuchen auf dem Druckmeridian verteilt sich Gestaltsänderungsarbeit auf die Dehnungen in Radialrichtung, bei Versuchen auf dem Zugmeridian konzentriert sie sich allein in der Ausdehnung in Längsrichtung. Dadurch ist die Gefügeschädigung auf dem Zugmeridian größer oder anders gesagt, die Festigkeit unter Spannungsverhältnissen auf dem Zugmeridian geringer als bei vergleichbarem Lastniveau unter Spannungsverhältnissen auf dem Druckmeridian.

Diese Überlegungen wurden bereits durch REIMANN [110] bestätigt, der Versuchsergebnisse verschiedener Forscher auswertete. Reimann gibt eine Näherung für die mehraxiale Festigkeit von Beton ausgehend von Bruchergebnissen von RICHART ET AL. [112] und BALMER [7], [8] an, siehe Bild 3-31.

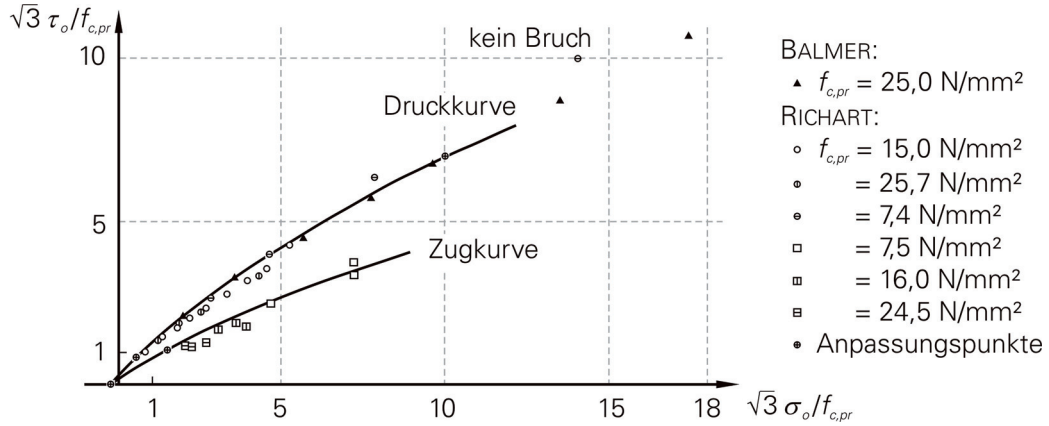


Bild 3-31 Ergebnisse von Bruchversuchen an Beton, nach REIMANN [110]

Das Bestreben, beliebige Spannungsverhältnisse untersuchen zu können, führte in den 60er Jahren zum Einsatz des Würfels als Prüfkörper bei Triaxialversuchen. Da jedoch unter dreiaxialer Druckbeanspruchung sehr schnell hohe Druckfestigkeiten erzielt werden, wurden bei den ersten Versuchen die Probekörper sehr klein gewählt. Das führte zu den bereits beschriebenen Bedenken bei der Bewertung der Versuchsergebnisse.

Im Bild 3-32 werden die Versuchsergebnisse von SCHICKERT/WINKLER [124], LINSE/ASCHL [83] bzw. SCHOLZ ET AL. [126], MILLS/ZIMMERMAN [92] und VAN MIER [89] zusammengefasst. Werte auf dem Druckmeridian werden als dunkel ausgefüllte Symbole, Werte auf dem Zugmeridian als Symbole ohne Füllung und Werte zwischen den Meridianen als Symbole mit heller Füllfarbe dargestellt. Als Probekörper kamen Würfel zum Einsatz. Die Versuche geben einen repräsentativen Überblick über das Verhalten von Normalbeton unter dreiaxialer Druckbeanspruchung und werden zur Beschreibung der räumlichen Bruchgrenzfläche verwendet.

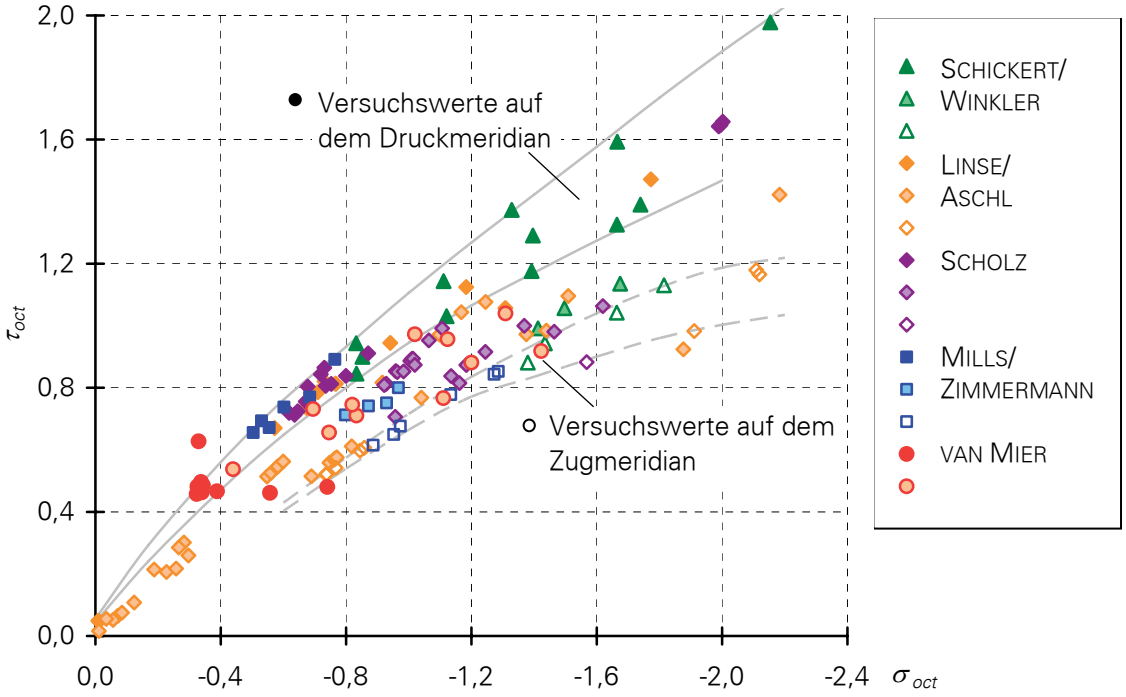


Bild 3-32 *Versuchsergebnisse von SCHICKERT/WINKLER [124], LINSE/ASCHL [83] bzw. SCHOLZ ET AL. [126], MILLS/ZIMMERMAN [92] und VAN MIER [89]*

3.3.2 Dreiaxiale Druckfestigkeit von Hochleistungsbeton

Dem Autor sind mit Ausnahme seiner eigenen Versuche bei Hochleistungsbeton nur Versuchsergebnisse aus Triaxialzellen bekannt. An dieser Stelle soll auf die Ergebnisse von DAHL [29], [31], XIE, ELWI, MCGREGOR [139], LI/ANSARI [81] und ROGGE [114], [115], [116] verwiesen werden, die im Bild 3-33 zusammengefasst werden. Aufgrund der beschränkten Leistungsfähigkeit der Prüfmaschinen liegen nur Spannungsverhältnisse auf dem Druckmeridian vor.

Die genannten Forscher verwendeten Zylinder mit Schlankheiten 1:2 bis 1:4. Auch hinsichtlich der Membran, die den Probekörper gegen den Öldruck abdichtet, gab es Unter-

schiede. Diese Membran beeinflusst zum Teil deutlich die Festigkeit und das Verformungsvermögen des Betons. Einzelne Spannungsverhältnisse wurden auch nur mit einem einzelnen Probekörper untersucht.

Entsprechend unterschiedlich fallen auch die Ergebnisse aus. So wurden bei vergleichbaren Spannungsverhältnissen sowohl typische Scherbrüche als auch ein sehr duktiles Versagen mit ausgeprägten Längsrissen beobachtet. Während die bezogene dreiaxiale Festigkeit in der Regel mit steigender einaxialer Festigkeit abnimmt, weisen die Ergebnisse von DAHL einen gegenläufigen Trend auf. Die Versuche von LI/ANSARI liegen zum Teil deutlich unter dem allgemeinen Trend.

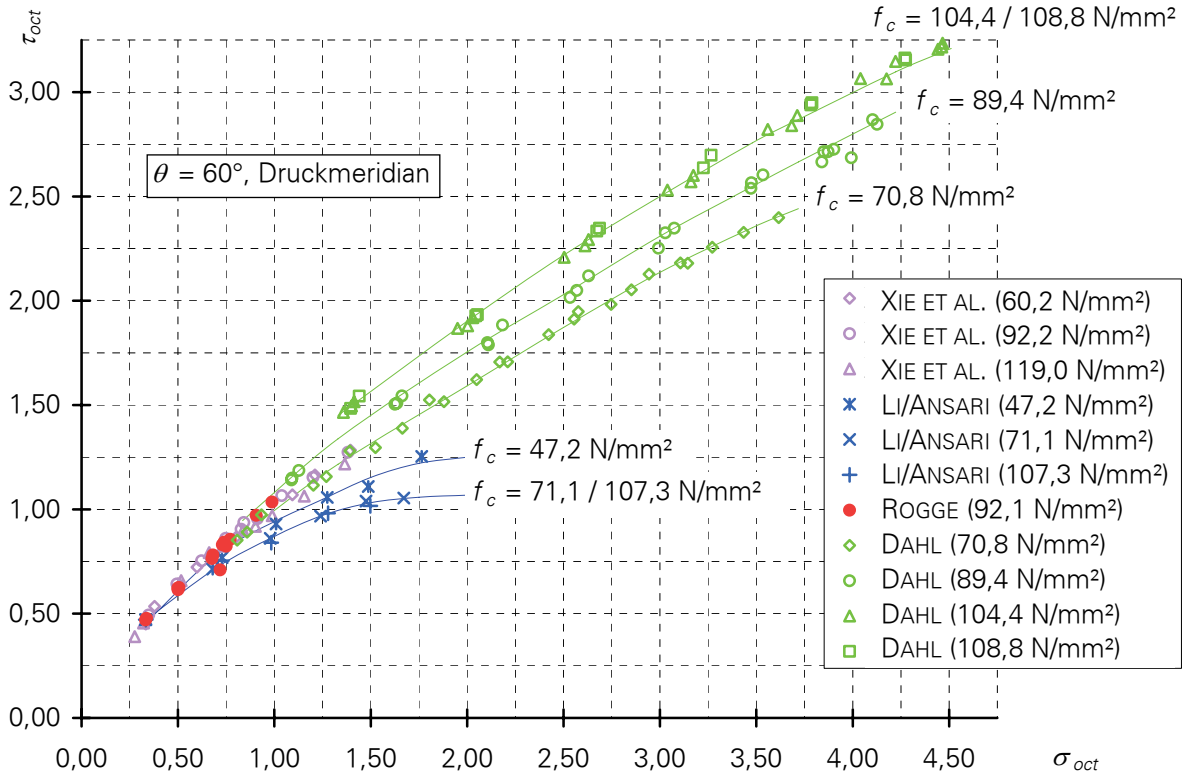


Bild 3-33 Bruchlasten von Hochleistungsbeton unter dreiaxialer Beanspruchung

Die Dehnungsmessung hat sich seit den Anfängen der mehraxialen Versuche weiterentwickelt. So stehen für die jüngeren Versuche an Hochleistungsbeton umfassendere Dehnungswerte zur Verfügung als bei Normalbeton. Die Auswertung der Versuche bestätigt den von Normalbeton bekannten Trend, dass sich Beton unter dreiaxialer Druckbeanspruchung weniger spröde verhält als unter einaxialem Druck. Mit steigendem Radialdruck sind eine deutlichere Krümmung der Spannungs-Dehnungs-Linie vor dem Bruch und ein langsamerer Abfall nach dem Bruch zu erkennen. Dieses Verhalten ist unabhängig von der einaxialen Festigkeit. Bild 3-34 zeigt exemplarisch die Dehnungen von zwei Betonen mit Zylinderdruckfestigkeiten über 100 N/mm² bei verschiedenen Radialspannungen.

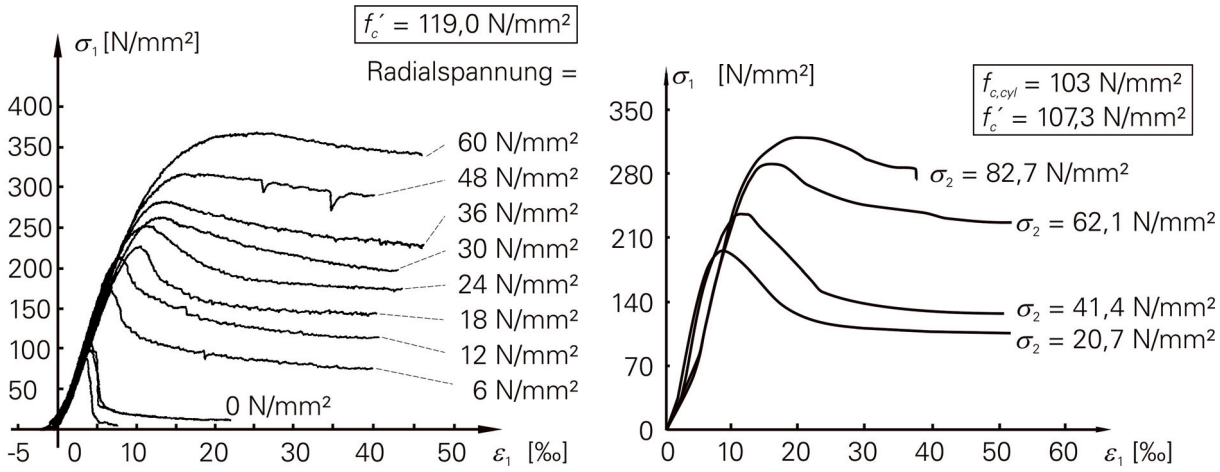


Bild 3-34 *Verformungen von Hochleistungsbeton unter dreiaxialer Beanspruchung nach XIE, ELWI, MCGREGOR [139] (links) und LI/ANSARI [81] (rechts)*

3.4 Druck-Zug-Festigkeit

Druck-Zug-Versuche werden im Allgemeinen an Hohlzylindern oder an Scheiben durchgeführt. Die Hohlzylinder werden mit einem Innendruck und einer axialen Druckkraft belastet, die Scheiben über Hydraulikzylinder in zwei Achsen, wobei in der Regel Belastungsbürsten zur Einleitung der Kräfte verwendet werden. Die Problematik bei der Verwendung von Hohlzylindern besteht darin, dass der Radius mindestens zehnmal größer als die Wanddicke sein sollte, um eine gleichmäßige Spannungsverteilung über die Wanddicke zu erzielen. Gleichzeitig sollte die Wandstärke dreimal größer als das Größtkorn sein, um repräsentative Ergebnisse zu erhalten. Diese Forderungen wurden in der Vergangenheit von keinem Forscher vollständig eingehalten. Diese Art der Versuchsdurchführung wurde deshalb in den letzten Jahren nicht mehr angewandt. Dennoch sei an dieser Stelle beispielhaft auf die Ergebnisse von MCHENRY/KARNI [88] und GOODE/HELMY [46] verwiesen. Ergänzt werden die Druck-Zug-Versuche an Normalbeton (Bild 3-35) durch die Untersuchungen von KUPFER [74], der Versuche an Scheiben durchführte.

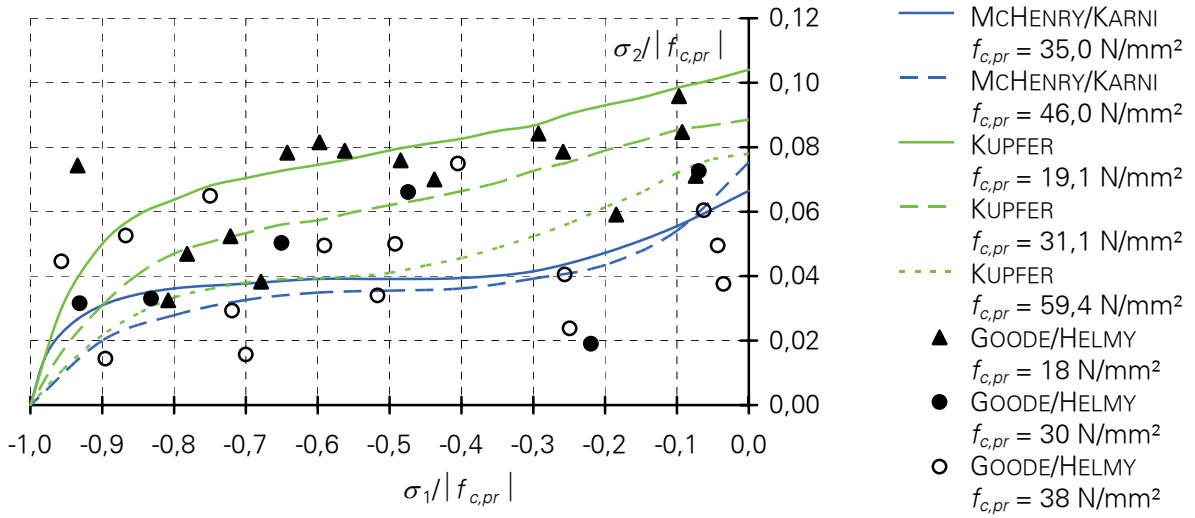


Bild 3-35 *Druck-Zug-Festigkeit von Normalbeton*

Zunächst muss festgestellt werden, dass die Streuungen in den Versuchswerten unter Druck-Zug-Belastung generell sehr groß sind. Die Versuche mit Hohlzylindern und mit Scheiben sind nur bedingt vergleichbar, wie die Gegenüberstellung der Versuchswerte von MCHENRY/KARNI und KUPFER zeigt. Dennoch ist innerhalb der einzelnen Serien zu erkennen, dass mit steigender Betonfestigkeit die Völligkeit der Kurve abnimmt.

Dieser Trend setzt sich bei hochfestem Beton fort, wie die Ergebnisse von HUSSEIN/MARZOUK und CURBACH/HAMPEL zeigen. Die Versuche erfolgten an Scheiben und die Lasteinleitung mittels Stahlbürsten. HUSSEIN/MARZOUK untersuchten neben einaxialem Druck und Zug Spannungsverhältnisse mit 2,5, 5, 7, 10 und 20 % Zuganteil, CURBACH/HAMPEL mit 2,5, 5, 10, 20, 50 und 80 % Zuganteil. Bei Hochleistungsbeton verläuft die Kurve nicht mehr konvex wie bei Normalbeton, sondern linear bis teilweise konkav, Bild 3-36. Der Festigkeitsabfall bei dem Spannungsverhältnis mit 50 % Zuganteil, der sich bei CURBACH/HAMPEL zeigt, wurde bisher nur ansatzweise von MCHENRY/KARNI und GOODE/HELMY beobachtet. Allerdings führten nur wenige Forscher Versuche mit diesem Spannungsverhältnis durch, so dass ein direkter Vergleich für Hochleistungsbeton nicht möglich ist.

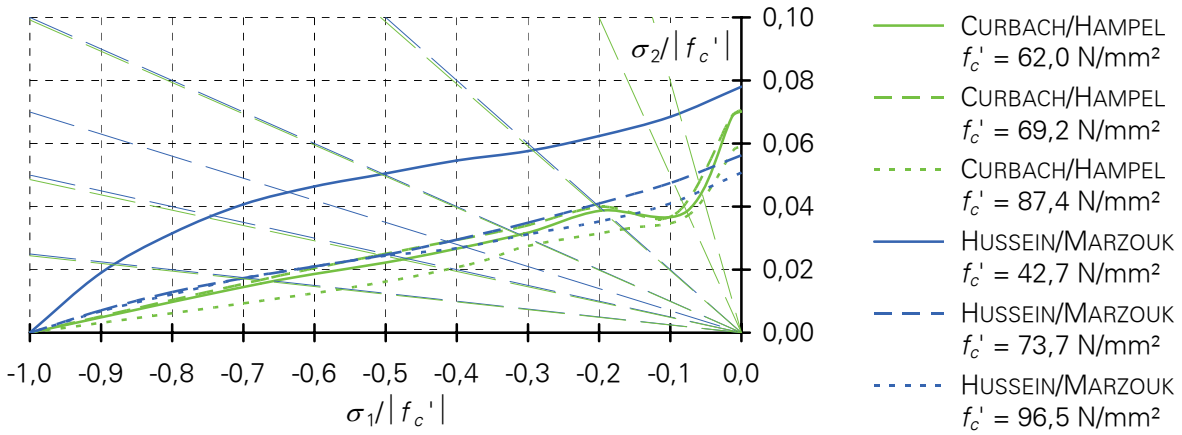


Bild 3-36 Druck-Zug-Festigkeit von Hochleistungsbeton

3.5 Bruchkriterien für Beton

3.5.1 Bruchkriterien im dreiaxialen Spannungsraum

An dieser Stelle sollen einige der gängigsten Bruchkriterien für spröde Materialien wie Beton und Fels vorgestellt werden. Die Einteilung erfolgt anhand der zu bestimmenden Parameter. Einige Modelle sind nicht in der Lage, das Verhalten von Beton zutreffend zu beschreiben. Sie gehen aber zum Teil als Grenzbedingungen in andere Modelle ein, so dass sie der Vollständigkeit halber mit dargestellt werden. Neben den Originalquellen werden ausgewählte Veröffentlichungen aktuelleren Datums angegeben, in denen die vorgestellten Modelle näher erläutert werden.

3.5.1.1 Ein-Parameter-Modelle

RANKINE [109], [3], [18], [29], [140] stellt in seinem Modell aus dem Jahre 1876 fest, dass ein Körper dann versagt, wenn eine der drei Hauptspannungen die Zugfestigkeit überschreitet, unabhängig von der Größe der anderen Hauptspannungen, Bild 3-37. Aus

$$\sigma_1 = f_{ct}, \quad \sigma_2 = f_{ct}, \quad \sigma_3 = f_{ct} \tag{3-1}$$

folgt das Kriterium

$$2 \cdot \sqrt{3 \cdot J_{2\sigma}} \cdot \cos\theta + I_{1\sigma} - 3 \cdot f_{ct} = 0\,. \tag{3-2}$$

Das RANKINE-Kriterium wird auch als „Hypothese von konstanten Hauptspannungen“ oder „Principal Stress Concept“ (PSC) bezeichnet.

Dieses einfache Modell wird auch heute noch zur Beschreibung des Zugversagens als so genanntes „tension-cut-off“-Kriterium verwendet, siehe zum Beispiel auch Abschnitt 5.4 und [3], [18], [29], [71], [94], [118] und [140].

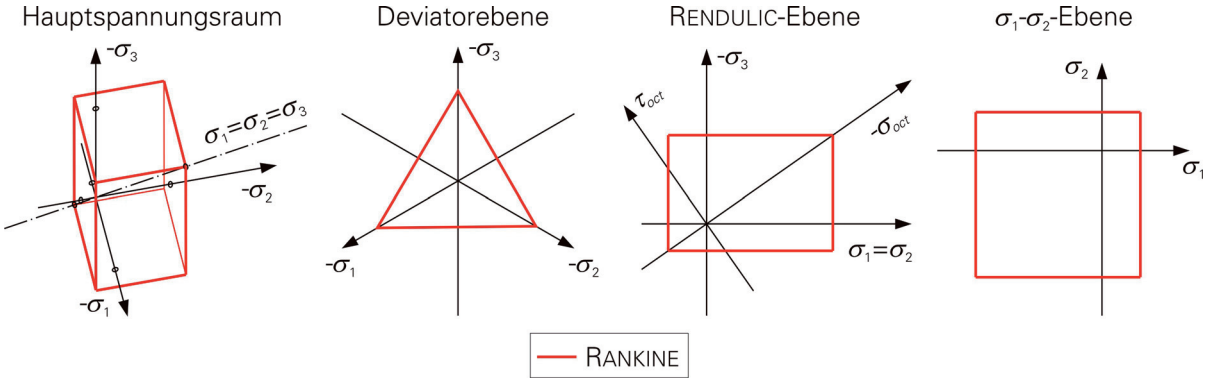


Bild 3-37 Bruchkriterium nach RANKINE

VAN MISES [90], [91], [3], [16], [29], [111], [118], [140] stellt ein Fließkriterium auf, wonach das Fließen bei einer konstanten Spannung σ_f beginnt. Diese Fließspannung σ_f stellt einen Grenzwert für die Oktaederschubspannung τ_{oct}

$$\sigma_f = \sqrt{3 \cdot J_{2\sigma}} = \sqrt{\frac{9}{2}} \cdot \tau_{oct} \tag{3-3}$$

oder anders ausgedrückt einen Grenzwert für die Gestaltsänderungsarbeit

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 = 2 \cdot \sigma_f^{\,2} \tag{3-4}$$

dar. Diese Bedingung ist unabhängig von der ersten Invariante des Spannungstensors $I_{1\sigma}$ und der dritten Invariante des deviatorischen Spannungstensors $J_{3\sigma}$. Damit ergibt sich beim Schnitt durch die Deviatorebene ein Kreis, was im Hauptspannungsraum einem Kreiszylinder um die hydrostatische Achse entspricht, Bild 3-38.

Dieses Modell wird häufig für die Beschreibung von Metallen verwendet, liefert für Beton aber nur unbefriedigende Werte. Es findet aber Anwendung als Grenzbedingung für die zweiten Invarianten des Spannungsdeviators, zum Beispiel bei RÖTZER [71], [118].

TRESCA [133], [3], [29], [111] definiert den Bruchzustand über das Erreichen einer kritischen deviatorischen Schubspannungskomponente

$$\max\left\{\begin{matrix}|\sigma_1-\sigma_2|\\|\sigma_2-\sigma_3|\\|\sigma_3-\sigma_1|\end{matrix}\right\}-\sigma_f=0\,. \tag{3-5}$$

Dabei wird im Gegensatz zum Kriterium nach VAN MISES die mittlere Hauptspannung vernachlässigt. Im Hauptspannungsraum beschreibt das TRESCA-Kriterium ein Prisma mit sechseckiger Grundfläche, welches dem VAN-MISES-Kreiszylinder einbeschrieben ist und für den Druck- und den Zugmeridian die gleichen Werte liefert, Bild 3-38.

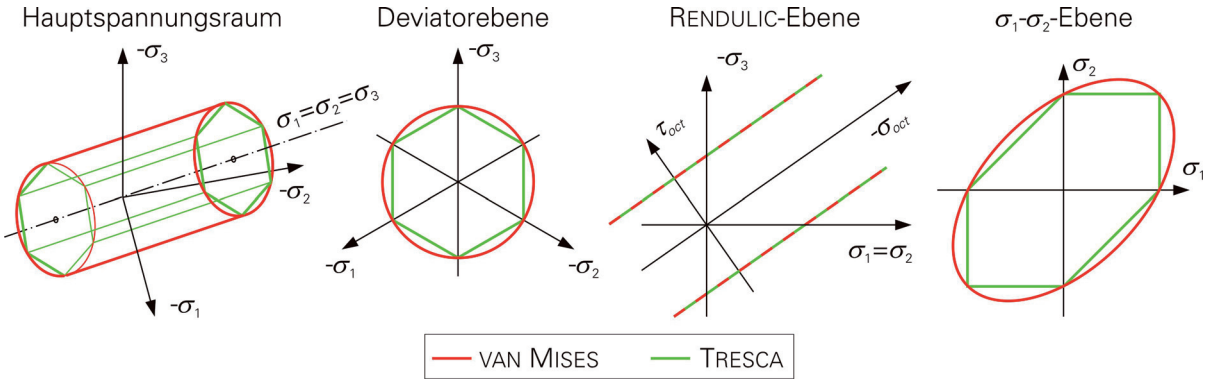


Bild 3-38 Bruchkriterien nach VAN MISES und TRESCA

3.5.1.2 Zwei-Parameter-Modelle

Das **MOHR-COULOMB**-Kriterium [93], [3], [16], [18], [29], [94], [111], [140] ist eine Anpassung des COULOMB-Kriteriums [20] aus dem Jahre 1773 an das Verhalten von Böden. Bis heute hat sich die darin enthaltene Gesetzmäßigkeit in den Stoffgesetzformulierungen für Böden durchgesetzt und findet teils auch für Fels und Beton Anwendung. Die Bruchfläche wird durch einen linearen Zusammenhang über die kleinste (σ_1) und die größte (σ_3) Hauptspannung beschrieben. Unter Verwendung der geologischen Kennwerte innerer Reibungswinkel φ und Kohäsion c des Bodens ergibt sich im Hauptspannungsraum die Formulierung:

$$\left(\frac{\sigma_1+\sigma_3}{2}-\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}\cdot\sin\varphi\right)\tan\varphi-\frac{\sigma_1-\sigma_3}{2}\cdot\cos\varphi+c=0\,. \tag{3-6}$$

Für andere Materialien hat sich die Schreibweise

$$k\cdot\sigma_3-\sigma_1-f_c=0 \tag{3-7}$$

durchgesetzt. Für Beton ist der Parameter $k = 4$. Bei weniger spröden Materialien wird er kleiner, bis das Kriterium bei $k = 1$ in das Kriterium nach TRESCA übergeht, welches eine sehr

gute Näherung für Stahl darstellt. In der Deviatorebene bildet das Bruchkriterium von MOHR/COULOMB ebenfalls Sechsecke, die im Gegensatz zu TRESCA proportional mit dem steigenden hydrostatischen Druck größer werden, Bild 3-39.

DRUCKER und **PRAGER** [37], [16], [29], [18], [118], [140] entwickelten 1952 auf der Grundlage von bodenmechanischen Untersuchungen ein weiteres Bruchspannungskriterium. Dieses Kriterium stellt eine Erweiterung des Kriteriums nach MOHR/COULOMB um den Einfluss der mittleren Hauptspannung oder auch eine Erweiterung des Kriteriums nach VAN MISES um den Einfluss der hydrostatischen Spannungskomponente, ausgedrückt durch die Spannungsinvariante $I_{1\sigma}$, dar:

$$\sqrt{J_{2\sigma}} + \alpha \cdot I_{1\sigma} - \beta = 0\,. \tag{3-8}$$

Die Bruchkurve im Hauptspannungsraum ist ein Kegel um die hydrostatische Achse mit der Spitze im mehraxialen Zugbereich, Bild 3-39.

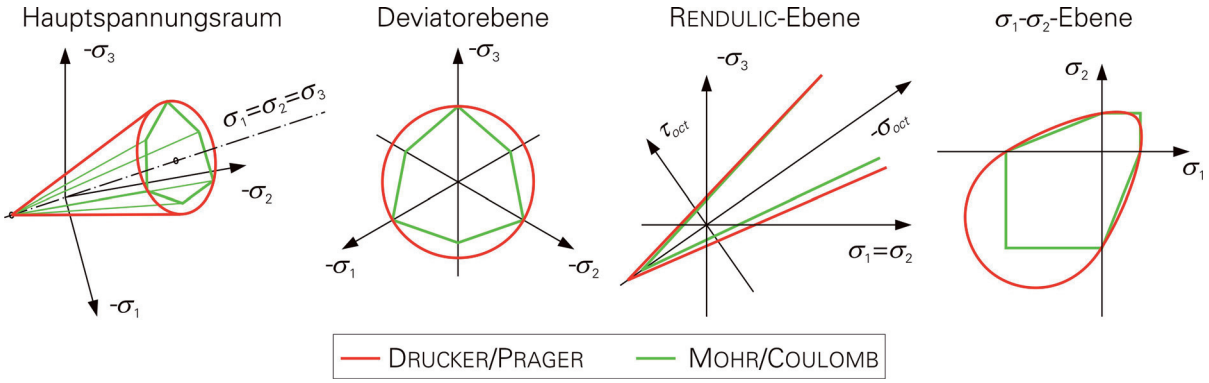


Bild 3-39 Bruchkriterien nach DRUCKER/PRAGER und MOHR/COULOMB

Sowohl MOHR/COULOMB als auch DRUCKER/PRAGER überschätzen die Zugtragfähigkeit von Beton und die Festigkeit unter hohen Drücken. Deshalb ist es sinnvoll, im Zugbereich ein „tension-cut-off"-Kriterium nach RANKINE vorzunehmen und im Bereich hoher Drücke den deviatorischen Spannungsanteil durch das Kriterium nach TRESCA bzw. VAN MISES zu begrenzen. Eine bilineare DRUCKER/PRAGER/VAN MISES Kurve wird unter anderem von RÖTZER und KRAUS ET AL. [71] verwendet.

Die Kombination verschiedener Kriterien führt zu zusätzlichen nicht stetigen Bereichen in den Bruchkurven. Weitere Kritikpunkte am Modell von DRUCKER/PRAGER sind nach ZHOU [140]:

- $I_{1\sigma}$ und $\sqrt{J_{2\sigma}}$ sind linear voneinander abhängig.
- Der Deviatorschnitt ist ein Kreis und somit unabhängig vom Winkel θ.

Zur Beseitigung dieser Kritikpunkte wurden verschiedene Drei-Parameter-Modelle aufgestellt.

3.5.1.3 Drei-Parameter-Modelle

BRESLER und **PISTER** [13], [18], [140] stellen in ihrem 1958 aufgestellten Modell einen parabolischen Zusammenhang zwischen der Oktaedernormalspannung σ_{oct} und der Oktaederschubspannung τ_{oct} her:

$$\frac{\tau_{oct}}{|f_c|} = a - b \cdot \frac{\sigma_{oct}}{|f_c|} + c \cdot \left(\frac{\sigma_{oct}}{|f_c|} \right)^2 \tag{3-9}$$

Die Parameter *a*, *b* und *c* sind durch mehraxiale Versuche zu ermitteln. Das Bruchkriterium beschreibt im Hauptspannungsraum einen Rotationsparaboloid um die hydrostatische Achse, Bild 3-40. In der Deviatorebene zeigt sich auch bei diesem Kriterium ein Kreis.

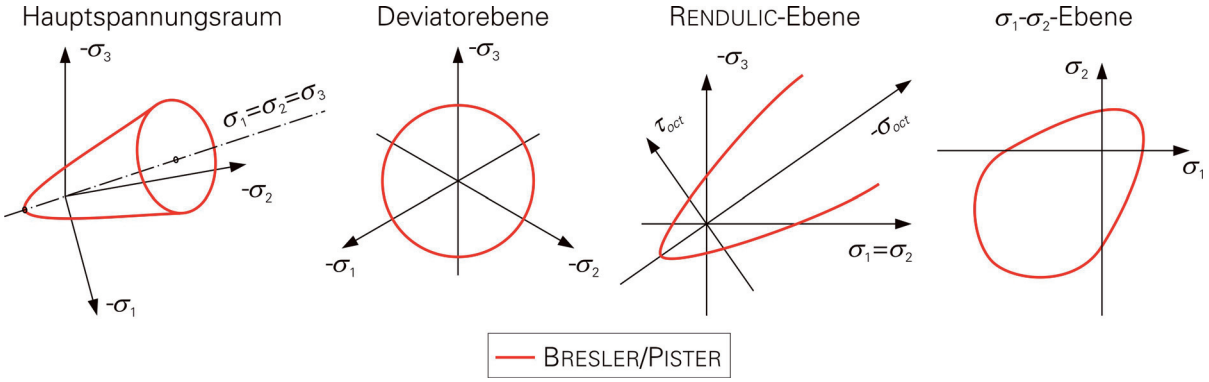


Bild 3-40 Bruchkriterium nach BRESLER/PISTER

WILLAM und **WARNKE** [137], [16], [18], [94], [140] berücksichtigen dagegen die Abhängigkeit vom Winkel θ. In dem 1974 aufgestellten Drei-Parameter-Modell wird jedoch der lineare Verlauf der Meridiane beibehalten.

$$\frac{I_{1\sigma}}{3 \cdot \alpha \cdot |f_c|} + \frac{2 \cdot J_{2\sigma}}{5 \cdot r(\theta) \cdot |f_c|} - 1 = 0 \tag{3-10}$$

Die zu bestimmenden Parameter sind ρ_c, ρ_t und *a*. In der Deviatorebene setzt sich die Bruchfigur aus Ellipsenabschnitten mit dem Radius $r(\theta)$ zusammen, die jeweils den Bereich $0 \leq \theta \leq 60°$ beschreiben. Die Polfigur ist konvex und die Übergänge an den Meridianen sind stetig und differenzierbar, Bild 3-41.

$$r(\theta) = \frac{2 \cdot r_c \cdot \left(r_c^2 - r_t^2\right) \cdot \cos\theta + r_c \cdot (2 \cdot r_t - r_c) \cdot \sqrt{4 \cdot \left(r_c^2 - r_t^2\right) \cdot \cos^2\theta + 5 \cdot r_t^2 - 4 \cdot r_t \cdot r_c}}{4 \cdot \left(r_c^2 - r_t^2\right) \cdot \cos^2\theta + \left(r_c - 2 \cdot r_t\right)^2} \tag{3-11}$$

Diese Kombination von Ellipsenabschnitten stellt eine gute Möglichkeit dar, das Verhalten von Beton in der Deviatorebene zu beschreiben. Deshalb wird sie in Kombination mit anderen Meridianverläufen unter anderem von WILLAM und WARNKE in dem auf fünf Parameter erweiterten Modell sowie von ROGGE [115] und SCHEERER ET AL. [23] verwendet.

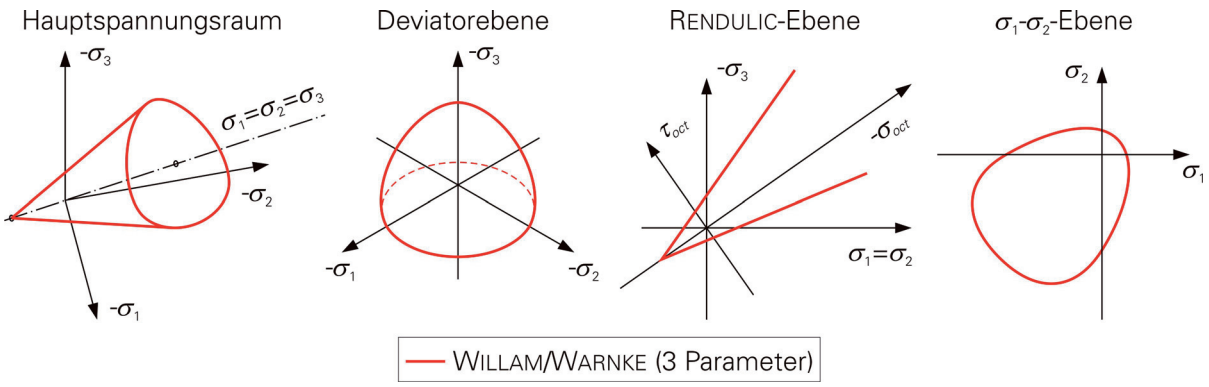


Bild 3-41 Bruchkriterium nach WILLAM/WARNKE (Drei-Parameter-Modell)

3.5.1.4 Vier-Parameter-Modelle

OTTOSEN [103], [105], [107], [16], [18], [94], [140] schlägt ein Modell mit parabelförmigem Meridianverlauf vor. Die Polfigur ist konvex, stetig, differenzierbar und ändert ihre Form von nahezu dreieckig im Bereich niedriger hydrostatischer Drücke bis kreisförmig im Bereich hoher Drücke, Bild 3-42:

$$A \cdot \frac{J_{2\sigma}}{|f_c|^2} + \lambda \cdot \frac{\sqrt{J_{2\sigma}}}{|f_c|} + B \cdot \frac{I_{1\sigma}}{|f_c|} - 1 = 0\,. \tag{3-12}$$

Die Form der Bruchkurve wird durch die Parameter A und B und die Funktion λ, welche ihrerseits von zwei weiteren Parametern abhängt, bestimmt. Das Modell wird unter anderem von CHEN [16], ZHOU [140] und EIBL [38] für Beton verwendet. Die Anwendungen unterscheiden sich zum Teil in der Kalibrierung der Parameter an den Festigkeitskennwerten. DAHL [29] und später HAMPEL [50] entwickeln Kalibrierungsvorschriften, um das Kriterium an das Verhalten von Hochleistungsbeton anzupassen. Das Kriterium nach OTTOSEN bildet die Grundlage für das vom Autor aufgestellte Kriterium, so dass im Abschnitt 5 noch einmal ausführlicher darauf eingegangen wird.

HSIEH, TING und **CHEN** [57], [16], [18], [140] orientieren sich mit ihrem Modell an den gleichen Zusammenhängen wie Ottosen:

$$a \cdot \frac{J_{2\sigma}}{|f_c|^2} + b \cdot \frac{\sqrt{J_{2\sigma}}}{|f_c|} + c \cdot \frac{\sigma_1}{|f_c|} + d \cdot \frac{I_{1\sigma}}{|f_c|} - 1 = 0\,. \tag{3-13}$$

Für die Beschreibung der Deviatorebene legten sie jedoch einen vereinfachten Ansatz zu Grunde, der sich geometrisch aus einem Kreis- und einem Dreiecksanteil zusammensetzt. Damit geht die Differenzierbarkeit an den Meridianen verloren.

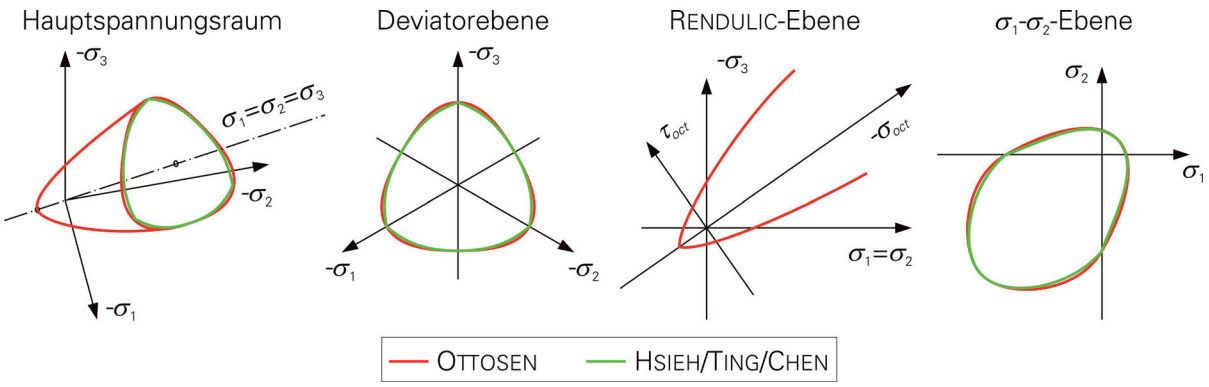


Bild 3-42 Bruchkriterien nach OTTOSEN und HSIEH, TING, CHEN

3.5.1.5 Fünf-Parameter-Modell

WILLAM und **WARNKE** [137], [16], [18], [94], [140] stellten ein weiteres Modell mit parabolischem Verlauf der Meridiane vor. Die Beziehung ist quadratisch in σ_{oct}, so dass sich die Hüllkurve bei hohen Drücken wieder schließt, Bild 3-43. Während niedrige hydrostatische Druckanteile verfestigend wirken, kommt es bei höheren Drücken zum Zermalmungsbruch und die Tragfähigkeit nimmt wieder ab. Allerdings schließt sich die Bruchkurve von WILLAM und WARNKE zu zeitig, wenn man die vorgeschlagene Kalibrierung anwendet. Die Gleichungen für die Meridiane lauten

$$r_1 = \sqrt{\frac{3}{5}} \cdot \tau_{oct}\left(\theta = 0°\right) = a_0 + a_1 \cdot \sigma_{oct} + a_2 \cdot \sigma_{oct}^2 \quad \text{(Zugmeridian) und} \tag{3-14}$$

$$r_2 = \sqrt{\frac{3}{5}} \cdot \tau_{oct}\left(\theta = 60°\right) = b_0 + b_1 \cdot \sigma_{oct} + b_2 \cdot \sigma_{oct}^2 \quad \text{(Druckmeridian)} . \tag{3-15}$$

Die Parameter a_i und b_i werden anhand von Festigkeitskennwerten ermittelt. Der Bereich zwischen den Meridianen wird mit Gleichung (3-11) beschrieben. Die Polfigur ist konvex, stetig, differenzierbar und ändert ihre Form von nahezu dreieckig im Bereich niedriger hydrostatischer Drücke bis kreisförmig im Bereich hoher Drücke.

KOTSOVOS [70], [68], [47], [48], [140] ersetzt die in der Meridianebene von WILLAM und WARNKE parabolisch beschriebenen Druck- und Zugmeridiankurven durch Exponentialfunktionen, Bild 3-43:

$$\frac{\tau_{oct}}{f_c} = a \cdot \left(c - \frac{\sigma_{oct}}{f_c} \right)^b \quad \text{(Zugmeridian) und} \tag{3-16}$$

$$\frac{\tau_{oct}}{f_c} = d \cdot \left(c - \frac{\sigma_{oct}}{f_c} \right)^e \quad \text{(Druckmeridian)} . \tag{3-17}$$

Dies beschreibt eine stetige Zunahme der Oktaederschubspannungen bei größer werdenden hydrostatischen Drücken und keine Abminderung der Bruchfestigkeit wie bei WILLAM und WARNKE.

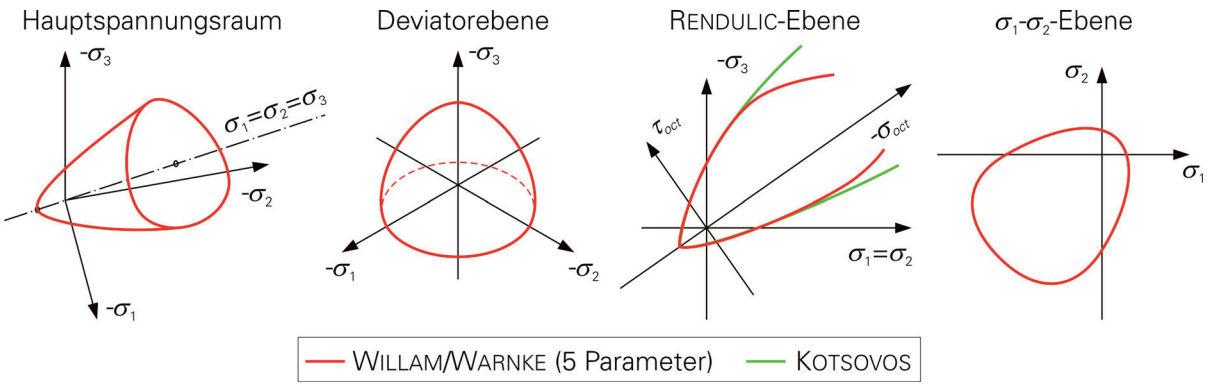


Bild 3-43 Bruchkriterium nach WILLAM/WARNKE (Fünf-Parameter-Modell) und KOTSOVOS

PODGORSKI [108] beschreibt 1985 die Meridiane mit einem Ansatz, der quadratisch in σ_{oct} ist:

$$\sigma_{oct} - c_0 + c_1 \cdot P \cdot \tau_{oct} + c_2 \cdot \tau_{oct}^2 = 0 \tag{3-18}$$

$$\text{mit} \quad P\left(\cos(3\theta)\right) = \cos\left[\frac{1}{3}\cos^{-1}\left(\alpha \cdot \cos(3\theta)\right) - \beta\right] \tag{3-19}$$

$$\text{und} \quad 0 \le \alpha \le 1, \qquad 0° \le \beta \le 60° .$$

GUO ET AL. [47], [48], [140] stellen 1990 ein weiteres Fünf-Parameter-Modell auf der Grundlage der vorwiegend an der TU München durchgeführten mehraxialen Versuche vor, Bild 3-44:

$$\frac{\tau_{oct}}{f_c} = a \cdot \left(\frac{b - \frac{\sigma_{oct}}{f_c}}{c - \frac{\sigma_{oct}}{f_c}} \right)^d \tag{3-20}$$

$$\text{mit} \quad c = c_t \cdot \left(\cos(1{,}5\theta)\right)^{\alpha} + c_c \cdot \left(\sin(1{,}5\theta)\right)^{\beta} \tag{3-21}$$

$$\text{und} \quad \frac{\tau_t}{\tau_c} = \left(\frac{c_c - \frac{\sigma_{oct}}{f_c}}{c_t - \frac{\sigma_{oct}}{f_c}} \right)^d .$$

Die Parameter *a*, *b*, c_c, c_t und *d* sind anhand von fünf beliebigen Versuchswerten iterativ zu bestimmen, wobei Versuchswerte mit möglichst verschiedenen Spannungsverhältnissen sowohl aus dem Druck- als auch aus dem Zugbereich verwendet werden sollten.

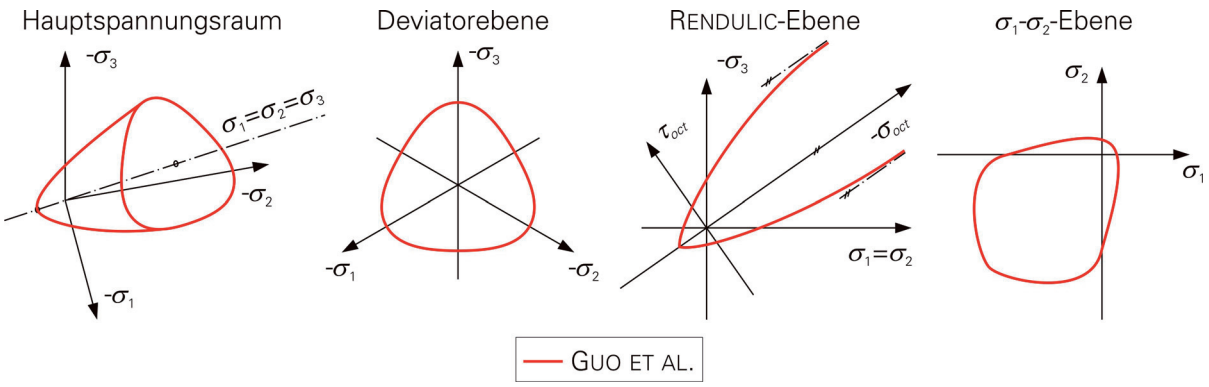


Bild 3-44 Bruchkriterium nach GUO ET AL.

3.5.2 Bruchkriterien im zweiaxialen Spannungsraum

Reine zweiaxiale Spannungszustände liegen nur selten in einem Bauwerk vor, zum Beispiel in dünnen Schalentragwerken. Dies ist neben der Tatsache, dass auch einige dreiaxiale Bruchkriterien befriedigende Ergebnisse für den zweiaxialen Fall liefern, der Grund dafür, dass reine zweiaxiale Bruchkriterien an Bedeutung verlieren. Deshalb soll an dieser Stelle nur kurz auf die Versuche von KUPFER eingegangen werden, dessen Ergebnisse seit ihrer Veröffentlichung in zahlreiche Berechnungsansätzr eingeflossen sind.

KUPFER [74] leitet aus Versuchen die folgenden Beziehungen empirisch ab, Bild 3-45. Für zweiaxiale Druckbeanspruchungen gilt

$$\left(\frac{\sigma_3}{f_{cm}}\right)^2 - 1{,}26 \cdot \frac{\sigma_3}{f_{cm}} \cdot \frac{\sigma_2}{f_{cm}} + \left(\frac{\sigma_2}{f_{cm}}\right)^2 - 1 = 0 \quad \text{(Ellipse)} \tag{3-22}$$

bzw.

$$\left(\frac{\sigma_3}{f_{cm}} + \frac{\sigma_2}{f_{cm}}\right)^2 + \frac{\sigma_3}{f_{cm}} + 3{,}65 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{cm}} = 0 \quad \text{(Parabel)}\,. \tag{3-23}$$

Die Parabel liefert bessere Übereinstimmungen bei niedrigen Druckkräften in der Querrichtung, die Ellipse eher bei hohen. Im Druck-Zug-Bereich schneiden sich diese Linien mit den Funktionen

$$\frac{\sigma_1}{f_{ctm}} = \sqrt[3]{1 + \frac{\sigma_3}{f_{cm}}} \quad \text{(Kubikwurzel)} \tag{3-24}$$

bzw.

$$\frac{\sigma_1}{f_{ctm}} = 1 + 0{,}8 \cdot \frac{\sigma_3}{f_{cm}} \quad \text{(Gerade)}. \tag{3-25}$$

Gleichung (3-24) beschreibt das Verhalten von Betonen mit niedriger Festigkeit, Gleichung (3-25) stellt den Übergang zwischen Normalbeton und Hochleistungsbeton dar. Für den Zug-Zug-Bereich gilt die Normalspannungshypothese mit

$$\sigma_1 = f_{ctm} \approx 0{,}34 \cdot \sqrt[3]{f_{cm}^2} \quad \text{(Konstante).} \tag{3-26}$$

CEB-FIP Model Code 90 [18] empfiehlt die Anwendung der Gleichungen (3-23) und (3-25), wobei in Gleichung (3-23) der Faktor 3,65 durch 3,8 ersetzt wird. Der Schnittpunkt liegt dann bei $0{,}96 f_{cm}$.

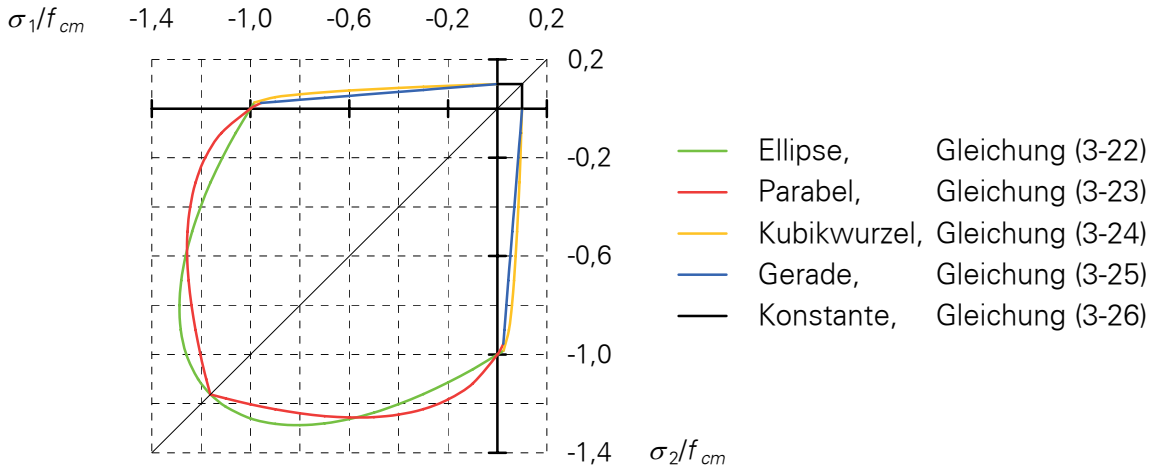


Bild 3-45 Bruchkriterium nach KUPFER

4 Eigene Versuche

In diesem Kapitel werden die Versuche vorgestellt, an deren Durchführung und Auswertung der Autor maßgeblich beteiligt war. Die Versuche wurden im Rahmen von drei langjährigen Forschungsvorhaben durchgeführt. Die Ergebnisse werden ausführlich in den Abschlussberichten zu den Forschungsvorhaben „Versuchstechnische Ermittlung und mathematische Beschreibung der mehraxialen Festigkeit von Hochleistungsbeton bei zwei- und dreiaxialer Druckbeanspruchung“ [22] von CURBACH, HAMPEL, SPECK und SCHEERER und „Untersuchung der mehraxialen Festigkeit von duktilem Hochleistungsbeton“ [24], [25] von CURBACH und SPECK dargestellt. Außerdem fließen erste Ergebnisse aus dem Forschungsvorhaben „Versuchstechnische Ermittlung und mathematische Beschreibung der mehraxialen Festigkeit von Ultra-Hochfestem Beton (UHPC)“ mit ein, welches zurzeit von dem Autor im Rahmen des DFG Schwerpunktprogramms 1182 „Nachhaltiges Bauen mit Ultra-Hochfestem Beton (UHPC)“ bearbeitet wird. Nähere Informationen zu diesem laufenden Projekt können einem Zwischenbericht [26] oder [27] entnommen werden. In diesem Kapitel werden die wesentlichsten Erkenntnisse zusammenfassend dargestellt.

4.1 Untersuchte Betone

4.1.1 Ausgangsstoffe und Herstellung

4.1.1.1 Hochleistungsbeton

Als Bindemittel werden der Zement CEM I 42,5 R von Lafarge, Werk Karsdorf und das Microsilica (SF) der Firma ELKEM bzw. Woermann eingesetzt. Das Microsilica liegt in einer Suspension mit 50 % Feststoffgehalt vor. Der Zuschlag ist Sand und Kies aus dem Rhein-Main-Gebiet. Der Größtkorndurchmesser beträgt $D = 16$ mm. Die Sieblinie wurde aus drei bis vier Kornfraktionen zusammengesetzt, ist gleichmäßig verteilt und liegt zwischen den Regelsieblinien A 16 und B 16. Der Hochleistungsbeton wurde mit w/b-Werten von 0,40 bis 0,29 hergestellt. Zur Einstellung der Konsistenz und der Verarbeitungszeit wurden das Fleißmittel BV 30 auf Melamin-Naphthalin-Basis und der Verzögerer VZ 32 von Woermann eingesetzt.

Die Duktilität des Betons wurde mit Hilfe eines Fasercocktails gesteigert aus Stahl- und Polypropylenfasern. Dabei wurden die gleichen Mischungen verwendet, um gezielt die Wirkungsweise der Fasern untersuchen zu können. Auf den Einsatz von gebrochenen Zuschlägen oder von anderen Zusatzstoffen, wie sie zum Beispiel von KÖNIG ET. AL [67] zur Duktilitätssteigerung vorgeschlagen werden, wurde bewusst verzichtet. Lediglich der Fließmittelgehalt wurde erhöht, um eine ausreichende Verarbeitbarkeit zu erzielen.

Die verwendeten Polypropylenfasern sind Fasern des Typs PolyCon HPC 20 der Firma Vulkan Harex. Es handelt sich dabei um fibrillierte Polypropylenfasern mit einer Länge von 19 mm, wie sie im Bild 4-1 dargestellt werden. Der Elastizitätsmodul der Fasern beträgt rund 5000 N/mm² und die Zugfestigkeit ca. 500 N/mm². Diese Festigkeit wird allerdings erst bei einer Dehnung von bis zu 200 % erreicht. Aufgrund dieser Geometrie- und Festigkeitswerte können die Fasern nur einen geringen Beitrag zur Rissüberbrückung leisten. Sie stellen vielmehr gezielt eingebrachte Fehlstellen dar, die ein progressives Risswachstum verhindern sollen, indem sie Ausgangs- und Endpunkte für Risse darstellen. Die Zugabemenge wird mit steigender Festigkeit des faserfreien Referenzbetons erhöht.

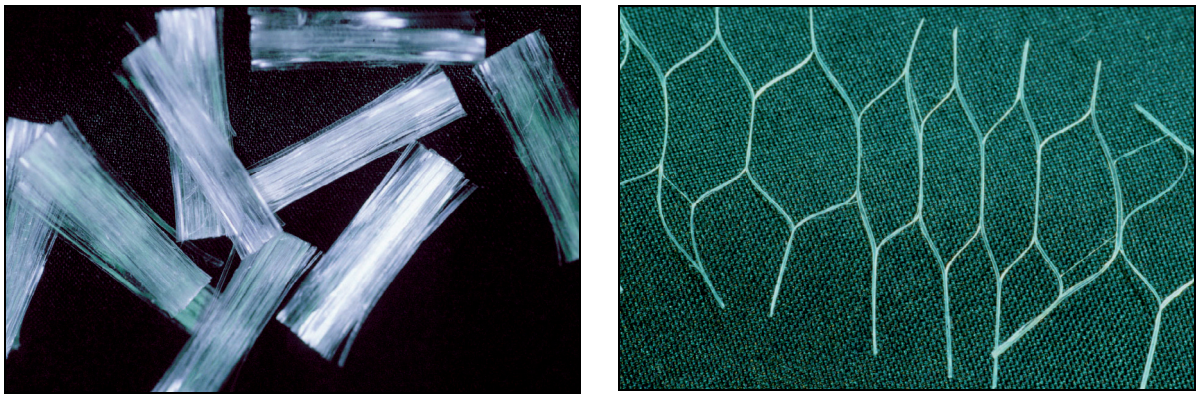


Bild 4-1 Polypropylenfasern

Bei den eingesetzten Stahlfasern handelt es sich um Drahtfasern Dramix RC-80/35-BP. Drahtfasern lassen sich aufgrund ihrer glatten Oberfläche sehr gut untermischen, was in Anbetracht der hohen Fasergehalte von großer Bedeutung ist. Die Verarbeitbarkeit wird noch dadurch verbessert, dass die Fasern zunächst miteinander verklebt sind. Dadurch wird die so genannte Igelbildung, ein ineinander Verhaken der Fasern vor und während der Herstellung des Betons, verhindert, siehe auch Bild 4-2. Der Leim löst sich während des Mischvorgangs vollständig auf und die Fasern können sich gleichmäßig verteilen. Die Drahtfasern sind 35 mm lang und weisen trotz der glatten Oberfläche einen guten Verbund auf, da sie am Ende eine Aufbiegung besitzen, siehe auch Bild 4-2. Eine gute Ausnutzung der Faser wird durch die große Schlankheit von $l / \varnothing = 80$ gewährleistet. Bei dieser Geometrie befinden sich über 20.000 Einzelfasern in einem Kilogramm der Stahlfasern.

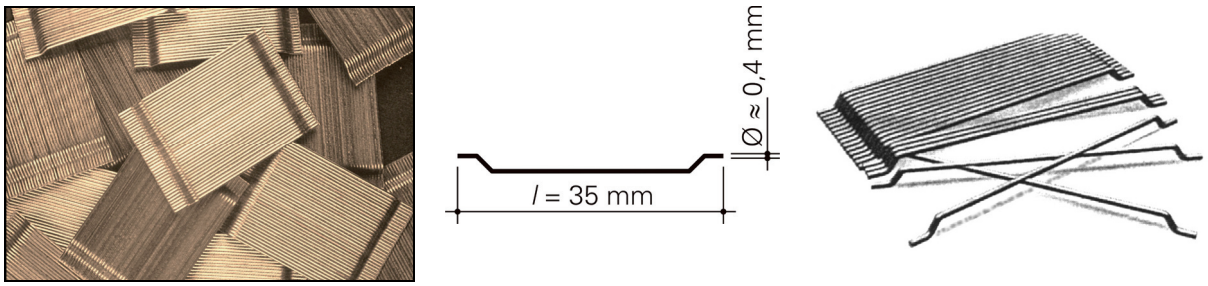


Bild 4-2 Geometrie der Drahtfasern Dramix RC-80/35-BP

Die verwendeten Fasern wurden speziell für Betone der Festigkeitsklassen C50/60 und höher entwickelt. Sie weisen einen hohen Kohlenstoffgehalt auf, welcher zu Zugfestigkeiten von über 2000 N/mm² führt. Bei den Verbundbedingungen im Zementleim besitzen die Fasern somit eine unterkritische Länge. Damit ist gewährleistet, dass die Festigkeit der Fasern nicht vollständig ausgenutzt wird und ein Versagen überwiegend durch Auszug und nicht durch Reißen der Fasern eintritt. Das stellt eine hohe Duktilität des Verbundwerkstoffes sicher, der auch bei großen Verformungen und Rissöffnungen noch Kräfte übertragen kann.

Der Fasergehalt wird so gewählt, dass er in allen Fällen über dem Mindestfasergehalt liegt, der aus der Betonzugfestigkeit resultiert. Der Fasergehalt wird mit steigender Festigkeit des faserfreien Referenzbetons erhöht. Außerdem wird für die beiden höherfesten Betone BII und BIII der Stahlfasergehalt in drei Stufen variiert. Aus der Mischung mit der mittleren

Festigkeit werden zusätzlich Betone unter alleiniger Verwendung von Stahl- oder Polypropylenfasern hergestellt. Der Fasergehalt wird beim Mischungsentwurf vom Zuschlaggehalt abgezogen. In Tabelle 4-1 werden die untersuchten Hochleistungsbetone zusammengefasst.

Tabelle 4-1 Mischungsrezepturen, Hochleistungsbeton

Referenzmischung [1]		BI	BII				BIII		
Zement CEM I 42,5 R	[kg/m³]	400	450				450		
Mikrosilica (Suspension 1:1)	[kg/m³]	0	90				90		
Sand 0 / 2	[kg/m³]	791	743				764		
Sand 2 / 4	[kg/m³]	74	0				0		
Kies 4 / 8	[kg/m³]	239	338				213		
Kies 8 / 16	[kg/m³]	736	608				799		
Zuschlag gesamt	[kg/m³]	1839	1689				1776		
Wasser	[l/m³]	156	127				85		
Verflüssiger	[l/m³]	6,0	9,2				22,5		
Verzögerer	[l/m³]	0,0	1,2				1,4		
w/b – Wert		0,40	0,36				0,29		
Mischung		BIb	BIIa	BIIb-St	BIIb	BIIb-PP	BIIc	BIIIa	BIIIb	BIIIc
Fasergehalt		mittel	gering	mittel	mittel	mittel	hoch	gering	mittel	hoch
Stahlfasern	[kg/m³]	40	40	80	80	-	120	80	120	160
Polypropylenfasern	[kg/m³]	1,0	1,5	-	1,5	1,5	1,5	2,0	2,0	2,0

1) Ausführlichere Angaben in [25], [26] und Anhang A

Die Herstellung des Betons erfolgte in einem Tellermischer. Für die Betone mit Fasern wurden zuerst Mischungen ohne Fasern hergestellt, wobei ein Ausbreitmaß zwischen 55 und 60 cm angestrebt wurde. Dabei verhinderte der hohe Anteil an Microsilica in der Mischung das in diesem Konsistenzbereich durchaus übliche Bluten. Nach der anschließenden Zugabe der Fasern verringerte sich das Ausbreitmaß in Abhängigkeit vom Fasergehalt auf Werte zwischen 20 und 40 cm. Es ist anzumerken, dass der Frischbetonkegel durch die Fasern gut zusammengehalten wurde und sich dadurch diese unzulässig kleinen Ausbreitmaße ergaben. In seiner Verdichtungswilligkeit entsprach der Beton aber durchaus einem Hochleistungsbeton mit Regelkonsistenz. Die Probekörper wurden auf einem Rütteltisch verdichtet. Der Beton ließ sich am besten bei hohen Amplituden und niedrigen Frequenzen verdichten. Genaue Angaben über Mischreihenfolge und Frischbetonkennwerte können dem Anhang A entnommen werden.

Die Lagerung der Probekörper erfolgte in der Regel bis zum zweiten Tag in der Schalung. In dieser Zeit wurden die Probekörper mit feuchten Tüchern und Folien gegen Austrocknung und zusätzlich mit Decken gegen Zugluft und zu geringe Temperaturen geschützt. Anschließend erfolgte die Lagerung bei 20°C bis zum siebenten Tag in Wasser und anschließend bis zur Prüfung bei 65 % relativer Luftfeuchte.

4.1.1.2 Ultrahochfester Beton

Die Versuche wurden mit den beiden Referenzbetonen des SPP 1182 begonnen. Es handelt sich um eine Feinkornmischung M2Q-2,5 und eine Grobkornmischung B4Q-2,5, die jeweils

2,5 Vol.-% Mikrodrahtfasern enthalten. Da besonderes Interesse an mehraxialen Festigkeiten seitens dreier anderer Projekte des SPP bestand, wurden auch die in den jeweiligen Projekten verwendeten Betone untersucht. Da sich die Referenzmischungen bei eng bewehrten Bauteilen schwer einbauen lassen, wurden die Mischungen B4Q-2,5 abwandelt. Der Fasergehalt wurde auf rund 1 Vol.-% gesenkt und es wurden dafür längere Fasern verwendet. Dadurch wurde ein äquivalentes Tragverhalten unter einaxialem Druck erzielt. Bei allen Mischungen wurden Fasern mit Zugfestigkeiten von ca. 2000 N/mm² eingesetzt. Zusätzlich wird ein B4Q-0,0 ohne Fasern als Referenz untersucht, um genaue Aussagen über die Wirkung der Fasern zu erhalten. In Tabelle 4-2 wird die Zusammensetzung der verwendeten ultrahochfesten Betone aufgelistet.

Tabelle 4-2 Mischungsrezepturen, Ultrahochfester Beton

Mischrezeptur	M2Q-2,5	B4Q-2,5	B4Q-1,25	B4Q-0,9	B4Q-0,0
	Menge [kg/m³]				
Zement CEM I 52,5R HS-NA Holcim	832	650	650	660	666
Basalt 2/8		597	597	606	612
Quarzsand H33	975	354	354	360	363
Quarzmehl MILLISIL W3 grob		131	131	133	134
Quarzmehl MILLISIL W12 fein	207	325	325	330	333
Microsilica Elkem Grade 983 (gesiebt) Woermann	135	177	177	180	181
Stahlfasern WEIDACON FM 0,15/9 mm STRATEC Dramix RC 80/30 BP 0,38/30 mm Mikrodrahtfasern 0,15/17 mm	192	194	98	71	
Wasser	166	158	158	161	162
Fließmittel Glenium 51 Woermann	26,5	33,4	30,4	30,4	22,8
w/b-Wert	0,19	0,21	0,21	0,21	0,21

Der UHPC wird in einem Zyklos-Zwangsmischer hergestellt. Die Mischzeit beträgt insgesamt neun Minuten. Zuerst werden die trockenen Zuschlagsstoffe gemischt, wobei vor allem auf eine gleichmäßige Verteilung des pulverförmigen Microsilicas zu achten ist. Danach wird mit Hilfe von Wasser und einem Hochleistungsfließmittel auf Basis von Polycarboxylatether wieder eine sehr flüssige faserfreie Mischung eingestellt. Die Stahlfasern werden als letztes zugegeben. Nach der Faserzugabe beträgt das Ausbreitmaß ohne Schockstöße 65 bis 75 cm bzw. das Setzfließmaß 72 bis 92 cm. Trotz der fließfähigen Konsistenz entlüftet dieser UHPC schwer. Die Probekörper werden auf einem Rütteltisch bei hohen Amplituden und niedrigen Frequenzen verdichtet. Genaue Angaben über Mischreihenfolge und Frischbetonkennwerte können dem Anhang A entnommen werden.

Die Lagerung erfolgte in der Regel 14 Tage unter Wasser und anschließend bis zum 28. Tag bei 20°C und 65% relativer Luftfeuchte. Diese frühzeitige Unterbrechung der Wasserlagerung war nötig, da die erforderlichen Dehnmessstreifen nur auf eine trockene Oberfläche appliziert werden können. Bei dieser Lagerung konnte eine geringfügige Steigerung der Festigkeit gegenüber einer Wasserlagerung bis zur Prüfung festgestellt werden, Bild 4-3.

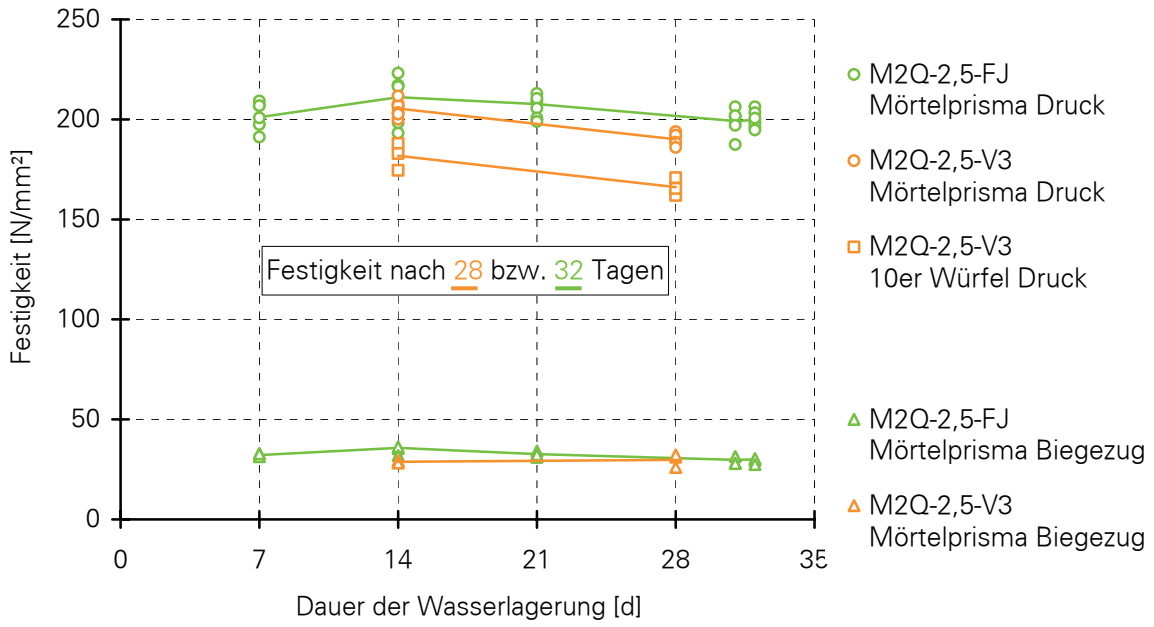


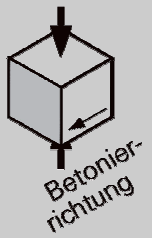
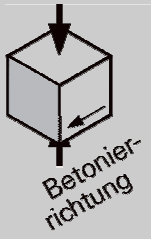
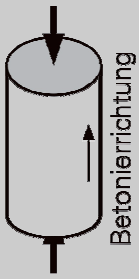
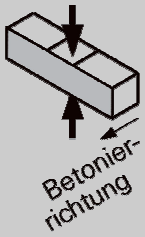
Bild 4-3 Festigkeit in Abhängigkeit von der Dauer der Wasserlagerung

4.1.2 Festbetoneigenschaften

Der Hochleistungsbeton wurde in drei Festigkeitsklassen untersucht. Die niedrigste stellt mit C50/65 den Übergang zu Normalbeton her. Die mittlere Festigkeitsklasse ist ein C70/85. Die angestrebte höchste Festigkeitsklasse von C90/105 konnte ohne Zugabe von Fasern nicht erreicht werden. Dies ist hauptsächlich auf die Verwendung von Kies als Grobzuschlag zurückzuführen. Der Einsatz von gebrochenem Basalt z.B. führt zu einer höheren Festigkeit, beeinflusst aber auch das Spannungs-Dehnungs-Verhalten maßgeblich und hätte somit die Vergleichbarkeit der Ergebnisse erschwert.

Durch die Zugabe des Fasercocktails wurde die Druckfestigkeit tendenziell erhöht, Tabelle 4-3. Dafür ist eine genaue Abstimmung der Fasergehalte notwendig. Durch die alleinige Zugabe von PP-Fasern oder einem zu hohen Anteil von Polypropylenfasern im Cocktail wird die Festigkeit herabgesetzt, wie schon KÖNIG ET. AL [67] bei ihren Untersuchungen feststellten. Sind dagegen keine oder zu wenige PP-Fasern vorhanden, kommt es im Bereich vor dem Bruch zu keiner nennenswerten Mikrorissbildung. Deshalb wird auch kaum Energie dissipiert, so dass beim Versagen die gesamte elastisch gespeicherte Energie schlagartig freigesetzt wird. Diese Energie verteilt sich auf wenige breite Risse und damit auf wenige Stahlfasern. Sorgen die PP-Fasern frühzeitig für eine fein verteilte Rissbildung, beteiligen sich wesentlich mehr Fasern am Lastabtrag und der Beton versagt wesentlich weniger spröde.

Tabelle 4-3 Druckfestigkeiten nach 28 Tagen, Mittelwert aus mindestens drei Versuchen

Beton	Prüfkörper: Würfel, a = 15 cm Einbaulage:  $f_{c,cube\ 150,28d,\perp}$ [N/mm²]	Würfel, a = 10 cm  $f_{c,cube,28d,\perp}$ [N/mm²]	Würfel, a = 10 cm $f_{c,cube,28d,\parallel}$ [N/mm²]	Zylinder, $Ø/h$ = 15/30 cm  $f_{c,cyl,28d}$ [N/mm²]	Mörtelprisma, $d/b/l$ = 4/4/16 cm  $f_{c,MP,28d}$ [N/mm²]	Festigkeits-klasse
BI	74,2	74,8	-	55,5	-	C50/65
BIb	-	79,8	87,9	70,7	-	C50/65
BII	100,1	103,5	-	85,0	-	C70/85
BIIa	-	103,4	112,6	91,7	-	C70/85
BIIb	-	106,8	115,8	90,6	-	C80/95
BIIc	-	108,3	117,6	95,0	-	C80/95
BIII	110,9	122,0	-	93,1	-	C80/95
BIIIa	-	115,6	125,4	106,7	-	C90/105
BIIIb	-	120,2	136,2	110,2	-	C90/105
BIIIc	-	114,5	143,5	109,0	-	C90/105
BIIb-St	-	107,5	114,3	89,0	-	C80/95
BIIb-PP	-	92,7	96,3	83,6	-	C60/75
M2Q-2,5	-	169,1	-	159,7	195,0	(C140/155)
B4Q-2,5	-	184,3	-	161,2	213,8	(C150/165)
B4Q-0,9	-	199,2	-	169,3	205,7	(C160/175)
B4Q-0,0	-	-	-	-	168,1	-

Eine ausführliche Darstellung aller gemessenen Druckfestigkeiten kann den angegebenen Abschluss- und Zwischenberichten oder auszugsweise dem Anhang A entnommen werden. Bei der Auswertung der Festigkeiten wurden folgende Zusammenhänge erkannt:

- Die Hochleistungsbetone mit Fasern und der ultrahochfeste Feinkornbeton M2Q-2,5 verhalten sich nicht isotrop. Grund dafür ist die überwiegend horizontale Ausrichtung der Stahlfasern. Die Druckfestigkeit quer zur Betonierrichtung beträgt etwa 90 % der Druckfestigkeit in Betonierrichtung. Die Zugfestigkeit quer zur Betonierrichtung und damit in Richtung der Fasern ist rund doppelt so groß wie in Betonierrichtung. Diese Umrechnungsfaktoren zeigten keine eindeutige Abhängigkeit vom Fasergehalt.

- Die einaxial in der Triaxialprüfmaschine ermittelten Druckfestigkeiten liegen im Bereich der Zylinderdruckfestigkeit. Das Verhältnis $f_c'/f_{c,cyl}$ reicht von minimal 0,84 (gemessen an einem HPC ohne Fasern) bis maximal 1,06 (gemessen an einem UHPC). Im Mittel beträgt das Verhältnis 92 % beim Hochleistungsbeton, 95 % beim Hochleistungs-faserbeton und 103 % bei ultrahochfestem Beton. Mit zunehmender Homogenisierung

der Betonzusammensetzung verringert sich der Maßstabseinfluss auf die Festigkeit. Für systematische Untersuchungen dieses Zusammenhanges liegen zu wenige Ergebnisse vor bzw. sind die Streuungen in den Ergebnissen zu groß.

4.2 Versuchstechnik

4.2.1 Prüfmaschine

Am Institut für Massivbau der TU Dresden existiert eine leistungsfähige Prüfeinrichtung für dreiaxiale Beanspruchung (Bild 4-4). Sie wurde Ende der sechziger Anfang der siebziger Jahre des vorigen Jahrhunderts erbaut. Der einteilige Rahmen der Maschine besteht aus einem Stahlgusskörper mit einem Gewicht von zirka 16 Tonnen. In den siebziger und achtziger Jahren wurden Untersuchungen zum Verhalten von Normal- und Stahlfaserbeton von OPITZ [101], SKADE [129] und SCHRÖDER [128] durchgeführt. 1996 wurde die Versuchsanlage mit Mitteln der DFG umgebaut und modernisiert, um eine dem Stand der Technik entsprechende Versuchsdurchführung zu gewährleisten.

Je Kraftrichtung ist ein separater servo-hydraulischer Regelkreis vorhanden, der es ermöglicht, alle drei Zylinder sowohl zusammen als auch getrennt kraft-, weg- oder dehnungsgesteuert zu fahren. Als Prüfkörper können Würfel mit Kantenlängen zwischen 10 und 30 cm oder Scheiben mit entsprechend geringerer Dicke verwendet werden. Je Belastungsachse können 5.000 kN Druck oder 500 kN Zug aufgebracht werden. Bei Würfeln mit einer Kantenlänge von 10 cm entspricht dies einer maximalen Druckspannung von 500 N/mm² bzw. einer Zugspannung von 50 N/mm². Damit ist diese Prüfmaschine weltweit eine der leistungsfähigsten ihrer Art und dadurch für die Prüfung von Hochleistungs- und Ultrahochleistungsbetonen geeignet.

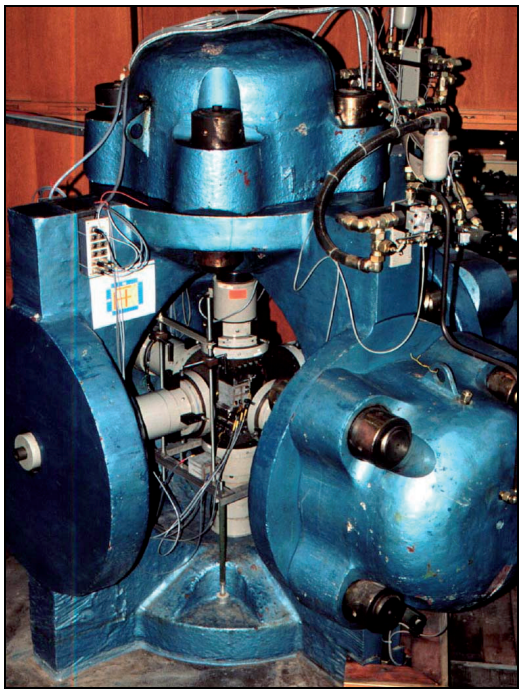


Bild 4-4 Triaxial-Prüfmaschine im Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden

Eine ausführliche Beschreibungen der Multiaxial-Prüfmaschine sowie der durchgeführten Kalibrierungsversuche finden sich u. a. in CURBACH et al. [22]. Bei den Kalibrierungsversuchen am Maschinenrahmen wurde eine maximale Verformung des Rahmens von 0,5 ‰ unter Volllast gemessen. Damit ist die gegenseitige Beeinflussung der einzelnen Kraftrichtungen relativ gering, obwohl die einzelnen Kraftrichtungen über den Maschinenrahmen gekoppelt sind.

Weiterhin ist zu beachten, dass pro Achse nur ein Zylinder vorhanden ist und der Probekörper in Richtung Widerlager geschoben wird. In der Richtung quer dazu verschiebt sich somit die Prüfkörperachse gegenüber der Belastungsachse, Bild 4-5. In CURBACH/SPECK [24] wird gezeigt, dass diese Außermittigkeit im Rahmen der durchgeführten Versuche maximal 1 mm beträgt. Das daraus resultierende Moment ist vernachlässigbar klein. Allerdings muss dieser Verformungsanteil bei der Interaktion zwischen der Lasteinleitung und dem Probekörper berücksichtigt werden, siehe Abschnitt 4.2.2. Es gibt Konstruktionen, bei denen die Belastungsachsen voneinander entkoppelt sind, wie Beispiel bei den zweiaxialen Prüfmaschinen der TU München oder der dreiaxialen Prüfmaschine an der BAM in Berlin. Konstruktionsbedingt sind diese Prüfrahmen aber wesentlich weicher und deshalb auch weniger leistungsfähig.

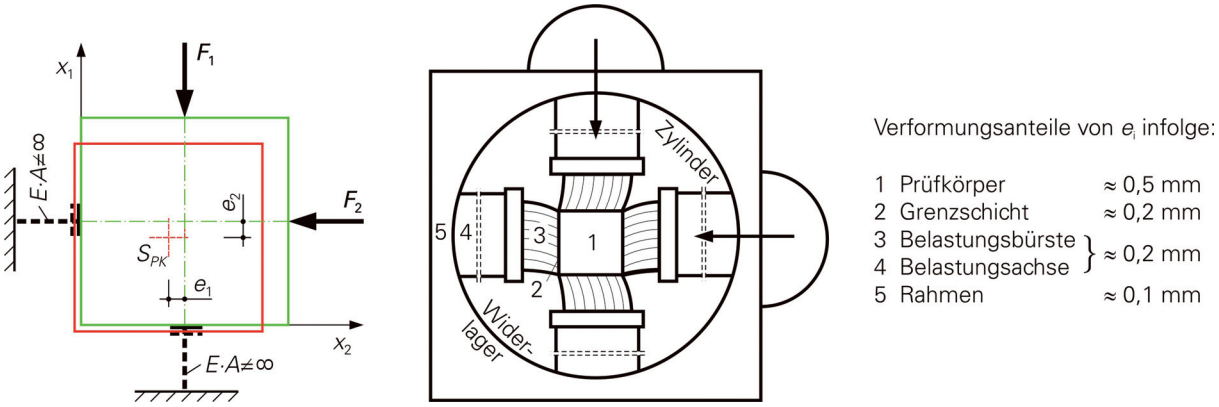


Bild 4-5 *Verschiebung des Prüfkörperschwerpunktes infolge der Verformungsanteile in einer einteiligen Prüfmaschine*

Die hohe Steifigkeit der vorhandenen Prüfmaschine ermöglicht grundsätzlich die Untersuchung des Nachbruchverhaltens. Allerdings besitzt die vorhandene digitale Steuerung nicht die Geschwindigkeit und die Genauigkeit, die zur Erfassung eines progressiven Versagensfortschrittes erforderlich ist, und müsste durch eine zusätzliche analoge Steuerung für jeden Belastungskreis ergänzt werden. Außerdem nimmt mit zunehmender Probekörperverformung die Auslenkung der Belastungsbürsten zu. Dies kann zu einer kritischen Beanspruchung in der Belastungsbürste führen und die von der Bürste in den Probekörper übertragene Schubkraft ist nicht mehr vernachlässigbar. Aus den genannten Gründen kann mit diesem Versuchsaufbau nur ein kleiner Abschnitt im Nachbruchbereich untersucht werden.

4.2.2 Lasteinleitung

Bei der Einleitung der Kraft wird Wert darauf gelegt, dass die Endflächenreibung und damit die Querdehnungsbehinderung minimiert bzw. ausgeschlossen werden. Für diese Art der Lasteinleitung haben sich die erstmals von HILSDORF [53] entwickelten Belastungsbürsten bei der Prüfung von Beton bewährt, siehe Abschnitt 3.1.4.4.

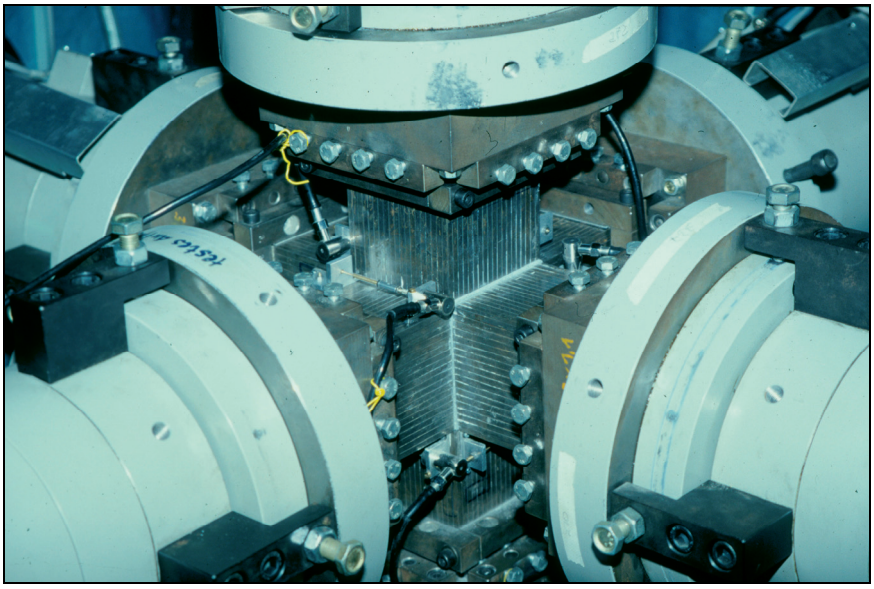


Bild 4-6 Lasteinleitung mit Belastungsbürsten bei einem dreiaxialen Versuch

Die Forschungsvorhaben an Hochleistungsbeton wurden mit Bürsten begonnen, die aus einem Chrom-Molybdän-Stahl mit einer Fließgrenze von etwa 800 N/mm² bestehen. Die Einzelborsten mit einer Querschnittsfläche von 5 x 5 mm wurden zu Bündeln von 19 x 19 Stück zusammengefasst. Der Abstand zwischen den Einzelborsten beträgt 0,2 mm und die freie Länge der Borsten 70 mm. Am Fuß waren die Borsten durch eine Epoxydharz-verklebung eingespannt. Dieser so entstandene Bürstenblock wurde an der Ober- und Unterseite planparallel abgeschliffen und anschließend mittels hochfester Schrauben in einem auf einer Grundplatte fixierten Rahmen befestigt. Im Zuge der dreiaxialen Versuche kam es infolge der großen Kopfauslenkung kombiniert mit den hohen Längskräften in den Borsten vermehrt zu einem Versagen der Bürsten. Die Verklebung am Bürstenfuß konnte der Beanspruchung nicht standhalten und die Einzelborsten wurden plastisch verformt.

Daraufhin wurden Bürsten aus Maraging-Stahl mit einer Streckgrenze von 2.100 N/mm² angefertigt. Dies stellt für Stähle dieser Geometrie die Grenze des technisch Möglichen dar. Die Einspannung am Fuß wurde durch das Verlöten der Borsten verbessert. Für die Versuche am ultrahochfesten Beton werden Bürsten verwendet, bei denen die einzelnen Borsten durch das Drahterosionsverfahren aus einem vollen Block herausgearbeitet werden. Damit wird der erforderliche Abstand zwischen den Borsten präzise eingehalten und am Bürstenfuß ist der größtmögliche Einspanngrad gewährleistet.

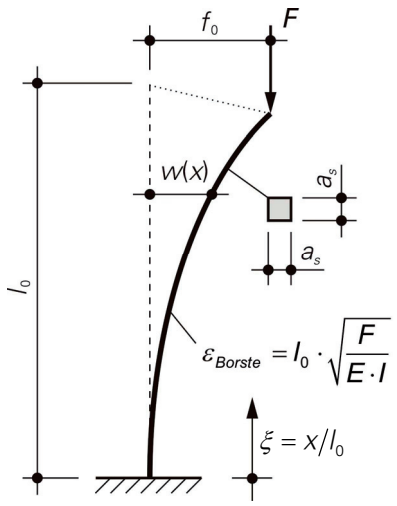


Bild 4-7 Kräftegleichgewicht an einer verformten Einzelborste

Die Biegelinie der Einzelborsten, die sich unter Belastung einstellt, ist abhängig von den Randbedingungen. Am Borstenfuß kann eine starre Einspannung angenommen werden. Am Borstenkopf sind als Grenzfälle eine querverschiebliche gelenkige Lagerung oder eine querverschiebliche Einspannung möglich. Für den hier betrachteten Fall der Druckbeanspruchung ohne eine Verklebung der Bürsten mit dem Probekörper stellten sowohl HILSDORF [53] als auch LINSE [82] bei ihren Untersuchungen fest, dass die Borstenköpfe als gelenkig gelagert angenommen werden können. Diese Annahme wird durch die Eindrückungen der Stäbchen in die Oberfläche sowie durch die Verformungsfigur von plastisch verformten Belastungsbürsten bei den durchgeführten Versuchen bestätigt.

Als allgemeiner Ansatz für die Biegelinie wurde Gleichung (4-1) gewählt.

$$\begin{aligned} w(\xi) = w_0 &+ \frac{\varphi_0 \cdot l_0}{\varepsilon_{Borste}} \cdot \sin\left(\varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right) + \frac{M_0}{F} \cdot \left[\cos\left(\varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right) - 1\right] \\ &+ \frac{V_0 \cdot l_0}{\varepsilon_{Borste} \cdot F} \cdot \left[\sin\left(\varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right) - \varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right] \\ &+ \frac{q_0 \cdot l_0^2}{\varepsilon_{Borste}^2 \cdot F} \cdot \left[\cos\left(\varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right) - 1 + \frac{1}{2} \cdot \left(\varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right)^2\right] \end{aligned} \qquad \text{mit } \varepsilon_{Borste} = l_0 \cdot \sqrt{\frac{F}{E \cdot I}} \tag{4-1}$$

Die Bezeichnungen erfolgen entsprechend Bild 4-7. Eine ausführliche Herleitung erfolgt im Anhang D.1. Unter Berücksichtigung der Randbedingungen für den unten eingespannten und oben frei verschieblich gelenkig gelagerten Stab ergibt sich die Durchbiegung der Borste entsprechend Gleichung (4-2).

$$w(\xi) = \frac{\left[\sin\left(\varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right) - \varepsilon_{Borste} \cdot \xi - \tan\left(\varepsilon_{Borste}\right) \cdot \cos\left(\varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right) + \tan\left(\varepsilon_{Borste}\right)\right]}{\tan\left(\varepsilon_{Borste}\right) - \varepsilon_{Borste}} \cdot f_0 \tag{4-2}$$

Aus Gleichgewichtsgründen an der verformten Einzelborste ergibt sich am Bürstenkopf eine Rückstellkraft *H* senkrecht zur Stabachse, deren Größe von der Höhe der Belastung, der Kopfauslenkung der Bürste und der Steifigkeit der Borste abhängig ist.

$$H = -\left(\frac{\varepsilon_{Borste}}{l_0}\right)^2 \cdot E \cdot I \cdot C = \frac{f_0 \cdot \varepsilon_{Borste} \cdot F}{\left(\tan\left(\varepsilon_{Borste}\right) - \varepsilon_{Borste}\right) \cdot l_0} \tag{4-3}$$

Diese Rückstellkräfte führen zu einer Schubspannung auf der Probekörperoberfläche und die daraus resultierende Schubkraft wirkt in Abhängigkeit vom geprüften Material und vom Spannungsverhältnis in Richtung der ursprünglichen Kraft oder ihr entgegen. Diese Problematik ist am Beispiel einer zweiaxialen Druckbelastung im Bild 4-8 dargestellt. Links ist die Lage des Verschiebungsnullpunktes in der betrachteten Ebene für den Fall eines unendlich steifen Widerlagers gekennzeichnet. In der Mitte sind für drei ausgewählte Spannungsverhältnisse die Oberflächenverschiebungen zu sehen. Dargestellt sind Linien mit betragsmäßig gleicher Verschiebung in der betrachteten Ebene. Rechts sind die daraus resultierenden Oberflächenschubspannungen und -kräfte für die jeweiligen Belastungsachsen qualitativ aufgeführt.

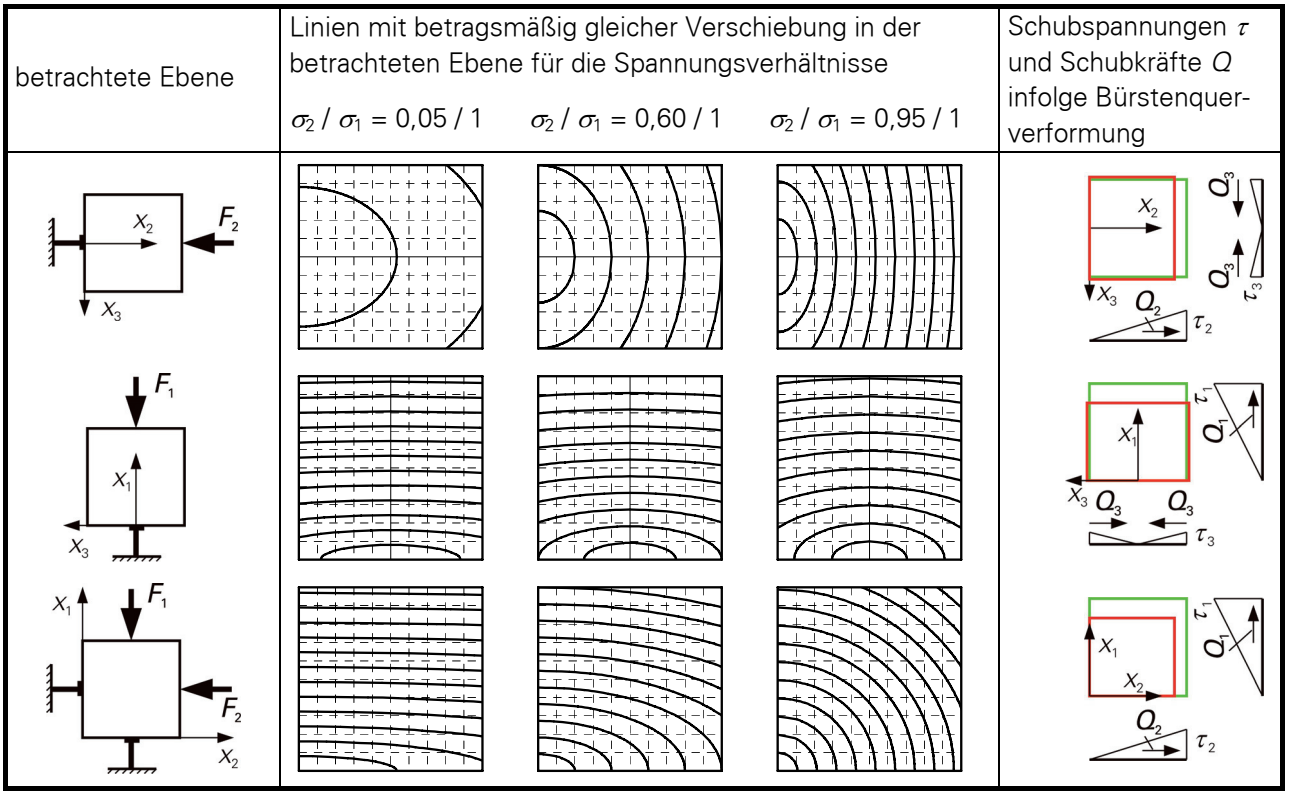


Bild 4-8 *Verformung der Belastungsbürsten und daraus resultierende Oberflächenschubspannungen bei linear elastischem Materialverhalten und starren Widerlagern*

In CURBACH/SPECK [24] werden diese Schubkräfte quantifiziert. Nach Abschätzung aller Verformungsanteile kann festgestellt werden, dass die Schubkräfte mit maximal 2,3 % der aufgebrachten Last in den Belastungsachsen vernachlässigbar sind. Es treten aber auch Schubspannungen von bis zu 2,4 N/mm² in der unbelasteten Richtung auf. Dort wirken sie der Querdehnung entgegen und stören den Spannungszustand vor allem im Bereich des Bruches. Als Konsequenz dieser Untersuchungen müssten Bürsten mit geringeren Biegesteifigkeiten verwendet werden. Dem gegenüber stehen aber die beschriebenen Probleme mit der begrenzten Tragfähigkeit der Bürsten.

4.2.3 Messtechnik

Die Erfassung der Kräfte erfolgt mittels Kraftmessdosen, die sich auf der Zylinderseite der jeweiligen Belastungsachse befinden. Die Kraftmessdosen sind für den Messbereich von 100 - 5000 kN ausgelegt. Der Messbereich kann bei geringer Beanspruchung aber auch auf einen Größtwert von 1000 kN umgestellt werden.

Die Dehnungen werden sowohl direkt als auch indirekt gemessen. Bei den ein- und zweiaxialen Belastungen sind die Vorder- und Rückseite der Probe sichtbar. Bei diesen Versuchen wird die Dehnung über Dehnmessstreifen direkt auf den freien Oberflächen gemessen bzw. über einen Messbügel die Relativverschiebung zwischen den beiden Oberflächen erfasst (Bild 4-9). Bei den ein- und zweiaxialen Versuchen wird die Dehnung zusätzlich und bei den dreiaxialen Versuchen ausschließlich indirekt über die Verformung der Bürsten gemessen. Über den Ansatz einer Biegelinie wird die Verformung der Bürste auf die des Probekörpers umgerechnet.

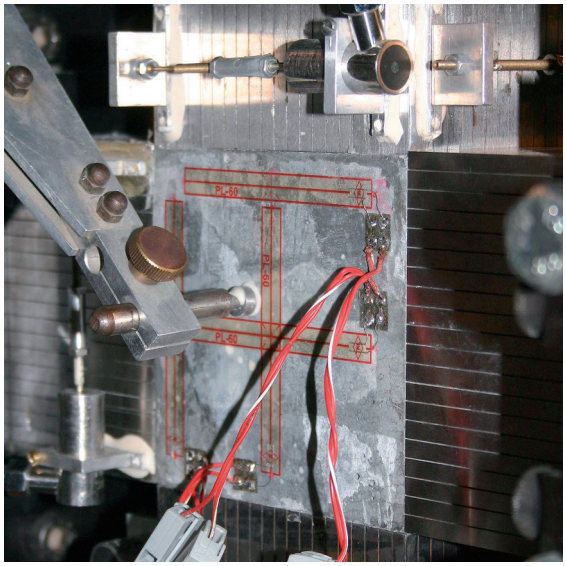


Bild 4-9 Prüfraum der Triaxial-Prüfmaschine für zweiaxiale Druckversuche

Dehnmessstreifen erfassen die Verformungen kontinuierlich entlang ihrer Messlänge. Sie können aber keine Messwerte mehr liefern, sobald der erste breitere Riss innerhalb des Messbereichs auftritt. Außerdem kam es bei dem faserfreien Hochleistungsbeton häufig zum Abplatzen von Teilen der lastfreien Oberfläche oder zum kompletten Ablösen einer dünnen Scheibe von dieser Oberfläche. In diesem zweiten Fall wurden die Dehnmessstreifen nicht zerstört, aber da sich die Oberfläche erst aufwölbte und sich später ganz der Belastung entzog, sagten die gemessenen Verformungen nichts über die Verformungen im Probekörper aus.

Im oberen Lastbereich wurde dann auf die indirekte Messung der Probekörperverformungen über die Bürstenquerdehnung zurückgegriffen. Dafür wird ein induktiver Wegaufnehmer in einem gewissen Abstand von der Versuchskörperoberfläche an der Belastungsbürste angebracht, Bild 4-10. Die dort gemessene Verformung wird über eine theoretische Biegelinie der Borste auf die Verformung am Borstenkopf und damit auf die Prüfkörperverformung umgerechnet. Unter Ansatz der Biegelinie nach Gleichung (4-2) ergibt sich der

Umrechnungsfaktor zwischen den Verformungen am Probekörper ($x = l_0$) und den in Höhe des IWA gemessenen Verformungen ($x = l_1$) demzufolge nach Gleichung (4-4):

$$\Delta = \frac{v_{Körper}}{v_{IWA}} = \frac{w(l_0)}{w(l_1)} = \frac{\tan(\varepsilon_{Borste}) - \varepsilon_{Borste}}{\sin(\varepsilon_{Borste} \cdot \frac{l_1}{l_0}) - \tan(\varepsilon_{Borste}) \cdot \cos(\varepsilon_{Borste} \cdot \frac{l_1}{l_0}) - \varepsilon_{Borste} \cdot \frac{l_1}{l_0} + \tan(\varepsilon_{Borste})} \cdot \quad (4\text{-}4)$$

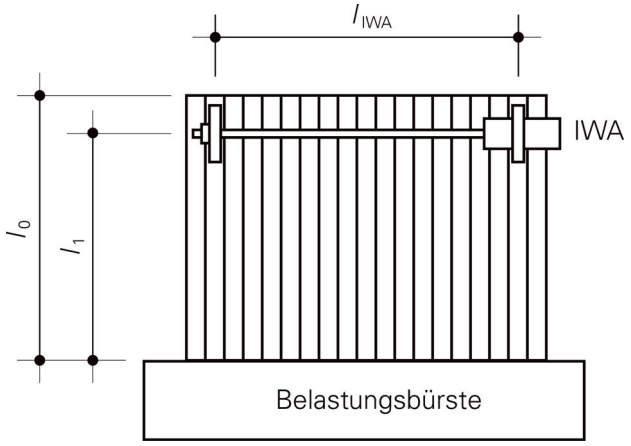


Bild 4-10 Prinzip der Verformungsmessung über die Bürstenquerdehnung nach DIALER ET AL. [35]

Die Verdrehung der Wegaufnehmerachse infolge der Borstenauslenkung wird bei dieser Berechnung vernachlässigt.

Diese Messmethode setzt voraus, dass der Borstenkopf der Verformung des Probekörpers exakt folgt. Gerade zu Belastungsbeginn oder in den gering belasteten Achsen kam es aufgrund des geringen Anpressdruckes zum Rutschen der Borste auf dem Prüfkörper. Teilweise rutschten Bürsten auch bei einem höheren Lastniveau, was sich in Sprüngen in der Spannungs-Dehnungs-Linie widerspiegelte. Die Umrechnung der Verformungen sowie die bei der Dehnungsauswertung vorgenommenen Korrekturen werden ausführlich in CURBACH/SPECK [24] und im Anhang D dargestellt.

Die parallele Messung mit Dehnmessstreifen und Wegaufnehmern bei den ein- und zweiaxialen Versuchen wurde also deshalb angewendet, da Dehnmessstreifen im unteren und die Wegaufnehmer im oberen Lastbereich die besseren Ergebnisse liefern. Gleichzeitig sollte überprüft werden, ab welchem Lastniveau die indirekte Messung über die Bürstenquerdehnung hinreichend genaue Ergebnisse liefert, da sie bei den dreiaxialen Versuchen die alleinige Verformungsmessung darstellt. In Tabelle 4-4 werden die verwendeten Verformungsmessstellen zusammengefasst. Die genaue Anordnung kann Bild 1-2 und Bild 1-3 entnommen werden.

Tabelle 4-4 Übersicht über die Verformungsmessstellen

Spannungs-verhältnis	Richtung	Dehnmessstreifen auf der Vorderseite	Dehnmessstreifen auf der Rückseite	Induktive Weg-aufnehmer an den Bürsten	Messbügel zwischen Vorder- und Rückseite	Anzahl Daten-sätze
einaxial	belastet	1.1, 1.3	2.1, 2.3	-	-	4
	frei	1.2, 1.4	2.2, 2.4	2,4	-	6
	frei	-	-	5, 6	MB	3
zweiaxial	belastet	1.1, 1.3	2.1, 2.3	1, 3	-	6
	belastet	1.2, 1.4	2.2, 2.4	2, 4	-	6
	frei	-	-	5, 6	MB	3
dreiaxial	belastet	-	-	1, 3, 8	-	3
	belastet	-	-	2, 4, 7	-	3
	belastet	-	-	5, 6	-	2

4.2.4 Versuchsdurchführung

Sowohl für die zweiaxialen als auch die dreiaxialen Druckversuche wurden Würfel mit einer Kantenlänge von 10 cm hergestellt. So lassen sich die erzielten Ergebnisse vergleichen, ohne dass der Einfluss aus der Prüfkörpergeometrie zu berücksichtigen ist. Das verwendete Größtkorn lag bei 16 mm. Damit sind die geforderten Verhältnisse zwischen Größtkorn-durchmesser und minimaler Seitenlänge bzw. minimalem Volumen eingehalten und der Prüfkörper stellt eine repräsentative Volumeneinheit dar. Die Lastkapazität der Prüfmaschine entspricht bei dieser Probengröße 500 N/mm², so dass auch im dreiaxialen Druckbereich sicher Brüche herbeigeführt werden können. Die Würfel wurden in Präzisionsstahlformen hergestellt und nur die Betonieroberseite durch schleifen nachbearbeitet. Bezüglich Winkligkeit und Parallelität der Flächen wurden so bessere Ergebnisse erzielt als beim Heraussägen aus größeren Probekörpern und anschließendem Schleifen. Die geformten Probekörper wiesen geringere Streuungen in den Festigkeiten auf als die gesägten.

Für die Prüfung wurde ein Betonalter von 28 Tagen angestrebt. Aufgrund der relativ langen Versuchsdauer und der großen Anzahl an untersuchten Spannungsverhältnissen war es nicht möglich, alle Körper an einem Tag zu prüfen. In der Regel wurde am 26. Tag nach dem Betonieren mit den mehraxialen Versuchen begonnen. Um den Einfluss des Prüfkörperalters zu minimieren, wurden die verschiedenen Spannungsverhältnisse abwechselnd gefahren. Dadurch ist das durchschnittliche Betonalter für alle Spannungsverhältnisse gleich. Eine Ausnahme bilden lediglich die einaxialen Versuche. Da diese Umbaumaßnahmen an der Maschine erforderten, wurden alle Probekörper dieses Spannungsverhältnisses am Anfang oder Ende der jeweiligen Versuchsserie geprüft.

Beim Einbau der Prüfkörper in den Prüfraum wurden die Bürstenachsen an die jeweilige Würfelgeometrie angepasst. Dazu wurden Kugelkalotten benutzt, die unter jeder Belastungsbürste vorhanden sind außer in der vertikalen Widerlagerseite. Durch diesen Festpunkt wird verhindert, dass sich innerhalb des Prüfraumes ein Drehpunkt ausbildet. Es war nicht möglich, die horizontalen Kalotten durch mehrfaches Anfahren mit loser Kalotte auszurichten, was wahrscheinlich auf das hohe Eigengewicht der Belastungsbürsten zurückzuführen ist. Deshalb wurden die Kalotten manuell über Einstellschrauben justiert.

Nach dem Aufbringen einer geringen Vorlast von 1–3 N/mm² wurde die Gleichmäßigkeit des Dehnungszustandes anhand der Messwerte der Dehnmessstreifen beurteilt. Waren diese nicht vorhanden, wie bei den dreiaxialen Versuchen, standen für diesen Lastbereich keine zuverlässigen Dehnungsaufnehmer zur Verfügung. Deshalb wurde beim langsamen Zurückfahren des Zylinders die Spaltbreite zwischen Probekörper und Belastungsbürste mittels einer Spaltlehre beurteilt. Diese subjektive Beurteilung führte zu einer etwas ungenaueren Einrichtung der Probekörper. Die ermittelten Festigkeiten waren tendenziell etwas niedriger, lagen aber in der üblichen Streubreite.

Als optimal hat sich das „kraftgesteuerte" Einrichten der Probekörper herausgestellt. Dafür wird ebenfalls eine geringe Vorlast aufgebracht. Verdreht man unter der Last die Kalotte so, dass sich Bürste und Probekörper gegeneinander verkanten, vergrößert sich die Kraft; nähert man sich dagegen der Parallelität zwischen Bürste und Probekörper, nimmt die Kraft ab. Die Kalotte wird nun in die Stellung gebracht, bei der die Last minimal ist. Diese Methode ist unabhängig von der verwendeten Dehnungsmessung und zeigt sich damit auch unabhängig von Anlaufeffekten, die bei Dehnungsmessungen häufig zu beobachten sind. Einhergehend mit sorgfältiger Probekörpervorbereitung kann ein absolut gleichmäßiger Dehnungszustand im Probekörper erzielt werden.

Die Belastung erfolgte mit einer kombinierten Weg- und Kraftsteuerung. Die Richtung mit der größten Druckkomponente wurde weggesteuert belastet. Bis etwa ⅔ der Bruchlast wurde mit 0,003 bzw. 0,004 mm/s beim UHPC belastet, danach mit 0,002 mm/s. Dies ergab eine Belastungsgeschwindigkeit zwischen 0,1 und 0,2 N/(mm²·s). Damit entspricht die gewählte Belastungsgeschwindigkeit zum Beispiel nach EIBL/IVÁNYI [38] einer statischen Belastung. Die Belastungskreise mit den kleineren Druckkomponenten wurden in Abhängigkeit von der Kraft, die im Hauptbelastungskreis gemessen wurde, entsprechend dem angestrebten Spannungsverhältnis kraftgesteuert nachgeregelt. Da die Abfrage der Messstellen und das Nachregeln innerhalb von Bruchteilen einer Sekunde erfolgten, handelt es sich um eine quasi proportionale Laststeigerung. Wie genau das Spannungsverhältnis mit dieser Vorgehensweise eingehalten werden konnte, veranschaulicht Bild 4-11.

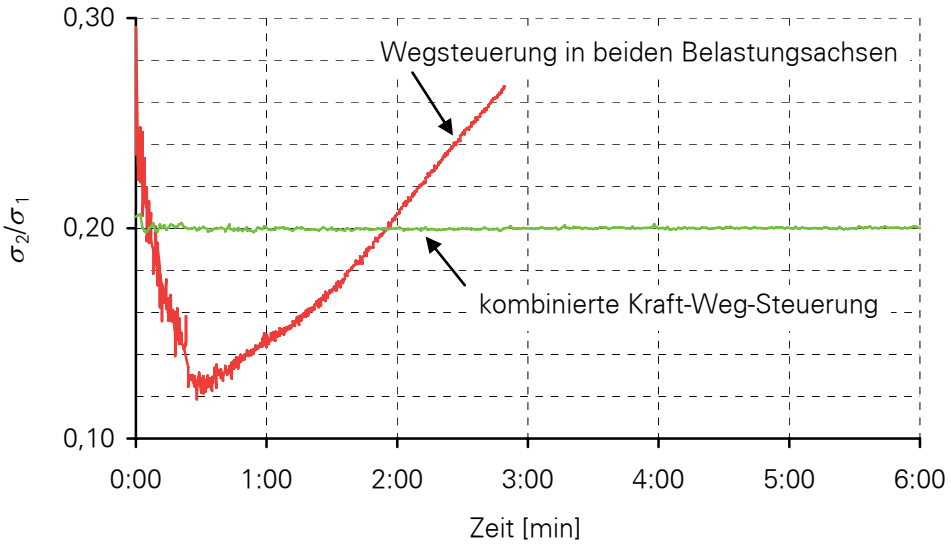


Bild 4-11 Spannungsverhältnis bei kombinierter Weg- und Kraftsteuerung, angestrebtes Spannungsverhältnis $\sigma_2/\sigma_1 = 0{,}20$

In der Regel beendete die dynamische Brucherkennung der Prüfmaschine den Versuch, wenn es nach dem Erreichen der Tragfähigkeit zu einem schlagartigen Kraftabfall kam. Der Hochleistungsbeton mit Fasercocktail zeigte dagegen im Bereich des Bruches ein fließähnliches Verhalten. Die damit verbundene Auslenkung der Bürste beeinflusst zum einen das Dehnungsverhalten des Körpers in diesem Bereich so stark, dass sie nicht mehr vernachlässigbar ist, zum anderen waren plastische Verformungen und damit eine Zerstörung der Belastungsbürste zu befürchten. Darum wurden die Versuche abgebrochen, wenn die Last auf ca. 98 % der Bruchlast abgefallen war. Diese Differenz von 2 % scheint sehr wenig, dennoch mussten nicht wenige Versuche noch eher beendet werden, weil sich die verformten Bürsten gegenseitig zu beschädigen drohten. Die Versuchsdauer ist hauptsächlich abhängig von der erreichten Festigkeit und lag bei allen Versuchen zwischen 6 und 25 Minuten, so dass Kriecheinflüsse nicht vollständig ausgeschlossen werden konnten.

4.2.5 Untersuchte Spannungsverhältnisse

Nach der Modernisierung der Prüfmaschine im Jahre 1996 wurde mit der Prüfung der zwei- und dreiaxialen Druckfestigkeit sowie der Prüfung der Druck-Zug-Festigkeit [21] von Hochleistungsbeton begonnen. Im Druck-Druck-Quadranten wurde zunächst der Bereich $|\sigma_1| \leq |\sigma_2|$ mit sechs proportionalen Lastpfaden untersucht, siehe Tabelle 4-5. Bei der Prüfung des Betons BI stellte sich heraus, dass schon kleine Querdruckspannungen einen erheblichen festigkeitssteigernden Einfluss haben. Um diesen Bereich genauer zu untersuchen, wurde nachträglich das Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2 = 0{,}05$ in das Versuchsprogramm mit aufgenommen. Für den Beton BI standen nur noch drei Probekörper zur Verfügung, die im Alter von 41 Tagen geprüft wurden. Im Vergleich zu den anderen Betonen, bei denen dieses Spannungsverhältnis planmäßig geprüft wurde, fällt die Festigkeitssteigerung gegenüber der einaxialen Festigkeit beim Beton BI außergewöhnlich hoch aus. Das Nacherhärtungsverhalten wurde nicht näher untersucht, aber die Ergebnisse lassen vermuten, dass ein Teil der Festigkeitszunahme auf das Betonalter zurückzuführen ist.

Die zu Beginn verwendete Versuchssteuerung setzte voraus, dass die Versagensrichtung vorher bekannt sein muss, weshalb nicht das Verhältnis $\sigma_1/\sigma_3 = 1$, sondern $\sigma_1/\sigma_3 = 0{,}95$ geprüft wurde.

Für die dreiaxialen Versuche wurde aufbauend auf den Spannungsverhältnissen $\sigma_1/\sigma_2 = 0{,}2$, 0,6 und 0,95 die Spannung σ_3 in den Stufen 0,05, 0,1 und 0,15 gesteigert.

Damalige Erfahrungen mit HPC wiesen auf eine starke Streuung in den Festigkeiten hin, so dass sechs Probekörper pro Spannungsverhältnis angestrebt wurden. Bei den Betonen mit den höheren Festigkeiten konnte dies nicht immer eingehalten werden, weil es unter hohen dreiaxialen Drücken zu einem Versagen der Lasteinleitungsbürsten kam.

Der Hochleistungsfaserbeton basiert auf den gleichen Mischungen wie der „normale“ Hochleistungsbeton. Für eine gute Vergleichbarkeit der Ergebnisse wurden für die Untersuchung des HPC's mit Fasern identische Spannungsverhältnisse ausgewählt, wobei nicht alle Betone unter allen Spannungsverhältnissen geprüft werden konnten, Tabelle 4-6. Besonders interessant ist das Spannungsverhältnis mit $\sigma_1/\sigma_2 \approx 1$, da unter diesem Spannungsverhältnis der geringste Festigkeitszuwachs innerhalb der zweiaxialen Serie auftritt. Deshalb wurde

dieses Spannungsverhältnis bei ausgewählten Betonen an zwölf Probekörpern untersucht, um statistische Aussagen treffen zu können.

Tabelle 4-5 Anzahl der Probekörper je Spannungsverhältnis, Hochleistungsbeton

Zweiaxiale Serien				Dreiaxiale Serien			
σ_1/σ_3	BI	BII	BIII	$\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	BI	BII	BIII
0,00 / 1,00	6	6	6	0,00 / 1,00 / 0,00	6	5 (6)	6
0,05 / 1,00	6	3	6	0,20 / 1,00 / 0,05	6	6	6
0,20 / 1,00	6	7	6	0,60 / 1,00 / 0,05	6	5 (6)	6
0,40 / 1,00	6	6	6	0,95 / 1,00 / 0,05	6	5	6
0,60 / 1,00	6	7	6	0,20 / 1,00 / 0,10	6	6	6
0,80 / 1,00	6	6	6	0,60 / 1,00 / 0,10	6	6	6
0,95 / 1,00	6	6	6	0,95 / 1,00 / 0,10	6	5	6
				0,20 / 1,00 / 0,15	5 (6)	5 (6)	1 (3)
				0,60 / 1,00 / 0,15	6	5	0 (3)
				0,95 / 1,00 / 0,15	6	4 (7)	1 (6)

Tabelle 4-6 Anzahl der Probekörper je Spannungsverhältnis, Hochleistungsfaserbeton

Zweiaxiale Serien										Dreiaxiale Serien			
σ_1/σ_2	BIb	BIIa	BIIb-St	BIIb	BIIb-PP	BIIc	BIIIa	BIIIb	BIIIc	$\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	BIb	BIIb	BIIIb
0,00 / 1,00	6	7	6	6	6	6	6	6	6	0,00 / 1,00 / 0,00	6	6	6
0,05 / 1,00	6	-	-	6	-	-	-	6	-	0,05 / 1,00 / 0,05	6	6	6
0,20 / 1,00	6	6	5	6	6	6	6	6	6	0,20 / 1,00 / 0,05	6	6	6
0,40 / 1,00	6	-	-	6	-	-	-	6	-	0,60 / 1,00 / 0,05	6	6	6
0,60 / 1,00	6	6	6	6	6	6	6	6	6	0,95 / 1,00 / 0,05	6	6	6
0,80 / 1,00	6	-	-	6	-	-	-	6	-	BI, BII, BIII Grundmischung			
0,95 / 1,00	12	6	6	12	6	6	6	12	6	a, b, c Fasergehalt niedrig, mittel, hoch			
										St, PP nur Stahl- oder PP-Fasern			

Bei der Auswertung der Versuche wurden folgende Erfahrungen gemacht, die in die Planung der Versuche an ultrahochfestem Beton einflossen:

- Bei den zweiaxialen Versuchen führt die Steigerung des Spannungsverhältnisses in konstanten Schritten von 0,2 zu ungleichmäßigen Abständen auf der Bruchkurve. Deshalb werden die Spannungsverhältnisse so gewählt, dass sich die Richtung der resultierenden Vergleichsspannung in konstanten Winkelschritten ändert. Für die „großen" Serien sind es jeweils 9°, für die „kleinen" Serien 15°.

- Beton mit Kurzfasern verhält sich bei ungleichmäßiger Faserverteilung nicht isotrop. Um dieses anisotrope Verhalten umfassend zu untersuchen, ist der gesamte Druck-Druck-Quadrant mit $|\sigma_1| \leq |\sigma_2|$ und $|\sigma_2| \leq |\sigma_1|$ zu erfassen.
- Die dreiaxialen Spannungsverhältnisse sind nur bedingt für eine systematische Auswertung geeignet. Mit Ausnahme des Spannungsverhältnisses $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,05/1/0,05 gibt es keinen Versuchswert, der exakt auf dem Druck- oder Zugmeridian liegt. Außerdem weist jeder Versuchswert eine andere Oktaedernormalspannung auf, so dass auch Aussagen über die Form der Polfigur schwer möglich sind. Bei zukünftigen Versuchen werden die Meridiane gezielt angefahren und eine systematische Untersuchung der Polfigur durchgeführt, indem die Last hydrostatisch bis zu einer definierten Oktaedernormalspannung gesteigert wird und anschließend der Bruch in dieser Deviatorebene herbeigeführt wird.
- Bei sorgfältiger Probenkörpervorbereitung und gewissenhafter Einrichtung des Versuchsaufbaus treten nur geringe Streuungen in den Druckfestigkeiten auf, so dass auch aus drei Probekörpern pro Spannungsverhältnis repräsentative Aussagen gewonnen werden können.

Das aus diesen Überlegungen resultierende Versuchsprogramm für die zweiaxialen Versuche ist in Tabelle 4-7 zusammengefasst.

Tabelle 4-7 Anzahl der Probekörper je Spannungsverhältnis, ultrahochfester Beton

Spannungsverhältnis σ_2/σ_1	$\sphericalangle$	M2Q-2,5	B4Q-2,5	B4Q-0,9	B4Q-0,0	B4Q-1,1[1)]	Densit®[2)]
0,000 / 1,000	0,0°	8	6	6	6	6	6
0,050 / 1,000	2,9°	4					
0,158 / 1,000	9,0°		3				
0,200 / 1,000	11,3°	7					
0,268 / 1,000	15,0°			3	3	3	3
0,325 / 1,000	18,0°		3				
0,400 / 1,000	21,8°	4					
0,510 / 1,000	27,0°		3				
0,577 / 1,000	30,0°			3	3	3	3
0,600 / 1,000	31,0°	4					
0,727 / 1,000	36,0°		3				
0,800 / 1,000	38,7°	4					
1,000 / 1,000	45,0°	9	6	6	6	6	6
1,000 / 0,727	54,0°		3				
1,000 / 0,600	59,0°	4					
1,000 / 0,577	60,0°			3	3	3	3
1,000 / 0,510	63,0°		3				
1,000 / 0,325	72,0°		3				
1,000 / 0,268	75,0°			3	3	3	3
1,000 / 0,200	78,7°	10					
1,000 / 0,158	81,0°		3				
0,000 / 1,000	90,0°	5	6	6	6	6	6
Summe		59	42	30	30	30	30

1) Versuche laufen zur Zeit
2) Geplante Versuche

4.3 Bruchformen

4.3.1 Allgemeines

Die Belastungsbürsten erzeugen global betrachtet einen sehr gleichmäßigen Spannungszustand. In einem Randbereich, dessen Tiefe etwa der Breite einer Einzelborste von 5 mm entspricht, kommt es zu lokalen Spannungsspitzen. Über Reibung wandert ein Teil der Last seitlich in die steiferen Bürsten ab, siehe Bild 4-12. Dehnt sich der Probekörper aus, treten unter den Borste lokal Querdruckspannungen auf, in den Borstenzwischenräumen Querzugspannungen. Aus diesem Grund beginnen die Risse in der Regel zwischen zwei Borsten. Der Rissverlauf im Kernbereich bleibt von den Bürsten unberührt.

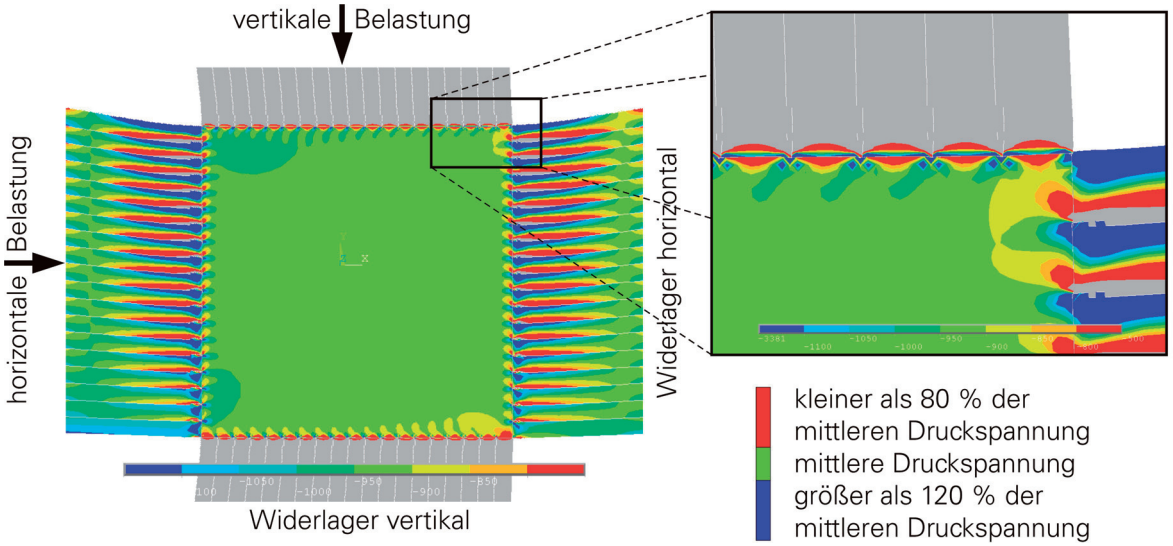
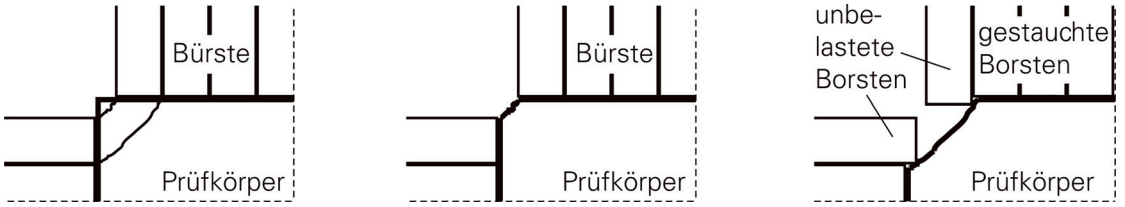


Bild 4-12 Spannungsverteilung im Probekörper am Beispiel der horizontalen Spannungen; die horizontale Belastung ist gleich der vertikalen Belastung

Aus versuchstechnischen Gründen sind die Belastungsbürsten etwas kleiner als die Prüfkörper, um Schwankungen in der Würfelgeometrie ausgleichen zu können und auch bei größeren Verformungen eine gegenseitige Berührung der Bürsten auszuschließen. Deshalb bleibt die äußerste Kante des Würfels unbelastet. Aufgrund der in den Borstenzwischenräumen herrschenden Querzugspannungen kann es zum Abplatzen dieser Kanten kommen. Bei den mehraxialen Druckversuchen an Hochleistungsbeton gehören diese abgeplatzten Kanten zum typischen Bruchbild. Die abgesprengten Bereiche erstreckten sich teilweise bis unter die erste Borstenreihe, was zu einer ungleichmäßigen Beanspruchung der Belastungsborsten und in der Folge mehrerer Versuche zu deren Zerstörung führte, siehe Bild 4-13.

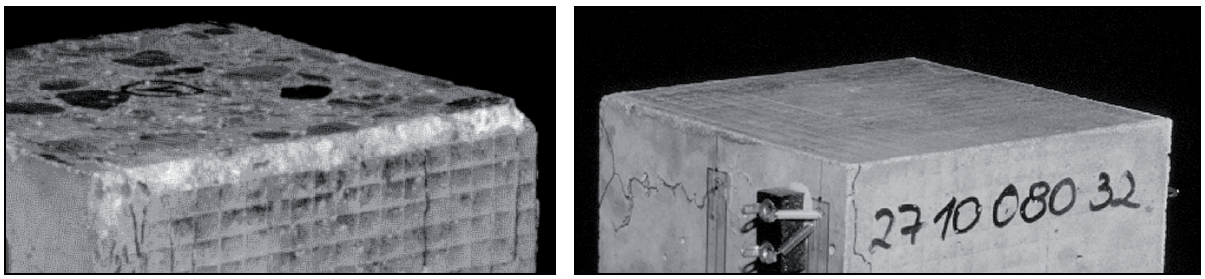
Bei den Betonen mit Fasern traten abgeplatzte Kanten nicht in diesem beschriebenen Maße auf. Bei einigen Prüfkörpern kam es zu einer leichten Abplatzung der lastfreien Bereiche, viele Körper wiesen aber nach dem Versuch noch scharfe Kanten auf. Eine Schädigung bis unter die Bürste konnte nicht beobachtet werden. Die Ursache dafür ist in der Faserbewehrung zu sehen. In Würfeln mit Fasercocktail reichen nur wenige der relativ großen Stahlfasern bis in diese Eckbereiche und die volle Verankerung der Fasern ist eher unwahrscheinlich. Es kann vielmehr davon ausgegangen werden, dass bei niedrigem Lastniveau die

Polypropylenfasern die Rissöffnung unterbinden. Im Bild 4-14 sind zum Vergleich die Kanten bei Beton mit und ohne Fasern abgebildet.



typischer Rissverlauf | Abplatzung der lastfreien Bereiche | Abplatzung bis unter die Bürste

Bild 4-13 Entstehung von abgeplatzten Kanten bei mehraxialen Druckversuchen



abgeplatzte Kanten bei Beton ohne Fasern | keine abgeplatzten Kanten bei Beton mit Fasern

Bild 4-14 Schädigung der Kanten

Die Querzugspannungen neben den einzelnen Borsten führen häufig auch zu vorzeitiger Schädigung der lastfreien Oberfläche bei den zweiaxialen Versuchen. Wieder ausgehend von der Kante der Bürste oder dem Zwischenraum zwischen erster und zweiter Borstenreihe kommt es zu flächigen Abplatzungen oder zum kompletten Ablösen einer Scheibe. Beim Hochleistungsbeton traten häufig lokale Abplatzungen auf, vergleiche auch Bild 4-16. Diese konnten bei Hochleistungsbeton mit Fasern nicht beobachtet werden. In wenigen Fällen löste sich aber eine komplette Scheibe unter der ersten Borstenreihe ab, Bild 4-15 links. Diese Scheibe wölbt sich, begünstigt noch durch die gewählte Lasteinleitung, in der Mitte aus. Diese Aufwölbung erfolgte um eine Achse, wenn σ_2 deutlich größer war als σ_1, weshalb ein bis zwei parallel zur Achse eins verlaufende Risse auf der lastfreien Oberfläche sichtbar wurden. Bei Spannungsverhältnissen, bei denen sich die Größen von σ_1 und σ_2 anglichen, bildeten sich weitere senkrecht dazu stehende Risse aus, Bild 4-15.

Bild 4-15 Risse infolge des Abspaltens und der Aufwölbung der freien Oberfläche, Hochleistungsbeton mit Fasern

Beim ultrahochfesten Beton konnten derartige lokale Schädigungen nicht beobachtet werden. Dies ist auf die bessere Verteilung und Wirksamkeit der Mikrodrahtfasern zurückzuführen. Außerdem führt die Homogenität des UHPC dazu, dass keine Umlagerungsmöglichkeiten im Gefüge vorhanden sind. Schon kleine lokale Schädigungen führen also zum globalen Versagen des Probekörpers.

4.3.2 Bruchformen nach ein- und zweiaxialen Druckversuchen

Beim Hochleistungsbeton wurde bei allen geprüften Spannungsverhältnissen und allen Betonklassen ein ähnliches Bruchbild beobachtet. Es bilden sich Rissebenen aus, die parallel zur belastungsfreien Oberfläche verlaufen. Bei den einaxialen Versuchen und zum Teil unter dem Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_3 = 0{,}05$ treten Risse in zwei Ebenen auf, parallel zu den lastfreien Oberflächen bzw. parallel zur gering belasteten Oberfläche auf. Bei allen anderen zweiaxialen Spannungsverhältnissen gibt es nur die Rissebene parallel zur freien Oberfläche. Der Probekörper wird quasi in mehrere Scheiben gespalten. Die Parallelität der Rissebenen bezüglich der belastungsfreien Oberfläche wächst mit steigendem Lastanteil in der zweiten Belastungsachse und steigender Betonklasse. Während bei den niedrigeren Spannungsverhältnissen zwischen $\sigma_1/\sigma_3 = 0{,}05$ und $\sigma_1/\sigma_3 = 0{,}60$ Rissebenen festgestellt wurden, die unter einem Winkel zwischen 10 und 30° zur freien Seite verliefen, war die Abweichung bei höheren Spannungsverhältnissen in der Regel nicht messbar. Charakteristische Bruchbilder für Hochleistungsbeton werden im Bild 4-16 zusammengefasst.

$\sigma_1/\sigma_3 = 0{,}00$ $\sigma_1/\sigma_3 = 0{,}20$ $\sigma_1/\sigma_3 = 0{,}40$

$\sigma_1/\sigma_3 = 0{,}60$ $\sigma_1/\sigma_3 = 0{,}80$ $\sigma_1/\sigma_3 = 0{,}95$

Bild 4-16 Charakteristische Bruchbilder eines Hochleistungsbetons bei den zweiaxialen Druckversuchen

Beim Hochleistungsfaserbeton führt der Fasercocktail zu sehr fein verteilten Rissen. Obwohl sehr viele Versuche wegen einer beachtlichen Verformung des Prüfkörpers und der damit einhergehenden bedrohlichen Schiefstellung der Bürsten vorzeitig beendet werden mussten, hinterließ dieser Verformungszustand kaum sichtbare Risse im Prüfkörper. Bild 4-17 zeigt den durchschnittlichen Schädigungsgrad, nachdem der Versuch bei 9 ‰ Dehnung in der lastfreien Richtung abgebrochen wurde. Eine Ausbildung von definierten Riss- oder Gleitebenen konnte bei diesem Dehnungsniveau weder bei den zwei- noch bei den dreiaxialen Versuchen beobachtet werden.

Bild 4-17 Durchschnittlicher Schädigungsgrad bei Hochleistungsbeton mit Fasercocktail

Anders sieht es aus, wenn nur eine Faserart eingesetzt wird. Der Einfluss der verschiedenen Faserarten auf das Bruchbild wird im Bild 4-18 deutlich. Dargestellt sind Probekörper der Chargen BIIb-PP und BIIb-St nach einem zweiaxialen Versuch. Der Beton mit Polypropylenfasern zeigt über den gesamten Körper verteilte Risse in der Belastungsebene. Bei den Prüfkörpern mit Stahlfasern waren nach der Entlastung keine Risse mehr sichtbar. Es wurden nur in wenigen Fällen Teile der lastfreien Oberfläche abgesprengt.

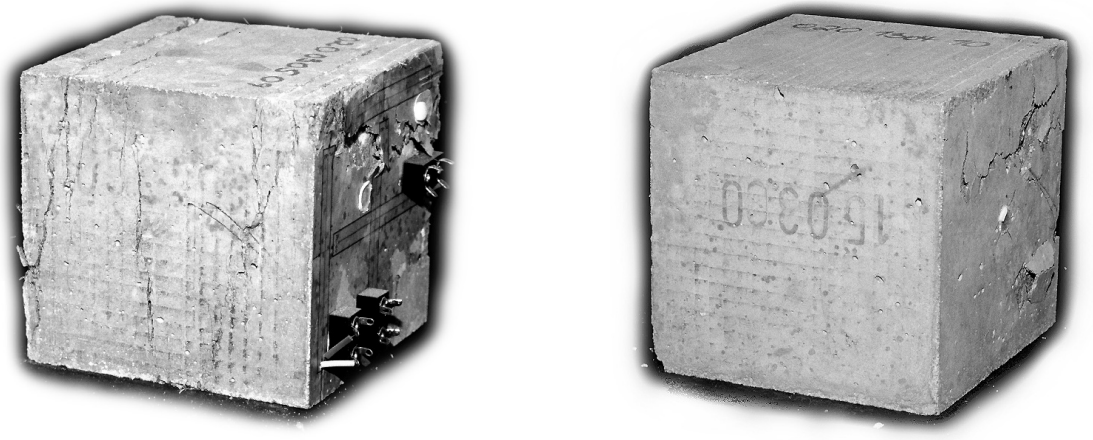
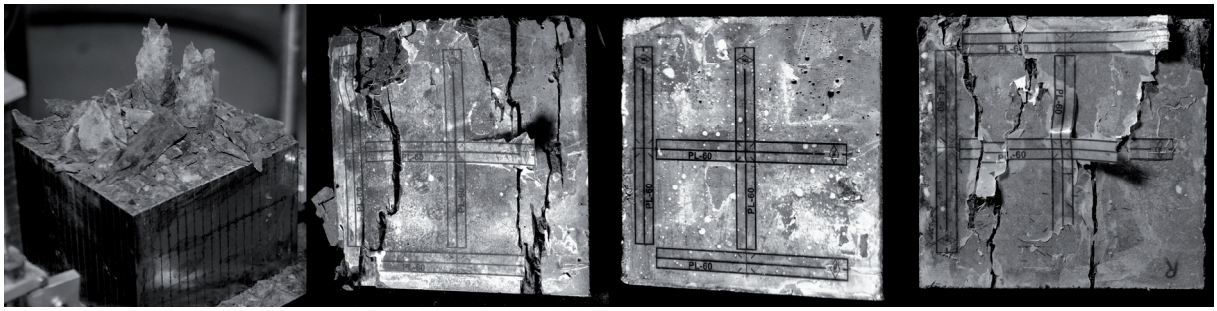


Bild 4-18 Rissbild bei Bewehrung mit Polypropylenfasern (links) oder Stahlfasern (rechts)

Für die Beurteilung des Bruchverhaltens von Beton mit Fasercocktail lassen sich daraus folgende Schlüsse ziehen. Die Polypropylenfasern dienen als Rissanfangs- und Rissend-

punkte, was zu dem gleichmäßig verteilten Rissbild führt. Aus der verhältnismäßig großen Rissweite kann geschlussfolgert werden, dass eine wirksame Vernähung der Rissufer mit Polypropylenfasern nicht möglich ist. Lediglich im Randbereich sind sie aufgrund ihrer kurzen Verankerungslänge wirksamer als die Stahlfasern. In den übrigen Querschnittsbereichen beschränken die Stahlfasern die Rissweite deutlich. Der im Bild 4-18 rechts dargestellte Versuchskörper wies beim Abbruch des Versuchs eine Dehnung in der lastfreien Richtung von rund 10 ‰ auf. Nach dem Entlasten hinterließ dieser Verformungszustand kaum sichtbare Risse. Dieses Dehnungsniveau führte also in Verbindung mit dem vorhandenen Stahlfasergehalt weder zu einer plastischen Verformung der Fasern noch zu einer wesentlichen Beeinträchtigung des Verbundes zwischen Faser und Beton.

Das Rissbild von ultrahochfestem Beton gleicht prinzipiell dem von Hochleistungsbeton, allerdings ist die Ausprägung der Risse sehr unterschiedlich, wie am Beispiel der im Bild 4-19 dargestellten Bruchbilder nach einaxialer Belastung erläutert werden soll. Faserfreier UHPC (links) versagt ohne Vorankündigung und unter völliger Zerstörung des Probekörpers. Aussagen über Rissebenen sind somit nicht möglich. Bei geringen Fasergehalten kommt es zu einem ausgeprägten Rissbild, das prinzipiell dem von HPC gleicht, wobei unter ein- und zweiaxialer Beanspruchung keine Neigung der Risse gegenüber der lastfreien Achse(n) beobachtet werden konnte, zweites Bild von links. UHPC zeigt ähnlich wie Hochleistungsbeton mit Fasern nach der Entlastung keine Risse, wenn der Fasergehalt ausreichend hoch und die Brucherkennung empfindlich genug ist, zweites Bild von rechts. Für ein ausgeprägtes fließähnliches Verhalten ähnlich dem von Hochleistungsbeton mit Fasercocktail ist der untersuchte Fasergehalt von maximal 2,5 Vol.-% zu gering.



B4Q-0,0 B4Q-0,9 B4Q-2,5 M2Q-2,5

Bild 4-19 Bruchbilder von ultrahochfestem Beton nach einaxialer Belastung

Den Einfluss der Kornstruktur zeigt das Rissbild der Feinkornmischung M2Q-2,5, rechtes Bild. Trotz gleichem Fasergehalt zeigt diese Mischung wesentlich breitere Risse als B4Q-2,5. Die Zuschlagskörner aus hochfestem Basalt in der Grobkornmischung wirken als Ausgangs- und Endpunkte für Risse. Außerdem sorgen die unterschiedlichen Steifigkeiten für lokale Zugspannungen in der Matrix, die schon auf etwas niedrigerem Lastniveau zu einer Mikrorissbildung führen. Bei ausreichend hohem Fasergehalt führen diese Risse nicht zum Versagen, dissipieren aber einen Teil der Energie. Die Energiedissipationsrate wird auch dadurch erhöht, dass Risse um Zuschlagskörner herum verlaufen und somit die Rissfläche größer wird. Beim Versagen wird dann eine geringere Energiemenge auf eine größere Rissfläche verteilt frei als bei einem homogeneren Material wie der Mörtelmischung M2Q-2,5. Deshalb ist die Beanspruchung der einzelnen Stahlfasern bei der Grobkornmischung geringer, was sich in dem feiner verteilten Rissbild widerspiegelt.

4.3.3 Bruchformen nach dreiaxialen Druckversuchen

Unter dreiaxialer Druckbeanspruchung kommt es zu einer Ausbildung von keilförmigen Bruchstücken, was auch als Schubversagen bezeichnet wird. Auf einer der Seitenflächen, die mit der größten Druckkomponente belastet werden, entstehen zwei Risse parallel zu der Seite mit der niedrigsten Druckkomponente, Bild 4-20 links oben. Diese beiden Risse laufen auf der gegenüberliegenden Seite zu einem Riss zusammen, Bild 4-20 links unten. Aus Richtung der mittleren Druckkomponente gesehen ergibt sich somit ein keilförmiger Rissverlauf, Bild 4-20 Mitte. Die Oberfläche, die mit der geringsten Druckkomponente beaufschlagt wird, bleibt in der Regel frei von Rissen.

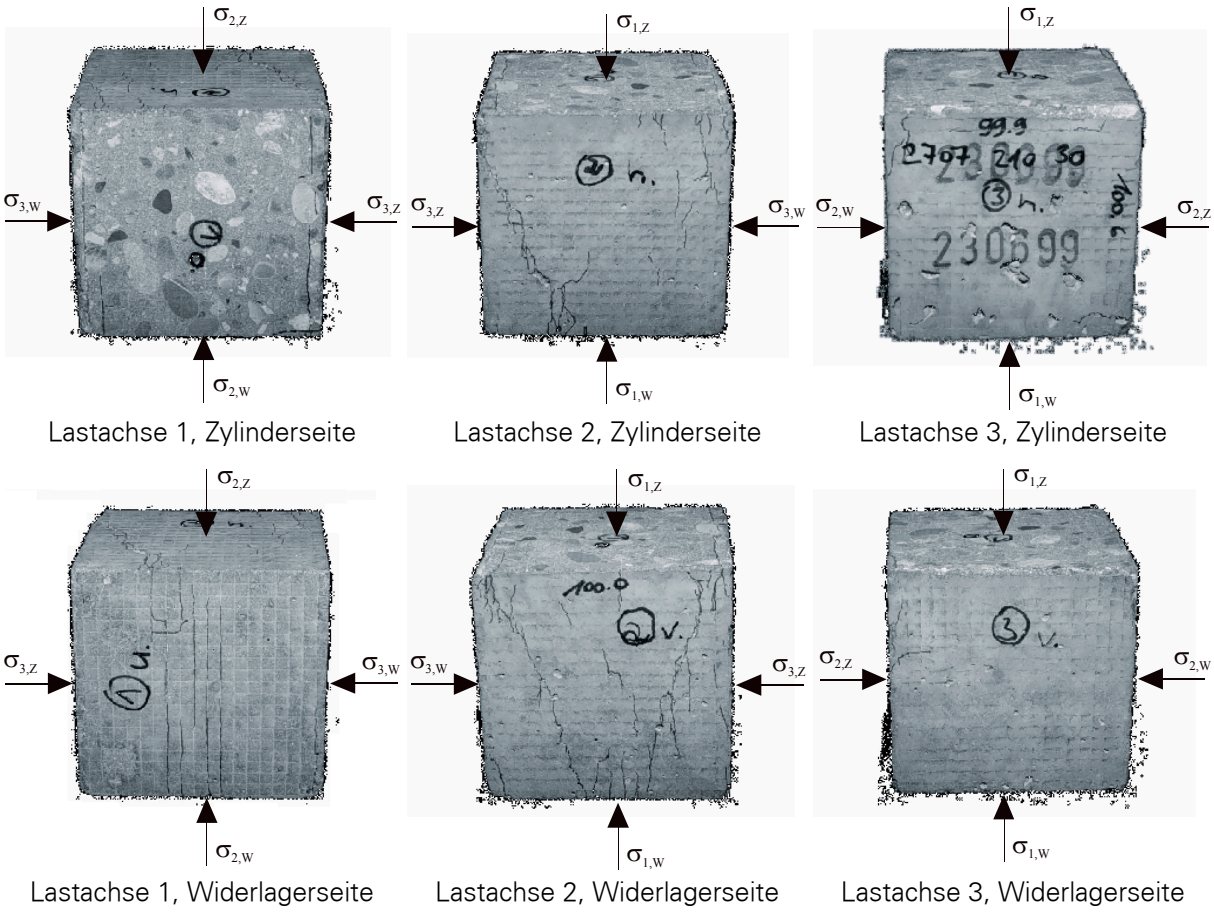


Bild 4-20 Charakteristische Bruchbilder eines Hochleistungsbetons bei dreiaxialen Druckversuchen, Bezeichnung hier $|\sigma_1|>|\sigma_2|>|\sigma_3|$

In Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis unterscheiden sich die Bruchbilder geringfügig. Bei Spannungsverhältnissen auf dem Druckmeridian findet das Versagen wie auch bei den einaxialen Versuchen in zwei Ebenen statt. Der keilförmige Rissverlauf zeigt sich dann auf insgesamt vier Seitenflächen. Bei Spannungsverhältnissen auf dem Zugmeridian weist der Keil nur eine geringe Neigung gegenüber der am niedrigsten belasteten Oberfläche auf. Am deutlichsten ist der beschriebene Rissverlauf in dem Bereich zwischen den Meridianen ausgeprägt. Mit zunehmender Oktaedernormalspannung gleichen sich die Rissbilder an und der Neigungswinkel nimmt tendenziell zu.

Bei den Versuchen mit Hochleistungsfaserbeton traten keine definierten Riss- oder Gleitebenen auf. Die wenigen Risse lassen jedoch auf ein grundsätzlich analoges Verhalten schließen. Im Bild 4-21 ist eine typische Rissanordnung nach einem dreiaxialen Versuch abgebildet. Der beschriebene V-förmige Rissverlauf ist auch hier zu erkennen.

Bild 4-21 Rissbild des Hochleistungsbetons mit Fasercocktail bei dreiaxialer Beanspruchung

4.3.4 Zusammenfassung des Bruchverhaltens

Alle untersuchten Betone zeigen unter mehraxialer Druckbeanspruchung grundsätzlich das gleiche Bruchverhalten, wie es auch schon von Normalbeton bekannt ist. Es ist kein wesentlicher Einfluss der Festigkeit oder des Gefüges auf die jeweilige Bruchform nachweisbar. Der große Unterschied besteht jedoch in der sichtbaren Gefügezerstörung und dem Verhalten kurz vor und nach Erreichen der maximalen Spannung. Allgemein ist festzustellen, dass sich Beton bei steigendem Druckspannungsanteil in der zweiten und dritten Belastungsrichtung weniger spröde verhält als unter einaxialem Druck oder gar Zug. Hinsichtlich der Verformungen wird an dieser Stelle auf den Abschnitt 4.6 verwiesen. Eine zusammenfassende Darstellung des Bruchverhaltens von Beton wird im Bild 5-1 vorgenommen.

4.4 Zweiaxiale Druckfestigkeiten

4.4.1 Zweiaxiale Druckfestigkeit von Hochleistungsbeton

Die Ergebnisse der zweiaxialen Druckversuche werden im Bild 4-22 zusammengefasst. Die Bruchspannungen sind das Resultat einer proportionalen Laststeigerung. Die geringfügigen Abweichungen vom geplanten und angesteuerten Spannungsverhältnis sind auf die Geometrie der Bürsten zurückzuführen. Die ersten Bürsten wurden manuell zusammengebaut und hatten nicht exakt die gleiche Grundfläche. Sie wurden so eingebaut, dass die Belastungsflächen innerhalb einer Achse zwar gleich, zwischen den Achsen aber zum Teil unterschiedlich waren. Die Aufstandsflächen der Bürsten wurden zum Berechnen der Spannung verwendet, was zu den Abweichungen im Spannungsverhältnis führte. Während einer Versuchsserie wurde immer die gleiche Bürstenanordnung verwendet, nur zwischen den Serien kam es zu Unterschieden.

Im Bild 4-22 und den entsprechenden Bildern für die anderen untersuchten Betone werden im linken Diagramm die absolut erzielten Einzelwerte abgebildet und im rechten Diagramm die Mittelwerte je Spannungsverhältnis bezogen auf die einaxiale, in der Triaxialmaschine ermittelte Festigkeit. Durch die Darstellung der Einzelwerte wird noch einmal die Streubreite innerhalb der einzelnen Spannungsverhältnisse deutlich. Es handelt sich in der Regel um sechs Einzelwerte je Spannungsverhältnis. Lediglich bei dem zusätzlich in das Versuchsprogramm aufgenommenen Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_3 = 0{,}05$ beim Beton BII wurden aus den bereits genannten Gründen nur drei Versuchskörper geprüft. Die einzelnen Festigkeiten sowie weitergehende Angaben zum jeweilige Prüfalter und den Streuungen sind in Anhang B aufgeführt.

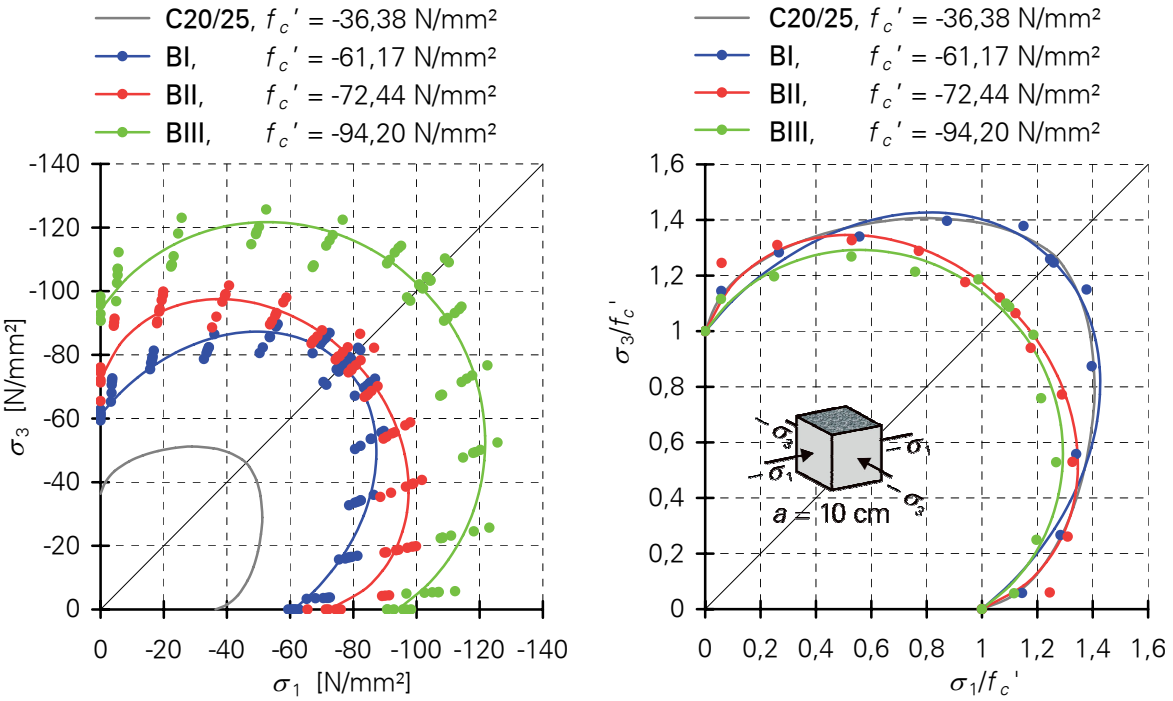


Bild 4-22 *Zweiaxiale Druckfestigkeit von Hochleistungsbeton im Vergleich zu Normalbeton; links: Absolutwerte; rechts: normierte Werte*

Zum Vergleich wird auch die Festigkeit eines Normalbetons mit angegeben. Es handelt sich um Ergebnisse eines Referenzversuches, die mit derselben Versuchseinrichtung ermittelt wurden wie die Ergebnissee für Hochleistungsbeton. Deshalb kann beim Vergleich der Einfluss der Lasteinleitung vernachlässigt werden, da er für alle Betone gleich ist.

Im Bild 4-22 wird ebenfalls das zweiaxiale Bruchkriterium dargestellt, welches in CURBACH ET AL. [22] für Hochleistungsbeton aufgestellt wurde. Es hat die Form einer Ellipse, deren eine Halbachse aus Symmetriegründen mit der $\sigma_1 = \sigma_3$ - Achse zusammenfällt. Diese Funktion wurde schon öfter zum Beschreiben des Tragverhaltens von Beton unter zweiaxialer Druckbeanspruchung verwendet. Gute Näherungen für Normalbeton wurden dann erreicht, wenn die größere Hauptachse auf der $\sigma_1 = \sigma_3$ - Achse liegt. Bei Hochleistungsbeton stimmt die kleinere Hauptachse mit der $\sigma_1 = \sigma_3$ - Achse überein.

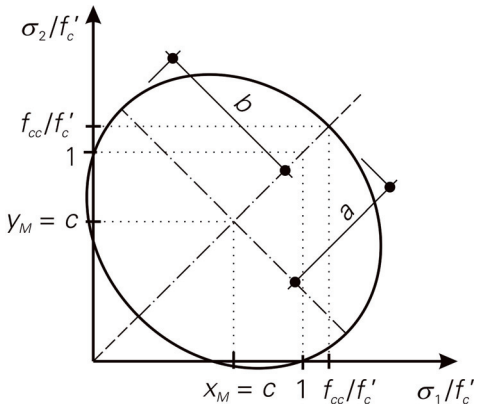


Bild 4-23 Lage und Bezeichnung der Ellipse

Die in den folgenden Ausführungen benutzten Größen werden im Bild 4-23 vereinbart. Aus der allgemeinen Gleichung (4-5) einer Ellipse mit parallel zu den Koordinatenachsen verlaufenden Hauptachsen und dem Mittelpunkt $M\,(x_M;y_M)$ folgt nach Transformation in die verschobene und gedrehte Lage die Gleichung (4-6). Die Drehung erfolgt um einen Winkel $\alpha = 45°$, so dass $\sin(\alpha) = \cos(\alpha) = 1/\sqrt{2}$. Verschoben wird um einen Betrag $x_M = y_M = c$.

$$\frac{(x - x_M)^2}{a^2} + \frac{(y - y_M)^2}{b^2} = 1 \tag{4-5}$$

$$\frac{\left(\frac{\sigma_1}{f_c'} + \frac{\sigma_3}{f_c'} - 2 \cdot c\right)^2}{2 \cdot a^2} + \frac{\left(\frac{\sigma_3}{f_c'} - \frac{\sigma_1}{f_c'}\right)^2}{2 \cdot b^2} = 1 \tag{4-6}$$

HAMPEL [50] ermittelt die Parameter in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit zu:

$$\begin{aligned} a &= 1{,}15 \cdot 10^{-4} \cdot |f_c'|^2 - 2{,}49 \cdot 10^{-2} \cdot |f_c'| + 2{,}00 \\ b &= 0{,}17 \cdot 10^{-4} \cdot |f_c'|^2 - 0{,}26 \cdot 10^{-2} \cdot |f_c'| + 0{,}81 \\ c &= -1{,}17 \cdot 10^{-4} \cdot |f_c'|^2 + 2{,}01 \cdot 10^{-2} \cdot |f_c'| - 0{,}24 \end{aligned} \tag{4-7}$$

Bei der Betrachtung der Ergebnisse kann festgestellt werden, dass mit dem Beton BI der Übergang zum Normalbeton hergestellt werden konnte. Trotz höherer absoluter Festigkeit entspricht der normierte Festigkeitsverlauf dem eines Normalbetons. Das Verhalten der Betone BII und BIII unterscheidet sich dagegen deutlich von dem des Betons BI. Im Gegensatz zu diesem werden BII und BIII mit Microsilica hergestellt, was zu einer wesentlich homogeneren Struktur führt. Der Verlauf der zweiaxialen Festigkeit nimmt eine gedrungenere Form an. Generell nimmt der Zuwachs der Festigkeiten bezogen auf die einaxiale Festigkeit mit steigender Betongüte ab. Während beim Beton BI ein maximaler, auf die einaxiale Festigkeit bezogener Festigkeitszuwachs von ca. 39 % zu erkennen ist, beträgt der maximale Festigkeitszuwachs beim Beton BIII nur noch ca. 24 %. Die Lage des Punktes mit dem maximalen Festigkeitszuwachs verlagert sich mit steigender Betonklasse in Richtung niedrigerer Druckspannungen in der Querrichtung. Beim Beton BI wird innerhalb der untersuchten Spannungsverhältnisse das Maximum des Festigkeitszuwachses bei

einem Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_3 = 0{,}60$ erzielt. Für den Beton BII und BIII liegt das Maximum bei $\sigma_1/\sigma_3 = 0{,}40$.

Der geringste Festigkeitszuwachs tritt mit Ausnahme von den Spannungsverhältnissen nahe der einaxialen Festigkeit bei dem Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_3 = 1$ auf. Hier beträgt der auf die einaxiale Festigkeit bezogene Festigkeitszuwachs beim Beton BI ca. 26 %, beim Beton BIII lediglich 10 %. Bei der Betrachtung der ermittelten Streuungen in den Versuchswerten fällt auf, dass diese beim Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_3 = 0{,}80$ tendenziell niedriger sind als bei den anderen Spannungsverhältnissen. Für weiterführende statistische Aussagen ist die Anzahl von sechs Probekörpern je Spannungsverhältnis jedoch zu gering.

4.4.2 Zweiaxiale Druckfestigkeit von Hochleistungsbeton mit Fasercocktail

Die zweiaxialen Festigkeiten von Hochleistungsbeton mit Fasercocktail werden in Bild 4-24 bis Bild 4-27 dargestellt. In einem Bild werden die Betone zusammengefasst, die auf derselben Referenzmischung basieren und sich nur durch Fasermenge bzw. Faserart unterscheiden. Die Gefügestruktur der miteinander verglichenen Betone ist somit gleich, Ursache für unterschiedliche Festigkeiten sind allein in den Fasern zu suchen. Neben dem jeweiligen Referenzbeton ohne Fasern wird wieder ein Normalbeton zum Vergleich dargestellt. Im linken Diagramm werden jeweils die Absolutwerte der Festigkeiten für alle Einzelversuche dargestellt, im rechten Diagramm die Mittelwerte für jedes Spannungsverhältnis, bezogen auf die einaxiale Festigkeit.

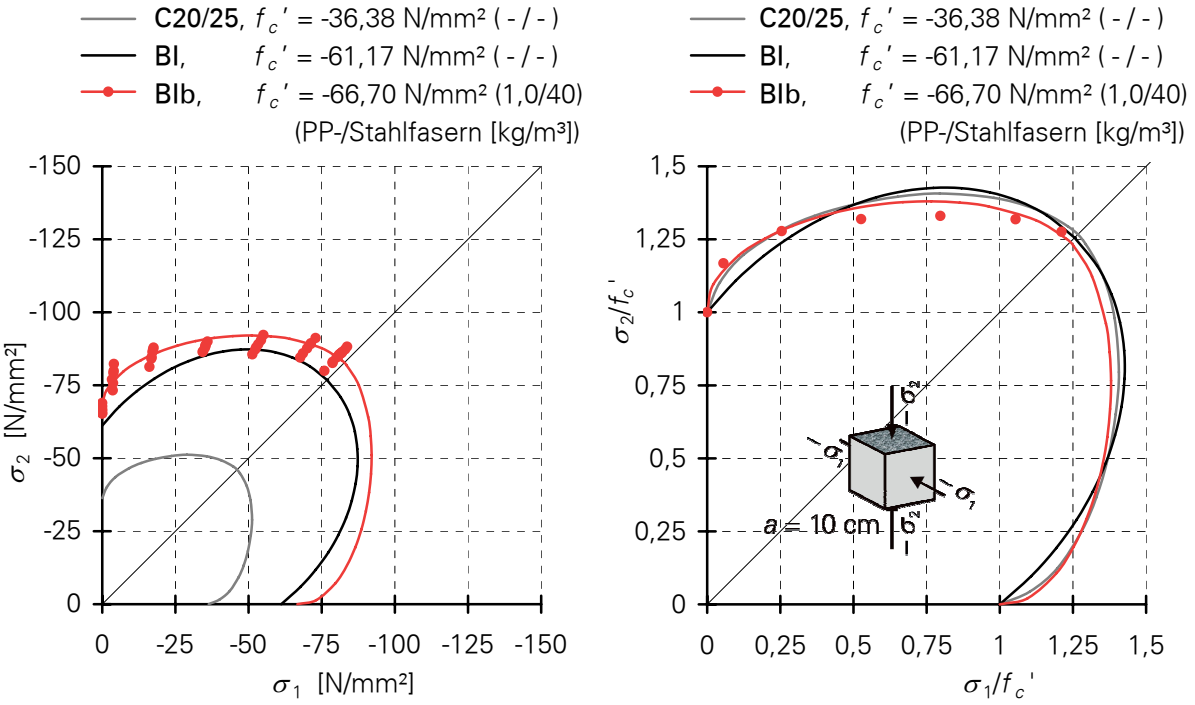


Bild 4-24 Zweiaxiale Druckfestigkeit vom Hochleistungsbeton BI mit und ohne Fasern; links: Absolutwerte als Einzelwerte; rechts: normierte Werte als Mittelwerte

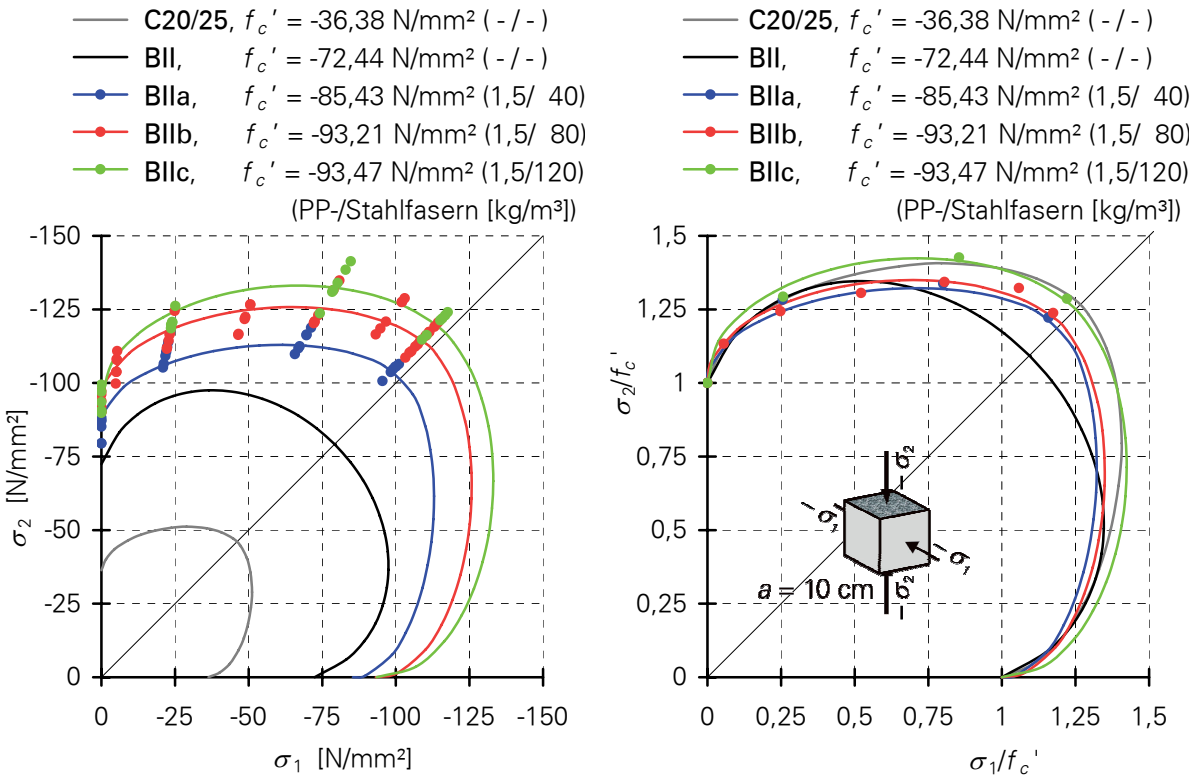


Bild 4-25 *Zweiaxiale Druckfestigkeit vom Hochleistungsbeton BII mit unterschiedlichem Fasercocktailgehalt; links: Absolutwerte; rechts: normierte Werte*

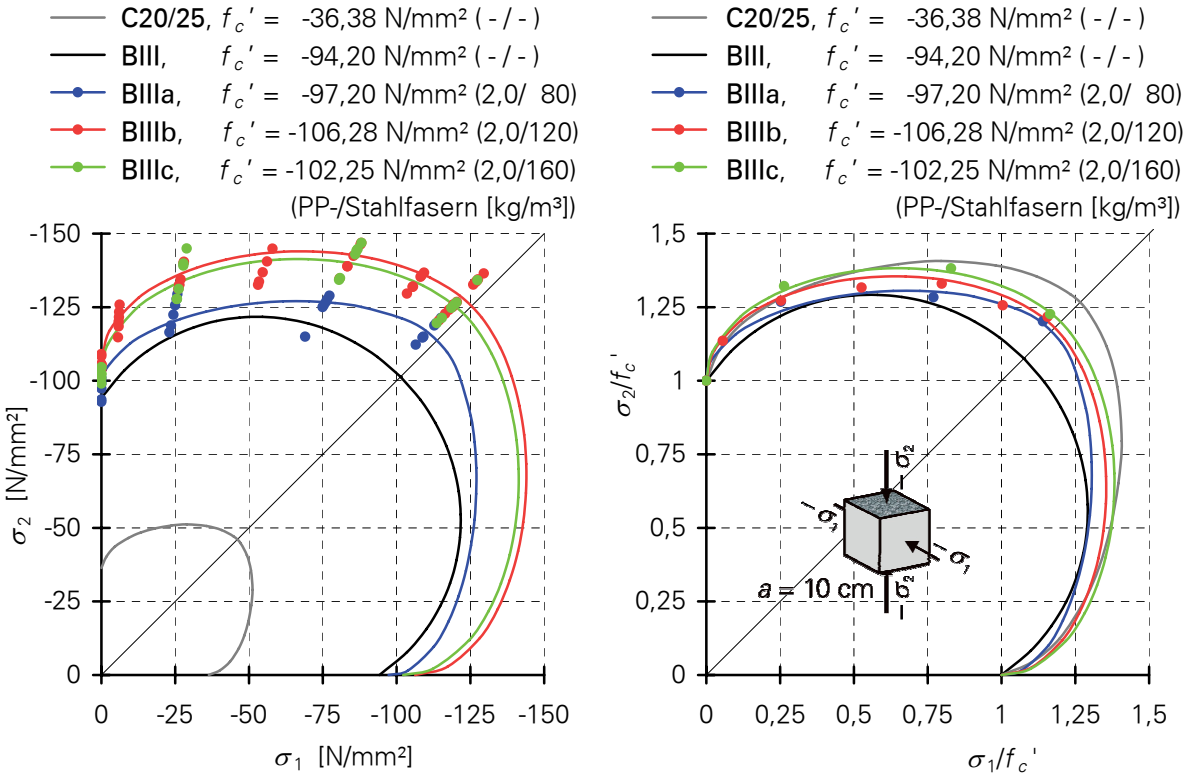


Bild 4-26 *Zweiaxiale Druckfestigkeit vom Hochleistungsbeton BIII mit unterschiedlichem Fasercocktailgehalt; links: Absolutwerte; rechts: normierte Werte*

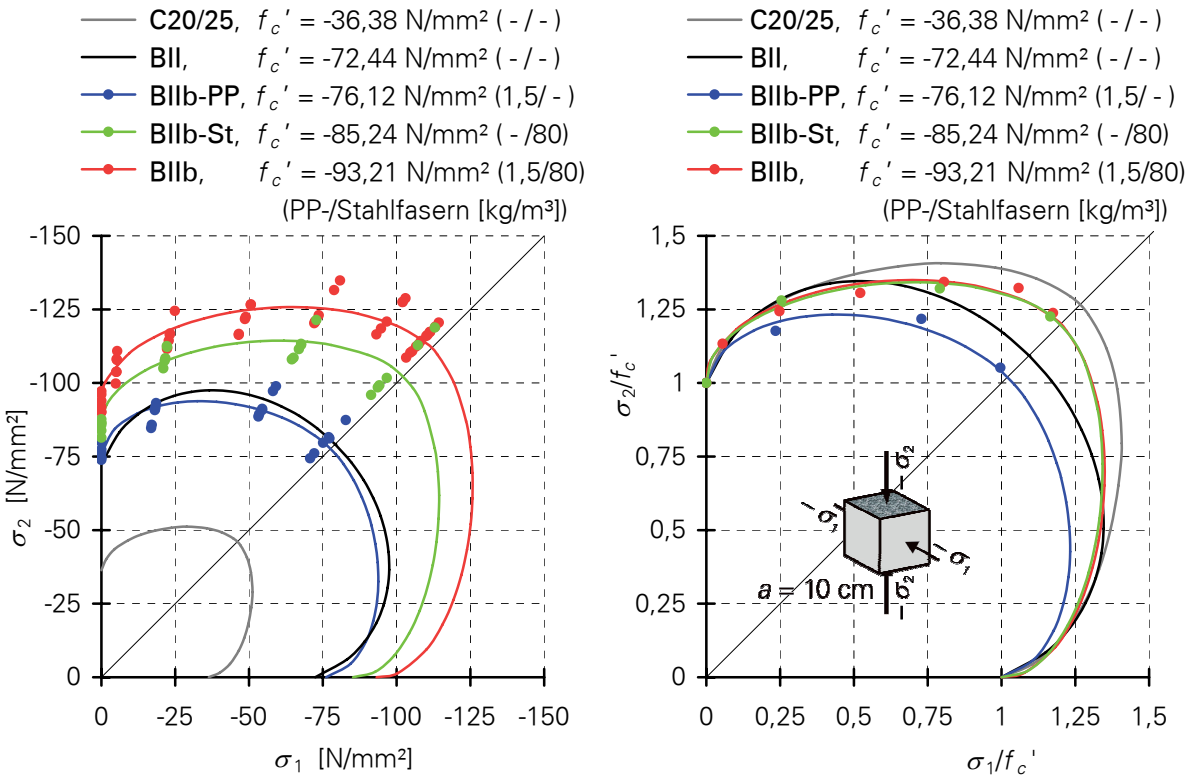


Bild 4-27 *Zweiaxiale Druckfestigkeit vom Hochleistungsbeton BII mit unterschiedlichen Faserarten; links: Absolutwerte; rechts: normierte Werte*

Die für jeden Beton mit abgebildete Bruchgrenzlinie wurde von CURBACH und SPECK in [24] bzw. [25] aufgestellt und hat die Form von zwei gedreht im Koordinatensystem liegenden Ellipsen. Die prinzipielle Lage der Ellipsen ist im Bild 4-28 dargestellt, wobei sich die folgenden Gleichungen auf die durchgezogen abgebildete Ellipse beziehen. Die Ellipse wird durch die Parameter *a*, *b* und α charakterisiert:

$$\frac{(x')^2}{a^2}+\frac{(y')^2}{b^2}=1$$

$$\text{mit}\quad x' = \cos(\alpha)\cdot\left(\frac{\sigma_1}{f_c'}-a\cdot\cos(\alpha)\right)+\sin(\alpha)\cdot\left(\frac{\sigma_2}{f_c'}-1-a\cdot\sin(\alpha)\right) \tag{4-8}$$

$$y' = -\sin(\alpha)\cdot\left(\frac{\sigma_1}{f_c'}-a\cdot\cos(\alpha)\right)+\cos(\alpha)\cdot\left(\frac{\sigma_2}{f_c'}-1-a\cdot\sin(\alpha)\right)\ .$$

Die Tangente in dem Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2 = 1$ weist den Anstieg von - 45° auf, womit ein stetiger Übergang zwischen den beiden Ellipsen gegeben ist. Die Drehung der Ellipse erfolgt um den Punkt (0;1) bzw. (1;0), das heißt, eine Hauptachse der Ellipse verläuft durch diesen Punkt. Dadurch gibt es einen Bereich, in dem das Bruchkriterium positive Werte, also Werte außerhalb des Druck-Druck-Bereiches liefert. Bei dem zur Anpassung an die Versuchswerte erforderlichen Drehwinkel von maximal 7° sind diese Werte und der Bereich, in dem sie auftreten, vernachlässigbar klein. Außerdem ergibt sich bei positiven Drehwinkeln α eine Unstetigkeitsstelle beim Übergang in den Druck-Zug-Bereich.

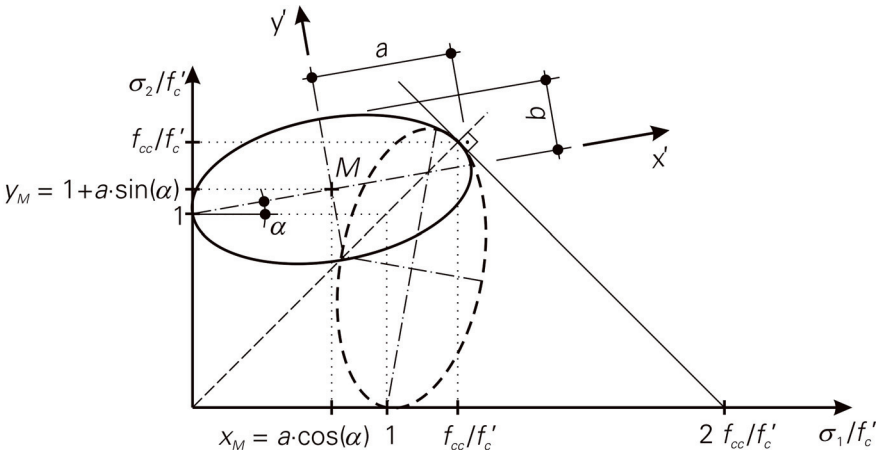


Bild 4-28 Lage und Bezeichnung der zwei schiefen Ellipsen

Aus den genannten Randbedingungen ergeben sich der Mittelpunkt der Ellipse zu ($a\cdot\cos\alpha$; $1+a\cdot\sin\alpha$) und die Hauptachsen zu:

$$a = \frac{\left(2\cdot\frac{f_{cc}}{f_c'}-1\right)\cdot\sin(\alpha)-\left(\cos(\alpha)+\sin(\alpha)\right)\cdot\left(2\cdot\frac{f_{cc}}{f_c'}-1\right)\cdot\frac{f_{cc}}{f_c'}}{1-2\cdot\frac{f_{cc}}{f_c'}-\left(\cos(\alpha)+\sin(\alpha)\right)^2\cdot\frac{f_{cc}}{f_c'}+\sin(\alpha)\cdot\left(\cos(\alpha)+\sin(\alpha)\right)} \tag{4-9}$$

$$b = \sqrt{\left(\frac{f_{cc}}{f_c'}-\frac{\cos(\alpha)}{\cos(\alpha)-\sin(\alpha)}\right)\cdot\left[2\cdot\frac{f_{cc}}{f_c'}-1-a\cdot\left(\cos(\alpha)+\sin(\alpha)\right)\right]}. \tag{4-10}$$

Bei den Betonen mit Fasercocktail kann der Winkel α über einen linearen Ansatz aus der Spaltzugfestigkeit und der einaxialen Druckfestigkeit abgeleitet werden:

$$\alpha^{[°]} = 12-0{,}5\cdot\left|f_{ct,sp}^{[N/mm^2]}\right|-0{,}03\cdot\left|f_c'^{[N/mm^2]}\right| \tag{4-11}$$

Die Betone mit nur einer Faserart unterscheiden sich in ihrem Tragverhalten sehr deutlich von den anderen Betonen. Der Winkel α beträgt -11,1° beim BIIb-PP und 4,4° beim BIIb-St.

Ganz allgemein kann festgestellt werden, dass durch die Zugabe eines Fasercocktails die absolut erreichbare Festigkeit erhöht wird. Der Beitrag der verschiedenen Fasertypen ist gut im Bild 4-27 zu erkennen. So führt die alleinige Zugabe von Polypropylenfasern zu einer leichten Abnahme der Festigkeit unter zweiaxialer Beanspruchung, während bei der Zugabe von Stahlfasern eine deutlich gegenläufige Tendenz zu verzeichnen ist. Die größten Bruchlasten werden aber mit der Kombination von Stahl- und Polypropylenfasern, dem Fasercocktail erreicht. Zurückzuführen ist dies auf die große Verbundfläche zwischen Stahlfasern und Zementmatrix, deren frühzeitige Aktivierung durch die Zugabe der Polypropylenfasern erzielt wird. Da dieser Unterschied zwischen Stahlfasern und Fasercocktail gleichermaßen unter einaxialer und zweiaxialer Beanspruchung auftritt, gleichen sich die normierten Festigkeitsverläufe. Unterschiede zeigen sich aber im Dehnungsverhalten im Bereich der maximalen Festigkeit, siehe dazu Abschnitte 4.3 und 4.6.

Die Wirksamkeit eines Fasercocktails ist jedoch abhängig von der Zusammensetzung des Betons, dem er zugegeben wird. So sind in einem Beton, dessen Gefüge schon Fehlstellen aufweist, weniger PP-Fasern zur Initiierung von Mikrorissen notwendig. Die Vernähung der Risse erfolgt fast ausschließlich durch die Stahlfasern, deren Gehalt auf die dabei aufzunehmenden Spannungen abzustimmen ist und der demzufolge mit steigender Betonfestigkeit steigt. Da sich bei einer frühzeitigen und gleichmäßig verteilten Rissbildung mehr Fasern an der Lastableitung beteiligen können, ist auch das Verhältnis der beiden Fasertypen zueinander von Bedeutung.

Der Beton BI wurde als einziger ohne Microsilica hergestellt und besitzt unter den untersuchten Mischungen den höchsten w/b – Wert. Dies führte zur niedrigsten Festigkeit, aber auch zum größten Verhältnis von der zweiaxialen zu der einaxialen Festigkeit unter den faserfreien Betonen. Die Struktur dieses Betons ähnelt also noch am ehesten einem Normalbeton, so dass eine zusätzliche Zugabe von Rissinitiatoren in Form von PP-Fasern das prinzipielle Rissverhalten nicht ändert, sondern nur die Festigkeit herabsetzt. So ist auch zu erklären, dass bei der Zugabe von einem Fasercocktail die Festigkeit nur geringfügig erhöht wird, wie im Bild 4-24 zu sehen ist. Bei der Betrachtung der normierten Werte ist bei einigen Spannungsverhältnissen sogar eine geringfügige Verringerung der Festigkeit abzulesen.

Im Gefüge des Betons BII wird durch die eingesetzten 1,5 kg Polypropylenfasern pro Kubikmeter anscheinend die richtige Menge an Fehlstellen injiziert, um durch eine frühzeitige Rissbildung die Stahlfasern zu aktivieren. So wird mit steigendem Stahlfasergehalt eine immer größere Festigkeit erzielt (Bild 4-25). Diese Festigkeitssteigerung verläuft jedoch nicht proportional zum Stahlfasergehalt, so dass ein Einsatz von mehr als 120 kg/m³ nicht sinnvoll erscheint, da kein nennenswerter Festigkeitszuwachs mehr zu erwarten ist. Bei einer einaxialen Druckbelastung scheint diese Grenze der Wirksamkeit schon bei 80 kg/m³ erreicht zu sein, wie die übereinstimmende einaxiale Festigkeit der Chargen BIIb und BIIc zeigt. Deshalb unterscheiden sich diese beiden Chargen auch in der normierten Darstellung deutlich, während die Charge BIIa aufgrund ihrer über alle Spannungsverhältnisse konstant niedrigeren Festigkeit etwa dieselben Ergebnisse liefert wie Charge BIIb. Im Vergleich zum faserfreien Referenzbeton fällt besonders der deutliche Festigkeitszuwachs im Bereich der zweiaxialen Festigkeit auf, welcher beim Faserbeton mindestens 20 % im Verhältnis zur einaxialen Festigkeit beträgt und damit den Werten von Normalbeton entspricht.

Beim Beton BIII konnten trotz der höchsten Fasergehalte nicht diese deutlichen Festigkeitssteigerungen verzeichnet werden wie beim Beton BII. Im Bild 4-26 ist auch zu erkennen, dass die Erhöhung des Stahlfasergehaltes von 120 auf 160 kg/m³ keine positve Auswirkung auf die erreichten Bruchlasten hatte. Das Ziel, das Verhältnis zweiaxiale zu einaxiale Festigkeit wieder in die Größenordnung wie bei Normalbeton zu verlagern, wurde auch bei diesen Chargen erreicht.

Abschließend soll der Zuwachs der zweiaxialen Festigkeit bei $\sigma_1/\sigma_2 = 1$ gegenüber der einaxialen Festigkeit betrachtet werden. Die im Bild 4-29 dargestellten Werte für die zweiaxiale Festigkeit wurden näherungsweise aus dem Mittelwert der beiden Spannungen, die bei dem Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2 = 0{,}95/1{,}00$ erreicht wurden, gebildet.

Vergleicht man alle Betone, so ist auch bei Beton mit Fasercocktail der bekannte Trend zu beobachten, dass mit steigender Festigkeit das Verhältnis zwischen zweiaxialer und

einaxialer Festigkeit geringer wird. Allerdings ist die Größe von minimal 17 % deutlich entfernt von dem befürchteten Sicherheitsrisiko, dass die zweiaxiale Festigkeit von Hochleistungsbeton geringer als die einaxiale ist. Innerhalb einer Charge, die auf dem gleichen Referenzbeton beruht, steigt dagegen mit dem Fasergehalt sowohl die Druckfestigkeit als auch der Zuwachs der zweiaxialen Festigkeit gegenüber der einaxialen Festigkeit. Eine Ausnahme bildet der Beton BI, bei dem die Zugabe des Fasercocktails zu keinen wesentlichen Veränderungen der Festigkeiten führte.

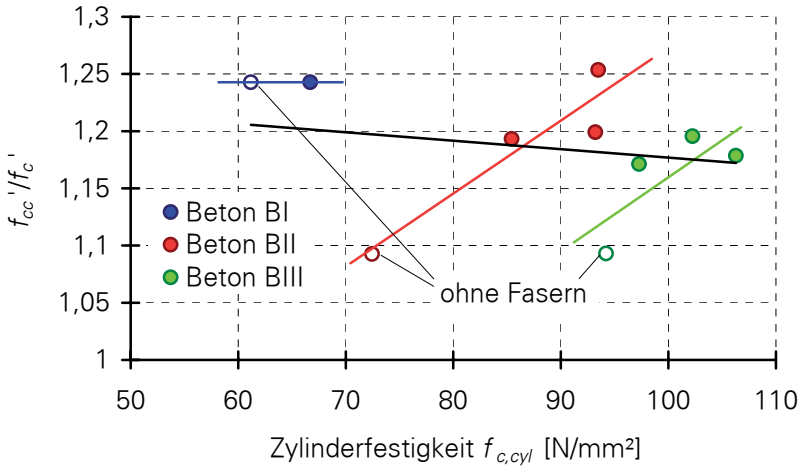


Bild 4-29 Verhältnis zweiaxiale zu einaxiale Festigkeit

Betrachtet man die Streuungen in den Versuchswerten, so sind diese mit einem Variationskoeffizienten von 2 bis 5 % relativ gering und nahezu gleichmäßig über alle Spannungsverhältnisse verteilt. Eine leichte Zunahme ist in dem Bereich $\sigma_1/\sigma_2 = 0{,}2 \ldots 0{,}6$ zu verzeichnen, was in dem Wechsel der Versagensart begründet ist. Die stützende Wirkung des Querdruckes geht mit größer werdendem Querdruck in eine zusätzliche spaltende Wirkung über. Vergleicht man die Streuungen in Abhängigkeit von der einaxialen Festigkeit, so nimmt die Standardabweichung mit der einaxialen Festigkeit zu. Der Variationskoeffizient ist aber unabhängig von der Größe der einaxialen Festigkeit und ist mit durchschnittlich 3,6 % nicht größer als bei Normalbeton.

Untersuchungen zum Verteilungstyp und zum Teilsicherheitsfaktor wurden für die Betone mit mittlerem Fasergehalt und das Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2 = 0{,}95$ durchgeführt, da hier zwölf Einzelversuche zur Verfügung standen, siehe CURBACH/SPECK [24], [25]. Aufgrund des großen absoluten Abstandes zum Nullpunkt und des kleinen Variationskoeffizienten konnten keine Unterschiede in den Fraktilwerten festgestellt werden, die aus verschiedenen theoretischen Verteilungen abgeleitet wurden.

Der Vergleich verschiedener Verfahren zur empirischen Ermittlung von Teilsicherheitsfaktoren in CURBACH/SPECK [24] ergab im Mittel einen Faktor von 1,25. Bei der Fertigung unter Baustellenbedingungen ist im Gegensatz zu den unter Laborbedingungen ermittelten Werten somit ein Teilsicherheitsbeiwert von etwa 1,4 zu erwarten. Dieser Wert liegt deutlich unter dem, der in der DIN 1045 angegeben wird. Auch ist nur eine geringe Zunahme mit steigender Festigkeit zu verzeichnen. Bezieht man auch das Bruchverhalten mit in die Sicherheitsbetrachtung ein, so entspricht es bei Hochleistungsbeton mit Faser-

cocktail aufgrund der starken Verformungen vor dem Bruch und damit dessen Ankündigung dem des Normalbetons. Auch aus dieser Sicht besteht keine Notwendigkeit, den Teilsicherheitsbeiwert bei steigender Festigkeit zu vergrößern. Stattdessen kann beim Einsatz von Hochleistungsbeton mit ausreichendem Fasergehalt die Beibehaltung von $\gamma_c = 1{,}5$ für alle Festigkeiten bis C100/115 empfohlen werden.

Grundsätzlich können die Ergebnisse auch auf diejenigen Spannungsverhältnisse übertragen werden, deren Versuchsanzahl nicht für eine statistische Betrachtung genügen. Zum einen ist die Streuung nahezu unabhängig vom untersuchten Spannungsverhältnis. Außerdem hat bei der im Verhältnis zum Mittelwert sehr kleinen Standardabweichung der eventuell andere Verteilungstyp kaum noch Einfluss auf die Fraktilwerte.

4.4.3 Zweiaxiale Druckfestigkeit von ultrahochfestem Beton

Die Festigkeiten von ultrahochfestem Beton unter zweiaxialer Druckbeanspruchung werden im Bild 4-30 und Bild 4-31 dargestellt. Für die Auswertung wird eine gemittelte einaxiale Bezugsfestigkeit verwendet. Bei einer horizontalen Schichtung der Fasern verhält sich der Beton zum Teil transversal-isotrop in der Ebene quer zur Betonierrichtung. In die Bezugsfestigkeit geht deshalb die Festigkeit in Betonierrichtung einfach ein und die Festigkeit quer zur Betonierrichtung zweifach, da sie gleichzeitig in zwei Raumrichtungen vorliegt. Die dargestellten Linien dienen der Orientierung und folgen keiner bestimmten mathematischen Beschreibung.

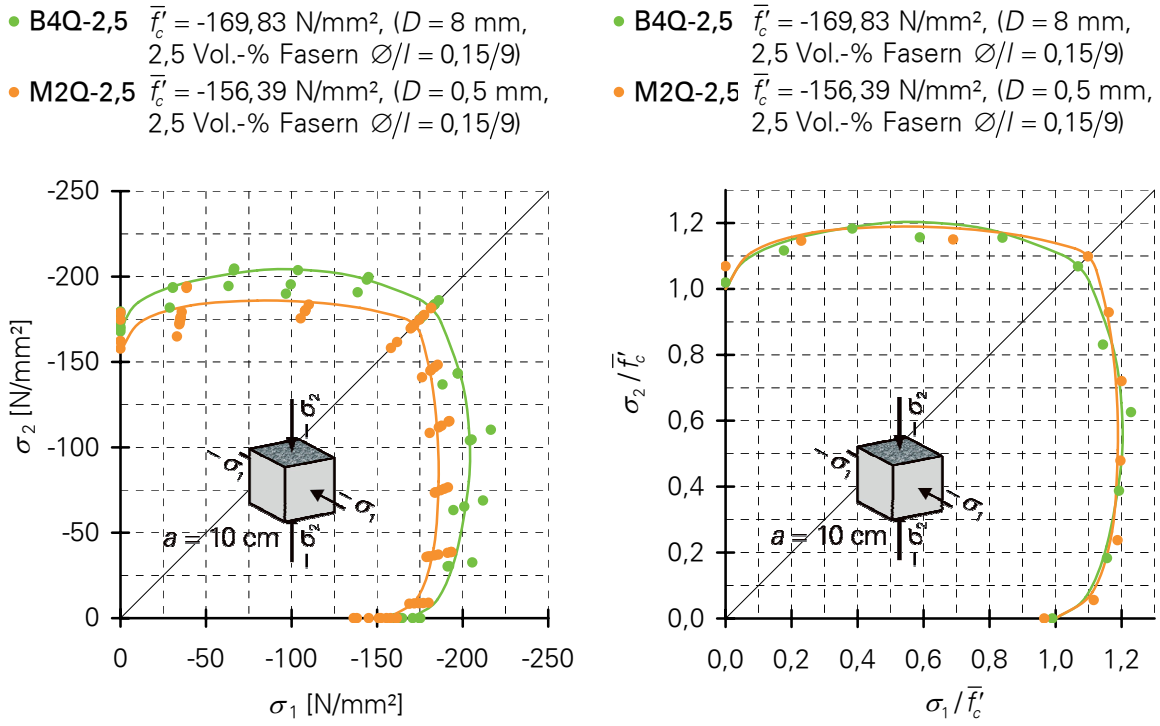


Bild 4-30 Zweiaxiale Druckfestigkeit von ultrahochfestem Beton mit unterschiedlichem Größtkorndurchmesser; links: Absolutwerte; rechts: normierte Werte

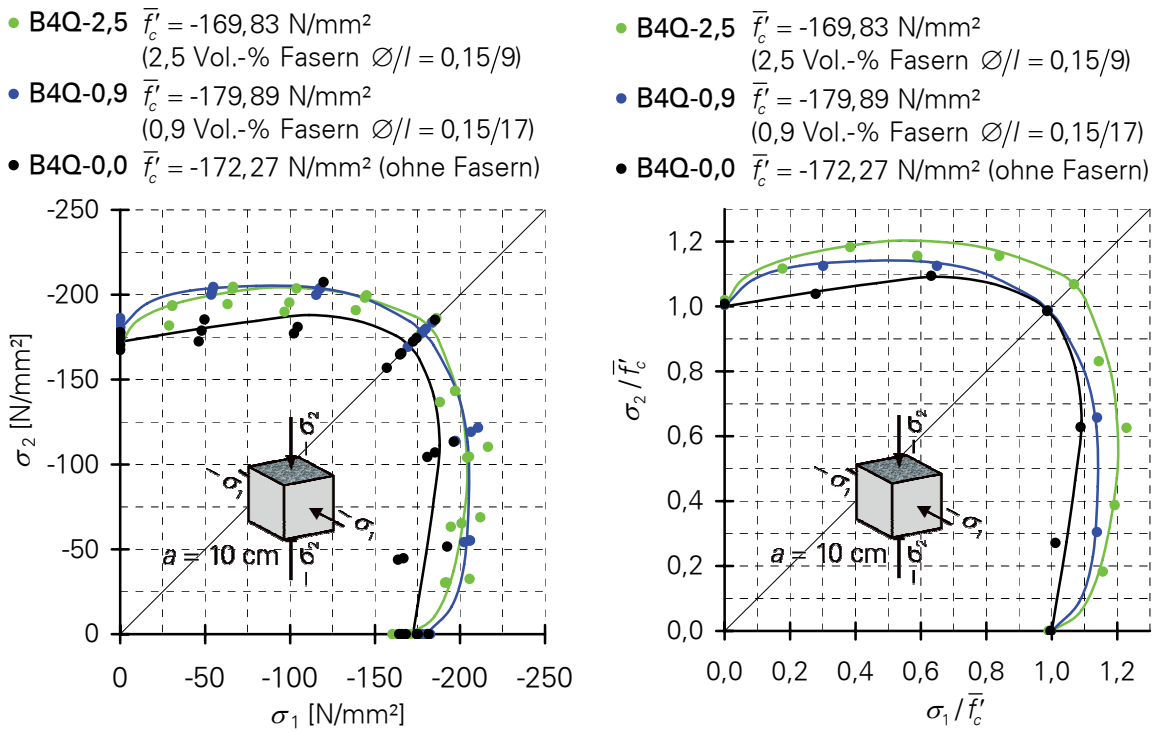


Bild 4-31 *Zweiaxiale Druckfestigkeit von ultrahochfestem Beton mit unterschiedlichem Fasergehalt; links: Absolutwerte; rechts: normierte Werte*

Die Feinkornmischung M2Q-2,5 mit der inhomogenen Faserverteilung zeigt unter Belastung ein deutlich anisotropes Verhalten. Die Druckfestigkeit in Betonierrichtung ist rund 11 % größer als quer dazu. Bei einer einaxialen Belastung in Richtung eins (quer zur Betonierrichtung) bzw. bei Spannungsverhältnissen mit einer geringen Lastkomponente in Richtung zwei stehen zur Überbrückung der in Richtung zwei aufgehenden Risse weniger Fasern zur Verfügung als in den anderen Richtungen und auch weniger Fasern als bei einer isotropen Faserverteilung. Bei allen anderen Spannungsverhältnissen beteiligen sich in den Richtungen, in denen die Risse aufgehen, mehr Fasern am Lastabtrag als bei gleichmäßiger Verteilung. Dagegen verhalten sich alle untersuchten Grobkornmischungen infolge gleichmäßigerer Faserverteilung nahezu isotrop.

Bei gleichem Fasergehalt von 2,5 Vol.-% liegen die Festigkeiten des Grobkornbetons B4Q-2,5 generell höher als die des Feinkornbetons M2Q-2,5 (Bild 4-30). Ursache hierfür ist der Grobzuschlag aus hochfestem Basalt. Die Gestalt der Bruchkurve ist prinzipiell die gleiche, was sich besonders deutlich in der normierten Darstellung zeigt. Im Rahmen der üblichen Streubreite sind keine Unterschiede zwischen diesen beiden Betonen zu erkennen. Bei ähnlichen Matrixeigenschaften ist die Gestalt der Bruchkurve hauptsächlich vom Fasergehalt und von der Fasergeometrie abhängig, welche bei den beiden Referenzbetonen identisch sind. Deutliche Unterschiede zeigen sich dagegen wieder im Dehnungsverhalten im Bereich der maximalen Festigkeit, vergleiche dazu Abschnitt 4.3 und 4.6.

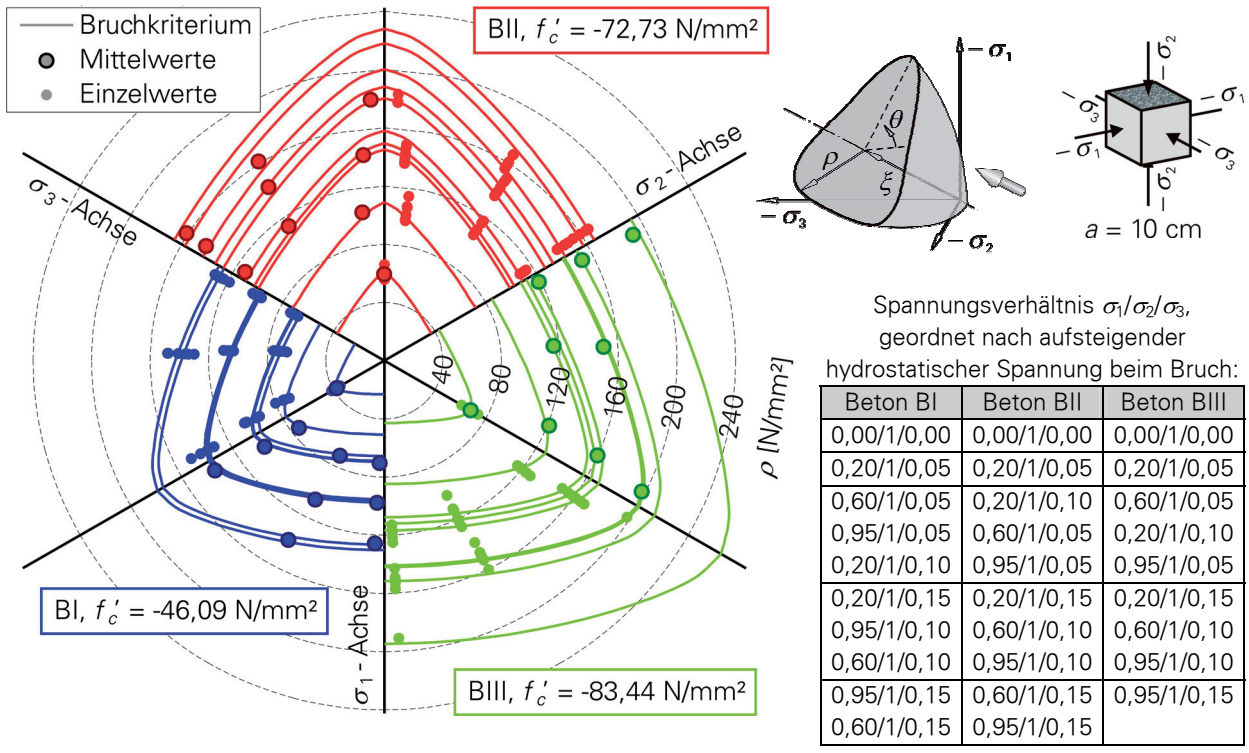
Bei den Betonen mit Grobzuschlag variieren Fasergehalt und Fasergeometrie. B4Q-2,5 enthält 2,5 Vol.-% kurze Drahtfasern, B4Q-0,9 0,9 Vol.-% längere Drahtfasern. Die Rezepturen wurden mit dem Ziel modifiziert, bei geringerem Fasergehalt ein analoges einaxiales Tragverhalten zu erlangen. Die einaxiale Festigkeit von B4Q-0,9 war bei geringerem Faser-

gehalt rund 10 N/mm² höher als von B4Q-2,5 (Bild 4-31 links). Unter zweiaxialer Beanspruchung wiesen beide Betone ähnliche Festigkeiten auf, wobei sich B4Q-2,5 mit dem höheren Fasergehalt duktiler verhält als B4Q-0,9. Das sprödere Verhalten von B4Q-0,9 führt dazu, dass der Festigkeitszuwachs gegenüber der einaxialen Festigkeit sehr gering ausfällt. Bei dem Spannungsverhältnis $\sigma_2/\sigma_1 = 1$ wird lediglich die einaxiale Festigkeit erreicht (Bild 4-31 rechts). Den geringsten Festigkeitszuwachs weist die faserfreie Mischung auf. Über weite Bereiche liegt die zweiaxiale Festigkeit in der Größenordnung der einaxialen Festigkeit.

4.5 Dreiaxiale Druckfestigkeiten

4.5.1 Dreiaxiale Druckfestigkeit von Hochleistungsbeton

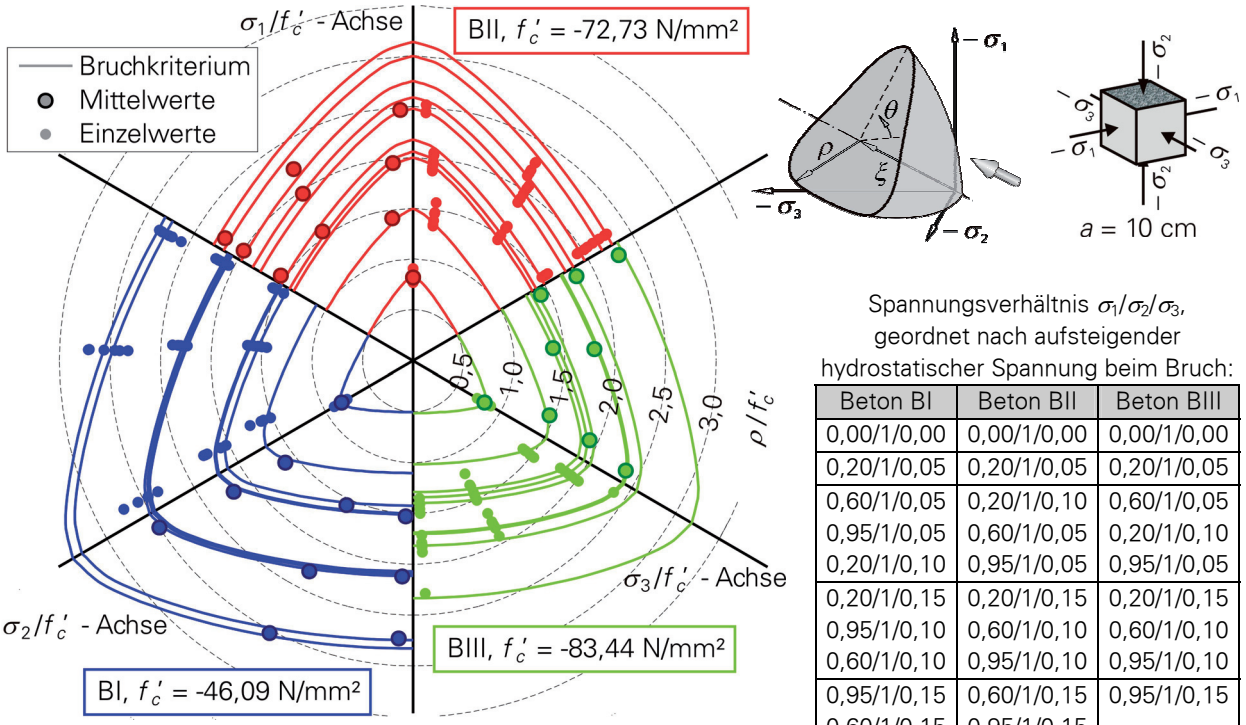
Die dreiaxiale Druckfestigkeit der untersuchten Hochleistungsbetone wird in Bild 4-32 und Bild 4-33 dargestellt. Das Diagramm zeigt einen Blick entlang der hydrostatischen Achse. Es werden alle drei Betone in einem Diagramm dargestellt. Die Bezeichnungen der Achsen dienen nur zur Kennzeichnung der positiven Richtung. Die größte Druckkraft wird immer in Betonierrichtung, also in Richtung zwei aufgebracht. Im Bild 4-32 werden die absoluten Festigkeiten und im Bild 4-33 die normierten Werte aufgetragen. In einem 60°-Sektor werden die Einzelwerte eines Betons und einem zweiten Sektor die Mittelwerte dargestellt. Die einzelnen Bruchwerte werden tabellarisch im Anhang B aufgeführt.



Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$, geordnet nach aufsteigender hydrostatischer Spannung beim Bruch:

Beton BI	Beton BII	Beton BIII
0,00/1/0,00	0,00/1/0,00	0,00/1/0,00
0,20/1/0,05	0,20/1/0,05	0,20/1/0,05
0,60/1/0,05	0,20/1/0,10	0,60/1/0,05
0,95/1/0,05	0,60/1/0,05	0,20/1/0,10
0,20/1/0,10	0,95/1/0,05	0,95/1/0,05
0,20/1/0,15	0,20/1/0,15	0,20/1/0,15
0,95/1/0,10	0,60/1/0,10	0,60/1/0,10
0,60/1/0,10	0,95/1/0,10	0,95/1/0,10
0,95/1/0,15	0,60/1/0,15	0,95/1/0,15
0,60/1/0,15	0,95/1/0,15	

Bild 4-32 Dreiaxiale Druckfestigkeit von Hochleistungsbeton; Absolutwerte



Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$, geordnet nach aufsteigender hydrostatischer Spannung beim Bruch:

Beton BI	Beton BII	Beton BIII
0,00/1/0,00	0,00/1/0,00	0,00/1/0,00
0,20/1/0,05	0,20/1/0,05	0,20/1/0,05
0,60/1/0,05	0,20/1/0,10	0,60/1/0,05
0,95/1/0,05	0,60/1/0,05	0,20/1/0,10
0,20/1/0,10	0,95/1/0,05	0,95/1/0,05
0,20/1/0,15	0,20/1/0,15	0,20/1/0,15
0,95/1/0,10	0,60/1/0,10	0,60/1/0,10
0,60/1/0,10	0,95/1/0,10	0,95/1/0,10
0,95/1/0,15	0,60/1/0,15	0,95/1/0,15
0,60/1/0,15	0,95/1/0,15	

Bild 4-33 Dreiaxiale Druckfestigkeit von Hochleistungsbeton; normierte Werte

Die Darstellung wird ergänzt durch die Darstellung des Bruchkriteriums nach HAMPEL [50]. HAMPEL verwendet das Bruchkriterium nach OTTOSEN [103], [107]

$$A \cdot \frac{J_{2\sigma}}{|f_c|^2} + \lambda \cdot \frac{\sqrt{J_{2\sigma}}}{|f_c|} + B \cdot \frac{I_{1\sigma}}{|f_c|} \le 1 \tag{3-12}$$

$$\lambda = K_1 \cdot \cos\left[\frac{1}{3} \cdot \arccos\left(K_2 \cdot \cos(3 \cdot \theta)\right)\right] \tag{4-12}$$

zur Beschreibung der Hüllkurve, vereinfacht aber die Kalibrierung der Parameter. In Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit ergibt sich

$$\begin{aligned} A &= -2{,}024 \cdot x^2 + 3{,}054 \cdot x + 0{,}207 \\ B &= -0{,}467 \cdot x^2 + 0{,}078 \cdot x + 2{,}736 \\ K_1 &= -0{,}271 \cdot x^2 - 1{,}846 \cdot x + 10{,}839 \\ K_2 &= -0{,}049 \cdot x^2 + 0{,}052 \cdot x + 0{,}955 \end{aligned} \qquad \text{mit} \quad x = \left|\frac{f_c}{100\ \text{N/mm}^2}\right| . \tag{4-13}$$

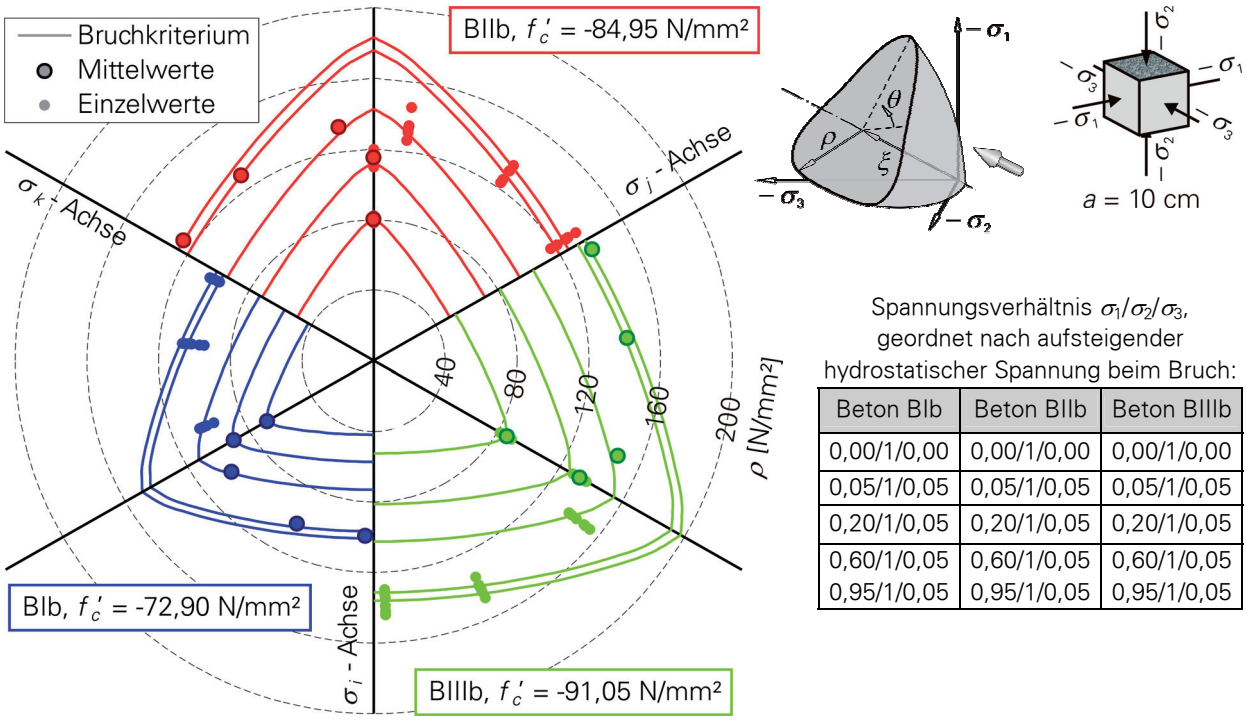
Die Festigkeit von hochfestem Beton steigt unter dreiaxialer Druckbelastung (Bild 4-32). Bezogen auf die einaxiale Druckfestigkeit fällt der prozentuale Festigkeitszuwachs aber geringer aus, je höher die einaxiale Festigkeit ist (Bild 4-33). Dieses Verhalten konnte schon unter zweiaxialer Druckbeanspruchung beobachtet werden und ist auch von Normalbeton unterschiedlicher Festigkeiten bekannt. Eine Ausnahme bildet der Beton BIII unter dem Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 0{,}95/1/0{,}15$, dem Spannungsverhältnis mit der größten Oktaedernormalspannung. Die normierte Festigkeit liegt über der Festigkeit des Beton BII unter demselben Spannungsverhältnis. Allerdings lieferte der Beton BIII unter diesem

Spannungsverhältnis nur einen auswertbaren Versuch, so dass das Ergebnis nicht als repräsentativ angesehen werden kann.

Die Variationskoeffizienten der normalerweise sechs Einzelversuche lagen unter dreiaxialer Druckbeanspruchung zwischen 1,8 und 7,4 %. Im Mittel betrug der Variationskoeffizient 3,9 %. Im Bereich des Zugmeridians traten tendenziell die geringsten Streuungen auf, zwischen den Meridianen waren sie am größten. Dies kann wieder auf den Wechsel in den Versagensbildern zurückgeführt werden, den Wechsel zwischen dem Versagen in eine (Zugmeridian) oder zwei Richtungen (Druckmeridian). Es ist ebenfalls ein Trend zu erkennen, dass mit steigender Oktaedernormalspannung die Variationskoeffizienten sinken. Dies ist ein Hinweis dafür, dass Beton unter Spannungsverhältnissen mit ausreichend großem Querdruck weniger sensibel auf lokale Fehlstellen reagiert, die unter einaxialem Druck bei Hochleistungsbeton festigkeitsbestimmend sind.

4.5.2 Dreiaxiale Druckfestigkeit von Hochleistungsbeton mit Fasercocktail

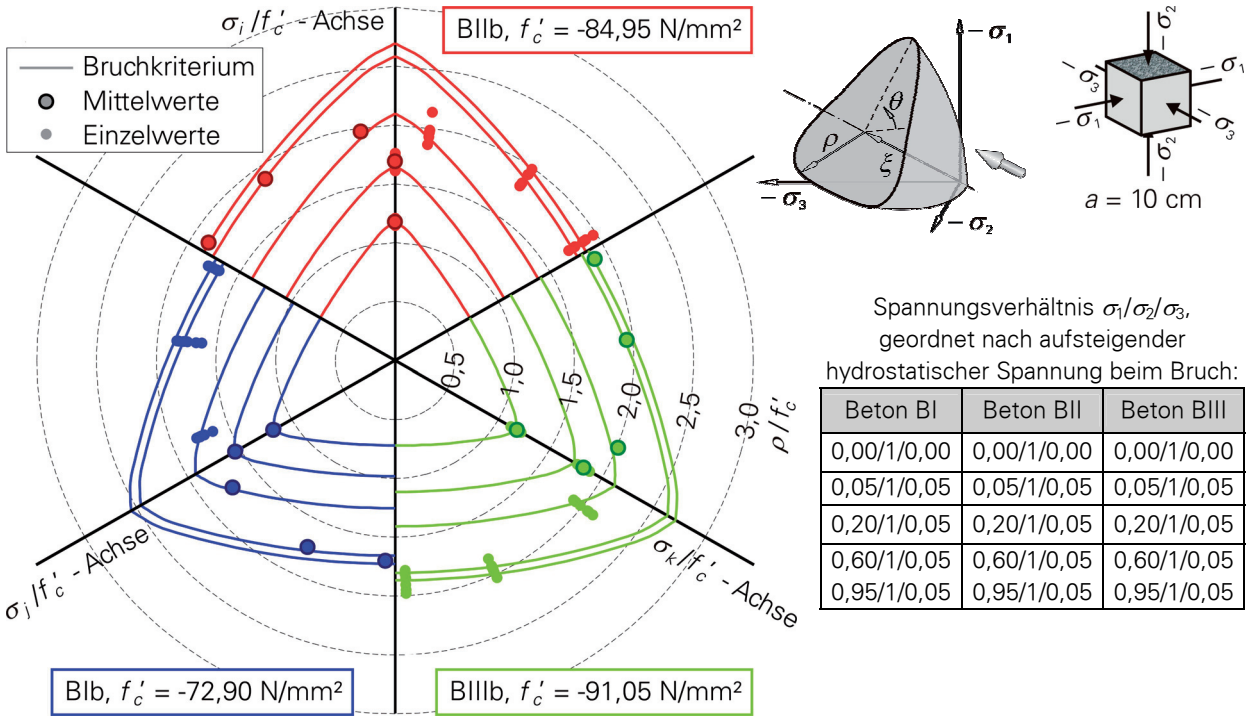
Die dreiaxiale Druckfestigkeit von Hochleistungsbeton mit Fasercocktail wird in Bild 4-34 und Bild 4-35 in bekannter Weise dargestellt. Die größte Druckkraft wird wiederum in Betonierrichtung, also in Richtung zwei aufgebracht. Beim Vergleich mit dem faserfreien Hochleistungsbeton ist zu beachten, dass die untersuchten Spannungsverhältnisse den niedrigsten Spannungsverhältnissen aus dem Versuchsprogramm an Hochleistungsbeton entsprechen.



Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$, geordnet nach aufsteigender hydrostatischer Spannung beim Bruch:

Beton BIb	Beton BIIb	Beton BIIIb
0,00/1/0,00	0,00/1/0,00	0,00/1/0,00
0,05/1/0,05	0,05/1/0,05	0,05/1/0,05
0,20/1/0,05	0,20/1/0,05	0,20/1/0,05
0,60/1/0,05	0,60/1/0,05	0,60/1/0,05
0,95/1/0,05	0,95/1/0,05	0,95/1/0,05

Bild 4-34 Dreiaxiale Druckfestigkeit von Hochleistungsbeton mit Fasercocktail; Absolutwerte



Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$, geordnet nach aufsteigender hydrostatischer Spannung beim Bruch:

Beton BI	Beton BII	Beton BIII
0,00/1/0,00	0,00/1/0,00	0,00/1/0,00
0,05/1/0,05	0,05/1/0,05	0,05/1/0,05
0,20/1/0,05	0,20/1/0,05	0,20/1/0,05
0,60/1/0,05	0,60/1/0,05	0,60/1/0,05
0,95/1/0,05	0,95/1/0,05	0,95/1/0,05

Bild 4-35 Dreiaxiale Druckfestigkeit von Hochleistungsbeton mit Fasercocktail; normierte Werte

Das dargestellte Bruchkriterium entspricht wiederum dem von OTTOSEN [103], [107], allerdings konnte eine sehr gute Übereinstimmung mit dem Bruchkriterium bei einer Kalibrierung nach DAHL [29] festgestellt werden, weshalb im Rahmen des Forschungsprojektes [24], [25] auf die Modifikation des Kriteriums verzichtet wurde. DAHL ermittelt die Parameter in Abhängigkeit von der einaxialen Druckfestigkeit zu

$$A = -1{,}66 \cdot x^2 + 3{,}49 \cdot x + 0{,}73$$
$$B = -0{,}19 \cdot x^2 + 0{,}41 \cdot x + 3{,}13$$
$$K_1 = 0{,}46 \cdot x^2 - 0{,}97 \cdot x + 11{,}89$$
$$K_2 = -0{,}02 \cdot x^2 + 0{,}04 \cdot x + 0{,}974$$

mit $\quad x = \left| \frac{f_c^{[\mathrm{N/mm^2}]}}{100} \right|$. (4-14)

Bei der Betrachtung der absoluten Werte der dreiaxialen Festigkeit fällt auf, dass durch die Zugabe von Fasercocktail anders als bei einer zweiaxialen Beanspruchung die Festigkeit bei den Chargen BII und BIII nicht gesteigert werden konnte, vergleiche Bild 4-32 und Bild 4-34. Angemerkt werden muss in diesem Zusammenhang, dass für die Charge BI eine ähnliche Übereinstimmung zu erwarten war. Allerdings wies die Betoniercharge des Beton BI ohne Fasern, die für die dreiaxialen Versuche verwendet wurde, allgemein zu niedrige Festigkeiten auf. Die nach der gleichen Rezeptur hergestellten Probekörper für die zweiaxialen Versuche besaßen bei der einaxialen Prüfung und auch bei den begleitenden Versuchen eine um 30 bis 45 % höhere Druckfestigkeit. Wird dies berücksichtigt, liegen bei den untersuchten Betonen die absoluten Bruchwerte jeweils in der gleichen Größenordnung, unabhängig davon, ob der Referenzmischung Fasercocktail zugemischt wurde oder nicht.

Ursache dafür ist das veränderte Bruchverhalten. Bei einem faserfreien Hochleistungsbeton unter zweiaxialer Beanspruchung kommt es zu einem instabilen Risswachstum in Ebenen

parallel zur lastfreien Oberfläche, welches zu dem typischen spröden Versagen führt. Wird der Körper nun zusätzlich mit einer äußeren Druckkraft belastet, wird dieses Risswachstum verlangsamt und damit die Festigkeit und auch die Duktilität des Körpers erhöht. Dass dieser Prozess unabhängig vom Vorhandensein von Fasern abläuft, spiegelt sich in den Versuchsergebnissen wieder. Bei einer einaxialen Beanspruchung ohne stützenden seitlichen Druck weist der Fasercocktailbeton dagegen die höhere Festigkeit auf. In der normierten Darstellung liegen deshalb die Werte der faserfreien Mischungen deutlich über denen der Betone mit Fasercocktail.

Vergleicht man die drei geprüften Betone mit Fasercocktail untereinander, zeigt sich erwartungsgemäß, dass die Betone mit steigender einaxialer Festigkeit auch eine höhere Festigkeit bei dreiaxialer Beanspruchung besitzen (Bild 4-34). Auffällig ist jedoch, dass dieser Trend auch bei den normierten Werten auftritt (Bild 4-35), da von Versuchen an Normalbeton und faserfreiem Hochleistungsbeton eine eindeutig gegenläufige Tendenz bekannt ist. Allerdings sinkt bei diesen Betonen auch mit steigender Druckfestigkeit das Verhältnis Zug- zu Druckfestigkeit, was bei den hier untersuchten Betonen mit Fasercocktail umgekehrt ist. So beträgt die Spaltzugfestigkeit des Beton BIb 11,0 %, des Beton BIIb 12,7 % und des Beton IIIb 14,3 % der einaxialen Druckfestigkeit. Dass dies nicht die alleinige Ursache dieses veränderten Verhaltens sein kann, zeigt ein Vergleich der Betone BI und BIb im Bild 4-33 und Bild 4-35. Obwohl das Verhältnis von Zug- zu Druckfestigkeit bei beiden Betonen gleich ist, weicht das Tragverhalten deutlich voneinander ab.

Die Streuungen in den jeweils sechs Einzelversuchen lagen zwischen 1,0 und 4,3 %. Im Mittel betrug der Variationskoeffizient 3,0 %, also weniger als beim faserfreien Beton. Die größten Streuungen traten wieder zwischen den Meridianen auf. Im Gegensatz zum faserfreien Beton war ein Trend zu erkennen, dass mit steigender Oktaedernormalspannung die Variationskoeffizienten zunehmen. Allerdings sind die Unterschiede sehr gering und es wurden nur wenige Spannungsverhältnisse geprüft, so dass keine allgemeingültigen Aussagen getroffen werden können.

4.5.3 Restfestigkeit nach mehraxialer Druckbelastung

Eine Aussage darüber, inwieweit die Betonstruktur durch die mehraxiale Beanspruchung geschädigt wurde, liefert die Restfestigkeit. Dabei werden die Probekörper nach der Entlastung ein zweites Mal geprüft. Durchgeführt wurden diese Versuche mit starren Druckplatten, wie sie bei der Ermittlung der 28-Tage-Würfeldruckfestigkeit verwendet werden. Im Bild 4-36 bis Bild 4-38 wird die Restfestigkeit deshalb auch auf die 28-Tage-Würfeldruckfestigkeit bezogen dargestellt.

Es muss beachtet werden, dass die Probekörper keine einheitliche Vorschädigung erfahren haben. Die Versuche wurden vor der völligen Zerstörung des Probekörpers abgebrochen, wenn die Dehnungen des Probekörpers zu einer kritischen Schiefstellung der Bürsten führen. Zum einen ist dann die Schubkraft, die die Bürsten in den Probekörper eintragen, nicht mehr vernachlässigbar klein. Zum anderen besteht die Gefahr, dass benachbarte Bürsten sich berühren oder aufgrund der großen Auslenkung beschädigt werden. Für den Abbruch des Versuches wurde zwar eine definierte Spannungsdifferenz vorgesehen, oftmals musste aber aus subjektiv einzuschätzenden Gründen eher abgebrochen werden. Die Unterschiede in den dabei erreichten Spannungen sind zwar gering, aber der Beton zeigte in diesem Bereich ein fließähnliches Verhalten. Deshalb ändern sich die Dehnungen schon bei

geringen Unterschieden in der Spannung erheblich, wie auch bei der Auswertung der Dehnungen noch gezeigt werden wird. Deshalb können die so ermittelten Werte nur erste vage Aussagen liefern.

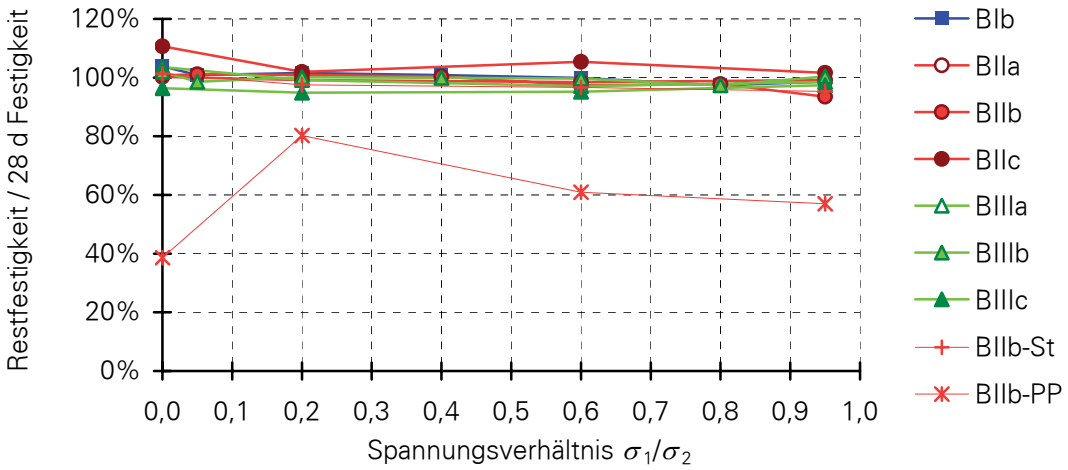


Bild 4-36 *Restfestigkeit des Hochleistungsbetons mit Fasercocktail nach vorangegangener zweiaxialer Belastung*

Geringer als der Einfluss der aufgebrachten Dehnungen werden die Auswirkungen des unterschiedlichen Betonalters und der nur näherungsweise ermittelten Druckfläche eingeschätzt. Das Alter der Probekörper lag zwischen drei und sechs Monaten. Über die Nacherhärtung über das Alter von 28 Tagen hinaus können keine genauen Angaben gemacht werden. Bei den verwendeten Zementen und Rezepturen ist aber bei der durchgeführten trockenen Lagerung keine nennenswerte Nacherhärtung zu erwarten. Die Probekörper wiesen nach der Vorbelastung zum Teil verwölbte Oberflächen und lokale Abplatzungen auf, so dass ein exaktes Bestimmen der Druckfläche nicht möglich war. Die Kraft wurde deshalb auf die vor der mehraxialen Belastung vorhandene Fläche bezogen, die mit 100 × 100 mm abgeschätzt wurde. Die Genauigkeit der verwendeten Präzisionsformen lag deutlich innerhalb der Toleranz von 100±1 mm, was einer möglichen Abweichung von ± 2 % entspricht.

Wie bereits im Kapitel 4.3.2 dargestellt, wiesen die Probekörper nach der zweiaxialen Belastung kaum sichtbare Gefügestörungen auf. Im Gegensatz dazu konnte bei den Hochleistungsbetonen ohne Fasercocktail die Restfestigkeit nicht bestimmt werden, da sie bei der zweiaxialen Prüfung völlig zerstört wurden. Eine ähnliche Schädigung wies der Beton mit Polypropylenfasern auf, der aufgrund der Fasern aber nicht völlig zerfiel, wie es bei den faserfreien Betonen der Fall war. Diese Vorschädigung führte im Mittel noch zu 60 % der ursprünglichen Festigkeit. Bei den Betonen mit Fasercocktail lag dieser Wert durchweg über 95 %, was den optischen Eindruck bestätigt, dass das Betongefüge durch die Vorbelastung bis über den Bruch hinaus nicht wesentlich geschädigt wurde.

Unter dreiaxialer Beanspruchung verhält sich auch Hochleistungsbeton so duktil, dass viele Versuche ebenfalls nach dem Überschreiten der Höchstlast von Hand abgebrochen werden mussten. Etwa 90 % der Probekörper waren nach dreiaxialer Belastung noch so weit intakt, dass sie einer Restfestigkeitsprüfung unterzogen werden konnten. Die Ergebnisse werden im Bild 4-37 und Bild 4-38 dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass mit steigendem

hydrostatischem Druck die Schädigung des Gefüges zunimmt, die Resttragfähigkeit also abnimmt. Die Schädigung ist umso ausgeprägter, je höher die einaxiale Druckfestigkeit ist. Für den Hochleistungsbeton mit Fasercocktail liegen zu wenige Werte vor, um diesen Trend zu bestätigen. Die Größe der Resttragfähigkeit im untersuchten Bereich unterscheidet sich aber nicht deutlich von der des faserfreien Hochleistungsbetons. Der Beton BI ohne Fasern weist sogar eine höhere Restfestigkeit auf als der gleiche Beton mit Fasern BIb. Lediglich beim Beton BIII wird die Mischung ohne Fasern deutlich nachhaltiger geschädigt als die Mischung mit Fasern. Die Zugabe von einem Fasercocktail bewirkt unter dreiaxialer Druckbeanspruchung also keine grundlegende Beeinflussung des Versagensfortschrittes und der Festigkeit.

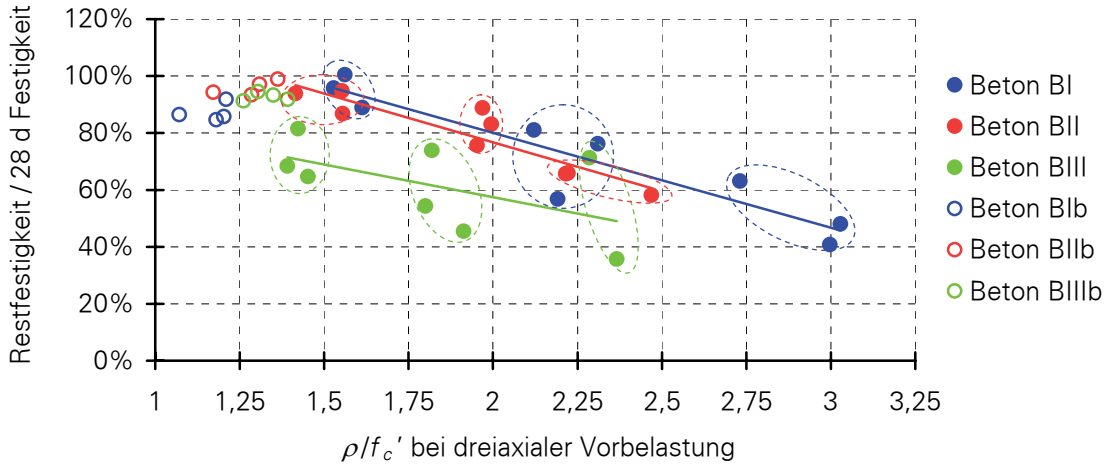


Bild 4-37 *Restfestigkeit des Hochleistungsbetons nach vorangegangener dreiaxialer Belastung; Einfluss der deviatorischen Spannung*

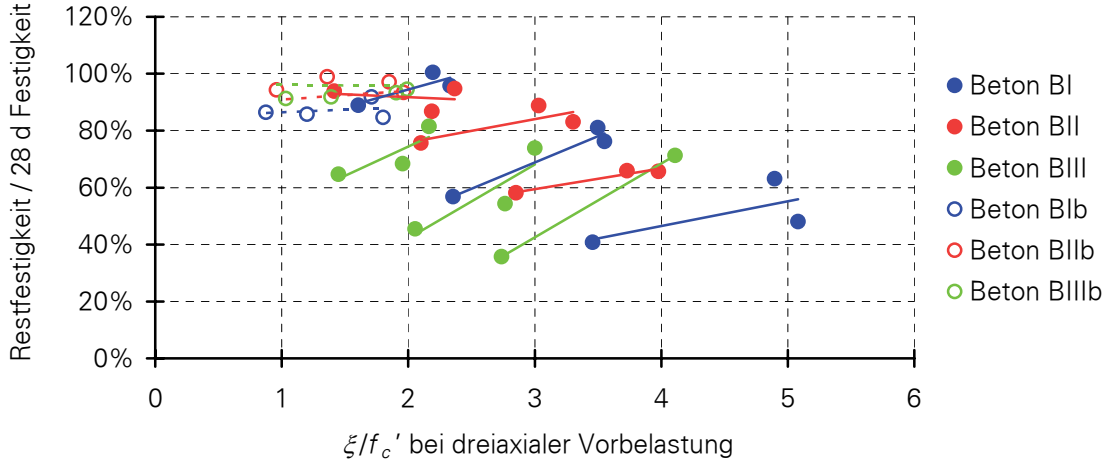


Bild 4-38 *Restfestigkeit des Hochleistungsbetons nach vorangegangener dreiaxialer Belastung; Einfluss der hydrostatischen Spannung*

Vergleicht man Werte mit näherungsweise gleicher bezogener deviatorischer Spannung untereinander – im Bild 4-37 durch Ellipsen zusammengefasst – so sieht man die verfestigende Wirkung der hydrostatischen Spannung (Bild 4-38). Der Hochleistungsbeton

mit Fasercocktail zeigt keine klare Abhängigkeit von der Oktaedernormalspannung, was aber auch auf die geringe Anzahl der Versuchswerte und den kleinen untersuchten Bereich zurückgeführt werden kann.

4.6 Spannungs-Dehnungs-Verhalten

Die für jede Richtung vorhandenen Verformungsmessstellen werden in Tabelle 4-4 zusammengestellt. Jede Dehnung – ε_1, ε_2 und ε_3 – wird mit drei bis sechs Datensätzen erfasst. Die im Folgenden dargestellten Dehnungsverläufe stellen somit in der Regel Mittelwerte aus drei bis zwölf, in der Regel sechs Prüfkörpern mit je drei bis sechs Datensätzen für die einzelnen Dehnungen dar. Die Verformungen werden als Spannungs-Dehnungs-Linien und Volumenänderungslinien abgebildet.

Aus der Volumenänderung lassen sich Änderungen im Betongefüge unmittelbar ablesen. Bis zur so genannten Elastizitätsgrenze zeigt ein linearer Verlauf das linear elastische Verhalten des Materials. Bilden sich Verbundrisse an den Korngrenzen, so wachsen alle Dehnungen überproportional. Je nach Spannungsverhältnis äußert sich das in einem steileren oder flacheren Anstieg der Volumenänderungskurve. Vereinigen sich diese Verbundrisse durch die Matrix hindurch zu Gefügerissen, wächst die negative Dehnung in Richtung der äußeren Druckkraft schneller als die positiven Dehnungen und die Kurve flacht ab. Der Übergang zu dieser Phase wird auch als Proportionalitätsgrenze oder Affinitätsgrenze bezeichnet. Die weiter fortschreitende Rissöffnung führt zu einer überproportionalen Zunahme der Dehnung in die unbelasteten Richtungen. Dadurch wird die Volumenabnahme zunächst verlangsamt, bis das Volumen bei der so genannten kritischen Spannung sein Minimum erreicht. Der Bereich bis zum Bruch ist durch eine deutliche Rissbildung, verbunden mit einer Volumenzunahme bis teilweise über das Ausgangsvolumen hinaus, gekennzeichnet, Bild 4-39.

Die Volumenänderung kann ohne die vernachlässigbar kleinen Produkte aus zwei oder drei Dehnungen nach Gleichung (4-15) berechnet werden.

$$\begin{aligned} \Delta V / V &= \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 + \varepsilon_1 \cdot \varepsilon_2 + \varepsilon_2 \cdot \varepsilon_3 + \varepsilon_3 \cdot \varepsilon_1 + \varepsilon_1 \cdot \varepsilon_2 \cdot \varepsilon_3 \\ &\approx \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \end{aligned} \tag{4-15}$$

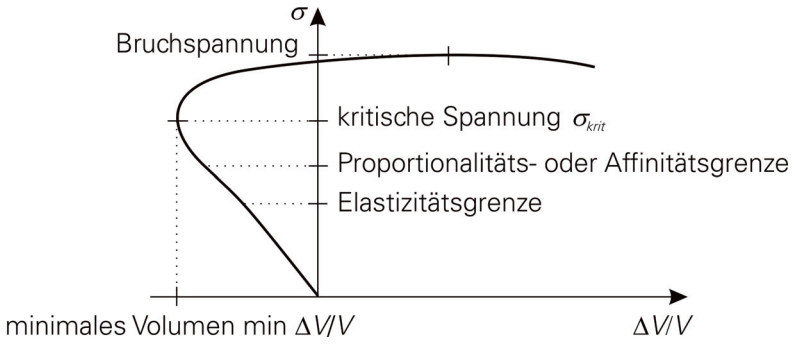


Bild 4-39 Prinzipieller Verlauf einer Volumenänderungskurve

Eine Zusammenstellung der Kennwerte Bruchspannung und -dehnungen, kritische Spannungen und minimales Volumen erfolgt im Anhang C.

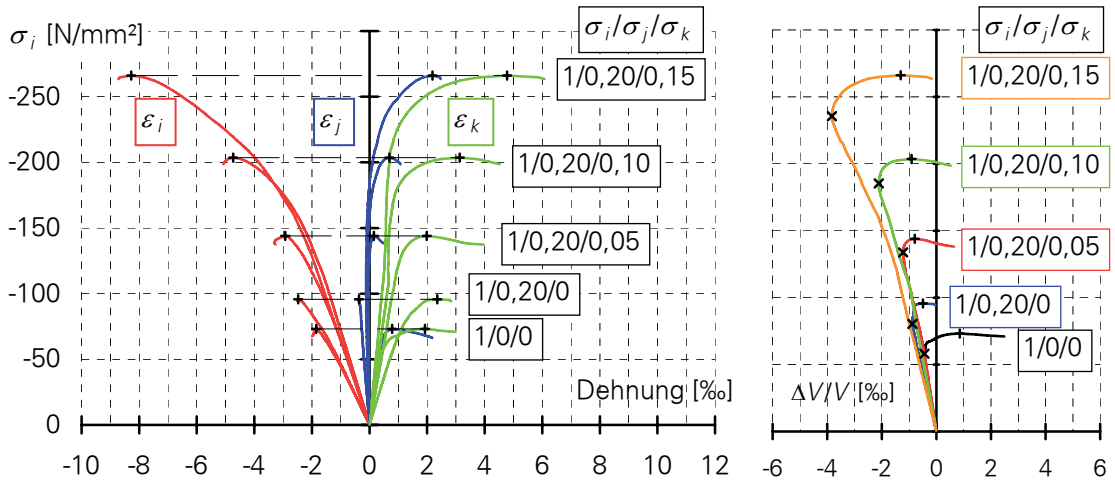


Bild 4-40 *Spannungs-Dehnungs-Verhalten unter ein-, zwei- und dreiaxialer Belastung; Hochleistungsbeton; BII; f_c' = -72,95 N/mm²*

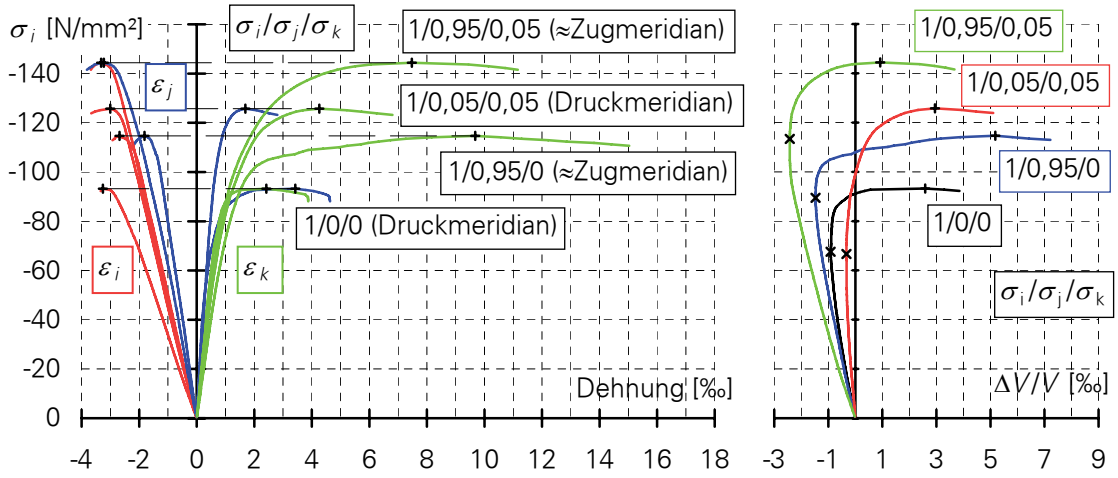


Bild 4-41 *Spannungs-Dehnungs-Verhalten unter ein-, zwei- und dreiaxialer Belastung; Hochleistungsbeton mit Fasercocktail; BIIb; f_c' = -89,08 N/mm²*

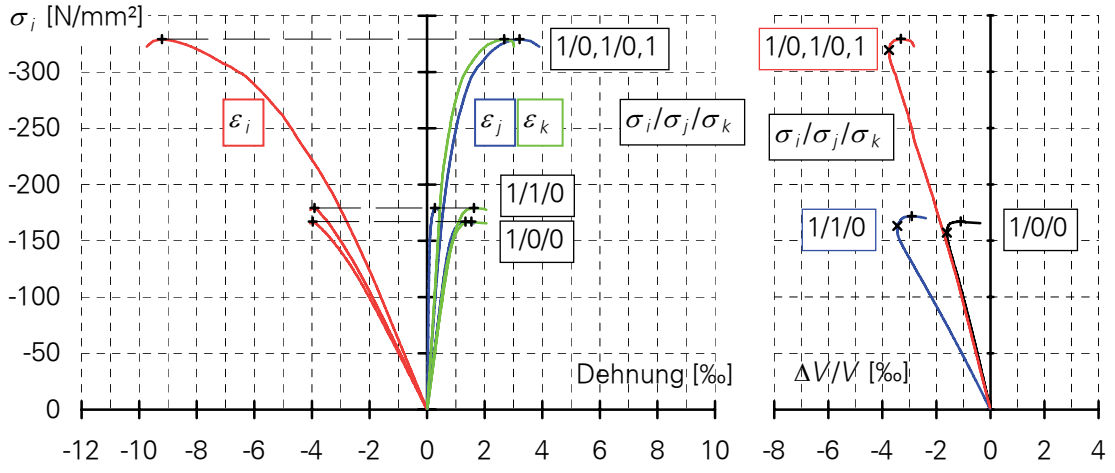


Bild 4-42 *Spannungs-Dehnungs-Verhalten unter ein-, zwei- und dreiaxialer Belastung; Ultrahochfester Beton; M2Q-2,5; $\overline{f}_c'$ = -156,4 N/mm²*

Die Betone, die miteinander verglichen werden sollen, wurden zum Teil in unterschiedlichen Richtungen geprüft. So erfolgte die Belastung bei den zweiaxialen Versuchen an Hochleistungsbeton in den Richtungen eins und drei – also quer zur Betonierrichtung – und beim Hochleistungsbeton mit Fasern in den Richtungen eins und zwei. Für eine bessere Vergleichbarkeit wird in den folgenden Diagrammen die Richtung mit der größten Druckkomponente mit dem Index *i*, die mittlere mit *j* und die kleinste Druckkomponente mit *k* gekennzeichnet.

Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis ist im Bild 4-40 für Hochleistungsbeton, im Bild 4-41 für Hochleistungsbeton mit Fasercocktail und im Bild 4-42 für ultrahochfesten Beton am Beispiel ausgewählter Spannungsverhältnisse dargestellt. Das Spannungsverhältnis ist maßgeblich für den Verlauf der einzelnen Dehnungen verantwortlich, da die verschiedenen Richtungen über die Querdehnzahl miteinander gekoppelt sind. Außerdem führt eine zweite oder dritte Druckkraft bei allen untersuchten Betonen nicht nur zu einer höheren Festigkeit, sondern auch zu einem weniger spröden Verhalten. Als Maß für die Duktilität wird dabei die Abweichung von einem linear elastischen Verhalten, also z. B. das Verhältnis vom Tangentenelastizitätsmodul zu Belastungsbeginn zum Sekantenelastizitätsmodul beim Erreichen der Maximallast, angesetzt, sowie der Beginn einer deutlichen Verformungszunahme im Verhältnis zur Bruchlast.

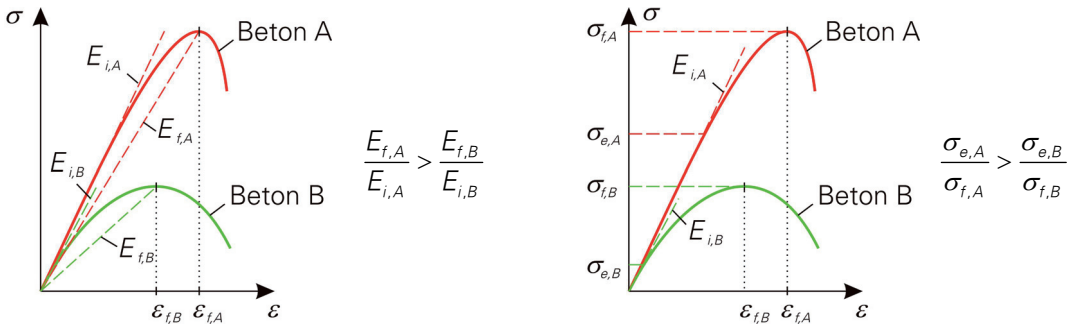


Bild 4-43 Beurteilung der Duktilität über das Verhältnis des Anfangs- zum Bruchelastizitätsmodul (links) bzw. über die Ausdehnung des elastischen Bereiches (rechts)

Unter zweiaxialer Druckbeanspruchung und unter dreiaxialer Druckbeanspruchung mit einer geringen Druckkraft in der dritten Richtung – im Rahmen der durchgeführten Versuche sind das Spannungsverhältnisse mit 5 % Druck in der dritten Richtung – nimmt vor allem die Dehnung in der lastfreien bzw. am geringsten belasteten Richtung stärker zu als unter einer einaxialen Belastung. Bei einer höheren dritten Druckkomponente nehmen auch die Stauchungen deutlich zu. Der Hochleistungsbeton, der unter einaxialer Belastung einen nahezu linear-elastischen Verlauf der Stauchungen bis zum Bruch zeigt, weist unter dreiaxialer Belastung eine überproportionale Zunahme der Stauchungen auf, Bild 4-40. Die Krümmung der Spannungs-Dehnungs-Linie beginnt deutlich unterhalb der Bruchlast. Selbst ultrahochfester Beton zeigt diesen gekrümmten Verlauf unter dreiaxialer Beanspruchung, Bild 4-42. Für Hochleistungsbeton mit Fasercocktail kann keine nennenswerte Zunahme der Stauchungen beobachtet werden, was vor allem auf die relativ geringen Kräfte in der dritten Richtung zurückgeführt werden kann. Im Bild 4-41 sieht man dafür deutlich, dass die Zunahme der Dehnungen in der am wenigsten belasteten Richtung bei Spannungsverhältnissen auf dem Zugmeridian größer ist als im Bereich des Druckmeridians. Dieser Unterschied ist systematisch für die verschiedenen Hochleistungsbetone. Bei ultrahochfestem Beton ist er tendenziell auch vorhanden, aber bisher nur mit wenigen Versuchsergebnissen belegbar.

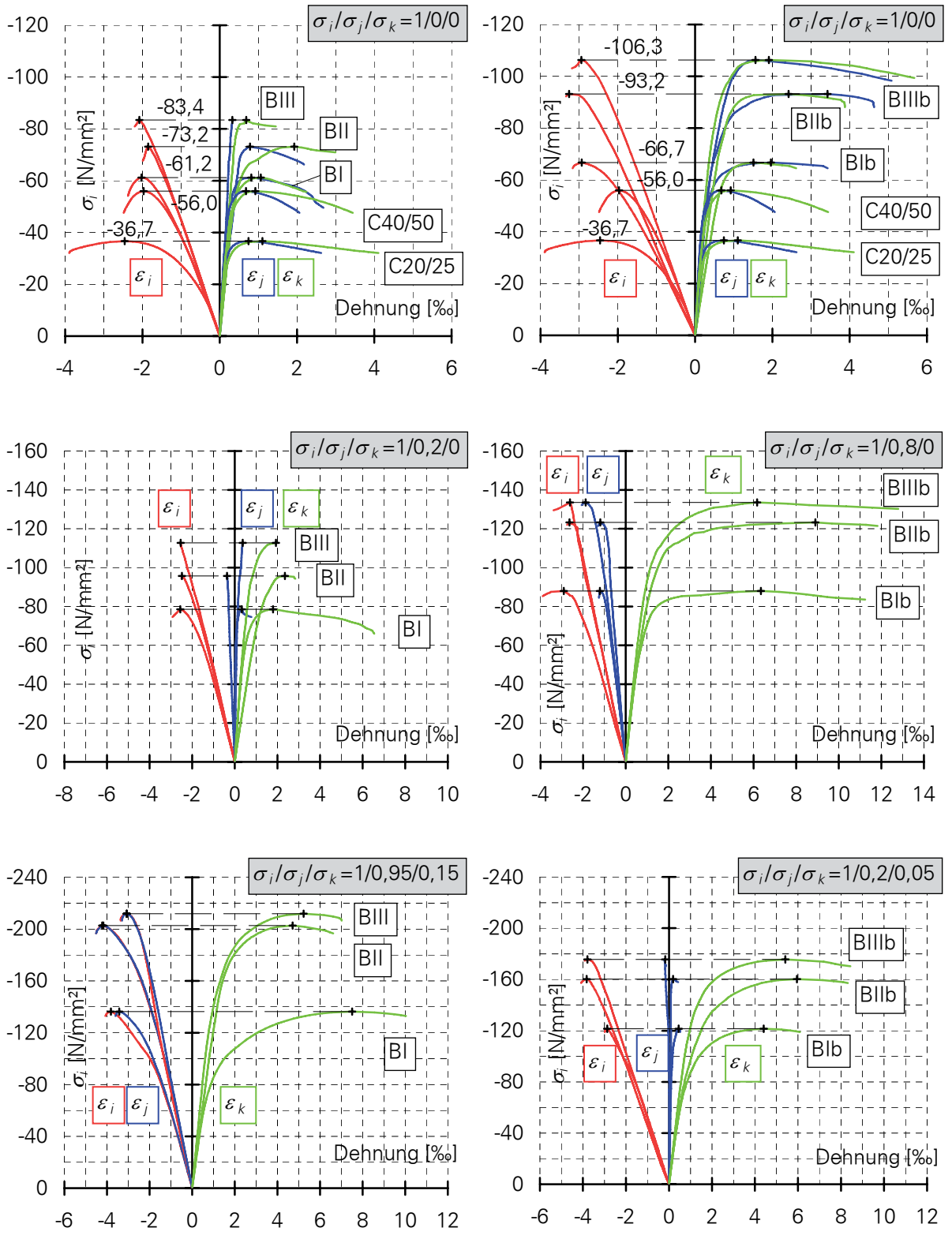


Bild 4-44 *Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Betonen mit unterschiedlicher Festigkeit; links: Hochleistungsbeton, rechts: Hochleistungsbeton mit Fasercocktail; oben: unter einaxialer Beanspruchung im Vergleich zu Normalbeton, mittig: unter zweiaxialer Beanspruchung, unten: unter dreiaxialer Beanspruchung*

Im Bild 4-44 werden Betone mit unterschiedlichen Festigkeiten, aber ähnlichen Zusammensetzungen betrachtet. Links werden die Hochleistungsbetone ohne Fasern dargestellt, rechts die Hochleistungsbetone mit einem mittleren Fasergehalt. Die Darstellung der Dehnungen unter einaxialer Belastung wird ergänzt durch die Versuchswerte, die mit demselben Versuchsaufbau für Normalbeton gewonnen wurden.

Beim faserfreien Beton nimmt die Duktilität mit steigender Festigkeit ab. Dieser Trend ist unabhängig davon, ob es sich um eine ein-, zwei- oder dreiaxiale Druckbeanspruchung handelt. Die beschriebene Zunahme der Stauchungen unter dreiaxialer Beanspruchung ist bei allen Betonen vorhanden, allerdings fällt sie mit zunehmender Festigkeit geringer aus und die Krümmung der Spannungs-Dehnungslinie beginnt auf einem höheren Lastniveau, bezogen auf die Bruchlast.

Im Bild 4-44 links oben ist die Auswirkung des Microsilicas deutlich zu erkennen. Durch die Zugabe von Microsilica wird weniger festes Calciumhydroxit in Calciumsilicathydrat umgewandelt. Dadurch werden Fehlstellen im Bereich der Zuschläge verringert und der Verbund zwischen Matrix und Zuschlagskorn verbessert. Außerdem wird das Gefüge insgesamt dichter. Beim Normalbeton und beim Beton BI, der ohne Microsilica hergestellt wurde, führen diese Fehlstellen zur frühzeitigen Mikrorissbildung, die makroskopisch betrachtet zu einer Zunahme der Stauchungen führt. Die Betone BII und BIII mit Microsilica zeigen einen viel längeren linearen Bereich in den Dehnungsverläufen.

Beim Hochleistungsbeton mit Fasercocktail wurde versucht, der zunehmenden Versprödung bei steigender Festigkeit durch die Zugabe eines Fasercocktails entgegenzuwirken. Im Bild 4-44 rechts sind die Betone mit einem mittleren Fasergehalt, der an die Eigenschaften des faserfreien Referenzbetons angepasst wurde, dargestellt.

Durch die Zugabe des Fasercocktails ist es gelungen, unabhängig von der absoluten Festigkeit ein vergleichbares Spannungs-Dehnungs-Verhalten zu erzielen. Sowohl unter ein-, zwei- als auch dreiaxialer Belastung zeigen die Dehnungen der Betone BIb, BIIb und BIIIb qualitativ denselben Verlauf. Auch die Volumenänderungskurven (ohne Bild) kennzeichnen ein ähnliches Verhalten der untersuchten Betone. Die kritische Spannung wird in ausreichendem Abstand zur Bruchspannung erreicht und eine deutliche Volumenzunahme bis über das Ausgangsvolumen hinaus gewährleistet eine Vorankündigung des Versagens.

Ein Vergleich mit Normalbeton zeigt, dass vor allem in der lastfreien Richtung ein äquivalentes Dehnungsverhalten erzielt werden kann. Die Stauchungen werden dagegen weniger durch die Zugabe von Fasern beeinflusst. Im negativen Dehnungsbereich verhält sich Hochleistungsbeton mit Fasercocktail spröder als Normalbeton, aber immer noch duktiler als Hochleistungsbeton ohne Fasern.

Der Einfluss der verschiedenen Faserarten wird im Bild 4-45 verdeutlicht. Zur besseren Übersicht werden die Dehnungen getrennt für die Richtungen *i*, *j* und *k* dargestellt. Zusammengefasst wird das Verformungsverhalten in den Volumenänderungskurven.

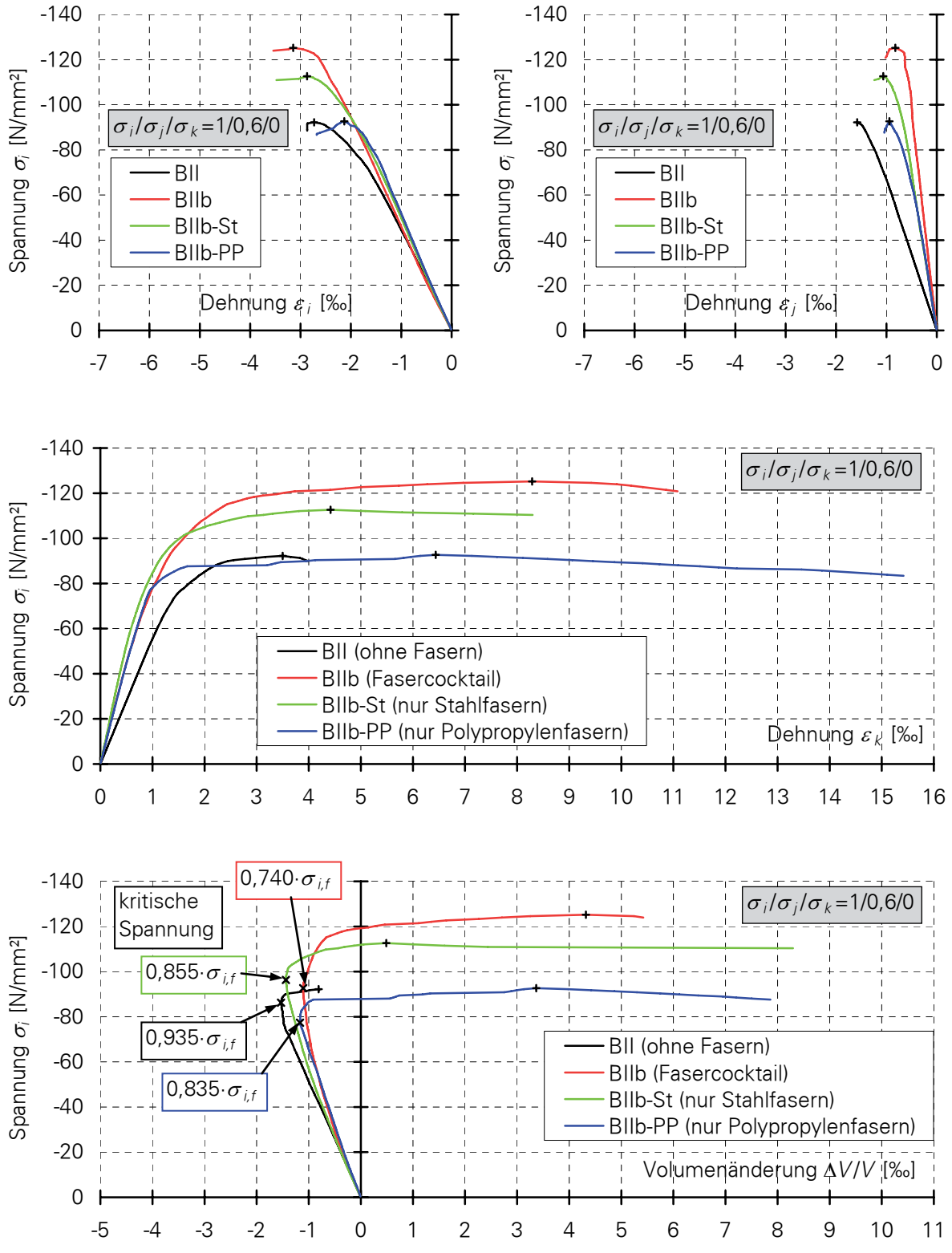


Bild 4-45 *Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Hochleistungsbeton mit unterschiedlichen Faserarten*

Der Beton, dem nur Polypropylenfasern zugegeben wurden, zeichnet sich durch eine frühzeitige Rissbildung aus. Die kritische Spannung wird im Mittel schon bei 79 % der Bruchspannung erreicht. Die Zunahme der Rissweite ist deutlich an der Dehnung ε_k zu erkennen, die ein Plateau ausbildet. Auf eine teilweise Vernähung der Risse durch die PP-Fasern deutet eine zwischenzeitliche Verlangsamung der Volumenzunahme hin, bis der Probekörper zum Zeitpunkt des Versagens sein Ausgangsvolumen deutlich überschritten hat.

Der Beton mit Stahlfasern weist lange ein linear elastisches Verhalten auf. Auch die kritische Spannung wird durchschnittlich erst bei 82 % der Bruchspannung erreicht. Sie liegt damit aber noch deutlich unter dem Wert von 90 % des faserfreien Hochleistungsbetons. Ursache dafür ist, dass auch die Stahlfasern teilweise als Rissinitiatoren wirken. Die Zunahme der Rissweite erfolgt langsamer als bei den PP-Fasern. Außerdem ist der Stahlfaserbeton der einzige, bei dem auch die Stauchungen ε_i und ε_j sowohl vor als auch nach dem Bruch deutlich zunehmen.

Der Beton mit Fasercocktail stellt eine gelungene Kombination dieser beiden Versagensmechanismen dar. So zeichnet er sich durch eine frühzeitig beginnende Rissbildung aus. Die kritische Spannung beträgt im Mittel 73 % der Bruchspannung. An der kontinuierlichen Zunahme der Dehnung kann das Vernähen der Risse durch die Fasern erkannt werden. Zum Zeitpunkt des Bruches wird das Ausgangsvolumen deutlich überschritten.

Im Bild 4-46 werden verschiedene Fasergehalte in einer Referenzmischung miteinander verglichen. Sehr gut zu erkennen ist die mit steigendem Fasergehalt zunehmende Krümmung der Spannungs-Dehnungs-Linie vor dem Bruch, also eine zunehmende Vorankündigung des Versagens. Auch der absteigende Ast verläuft umso flacher, je mehr Fasern zugegeben werden. Insgesamt steigt die Duktilität mit dem Fasergehalt.

Beim Beton BIIIa, dem Beton mit dem niedrigsten Fasergehalt, tritt teilweise die schon beim Beton BIIb-PP beobachtete sprunghafte Dehnungszunahme in die lastfreie Richtung auf. Grund ist eine ungenügende Rissvernähung durch den geringen Gehalt an Stahlfasern. Bei allen anderen Betonen mit Stahlfasern war der Mindestfasergehalt eingehalten.

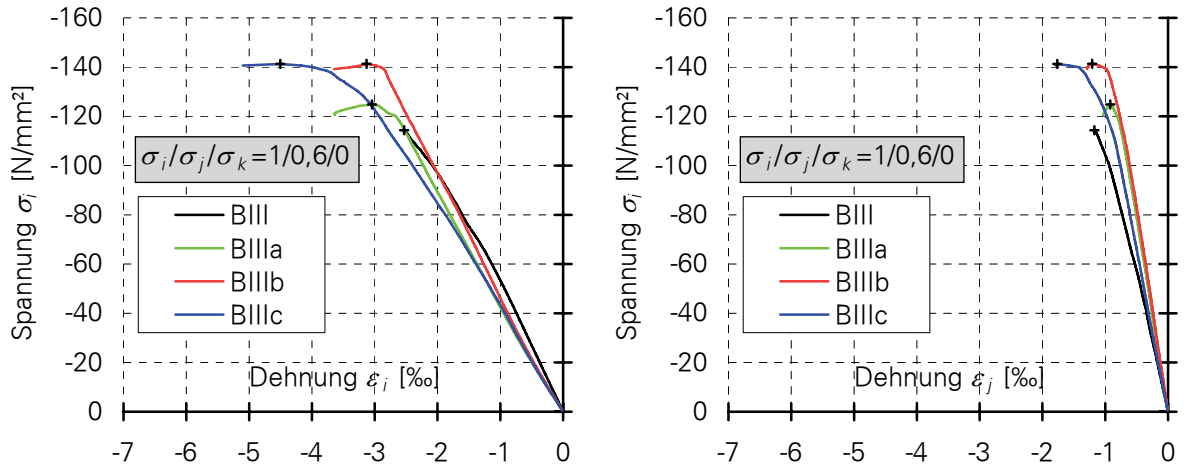
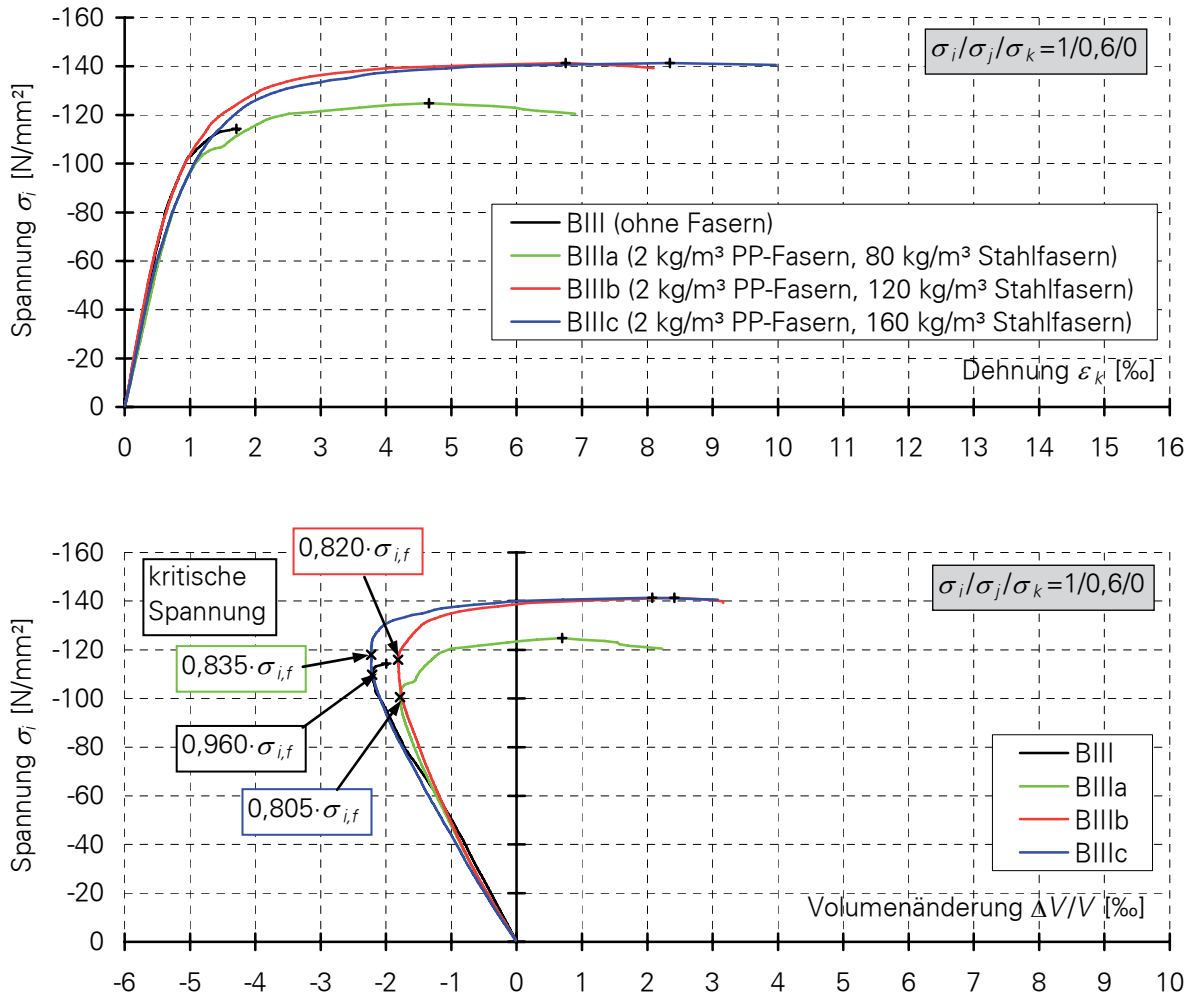


Bild 4-46 *Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Hochleistungsbeton mit unterschiedlichen Fasergehalten*



Fortsetzung Bild 4-46 *Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Hochleistungsbeton mit unterschiedlichen Fasergehalten*

Die untersuchten Hochleistungsbetone wurden alle mit den gleichen Zuschlägen und dem gleichen Zement hergestellt und unterscheiden sich lediglich im *w/b*-Wert und durch die Zugabe von Microsilica bei einigen Mischungen. Deshalb wiesen alle Hochleistungsbetone eine ähnliche Betonstruktur auf. Beim ulrahochfesten Beton wurden dagegen eine Feinkornmischung mit einem Größtkorndurchmesser von 0,5 mm und eine Grobkornmischung mit Zuschlägen aus hochfestem Basalt mit Durchmessern bis 8 mm untersucht. Die Dehnungen der Fein- und der Grobkornmischung mit jeweils 2,5 Vol.-% Fasern werden im Bild 4-47 gegenübergestellt.

Unter einaxialer Belastung zeigen beide Betone bis zum Bruch das gleiche spröde Verhalten, Bild 4-47 links. Bei zweiaxialer Belastung sind vor allem in der lastfreien Richtung *k* eine Zunahme der Dehnungen schon vor dem Bruch und ein gewisses Nachbruchverhalten zu erkennen. Diese schon von Normal- und Hochleistungsbeton bekannte Abnahme der Sprödigkeit ist beim Grobkornbeton deutlicher ausgeprägt. Es kann auch für UHPC bestätigt werden, dass die Krümmung im Dehnungsverlauf in der lastfreien Richtung im Bereich des Zugmeridians größer ist als im Bereich des Druckmeridians.

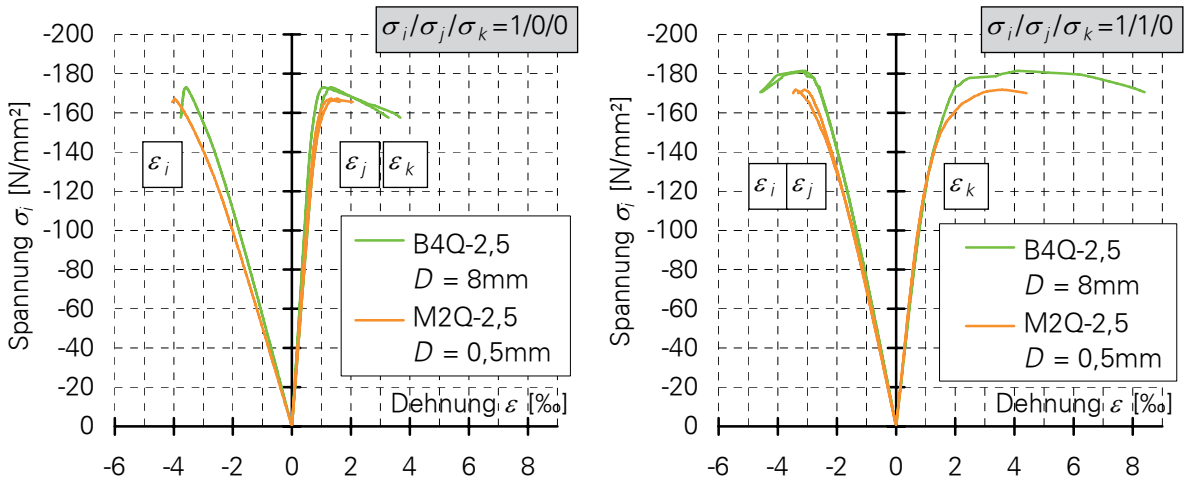


Bild 4-47 *Spannungs-Dehnungs-Verhalten von ultrahochfestem Beton mit unterschiedlichem Größtkorndurchmesser; links: unter einaxialer Belastung, rechts: unter zweiaxialer Belastung*

Bei der Grobkornmischung wurden der Gehalt und die Art der Stahlfasern variiert. Die ungleichen Fasergehalte wirken sich bei verschiedenen Spannungsverhältnissen unterschiedlich aus. Alle Grobkornbetone zeigen unter einaxialer Belastung bis zum Bruch prinzipiell das gleiche Verhalten. Das Nachbruchverhalten aller Grobkornbetone ist unter einaxialer Last ähnlich, wobei der absteigende Ast mit zunehmendem Fasergehalt ausgeprägter ist (Bild 4-48 links). Die Grobkornbetone mit geringem Fasergehalt B4Q-0,9 und B4Q-0,0 zeigen unter zweiaxialer Belastung bis zum Bruch das gleiche spröde Verhalten wie unter einaxialer Last. Bei einem Fasergehalt von 2,5 Vol.-% dagegen verhält sich B4Q-2,5 unter dem Spannungsverhältnis $\sigma_2/\sigma_1 = 1$ deutlich weniger spröde und erreicht auch eine höhere Festigkeit als unter einaxialer Belastung (Bild 4-48 rechts).

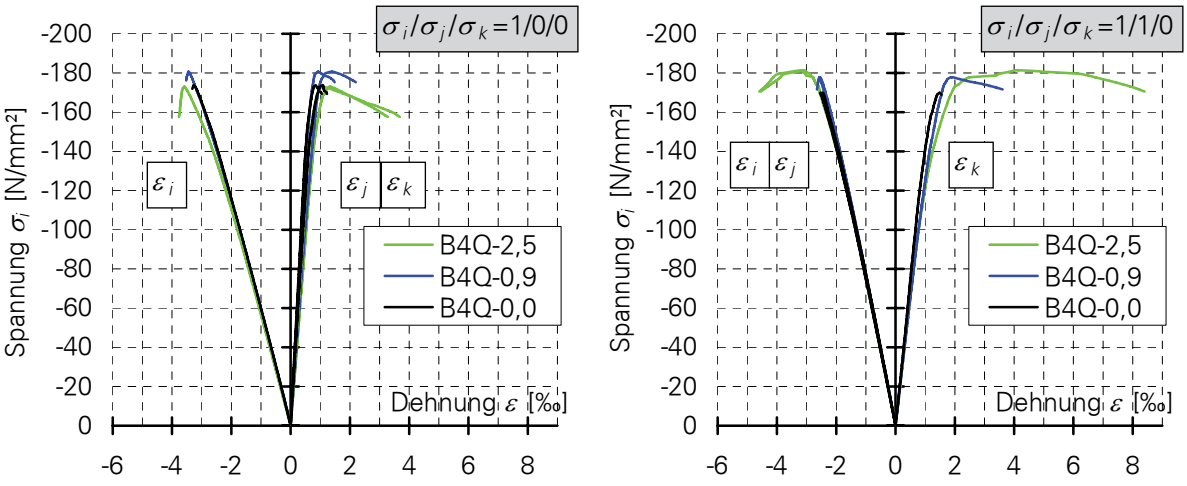


Bild 4-48 *Spannungs-Dehnungs-Verhalten von ultrahochfestem Beton mit unterschiedlichen Fasergehalten; links: unter einaxialer Belastung, rechts: unter zweiaxialer Belastung*

Der faserfreie Beton B4Q-0,0 und der Beton mit niedrigem Fasergehalt B4Q-0,9 verhalten sich ähnlich spröde. 0,9-Vol.-% Fasern sind als Mindestbewehrung nicht ausreichend. Der Mindestfasergehalt für Druckbeanspruchungen ist dann eingehalten, wenn auftretende Risse klein gehalten werden und das Lastniveau nach der Rissbildung gehalten bzw. weiter gesteigert werden kann. Die 0,9 Vol.-% Fasern verhindern lediglich das bei faserfreien Proben zu beobachtende vollständige Zerfallen, sind aber nicht in der Lage, die Rissbreiten zu begrenzen, vergleiche Bild 4-19. Der Fasergehalt von 2,5 Vol.-% bewirkt beim Grobkornbeton ein weniger sprödes Verhalten. Das Risswachstum wird verlangsamt, so dass entstehende Risse nicht zwangsläufig zum kompletten Versagen führen. Die Risse werden optimal vernäht, so dass nach der Entlastung kaum sichtbare Risse zurückbleiben. Der Mindestfasergehalt von 2,5 Vol.-% stellt aber keine allgemeingültige Grenze dar. Die Wirksamkeit der Fasern ist beim Grobkornbeton wesentlich deutlicher ausgeprägt als beim Feinkornbeton. Den Fasergehalt so weit zu erhöhen, dass nach einer abgeschlossenen Rissbildung eine weitere Laststeigerung möglich ist, erscheint bei der Verwendung nur eines Fasertyps aus betontechnologischen Gründen schwer möglich.

Signifikante Unterschiede infolge der verschiedenen Fasergeometrien konnten nicht festgestellt werden. Eine Möglichkeit, die Duktilität effektiv zu steigern, liegt in der Verwendung eines Fasermixes. Dieser sollte Polypropylenfasern oder andere weniger feste Bestandteile als Rissinitiatoren enthalten und kurze, schlanke Stahlfasern, die das Wachstum der Mikrorisse kontrollieren. Diese beiden Funktionen vereinigten sich beim Hochleistungsbeton mit Fasercocktail in den Polypropylenfasern. Außerdem werden längere Fasern zur Überbrückung von Makrorissen benötigt. Systematische Untersuchungen in diese Richtung wurden bisher nicht durchgeführt.

5 Bruchkriterium

5.1 Schädigungsanteile

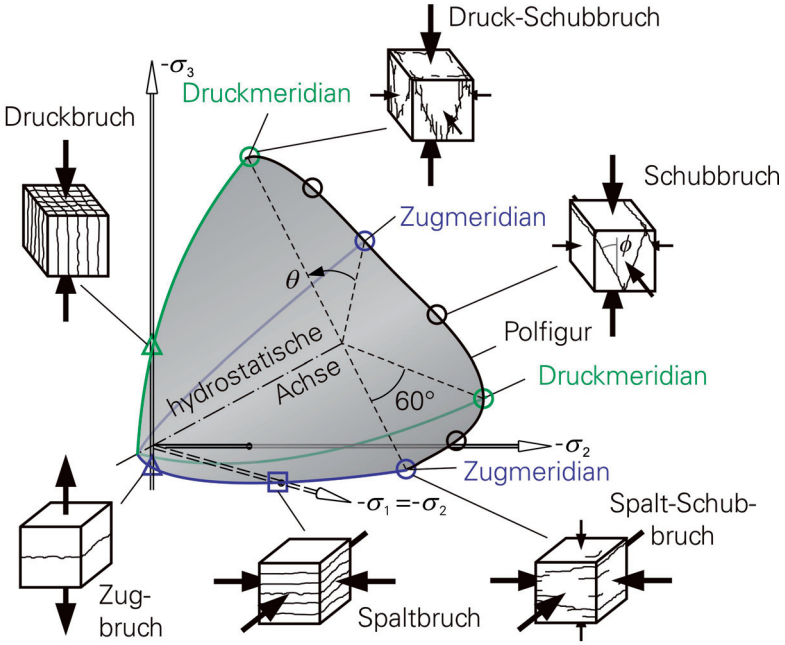
Druckversagen von Beton ist im Allgemeinen ein Versagen auf Querzug. Lokale Zugspannungen quer zur Druckbelastung entstehen zum Beispiel aufgrund der inhomogenen Struktur von Beton. Bei Normalbeton sind vor allem die Poren und die Kontaktzone zwischen Zuschlag und Matrix Ausgangspunkte für Risse und die unterschiedlichen Steifigkeiten von Zuschlag und Matrix Ursache für lokale Zugspannungen. Auch wenn mit steigender Festigkeit der Beton makroskopisch betrachtet immer homogener wird, enthält auch UHPC noch Poren und Mikroschwindrisse und die Matrix weist Bereiche mit unterschiedlicher Steifigkeit auf. Die Bruchvorgänge sind somit prinzipiell gleich, nur dass die Rissbildung auf wesentlich höherem Lastniveau beginnt. Daraus resultiert eine größere Energiefreisetzungsrate, welche wiederum mit einem gegenüber Normalbeton schnellerem Rissfortschritt und damit spröderem Versagen verbunden ist.

In Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis können verschiedene Brucharten beobachtet werden:

- Zugbruch, bei dem der Versuchskörper durch einen zur größten Hauptspannung senkrecht stehenden Hauptriss versagt.
- Druckbruch, bei dem der Versuchskörper in viele parallel zur größten Druckspannung stehende Säulen gespalten wird.
- Spaltbruch, bei dem der Versuchskörper in senkrecht zur kleinsten Druckspannung stehende Scheiben gespalten wird.
- Schubbruch mit geneigten Bruchflächen, bei dem nur eine begrenzte Zahl von Rissen auftritt, die etwa parallel zur mittleren Hauptspannung verlaufen und sich gegenüber der kleinsten Hauptspannung um 20 bis 30° neigen.
- Zermalmungsbruch, bei dem Poren versagen, die innere Struktur des Betons zerstört wird und sich viele Risse ohne bestimmte Orientierung ausbilden.

Im Bild 5-1 werden die beobachteten Bruchmechanismen den Spannungsverhältnissen zugeordnet. Der reine Zugbruch tritt bei einaxialer Zugbeanspruchung und bei Druck-Zug-Beanspruchungen mit größerer Zugspannung auf, der Druckbruch im Bereich einaxialer Druckbeanspruchung oder die Kombination aus einer großen Druckkomponente mit kleinen Druck- oder Zugspannungen in der Querrichtung. Ein Spaltbruch wurde bei zweiaxialer Druckbeanspruchung beobachtet, wenn die kleinere Druckspannung mindestens 20 % der größeren Druckspannung beträgt. Im dreiaxialen Druckbereich tritt häufig ein Schubbruch auf. Im Bereich niedriger Oktaedernormalspannungen ist dieser vor allem in den Bereichen mit drei unterschiedlichen Hauptspannungen, also in dem Bereich zwischen den Meridianen ausgeprägt. Entlang des Druck- bzw. des Zugmeridians überlagern sich Risse, die dem Bruchmechanismus Druckbruch bzw. Zugbruch zugeordnet werden können, mit schrägen Rissen. Der Winkel ϕ zur größten Druckspannung ist nahe dem Druckmeridian am kleinsten und im Bereich zwischen den Meridianen am größten, wie Bild 5-2 am Beispiel des hochfesten Betons C90/105 zeigt. Die beschriebenen Bruchformen sind auch deutlich bei

hochfestem Leichtbeton zu erkennen, wie Abbildungen in CURBACH/SCHEERER [23] zeigen. Mit steigender Oktaedernormalspannung gleichen sich die Bruchformen immer mehr an. Ein Zermalmungsbruch bei sehr großen Oktaedernormalspannungen wird als wahrscheinlich angesehen, konnte aber aufgrund der dafür erforderlichen Lasten nicht herbeigeführt werden.



Beobachtet bis $\xi/f_c = 5$

Bild 5-1 *Verschiedene Bruchmechanismen in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis, dargestellt an der räumlichen Bruchkurve im Bereich $\sigma_2 > \sigma_1$*

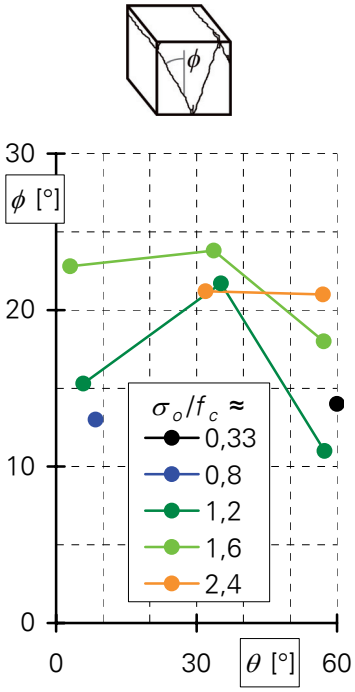


Bild 5-2 *Winkel ϕ zwischen Riss und größter Druckspannung*

Die Beobachtungen decken sich zum Beispiel mit denen von VAN MIER [89] und NELLISEN [95], Bild 5-4. Größere Abweichungen mussten dagegen gegenüber der Zuordnung nach RUPPERT [119] und GUO [47] festgestellt werden, Bild 5-3. So konnten keine Zug- oder Spaltbrüche im Bereich des Druckmeridians und umgekehrt keine Druckbrüche im Bereich des Zugmeridians festgestellt werden.

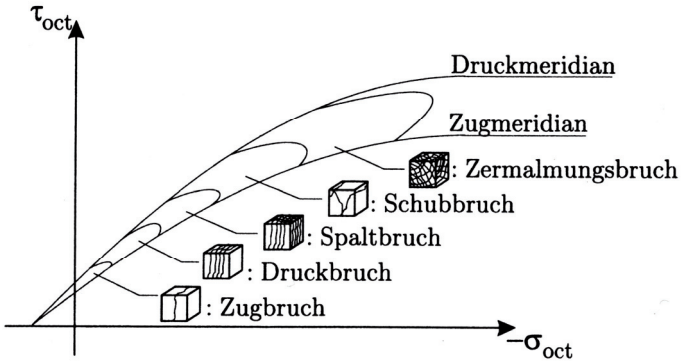


Bild 5-3 *Brucharten nach RUPPERT [119]*

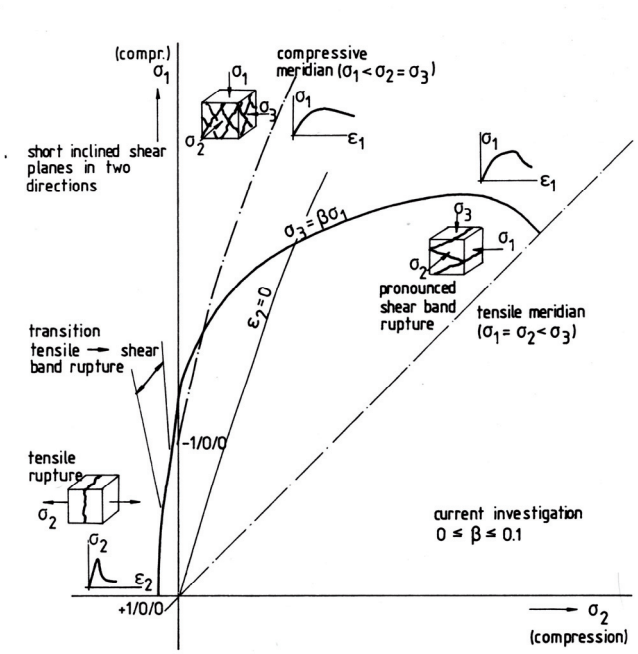


Bild 5-4 Brucharten nach VAN MIER [89]

Die Komplexität des Versagens unter Druck führt dazu, dass es auf makroskopischer Ebene nicht explizit anhand weniger Materialkennwerte beschrieben werden kann. Im Gegensatz dazu kann im mehraxialen Zugbereich davon ausgegangen werden, dass ein Versagen dann eintritt, wenn in einer Richtung die einaxiale Zugfestigkeit überschritten wird (RANKINE [109]). Aber auch für den mehraxialen Druckbereich können allgemeine Zusammenhänge festgestellt werden. So nimmt

- die Schädigung mit zunehmender Gestaltsänderung zu, wobei
- die Schädigung im Bereich des Zugmeridians ausgeprägter ist als im Bereich des Druckmeridians und
- eine reine Volumenverkleinerung zunächst zu einer Verfestigung führt.

Gerade eine Gestaltsänderung führt dazu, dass der Beton in einer oder in zwei Richtungen gedehnt wird, was zu lokalen Zugspannungen und damit Rissen führt. Es zeigt sich auch, dass die Rissneigung höher ist, wenn diese Dehnung nur in einer Richtung erfolgt, also bei Spannungsverhältnissen auf dem Zugmeridian. Bei $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ wird der Beton in Richtung zwei und drei gestaucht und nur in Richtung eins gedehnt. Auf dem Druckmeridian mit $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$ dagegen erfolgt die Dehnung in Richtung eins und zwei, was bei einem äquivalenten Lastniveau eine geringer Schädigung zur Folge hat.

Eine Volumenverkleinerung unter hydrostatischem Druck wirkt der Rissneigung entgegen und somit verfestigend. Es gibt aber einen Punkt, an dem die innere Struktur auch unter reinem hydrostatischem Druck zerstört wird, es also zu einem echten Druckversagen kommt. Im Versuch konnte ein reiner Zermalmungsbruch noch nicht herbeigeführt werden, da die erforderlichen Kräfte die Kapazitäten der üblichen Prüfmaschinen um ein Vielfaches überschreiten. Der Übergang zwischen Volumenverkleinerung und Volumenvergrößerung,

was gleichzusetzen ist mit einer beginnenden Schädigung, wurde von KOTSOVOS und NEWMANN [70] bei $\xi/f_c \approx 3{,}5$ beobachtet. CHEN [15] und DAHL [28] bestätigen in ihren Versuchen diese Beobachtungen. CHINN und ZIMMERMAN [17] stellten einen Festigkeitsverlust von bis zu 40% unter einaxialer Beanspruchung fest, nachdem der Beton zuvor einer hohen hydrostatischen Belastung ausgesetzt wurde.

Bei der Beschreibung der Bruchkurve werden die beschriebenen Schädigungsanteile unterschiedlich gewichtet. An Stelle der Gestaltsänderungsarbeit wird auch die zweite Invariante des deviatorischen Spannungstensors $J_{2\sigma}$ oder das Quadrat der deviatorischen Spannung ρ verwendet, die alle proportional zueinander sind. Analoges gilt für die Volumenänderungsarbeit, die proportional zum Quadrat der ersten Invariante des Spannungstensors $I_{1\sigma}$ bzw. zum Quadrat der hydrostatischen Spannung ξ ist.

Der einfachste Fall eines Bruchkriteriums ist die Hypothese von einer maximalen Gestaltsänderungsarbeit nach VAN MISES [90], [91]. Die Bruchkurve ist ein Zylinder um die hydrostatische Achse und ist nicht in der Lage, das Verhalten von Beton zu beschreiben. DRUCKER und PRAGER [37] überlagern eine konstante maximale Oktaederschubspannung mit der Verfestigung unter hydrostatischem Druck und erhalten als Bruchkurve einen Kegel um die hydrostatische Achse mit der Spitze im dreiaxialen Zugbereich. Wird zur Kalibrierung die zweiaxiale Druckfestigkeit herangezogen, kann das Verhalten von Beton unter zweiaxialer Druckbelastung hinreichend genau beschrieben werden. Für den Bereich höherer Oktaedernormalspannungen verschlechtert sich die Übereinstimmung zunehmend. Weitere Bruchkriterien werden im Kapitel 3.5 zusammengestellt.

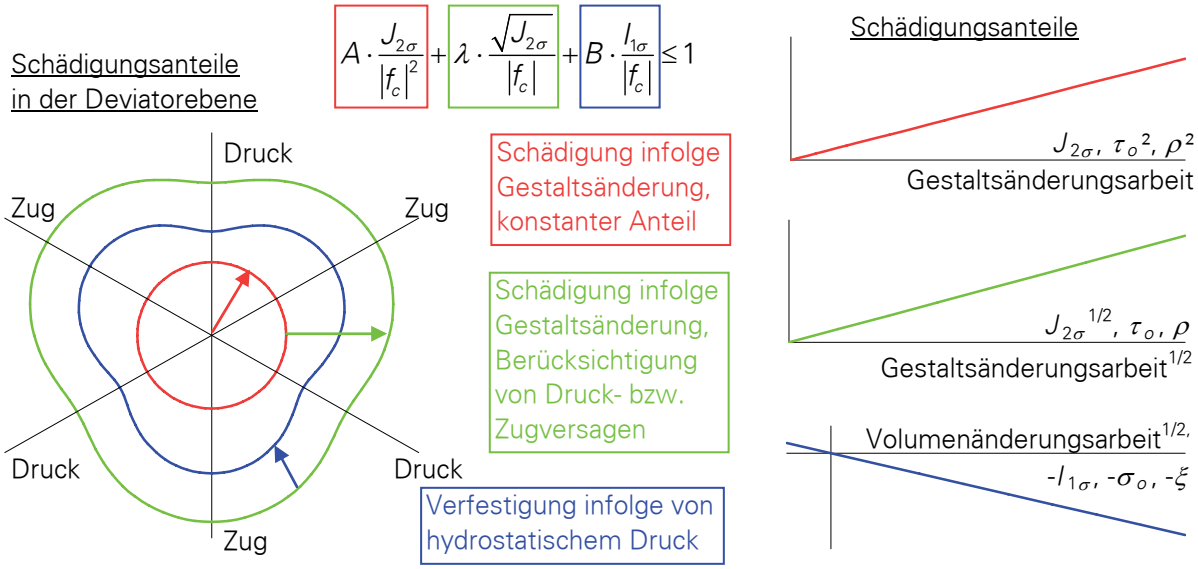


Bild 5-5 *Überlagerung der Schädigungsanteile am Beispiel des Bruchkriteriums nach OTTOSEN [103]*

Eine Überlagerung aller Schädigungsanteile wurde von OTTOSEN [103] vorgenommen. Die Wichtung der einzelnen Anteile ist dabei vom betrachteten Spannungsverhältnis und von der Kalibrierung abhängig. Daraus ergeben sich für den Druck- und den Zugmeridian Parabeln, die sich in Richtung des steigenden hydrostatischen Druckes öffnen. Die Polfigur ist konvex,

stetig und außer im Scheitelpunkt (dreiaxialer Zug) differenzierbar. In der Deviatorebene wechselt die Gestalt der Polfigur von nahezu dreieckig im Bereich niedriger Oktaedernormalspannung zu annähernd kreisförmig bei steigendem hydrostatischem Druck. OTTOSEN verwendet zur Beschreibung der Bruchfigur die lineare Invariante des Spannungstensors $I_{1\sigma}$ und die quadratische Invariante des deviatorischen Spannungstensors $J_{2\sigma}$. Ein Versagen tritt ein, wenn die Ungleichung (3-12) nicht mehr erfüllt ist.

$$A \cdot \frac{J_{2\sigma}}{|f_c|^2} + \lambda \cdot \frac{\sqrt{J_{2\sigma}}}{|f_c|} + B \cdot \frac{I_{1\sigma}}{|f_c|} \leq 1 \tag{3-12}$$

$$\text{mit} \quad J_{2\sigma} = \frac{1}{6} \cdot \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right] = \frac{3}{2} \cdot \tau_0^2$$

$$I_{1\sigma} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 3 \cdot \sigma_o$$

Der Beiwert λ wird in Abhängigkeit vom Winkel θ definiert, der in der Deviatorebene mit 0° am Zugmeridian und 60° am Druckmeridian definiert ist.

$$\lambda = K_1 \cdot \cos\left[\frac{1}{3} \cdot \arccos\left(K_2 \cdot \cos(3 \cdot \theta) \right) \right] \tag{4-12}$$

$$\text{mit} \quad \cos(3 \cdot \theta) = \frac{3 \cdot \sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J_{3\sigma}}{\sqrt{J_{2\sigma}^3}}$$

$$J_{3\sigma} = (\sigma_1 - \sigma_o) \cdot (\sigma_2 - \sigma_o) \cdot (\sigma_3 - \sigma_o)$$

OTTOSEN gibt diese Gleichung für den Bereich mit $\theta > 30°$ an und findet für $\theta < 30°$ die Beziehung

$$\lambda = K_1 \cdot \cos\left[\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3} \cdot \arccos\left(-K_2 \cdot \cos(3 \cdot \theta) \right) \right]. \tag{5-1}$$

Eine Unterscheidung der Bereiche ist jedoch nicht notwendig, da cos [arccos (x)] = cos [π - arccos (-x)] gilt und somit beide Gleichungen für alle Winkel dasselbe Ergebnis liefern.

Die Konstanten A, B, K_1 und K_2 werden an Betonkennwerten kalibriert.

ROGGE [115] und HSIEH, TING und CHEN [57] verwenden die Grundsätze des Kriteriums von OTTOSEN für die Beschreibung der Meridiane. Der Bereich dazwischen wird mit separaten Funktionen beschrieben. Rogge verwendet Ellipsenabschnitte analog dem Kriterium von WILLAM und WARNKE [137]. HSIEH, TING und CHEN beschreiben den Bereich zwischen den Meridianen mit einem Kreis- und einem Dreiecksanteil, die additiv überlagert werden.

5.2 Kalibrierung des Kriteriums

OTTOSEN verwendet zur Kalibrierung vier Festigkeitskennwerte [103], [107], [19]. Die einaxiale Zugfestigkeit f_{ct} ist maßgebend, da das Druckversagen durch das lokale Überschreiten der Zugfestigkeit bestimmt wird. Die einaxiale Druckfestigkeit f_c und ein weiterer Wert auf dem Druckmeridian (σ_o, τ_o) mit möglichst großer Oktaedernormalspannung sowie ein Wert auf dem Zugmeridian, die zweiaxiale Druckfestigkeit f_{cc}, werden ebenfalls zur Kalibrierung herangezogen. Sie charakterisieren den Einfluss der Betonzusammensetzung. Anhand dieser Werte kann abgeschätzt werden, wie groß die Zugspannungen sind,

die durch die äußere Druckkraft und die vorhandenen Inhomogenitäten hervorgerufen werden. Dieser Zusammenhang wird für eine einaxiale Druckbelastung sowie die Grenzfälle auf den Meridianen berücksichtigt. Damit kann das Bruchverhalten unter Druck umfassend charakterisiert werden und die verschiedenen Bruchmechanismen fließen in das Kriterium ein. OTTOSEN verwendet folgende Beziehungen:

$$H = -\frac{\sqrt{2}\cdot x + y}{\frac{y}{\sqrt{2}} - \frac{1}{3}} \qquad \text{mit} \quad k = \frac{f_{ct}}{|f_c|};\ f_{2c} = \frac{f_{cc}}{|f_c|};\ x = \frac{\sigma_o}{|f_c|} \text{ und } y = \frac{\tau_o}{|f_c|} \tag{5-2}$$

$$\sigma_o = \frac{\xi}{\sqrt{3}} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

$$\tau_o = \frac{\rho}{\sqrt{3}} = \frac{1}{3}\cdot\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$$

$$B = \frac{\sqrt{2} - \frac{3\cdot y}{k\cdot|f_{2c}|}}{H - \frac{9\cdot y}{|f_{2c}| - k}}; \qquad A = \frac{H\cdot B - \sqrt{2}}{y} \tag{5-3}$$

$$\lambda_c = \lambda(\theta = 60°) = \left(1 - \frac{H}{3\cdot y}\right)\cdot\sqrt{3}\cdot B + \sqrt{3} + \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3}\cdot y} \tag{5-4}$$

$$\lambda_t = \lambda(\theta = 0°) = \left(2\cdot\sqrt{3} - \frac{|f_{2c}|\cdot H}{\sqrt{3}\cdot y}\right)\cdot B + \frac{\sqrt{3}}{|f_{2c}|} + \frac{\sqrt{2}\cdot|f_{2c}|}{\sqrt{3}\cdot y}$$

$$K_2 = \cos\left\{3\cdot\arctan\left[\frac{\left(2\cdot\frac{\lambda_c}{\lambda_t} - 1\right)}{\sqrt{3}}\right]\right\} \qquad \text{für} \quad \frac{\lambda_c}{\lambda_t} \geq \frac{1}{2} \tag{5-5}$$

$$K_1 = \frac{\lambda_c}{\cos\left(\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3}\cdot\arccos(K_2)\right)} \tag{5-6}$$

Die Gleichungen entsprechen der Darstellung im CEB-Bulletin d'Information No. 156 [19]. In der Monographie von 2005 [107] wird eine abweichende Definition von x und y verwendet, wodurch sich andere mathematische Beziehungen ergeben. Außerdem wird bei der Bestimmung von K_1 und K_2 ausgenutzt, dass $\cos(\arctan(\alpha)) = 1/(\alpha^2+1)^{1/2}$ gilt. Beide Formelapparate besitzen Gültigkeit für $\lambda_c / \lambda_t \geq ½$ und liefern in diesem Gültigkeitsbereich die gleichen Parameter für das Bruchkriterium.

Die Übereinstimmung mit Versuchswerten an Normalbeton ist sehr gut, wie zum Beispiel von OTTOSEN in [103] und [107] und in CEB-Bulletin d'Information No. 156 [19] gezeigt wird. Allerdings werden zur Kalibrierung mehraxiale Festigkeitskennwerte benötigt, die versuchstechnisch relativ aufwendig zu bestimmen sind. Deshalb gab und gibt es immer wieder Bestrebungen, die Kalibrierung zu vereinfachen.

DAHL [29] ermittelt für das Verhältnis $f_{ct}/f_c = -0{,}1$ und $f_{cd}/f_c = 1{,}16$ eine gute Übereinstimmung mit Versuchswerten, wenn die Parameter nach folgenden parabolischen Ansätzen bestimmt werden:

$$A = -1{,}66 \cdot x^2 + 3{,}49 \cdot x + 0{,}73$$
$$B = -0{,}19 \cdot x^2 + 0{,}41 \cdot x + 3{,}13 \qquad \text{mit} \quad x = \left| \frac{f_c}{100\ \text{N/mm}^2} \right| .$$
$$K_1 = 0{,}46 \cdot x^2 - 0{,}97 \cdot x + 11{,}89$$
$$K_2 = -0{,}02 \cdot x^2 + 0{,}04 \cdot x + 0{,}974$$

(4-14)

Für die Ableitung dieser Beziehung verwendet DAHL lediglich Werte auf dem Druckmeridian. Bei seinen eigenen Versuchen ist die Übereinstimmung zwischen dem Kriterium und den Versuchswerten am Normalbeton besser als beim hochfesten Beton. Trotzdem kann zum Beispiel das Verhalten von dem untersuchten Hochleistungsbeton mit Fasercocktail hinreichend genau beschrieben werden, auch im Bereich des Zugmeridians, CURBACH/SPECK [24].

HAMPEL [50] geht ähnlich vor und ermittelt für die getesteten Hochleistungsbetone die Parameter folgendermaßen:

$$A = -2{,}024 \cdot x^2 + 3{,}054 \cdot x + 0{,}207$$
$$B = -0{,}467 \cdot x^2 + 0{,}078 \cdot x + 2{,}736 \qquad \text{mit} \quad x = \left| \frac{f_c}{100\ \text{N/mm}^2} \right| .$$
$$K_1 = -0{,}271 \cdot x^2 - 1{,}846 \cdot x + 10{,}839$$
$$K_2 = -0{,}049 \cdot x^2 + 0{,}052 \cdot x + 0{,}955$$

(4-13)

Für die untersuchten Hochleistungsbetone ergibt sich eine sehr gute Übereinstimmung im dreiaxialen Druckbereich. Es stellt sich jedoch unabhängig von der einaxialen Festigkeit ein Verhältnis $f_{cd}/f_c = 1{,}20$ ein, so dass die Unterschiede zwischen den Betonen im zweiaxialen Drucktragverhalten nur unzureichend beschrieben werden.

Die im CEB-FIP Model Code 90 [18] empfohlene Kalibrierung berücksichtigt vor allem den Einfluss der Zugfestigkeit:

$$A = \frac{1}{9 \cdot k^{1{,}4}}$$
$$B = \frac{1}{3{,}7 \cdot k^{1{,}1}} \qquad \text{mit} \quad k = \frac{f_{ctm}}{|f_{cm}|} \geq 0{,}07 .$$
$$K_1 = \frac{1}{0{,}7 \cdot k^{0{,}9}}$$
$$K_2 = 1 - 6{,}8 \cdot (k - 0{,}07)^2$$

(5-7)

Es ergibt sich wiederum ein festes Verhältnis von $f_{cd}/f_c = 1{,}20$. Diese Kalibrierung ist außerdem nur für eine Zugfestigkeit definiert, die mindestens 7 % der Druckfestigkeit beträgt.

Kalibrierungen mit nur einem Festigkeitswert – einaxiale Druckfestigkeit oder einaxiale Zugfestigkeit – liefern nur dann hinreichend genaue Ergebnisse, wenn die nicht berücksichtigten Werte in der Größenordnung liegen, wie sie bei der Ermittlung der Regressionsfunktionen vorausgesetzt wurden. Außerhalb dieser engen Gültigkeitsgrenzen sind die Kriterien zu unflexibel, um zum Beispiel das Verhalten von Betonen mit gleicher Druck-, aber unterschiedlicher Zugfestigkeit zu differenzieren. Für ein allgemeingültiges Kriterium ist deshalb der Kalibrierung, wie sie OTTOSEN vorgeschlagen hat, klar der Vorzug zu geben.

5.3 Erweiterung des Kriteriums für spröde Betone

Bei der Kalibrierung nach OTTOSEN ist darauf zu achten, dass das Verhältnis $\lambda_c / \lambda_t \geq ½$ eingehalten wird, da Ottosen von einer konvexen Form der Bruchkurve ausgeht und Gleichung (5-5) deshalb lediglich bei positiven Argumenten des Arkustangens sinnvolle Werte liefert. Nur dann wird ein Verhältnis von K_1 zu K_2 eingehalten, bei dem die Berechnung von λ nach Gleichung (4-12) mit $\theta = 0°$ und $\theta = 60°$ genau die Grenzwerte λ_c und λ_t ergibt und somit die Kalibrierungswerte vom Bruchkriterium genau getroffen werden.

Die Anwendung des Bruchkriteriums auf Normalbeton ergibt ein Verhältnis λ_c / λ_t von 0,53 bis 0,58, OTTOSEN [103], [107] und CEB-Bulletin d'Information No. 156 [19]. Normalbeton liegt damit im Gültigkeitsbereich des Kriteriums. Aber schon bei der Untersuchung von Hochleistungsbeton musste festgestellt werden, dass ab einer Festigkeitsklasse C70/85 das Kriterium nicht mehr anwendbar ist, CURBACH et al. [22], HAMPEL [50], Bild 5-9. Ursachen sind hauptsächlich die geringe bezogene einaxiale Zug- und zweiaxiale Druckfestigkeit. Kalibriert man das Kriterium unter Vernachlässigung der Anwendungsgrernzen, wird bei der Berechnung von λ nach Gleichung (4-12) λ_c exakt getroffen, für $\theta = 0°$ ergibt sich jedoch nicht λ_t. Das bedeutet, dass der Bereich des Zugmeridians nicht exakt beschrieben wird, siehe zum Beispiel Bild 5-6 rechts. Bei UHPC fallen die bezogenen einaxialen Zug- und zweiaxialen Druckfestigkeiten weiter ab, so dass die Gültigkeit des Bruchkriteriums für den Bereich $\lambda_c / \lambda_t < ½$ erweitert wird. Bei $\lambda_c / \lambda_t < ½$ nimmt der Parameter K_2 dann den Wert Eins an, Bild 5-6.

$$K_2 = 1 \qquad \text{für} \quad \frac{\lambda_c}{\lambda_t} < \frac{1}{2} \tag{5-8}$$

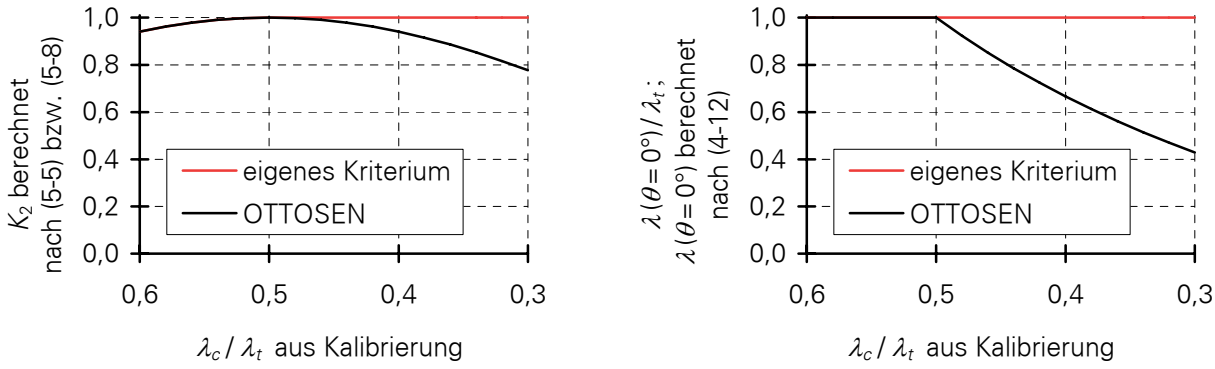


Bild 5-6 Erweiterung des Kriteriums für $\lambda_c / \lambda_t < ½$

Aus der Bedingung, dass die Kalibrierungswerte exakt getroffen werden und aus den Gleichungen (4-12) und (5-8) ergibt sich damit

$$\begin{aligned} \lambda(\theta = 0°) &= \lambda_t \\ K_1 \cdot \cos\left[\frac{1}{3} \cdot \arccos\left(1 \cdot \cos(3 \cdot 0°)\right)\right] &= \lambda_t \\ K_1 &= \lambda_t \end{aligned} \tag{5-9}$$

$$\begin{aligned} \lambda(\theta = 60°) &= \lambda_c \\ K_1 \cdot \cos\left[\frac{1}{3} \cdot \arccos\left(1 \cdot \cos(3 \cdot 60°)\right)\right] &= \lambda_c \\ \frac{K_1}{2} &= \lambda_c \ . \end{aligned} \tag{5-10}$$

K_1 ist somit keine Konstante mehr. Am Druckmeridian hat K_1 den Wert $2\lambda_c$, am Zugmeridian λ_t. Im Bereich dazwischen wird K_1 in Abhängigkeit von θ über die Kosinusfunktion zwischen den Grenzwerten gewichtet.

$$K_1 = \left[2 \cdot \cos\left(\frac{\arccos\left(\cos(3 \cdot \theta)\right)}{3}\right) - 1\right] \cdot \lambda_t + \left[1 - \cos\left(\frac{\arccos\left(\cos(3 \cdot \theta)\right)}{3}\right)\right] \cdot 4 \cdot \lambda_c \tag{5-11}$$

Für das Verhältnis λ_c / λ_t = ½ liefert diese Erweiterung denselben Verlauf von λ wie das Bruchkriterium nach OTTOSEN. Die Versagenseinhüllende ist in allen Punkten stetig, im Gegensatz zum Originalkriterium jedoch am Druckmeridian nicht differenzierbar. Bei OTTOSEN schneidet die Bruchkurve in der Deviatorebene die Meridiane senkrecht. Der Radius am Druckmeridian wird mit abnehmendem λ_c / λ_t immer kleiner und erreicht bei dem Verhältnis λ_c / λ_t = ½ den Wert Null. Dieser Trend setzt sich mit der Erweiterung des Kriteriums fort, wobei der Winkel der Bruchkurve am Druckmeridian mit kleiner werdendem λ_c / λ_t spitzer wird. Im Bereich des Zugmeridians ist die Bruchkurve teilweise konkav. Der Verlauf von λ wird im Bild 5-7 dargestellt. Die Form der Bruchkurve in der Deviatorebene wird im Bild 5-8 für verschiedene Verhältnisse λ_c / λ_t gezeigt. Zum besseren Verständnis ist nur der Anteil infolge des Terms $\lambda \cdot \sqrt{J_{2\sigma}} / |f_c|$ des Bruchkriteriums abgebildet. Die anderen Terme stellen sich als Kreise dar, die die abgebildeten Kurven mit steigender hydrostatischer Spannung zunehmend überlagern.

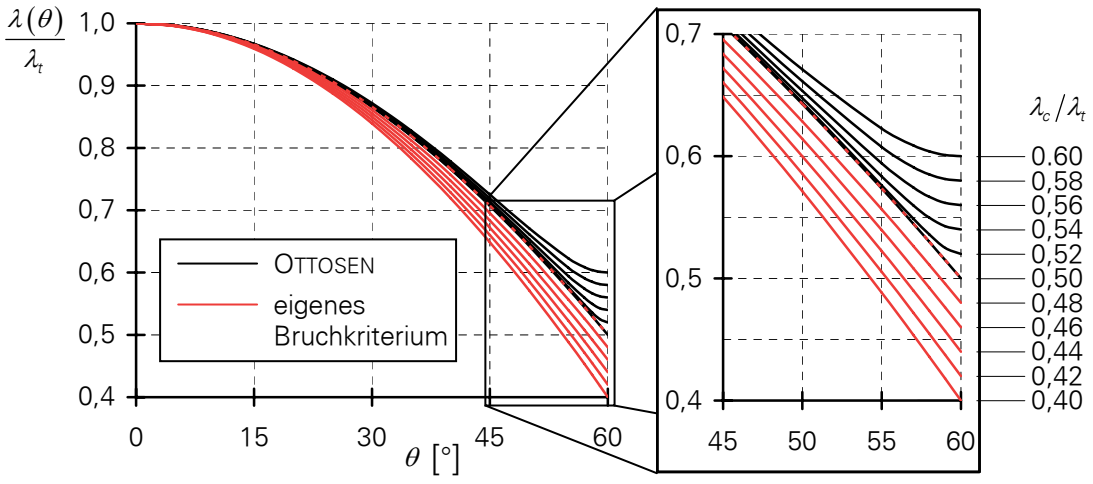


Bild 5-7 Verlauf des Beiwertes λ in Abhängigkeit von θ

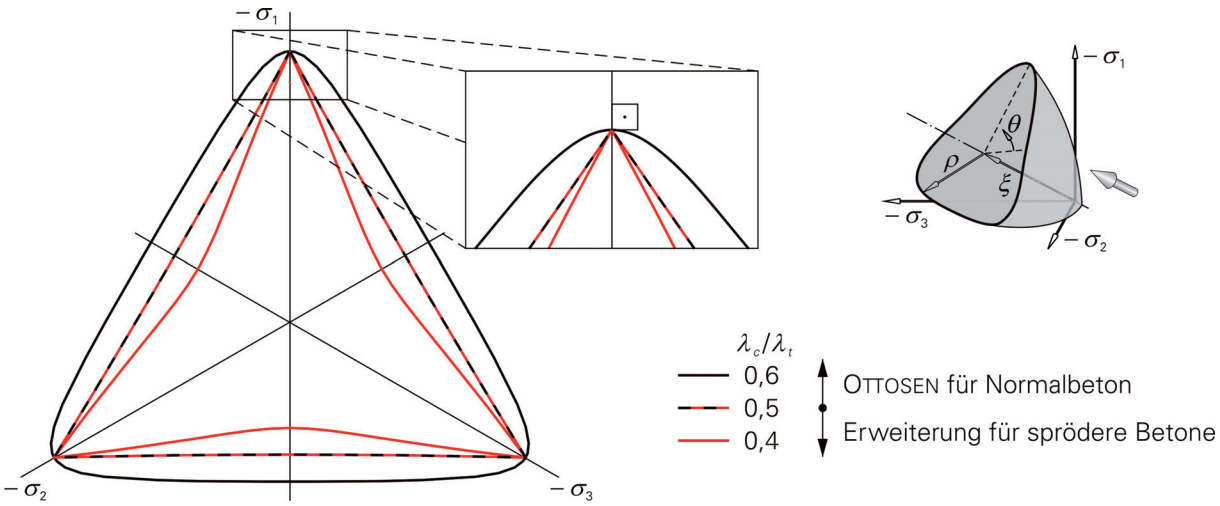


Bild 5-8 *Gestalt der Bruchkurve in der Deviatorebene infolge des Anteils* $\lambda \cdot \sqrt{J_{2\sigma}}/|f_c|$ *für verschiedene Verhältnisse* λ_c/λ_t (λ_c = konst.)

5.3.1 Anwendung des Kriteriums auf Normalbeton

Bei Normalbeton ist die Bedingung $\lambda_c / \lambda_t \geq ½$ in der Regel eingehalten. Das vorgestellte Kriterium geht damit in das Kriterium nach OTTOSEN über, dessen Anwendbarkeit auf Normalbeton bereits nachgewiesen wurde. In seiner Veröffentlichung aus dem Jahre 1977 [103] schlägt OTTOSEN eine einheitliche Kalibrierung mit $f_{ct}/f_c = 0{,}1$, $f_{cd}/f_c = 1{,}16$ und $(\xi/|f_c|\,;\rho/|f_c|) = (-5;4)$ vor und erhält eine hinreichend genaue Übereinstimmung mit den Versuchswerten von BALMER [8], RICHART ET AL. [112], KUPFER ET AL. [76], [76], CHINN [17], MILLS ET AL. [92] und LAUNAY ET AL. [77], [78], [79]. OTTOSEN stellte fest, dass bei den Betonen, deren Eigenschaften nicht den Kalibrierungswerten entsprechen, die Übereinstimmung weniger gut war. So gab es bei den Versuchen von LAUNAY ET AL. und CHINN ET AL., die eine zweiaxiale Festigkeit von $f_{cd}/f_c = 1{,}8$ bzw. 1,9 ergaben, vor allem im Bereich des Zugmeridians Abweichungen zwischen Versuchswerten und Kriterium. Die daraufhin eingeführte Kalibrierung an Festigkeitswerten, siehe Abschnitt 5.2 und OTTOSEN [104], [106], [107] bzw. CEB-Bulletin d'Information No. 156 [19], ermöglicht eine bessere Beschreibung der Versuchsergebnisse, wie am Beispiel der Untersuchungen von SCHICKERT/WINKLER [124] und LINSE/ASCHL [83] gezeigt wird.

5.3.2 Anwendung des Kriteriums auf Hochleistungsbeton

Der Vergleich des erweiterten Bruchkriteriums (durchgezogene Kurve) mit dem Originalkriterium nach OTTOSEN (gestrichelte Kurve) und den Bruchwerten von Hochleistungsbeton unter zweiaxialem Druck nach CURBACH ET AL. [22] ist im Bild 5-9 dargestellt. Für den Beton mit der niedrigsten Festigkeit ist $\lambda_c / \lambda_t \geq ½$ und die beiden Bruchkriterien gehen ineinander über. Für die beiden anderen Betone liefert die Kalibrierung eine Verhältnis $\lambda_c / \lambda_t < ½$, also außerhalb der Anwendungsgrenzen. Setzt man diese Werte trotzdem ein, so liefert das Kriterium von OTTOSEN unrealistische Werte und trifft die zur Kalibrierung verwendeten Werte auf dem Zugmeridian (einaxiale Zugfestigkeit und zweiaxiale Druckfestigkeit nicht. Bei dem erweiterten Kriterium ist die Übereinstimmung wesentlich besser, vor allem bei dem Beton der höchsten Festigkeitsklasse.

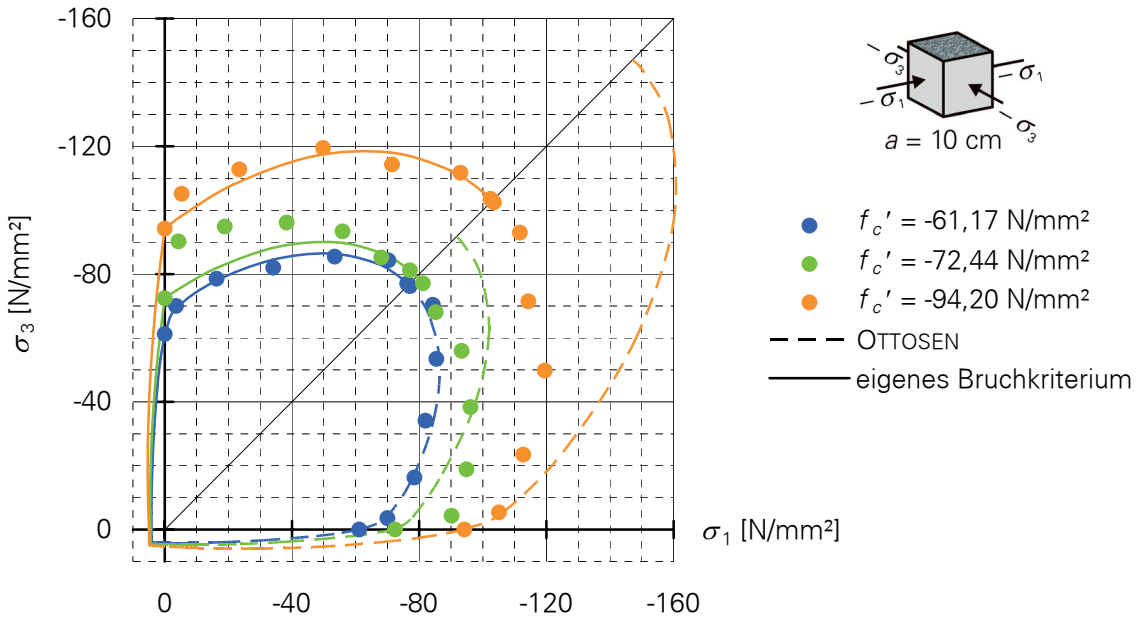


Bild 5-9 *Gegenüberstellung der zweiaxialen Druckfestigkeit von Hochleistungsbeton und dem Bruchkriterium nach OTTOSEN sowie der Erweiterung für spröde Betone, σ_1-σ_3-Ebene*

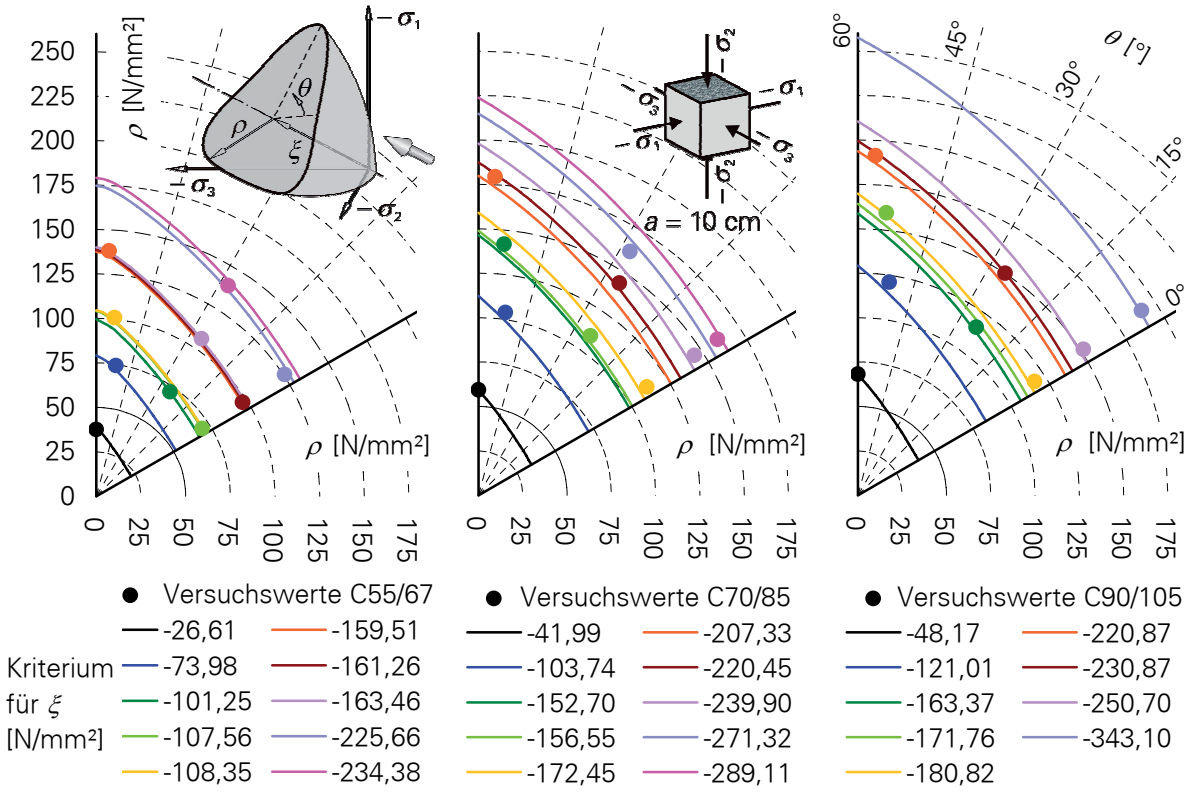


Bild 5-10 *Gegenüberstellung der dreiaxialen Druckfestigkeit von Hochleistungsbeton und dem Bruchkriterium mit der Erweiterung für spröde Betone, Deviatorebene*

Unter dreiaxialer Druckbeanspruchung zeigt sich eine ähnlich gute Übereinstimmung. Im Bild 5-10 werden die Versuchswerte in den Deviatorebenen mit dem Bruchkriterium verglichen. Gleiche Farben bei Versuchswert und Polfigur bedeuten, dass beide dieselbe Oktaedernormalspannung aufweisen. Die Übereinstimmung kann vor allem im Bereich des Druckmeridians noch geringfügig verbessert werden. Zur Kalibrierung steht nur ein Versuchswert zur Verfügung, der mit $\theta = 57°$ nahe, aber nicht exakt auf dem Druckmeridian liegt, siehe auch Tabelle 5-1. Gerade im Bereich des Druckmeridians ändert sich die Oktaederschubspannung maßgebend bei Winkelabweichungen. Eine Extrapolation vom Versuchswert auf den Meridianwert führt zu einer weiteren Verbesserung des Kriteriums. Da die Übereinstimmung auch ohne diese aufwändige Extrapolation hinreichend genau ist, wird an dieser Stelle darauf verzichtet.

Tabelle 5-1 Zusammenstellung der Kalibrierungswerte und Parameter der Bruchkriterien für Hochleistungsbeton, eigene Versuche

	C 55/67		C70/85		C 90/105	
	Zweiaxiale Serie	Dreiaxiale Serie	Zweiaxiale Serie	Dreiaxiale Serie	Zweiaxiale Serie	Dreiaxiale Serie
f_c' [1]	-61,17	-46,09	-72,44	-72,73	-94,20	-83,44
$k = f_{ct}/\lvert f_c'\rvert$ [2]	0,068	0,079	0,062	0,062	0,053	0,057
$f_{2c} = f_{cc}/\lvert f_c'\rvert$	-1,253		-1,093		-1,093	
$x = \sigma_o/\lvert f_c'\rvert$ [3]	-2,01		-1,65		-1,58	
$y = \tau_o/\lvert f_c'\rvert$	1,73		1,43		1,37	
A	2,798	2,238	4,209	4,222	5,581	5,075
B	5,003	4,229	5,576	5,591	6,660	6,150
λ_c	8,783	7,764	8,961	8,978	10,045	9,454
λ_t	16,69	14,41	18,25	18,29	21,13	19,69
λ_c/λ_t	0,526	0,539	0,491	0,491	0,475	0,480
OTTOSEN						
K_1	16,70	14,43	17,61	17,64	19,15	18,19
K_2	0,9959	0,9910	0,9995	0,9995	0,9964	0,9977
Eigenes Bruchkriterium						
K_1	16,70	14,43	18,25 … 17,92	18,29 … 17,96	21,13 … 20,09	19,69 … 19,10
K_2	0,9959	0,9910	1	1	1	1

1) Alle Festigkeiten in N/mm²

2) Zugfestigkeit berechnet mit $f_{ct} = 2{,}12 \cdot \ln\left(1 + \lvert f_c\rvert/10\right)$ [36]

3) Versuchswert nahe dem Druckmeridian, $\theta \approx 57°$

5.3.3 Anwendung des Kriteriums auf Hochleistungsleichtbeton

CURBACH und SCHEERER [23] untersuchten Hochleistungsleichtbetone mit einaxialen Druckfestigkeiten von 39,1 bis 83,5 N/mm². Bei der Verwendung von einer Leichtmatrix fällt die Zugfestigkeit zum Teil unter 3 % der Druckfestigkeit. Gleichzeitig übersteigt die zweiaxiale Druckfestigkeit die einaxiale Druckfestigkeit deutlich mit bis zu 23 %. Dieses Verhalten widerspricht dem von Normalbeton, bei dem eine abnehmende Zugfestigkeit mit einer abnehmenden bezogenen zweiaxialen Druckfestigkeit einhergeht. Deshalb wurde bei der Verwendung von Bruchkriterien, die an Normalbeton gewonnene Zusammenhänge zwischen den einzelnen Festigkeitskennwerten voraussetzen, nur eine unbefriedigende Deckung zwischen Bruchkriterium und Versuchswerten festgestellt. Durch die Erweiterung

des Bruchkriteriums nach OTTOSEN kann das Kriterium an den außergewöhnlichen Festigkeitswerten kalibriert werden, ohne dass es zu mathematischen Unstimmigkeiten kommt, Tabelle 5-2.

Bild 5-9 zeigt den Vergleich zwischen den Versuchswerten und dem erweiterten Bruchkriterium. Die ein- und die zweiaxiale Druckfestigkeit werden exakt getroffen. Die Spannungsverhältnisse σ_2/σ_1 zwischen 0,4 und 0,8 werden geringfügig überschätzt, die Verhältnisse kleiner 0,3 eher unterschätzt. Am größten ist die Abweichung beim Spannungsverhältnis $\sigma_2/\sigma_1 = 0{,}05$ mit maximal 11 %. Mit Ausnahme des Leichtbeton LC4 unter dem Spannungsverhältnis $\sigma_2/\sigma_1 = 0{,}05$ liegt das Bruchkriterium aber immer im Streubereich der Versuchswerte.

Explizite Beschreibungen der Bruchkurve im zweiaxialen Druckbereich mit gesonderten Versagenskurven erzielen eine bessere Übereinstimmung mit den Versuchswerten, vor allem, wenn Funktionen höherer Ordnung gewählt werden und über die zahlreichen Freiwerte eine exakte Anpassung an die Versuchswerte möglich ist [23]. Allerdings liegen in realen Bauteilen nur selten reine zweiaxiale Beanspruchungen vor, so dass der Anwendungsbereich derartiger Funktionen beschränkt ist. Der Vorteil, den ein einheitliches Bruchkriterium für den gesamten Spannungsbereich bietet, überwiegt gegenüber der etwas schlechteren Näherung. Betrachtet man den Fehler nicht entlang des geprüften Spannungsverhältnisses, sondern vergleicht wie bei den dreiaxialen Versuchen üblich die Oktaederschubspannungen des Versuchswertes und des Bruchkriteriums bei gleicher Oktaedernormalspannung und gleichem Winkel θ, so reduziert sich der Fehler auf maximal 7 %.

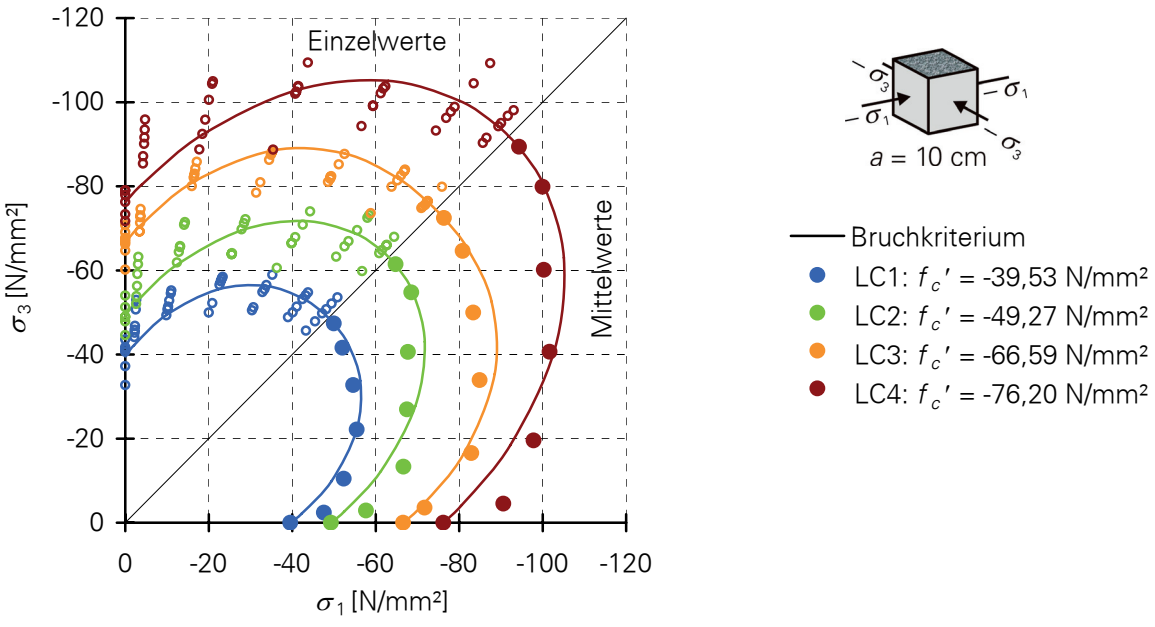


Bild 5-11 *Gegenüberstellung der zweiaxialen Druckfestigkeit von Hochleistungsleichtbeton und dem Bruchkriterium mit der Erweiterung für spröde Betone, σ_1-σ_3-Ebene*

Im dreiaxialen Druckbereich ist die Übereinstimmung besser. Der betragsmäßige Fehler zwischen den Oktaederschubspannungen liegt für die verschiedenen Betone im Mittel zwischen 2,1 und 2,5 %. Die Versuchswerte nahe dem Druckmeridian werden tendenziell leicht unterschätzt, was wiederum auf die Kalibrierung mit einem Wert neben dem Druckmeridian zurückzuführen ist. Die Versuchswerte nahe dem Zugmeridian werden sehr gut getroffen. Lediglich die Versuche im Bereich mit $\theta \approx 30°$ und unter den jeweils höchsten Oktaedernormalspannungen (Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 1/0{,}6/0{,}15$) werden bis zu 7,1 % überschätzt. Die Approximation ist damit ähnlich gut wie bei dem Bruchkriterium, welches für diese Betone von CURBACH und SCHEERER [23] vorgeschlagen wurde und benötigt im Gegensatz dazu keine weiteren freien Parameter als die beschriebenen Festigkeitskennwerte.

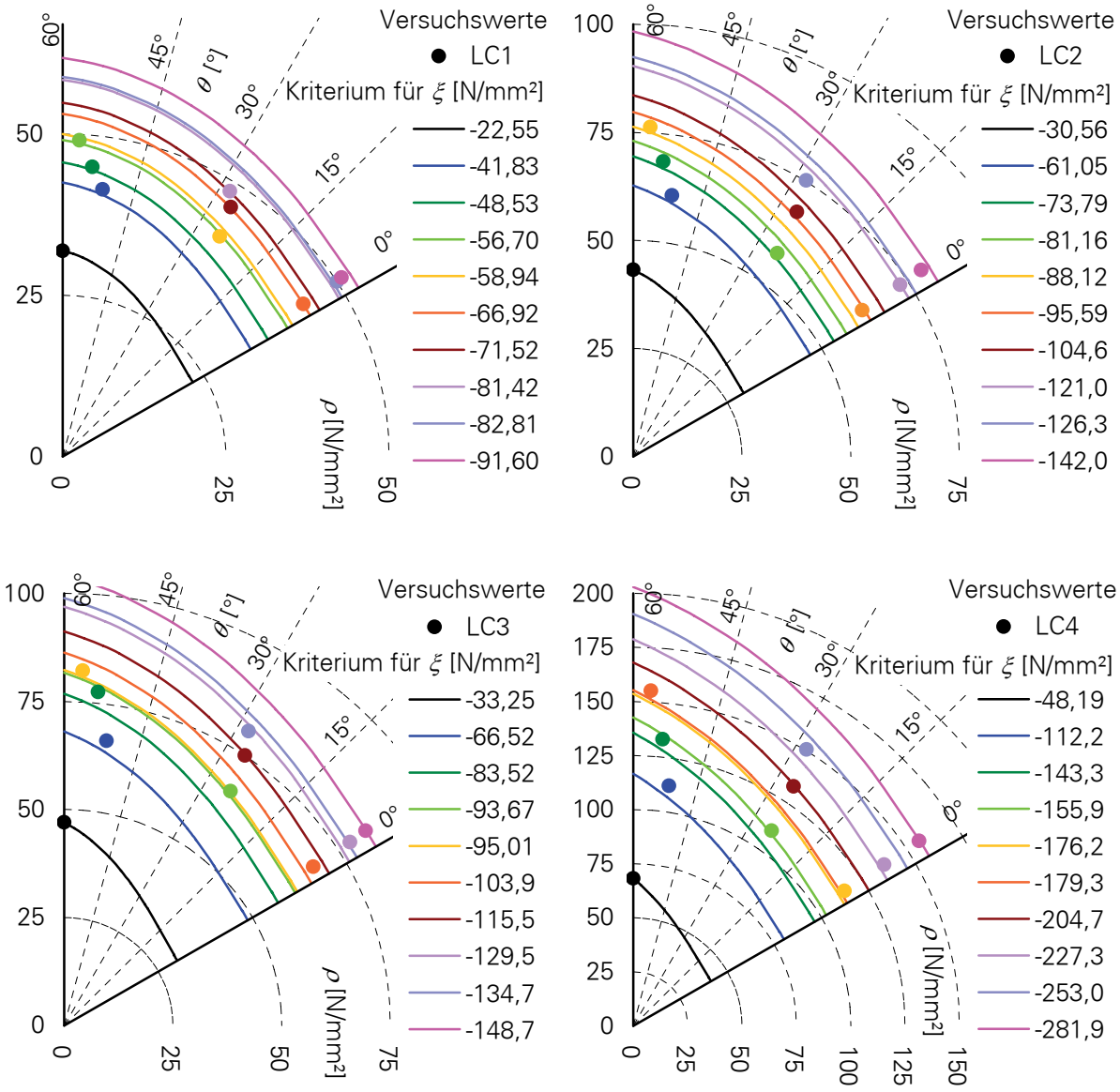


Bild 5-12 *Gegenüberstellung der dreiaxialen Druckfestigkeit von Hochleistungsleichtbeton und dem Bruchkriterium mit der Erweiterung für spröde Betone, Deviatorebene*

Tabelle 5-2 Zusammenstellung der Kalibrierungswerte und Parameter der Bruchkriterien für Hochleistungsleichtbeton, Versuche von CURBACH und SCHEERER [23]

	LC1, Leichtmatrix		LC2, Mischmatrix		LC3, Leichtmatrix		LC4, Mischmatrix	
	Zwei-axiale Serie	Drei-axiale Serie[1)]	Zwei-axiale Serie	Drei-axiale Serie[1)]	Zwei-axiale Serie	Drei-axiale Serie[1)]	Zwei-axiale Serie	Drei-axiale Serie[1)]
f_c' [2)]	-39,53	-39,06	-49,27	-52,93	-66,59	-57,59	-76,20	-83,48
$k = f_{ct}/\lvert f_c' \rvert$	0,028	0,033	0,048	0,041	0,032	0,035	0,040	0,036
$f_{2c} = f_{cd}/\lvert f_c' \rvert$	-1,232		-1,281		-1,117		-1,206	
$x = \sigma_d/\lvert f_c' \rvert$ [3)]	-0,838		-0,961		-0,952		-1,240	
$y = \tau_d/\lvert f_c' \rvert$	0,725		0,832		0,824		1,073	
A	72,37	61,56	22,74	27,40	35,15	30,97	13,23	15,14
B	21,03	17,97	9,845	11,72	14,51	12,87	9,765	11,04
λ_c	-3,628	-2,685	5,654	6,215	6,574	6,137	11,01	12,12
λ_t	22,79	19,89	18,64	21,69	29,15	26,14	26,05	29,16
λ_d/λ_t	-0,159	-0,135	0,303	0,287	0,226	0,235	0,422	0,416
K_1 ($\theta = 0°$)	22,79	19,89	18,64	21,69	29,15	26,14	26,05	29,16
K_1 ($\theta = 60°$)	-7,255	-5,370	11,31	12,43	13,15	12,27	22,01	24,24
K_2	1	1	1	1	1	1	1	1

1) Werte sind Mittelwerte aus 2 Chargen
2) Alle Festigkeiten in N/mm²
3) Versuchswert nahe dem Druckmeridian, $\theta \approx 57°$

5.3.4 Anwendungsgrenzen des vorgestellten Kriteriums

Wie in den vorangegangenen Kapiteln gezeigt wurde, kann das vorgestellte Kriterium auf alle Betonsorten angewandt werden. Das umfasst Betone unterschiedlicher Festigkeit, unterschiedlicher Duktilität und unterschiedlicher Rohdichte. Das Kriterium ist somit uneingeschränkt geeignet, die mehraxiale Druckfestigkeit von Beton unter Kurzzeitbelastung abzubilden, wenn die Belastung hinsichtlich der Gschwindigkeit statisch erfolgt, die Last kontinuierlich gesteigert wird und die Belastung in den verschiedenen Richtungen proportional zueinander sind.

Im mehraxialen Zugbereich liefert das Kriterium Festigkeiten im Bereich der einaxialen Zugfestigkeit. Bei Normalbeton liegt die berechnete Festigkeit geringfügig oberhalb der einaxialen Zugfestigkeit, bei spröderen Betonen tendenziell leicht unterhalb. Verglichen mit den stark streuenden Festigkeiten im mehraxialen Zugbereich ist eine ausreichend genaue Übereinstimmung vorhanden.

Im Bereich mit kombinierten Druck- und Zugbeanspruchungen überschätzt das Bruchkriterium die Tragfähigkeit von spröderem Beton (gestrichelte Kurven im Bild 5-13). Dieser Fehler konnte durch die Erweiterung des Kriteriums etwas verkleinert, aber nicht eliminiert werden, wie Bild 5-13 am Beispiel der Druck-Zug-Tragfähigkeit von Hochleistungsbeton zeigt (durchgezogene Kurven). Eine Verbesserung des Kriteriums in diesem Bereich kann durch ein „tension-cut-off" erreicht werden. Dabei wird das Kriterium entsprechend der linearen Hauptspannungshypothese abgeschnitten (gepunktete Kurven).

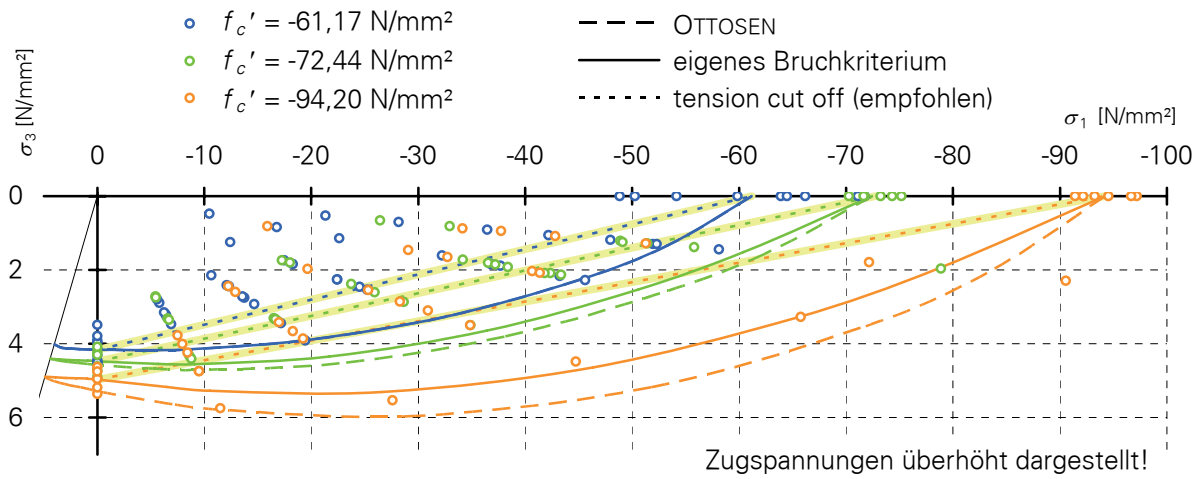


Bild 5-13 *Gegenüberstellung der zweiaxialen Druck-Zug-Festigkeit von Hochleistungsbeton und dem Bruchkriterium nach OTTOSEN sowie der Erweiterung für spröde Betone, σ_1-σ_3-Ebene*

5.4 Erweiterung des Kriteriums für anisotrope Betone

Beton wird in der Regel als isotroper Werkstoff betrachtet. Anisotrope Effekte, die zum Beispiel durch eine Konzentration von Poren unter großen Zuschlagskörnern hervorgerufen werden (Bild 5-14), sind in der Regel vernachlässigbar klein. Bei Beton mit einer Kurzfaserbewehrung werden die Eigenschaften dieses Verbundwerkstoffes maßgeblich durch die Fasern beeinflusst. Die Orientierung und damit die Wirksamkeit der Fasern wird durch den Herstellungsprozess beeinflusst und ist in den seltensten Fällen isotrop. Somit ergeben sich in den einzelnen Achsen zum Teil sehr unterschiedliche Festigkeiten, die mit einem geeigneten Bruchkriterium möglichst genau beschrieben werden sollen. Dafür wird das im Kapitel 5.3 vorgestellte Kriterium für anisotrope Betone erweitert.

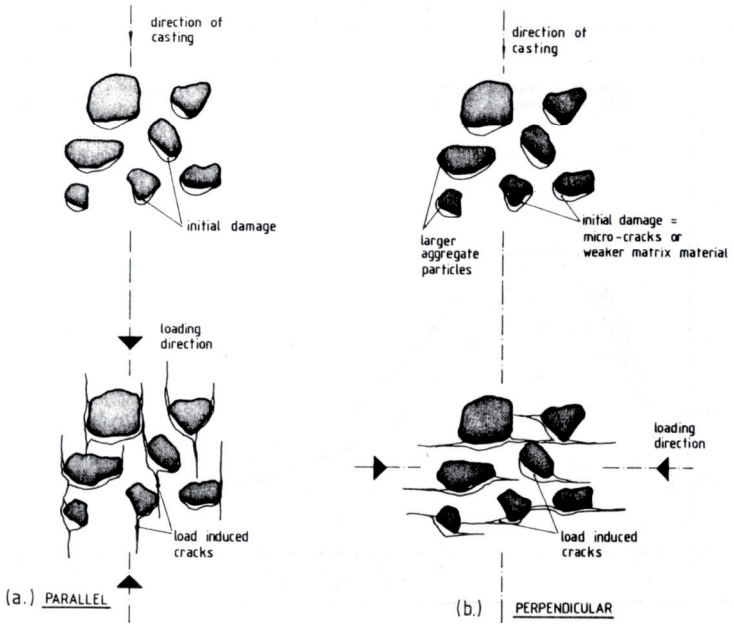


Bild 5-14 *Auswirkung der Anfangsdefekte auf die Rissbildung unter Belastung nach VAN MIER [89]*

Bei isotropen Betonen setzt sich die Bruchkurve aus sechs Segmenten zusammen. Der Bereich zwischen Druck- und Zugmeridian mit einem Winkel von $\theta = 0 \ldots 60°$ in der Deviatorebene bildet durch spiegeln und drehen die gesamte Polfigur ab. Bei anisotropem Verhalten muss der gesamte Bereich von 360° explizit beschrieben werden.

Die Kalibrierung des Kriteriums erfolgt zunächst getrennt für alle drei Raumrichtungen. Das „Kriterium 1" beschreibt dabei den Druck- und den Zugmeridian, die in der $\sigma_2 = \sigma_3$ - Ebene liegen. Die Spannung σ_1 ist also die größte bzw. die kleinste Spannung, wobei σ_2 und σ_3 gleich groß sind. Die Werte für die Kalibrierung liegen in dieser Ebene. Auf dem Druckmeridian sind das die einaxiale Druckfestigkeit $f_{c,1}$ und der Wert auf dem Druckmeridian $(\sigma_{o,1}, \tau_{o,1})$, wobei die größere Druckkomponente in Richtung eins zeigt. Die einaxiale Zugfestigkeit $f_{ct,1}$ und die zweiaxiale Zugfestigkeit $f_{cc,23}$ mit $\sigma_2 = \sigma_3$ liegen auf dem zugehörigen Zugmeridian. In gleicher Weise werden die Kriterien 2 und 3 kalibriert. Liegt eine transversale Isotropie vor, sind zwei Kriterien – bei den verwendeten Betonen die Kriterien 1 und 3 – deckungsgleich.

Das anisotrope Bruchkriterium enthält die so kalibrierten Meridiane der separaten Kriterien für die einzelnen Richtungen. Der Bereich zwischen den Meridianen wird beschrieben, indem zwischen den verschiedenen Kriterien gewichtet wird. MAHNKEN [85] schlägt zur Wichtung richtungsabhängiger Kriechanteile Kosinusfunktionen vor, deren Summe für jeden beliebigen Winkel θ den Wert Eins ergibt, Bild 5-15.

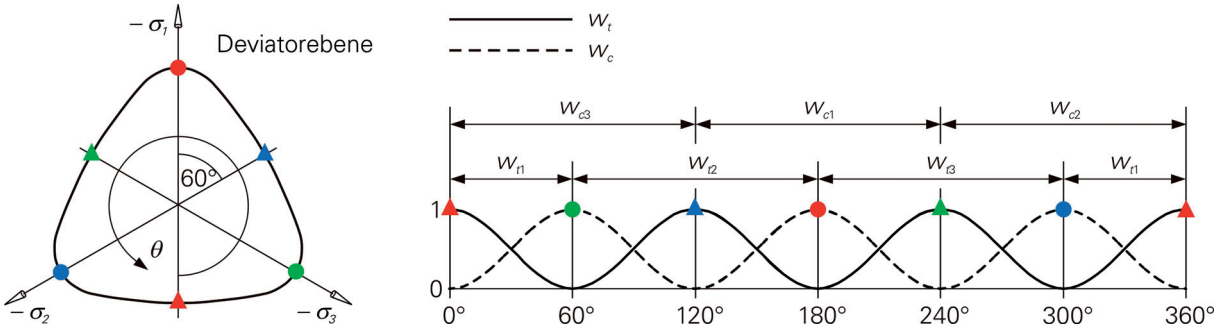


Bild 5-15 Verlauf der Wichtungsfunktionen

Die Wichtungsfunktionen für den Bereich um den Druck- bzw. den Zugmeridian lauten analog dazu:

$$\text{Zugmeridian:} \quad w_t(\theta) = \frac{1}{2} + \frac{1}{2}\cos(3 \cdot \theta)$$

$$\text{Druckmeridian:} \quad w_c(\theta) = \frac{1}{2} + \frac{1}{2}\cos(3 \cdot \theta - \pi). \tag{5-12}$$

Mit $\theta = 0$ = Zugmeridian 1 ergibt sich

$$w_{t1} = w_t(\theta) \text{ für } \theta = 0 \ldots 60° \text{ und } \theta = 300 \ldots 360°$$
$$w_{t2} = w_t(\theta) \text{ für } \theta = 60 \ldots 180° \tag{5-13}$$
$$w_{t3} = w_t(\theta) \text{ für } \theta = 180 \ldots 300° \quad \text{und}$$

$w_{c1} = w_c(\theta)$ für $\theta = 0 \ldots 120°$
$w_{c2} = w_c(\theta)$ für $\theta = 120 \ldots 240°$
$w_{c3} = w_c(\theta)$ für $\theta = 240 \ldots 360°$.

Im Bild 5-16 ist ein Bruchkriterium abgebildet, das auf diese Weise gewichtet wurde. Dargestellt ist der Fall einer transversalen Isotropie in der 1-3-Ebene.

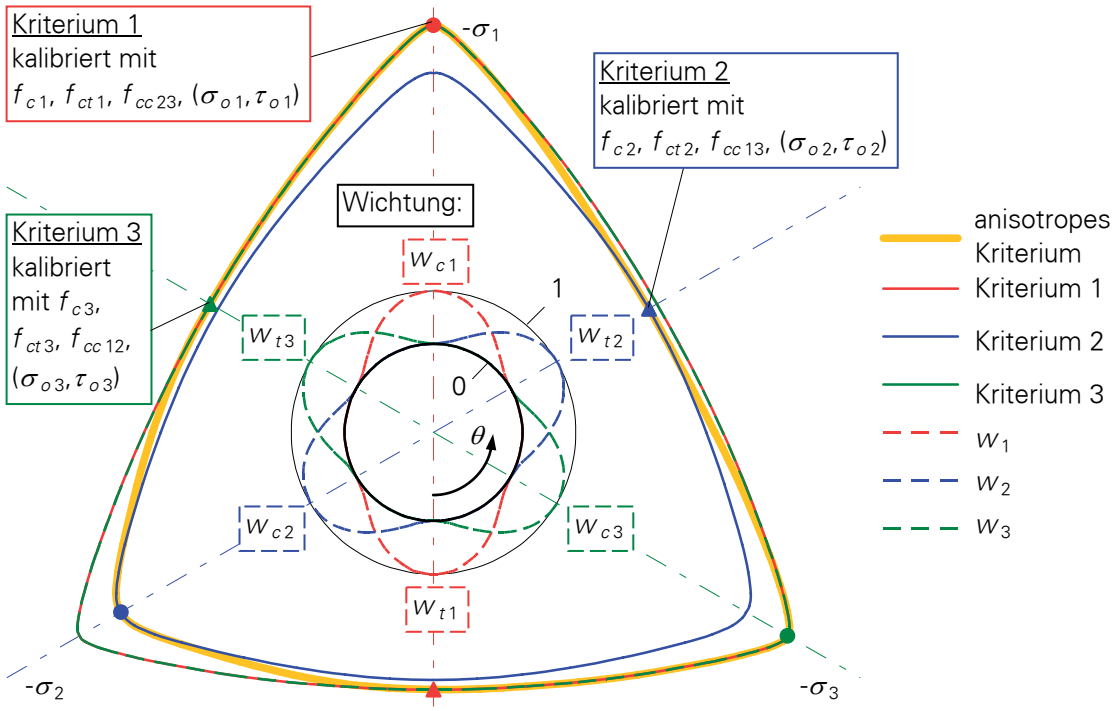


Bild 5-16 *Bildung eines anisotropen Kriteriums durch die Wichtung der einzelnen isotropen Kriterien*

Durch die drei unterschiedlichen Kalibrierungen der jeweils drei Druck- bzw. Zugmeridiane gibt es im dreiaxialen Zugbereich nur dann genau einen gemeinsamen Ausgangspunkt aller Meridiane, wenn für den Parameter B_i (B nach Gleichung (3-12) für das Kriterium i)

$$\frac{B_1}{|f_{c,1}|} = \frac{B_2}{|f_{c,2}|} = \frac{B_3}{|f_{c,3}|} = \text{konst.} \tag{5-14}$$

gilt. Ist Gleichung (5-14) nicht erfüllt, wird empfohlen, im mehraxialen Zugbereich die konstante Hauptspannungshypothese anzuwenden. Der Beton versagt demnach, wenn in einer Richtung die einaxiale Zugfestigkeit dieser Richtung erreicht wird.

5.4.1 Anwendung des Kriteriums auf Hochleistungsbeton mit Fasern

Die Duktilität von Hochleistungsbeton wurde unter anderem durch die Zugaben von Kurzfasern aus Stahl gesteigert. Diese richteten sich beim Verdichten horizontal aus, so dass

quer zur Betonierrichtung mehr Fasern wirksam werden als in Betonierrichtung. Mit der Vereinbarung, dass die Betonierrichtung die Richtung Zwei ist, liegt somit eine transversale Isotropie in den Richtungen Eins und Drei vor.

Tabelle 5-3 Zusammenstellung der Kalibrierungswerte und Parameter der Bruchkriterien für Hochleistungsbeton mit Fasercocktail unter Berücksichtigung der transversalen Isotropie in der σ_1 - σ_3 - Ebene, eigene Versuche

	Beton I - b		Beton II - b		Beton III - b	
	Kriterium 1,3	Kriterium 2	Kriterium 1,3	Kriterium 2	Kriterium 1,3	Kriterium 2
f_c [N/mm²]	-62,82 [1]	-69,80 [2]	-80,17 [1]	-89,08 [2]	-88,80 [1]	-98,67 [2]
f_{ct} [N/mm²]	6,42 [3]	3,91 [4]	8,66 [3]	4,42 [4]	10,44 [3]	4,95 [4]
f_{cc} [N/mm²]	-86,78 [5]	*-87,45* [6]	-106,84 [5]	*-102,10* [6]	-116,32 [5]	*-112,09* [6]
σ_o [N/mm²]	*-28,60* [7]	-35,31 [8]	*-40,00* [7]	-49,39 [8]	*-47,64* [7]	-58,82 [8]
τ_o [N/mm²]	*34,97* [7]	43,17 [8]	*48,83* [7]	60,29 [8]	*58,22* [7]	71,88 [8]
$k = f_{ct} / \lvert f_c' \rvert$	0,102	0,056	0,108	0,050	0,118	0,050
$f_{2c} = f_{cc} / \lvert f_c' \rvert$	-1,381	-1,253	-1,333	-1,146	-1,310	-1,136
$x = \sigma_o / \lvert f_c' \rvert$	-0,455	-0,506	-0,499	-0,554	-0,537	-0,596
$y = \tau_o / \lvert f_c' \rvert$	0,557	0,619	0,609	0,677	0,656	0,728
A	8,432	7,849	2,946	5,676	1,143	3,971
B	4,221	6,728	3,238	7,119	2,732	6,830
λ_c	4,175	8,854	5,640	10,78	5,804	11,27
λ_t	9,151	19,01	10,250	22,41	9,922	22,58
λ_c / λ_t	0,456	0,466	0,550	0,481	0,585	0,499
K_1 ($\theta = 0°$)	9,151	19,01	10,27	22,41	9,970	22,58
K_1 ($\theta = 60°$)	8,350	17,71		21,57		22,54
K_2	1	1	0,9849	1	0,9573	1

Normal geschriebene Werte: direkt gemessen bzw. mit abgesicherten Zusammenhängen berechnet
Kursiv geschriebene Werte: die für die Berechnung getroffenen Annahmen sollten an Versuchen verifiziert werden

1) $f_{c,1} = f_{c,3} = 0{,}9\ f_{c,2}$, siehe CURBACH/SPECK [24]
2) Mittelwert aus zwei Chargen, zweiaxiale und dreiaxiale Versuchsserie
3) Berechnet mit $f_{ct} = 0{,}8\ f_{ct,sp}$, LEONHARDT [80]
4) Zentrische Zugversuche
5) Versuchswert aus der zweiaxialen Serie, gewichtet mit dem Verhältnis der einaxialen Festigkeit der zweiaxialen Serie zur gemittelten einaxialen Festigkeit aus der zwei- und der dreiaxialen Serie
6) Berechnet aus $f_{c,2}$ mit dem Mittelwert aus dem Verhältnis $f_{cc,2}/f_{c,2}$ und dem Verhältnis f_{cd}/f_c des faserfreien Referenzbetons
7) Berechnet mit der Annahme, dass $(\sigma_o/\tau_o)_1 / (\sigma_o/\tau_o)_2 = f_{c,1} / f_{c,2} = 0{,}9$ und bezogen auf $f_{c,1}$
8) Versuchswert auf dem Druckmeridian, $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 1/0{,}05/0{,}05$, gewichtet mit dem Verhältnis der einaxialen Festigkeit der dreiaxialen Serie zur gemittelten einaxialen Festigkeit aus der zwei- und der dreiaxialen Serie

Die systematische Untersuchung der Anisotropie beschränkte sich auf die Ermittlung der Druckfestigkeit in bzw. quer zur Betonierrichtung. So beträgt die Druckfestigkeit quer zur Betonierrichtung unabhängig vom absoluten Fasergehalt 90 % der Druckfestigkeit in Betonierrichtung. Die Zugfestigkeit in Betonierrichtung wurde an stehend betonierten zylindrischen Proben mit konstanter Querschnittsschwächung über die halbe Probenhöhe geprüft. Quer zur Betonierrichtung wurde die Zugfestigkeit in Form der Spaltzugfestigkeit bestimmt. Der Umrechnungsfaktor zwischen zentrischer Zugfestigkeit und Spaltzugfestig-

keit hängt von der Sprödikeit des Betons ab. LEONHARDT [80] gibt für Normalbeton den Wert 0,8 an. Mit steigender Druckfestigkeit nimmt dieser Faktor tendenziell zu, bei der Zugabe von Fasern nimmt er ab [40]. Bei den untersuchten Hochleistungsbetonen mit Fasern wird deshalb ebenfalls der Faktor 0,8 angesetzt. Damit erhält man quer zur Betonierrichtung rund die doppelte Zugfestigkeit im Vergleich zur Zugfestigkeit in Betonierrichtung, was durch Spaltzugversuche in und quer zur Betonierrichtung bestätigt werden konnte [24], [25].

Weitere Untersuchungen der Anisotropie z. B. im mehraxialen Festigkeitsbereich waren im Rahmen des Forschungsvorhabens nicht möglich. Deshalb müssen für die Kalibrierung einige Annahmen getroffen werden, die detailliert in den Fußnoten zur Tabelle 5-3 zusammengestellt werden. Zur Kalibrierung steht bei diesen Versuchsserien ein Wert zur Verfügung, der exakt auf dem Druckmeridian liegt ($\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 1/0,05/0,05). Allerdings weist er eine geringere Oktaedernormalspannung als die anderen dreiaxialen und ein Großteil der zweiaxialen Versuche auf. Die Anpassung des Kriteriums wird in der Regel besser, wenn ein Wert mit möglichst großer Oktaedernormalspannung verwandt wird. Deshalb reagiert das Kriterium in dem betrachteten Spannungsbereich sehr sensibel auf Änderungen dieses Kalibrierungswertes. Bei der Berechnung des nicht direkt gemessenen Wertes auf dem Druckmeridian Eins bzw. Drei wurde deshalb darauf geachtet, dass die Abweichung des Kriteriums von den Versuchswerten relativ gering ist. Für eine abschließende Beurteilung, inwieweit das Kriterium in der Lage ist, das Verhalten von anisotropem Beton zu beschreiben, sollten alle erforderlichen Kalibrierungswerte experimentell bestimmt werden.

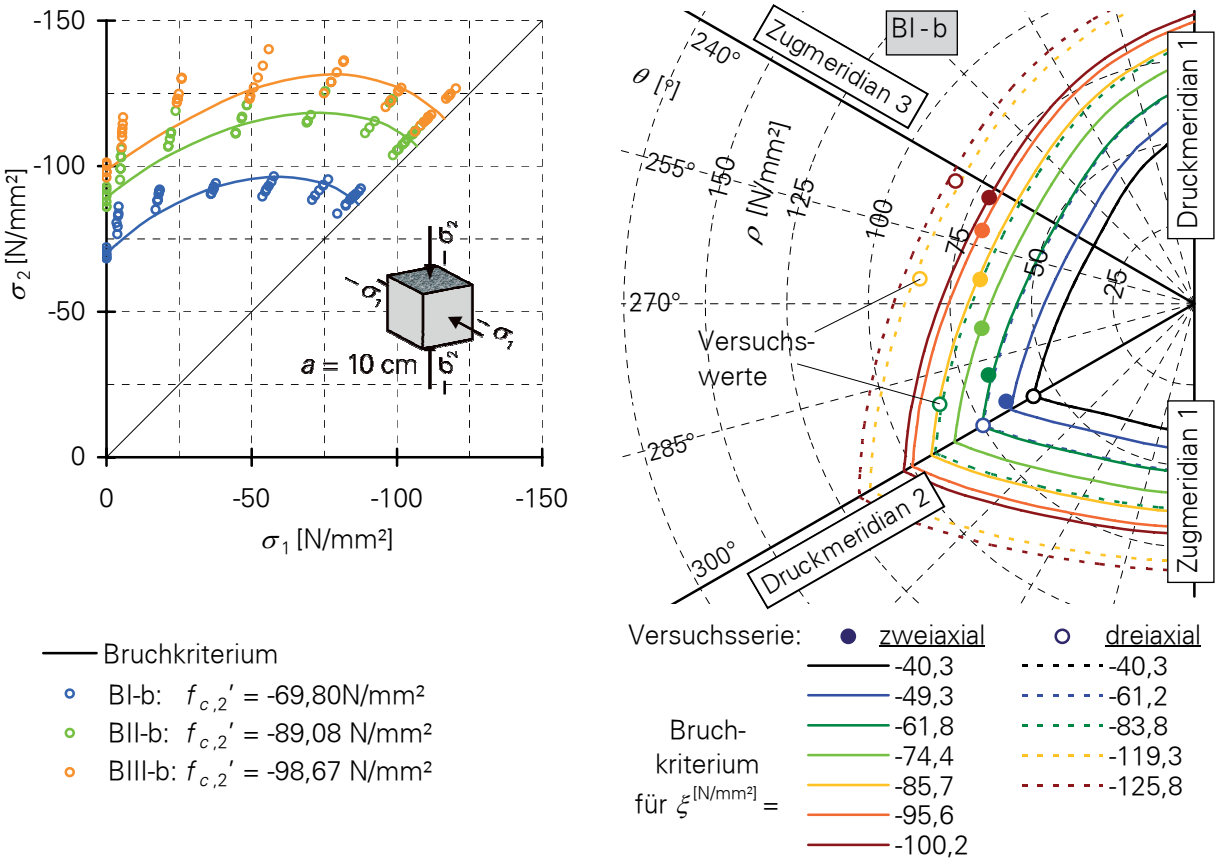
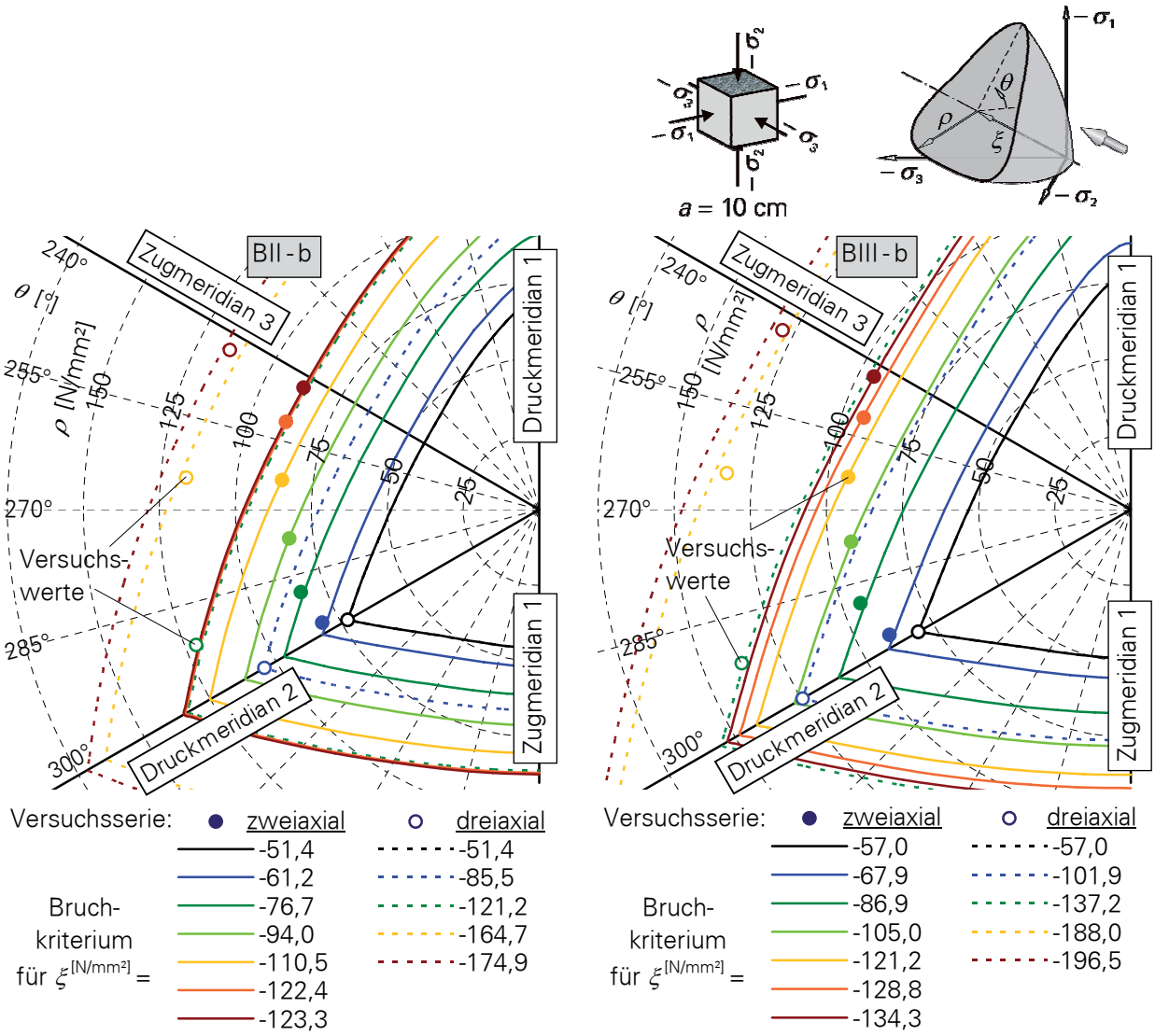


Bild 5-17 *Vergleich der Festigkeiten von Hochleistungsbeton mit Fasern mit dem Bruchkriterium für anisotropes Materialverhalten in der σ_1-σ_2-Ebene und in den Deviatorebenen*



Fortsetzung Bild 5-17 *Vergleich der Festigkeiten von Hochleistungsbeton mit Fasern mit dem Bruchkriterium für anisotropes Materialverhalten in der σ_1-σ_2-Ebene und in den Deviatorebenen*

Im Bild 5-17 wird das Bruchkriterium den Versuchswerten gegenüber gestellt. Links oben erfolgt die Darstellung in der σ_1 - σ_2 - Ebene mit den Einzelwerten aus der zweiaxialen Versuchsserie. Die anderen Diagramme zeigen die Mittelwerte aus je sechs bis zwölf Einzelversuchen, die in der Deviatorebene mit dem Bruchkriterium verglichen werden. Innerhalb einer Serie (zweiaxial bzw. dreiaxial) bedeuten gleiche Farben bei Versuchswert und Polfigur, dass beide dieselbe Oktaedernormalspannung aufweisen.

Trotz aller Unsicherheiten bei der Kalibrierung kann festgestellt werden, dass Versuchswerte und Bruchkriterium sehr gut übereinstimmen. Ist die Abweichung in der Deviatorebene bei der Anwendung des Originalkriteriums nach OTTOSEN zum Teil über 7 %, so beträgt sie nach der Erweiterung des Bruchkriteriums maximal 3 %.

5.4.2 Anwendung des Kriteriums auf Ultrahochleistungsbeton

Aufgrund der Erfahrungen mit dem anisotropen Verhalten von kurzfaserbewehrtem Hochleistungsbeton wurde das Versuchsprogramm für UHPC breiter angelegt. So wurde der gesamte Druckquadrant in der σ_1 - σ_2 - Ebene versuchstechnisch erfasst. Trotzdem wurden

zum jetzigen Zeitpunkt noch nicht alle für die Kalibrierung erforderlichen Festigkeiten ermittelt. So sind die dreiaxialen Versuche erst für eine spätere Phase des Forschungsvorhabens geplant. Es liegt aber aus Tastversuchen von RITTER [113] ein Versuchswert auf dem Druckmeridian vor, so dass eine relativ gut abgesicherte Kalibrierung möglich wird, Tabelle 5-4. Die zentrische Zugfestigkeit wurde aus der Biegezugfestigkeit von Mörtelprismen abgeleitet. Das Verhältnis von zentrischer Zugfestigkeit zur Biegezugfestigkeit ist von der Probekörpergeometrie, dem statischen System und der Betonzusammensetzung abhängig. Zur Umrechnung wird deshalb ein Faktor verwendet, der laut ASSOCIATION FRANCAISE DE GÉNIE CIVIL [6] für Betone mit üblichen Fasergehalten und Druckfestigkeiten von 150 bis 250 N/mm² gilt. Die Umrechnung gilt näherungsweise für gekerbte und ungekerbte Probekörper sowie für Drei-Punkt- und Vier-Punkt-Biegezugversuche.

Tabelle 5-4 Zusammenstellung der Kalibrierungswerte und Parameter des Bruchkriteriums für ultrahochfesten Beton unter Berücksichtigung der transversalen Isotropie in der σ_1 - σ_3 - Ebene, eigene Versuche

		M2Q-2,5	
		Kriterium 1,3	Kriterium 2
f_c	[N/mm²]	-151,02	-167,14
f_{ct}	[N/mm²]	15,30 [1]	*14,93* [2]
f_{cc}	[N/mm²]	-171,78	-151,02 [3]
σ_o	[N/mm²]	*-123,740* [4]	-136,94 [5]
τ_o	[N/mm²]	*131,24* [4]	145,25 [5]
$k = f_{ct}/\lvert f_c' \rvert$		0,087	0,0776
$f_{2c} = f_{cc}/\lvert f_c' \rvert$		-1,137	-0,904
$x = \sigma_o/\lvert f_c' \rvert$		-0,819	-0,819
$y = \tau_o/\lvert f_c' \rvert$		0,869	0,869
A		2,955	3,446
B		3,865	4,280
λ_c		6,721	7,155
λ_t		12,97	14,94
λ_o/λ_t		0,518	0,479
K_1 ($\theta = 0°$)		12,87	14,94
K_1 ($\theta = 60°$)			14,31
K_2		0,9980	1

Normal geschriebene Werte: direkt gemessen bzw. mit abgesicherten Zusammenhängen berechnet

Kursiv geschriebene Werte: die für die Berechnung getroffenen Annahmen sollten an Versuchen verifiziert werden

1) Berechnet aus der Biegezugfestigkeit von Mörtelprismen nach AFGC [6] mit

$$f_{ctm} = \frac{2{,}0\left(h/100\ \text{mm}\right)^{0{,}7}}{1+2{,}0\left(h/100\ \text{mm}\right)^{0{,}7}} f_{ct,fl} = 0{,}51 f_{ct,fl}$$

2) So angepasst, dass das Bruchkriterium im dreiaxialen Zugbereich stetig ist

3) Berechnet mit $f_{cc,13} = f_{c,1} = f_{c,3}$, da bei UHPC mit niedrigem Fasergehalt die zweiaxiale Festigkeit gleich der einaxialen Festigkeit ist.

4) Berechnet mit der Annahme, dass $(\sigma_o/\tau_o)_1 / (\sigma_o/\tau_o)_2 = f_{c,1} / f_{c,2} = 0{,}9$

5) Versuchswert auf dem Druckmeridian, $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 1/0{,}1/0{,}1$, gewichtet mit dem Verhältnis der einaxialen Festigkeit der dreiaxialen Serie zur einaxialen Festigkeit der zweiaxialen Serie

In den folgenden Bildern wird das Bruchkriterium den Versuchswerten gegenüber gestellt. Im Bild 5-18 erfolgt die Darstellung in der σ_1 - σ_2 - Ebene und im Bild 5-19 werden die Mittelwerte in den Deviatorebenen mit dem Bruchkriterium verglichen. Gleiche Farben bei Versuchswert und Polfigur bedeuten, dass beide dieselbe Oktaedernormalspannung aufweisen.

Der Fehler zwischen dem Bruchkriterium und dem Mittelwert der Versuche beträgt in der σ_1 - σ_2 - Ebene, also entlang des geprüften Spannungsverhältnisses, maximal 6 %. Bei kleinen Querdruckspannungen wird die Tragfähigkeit tendenziell unterschätzt, bei größeren eher überschätzt. Die Festigkeit bei $\sigma_1 = \sigma_2$ wird von dem Bruchkriterium exakt beschrieben. Bei der Betrachtung in den Deviatorebenen ist die Abweichung zwischen den Oktaederschubspannungen kleiner als 1,3 %.

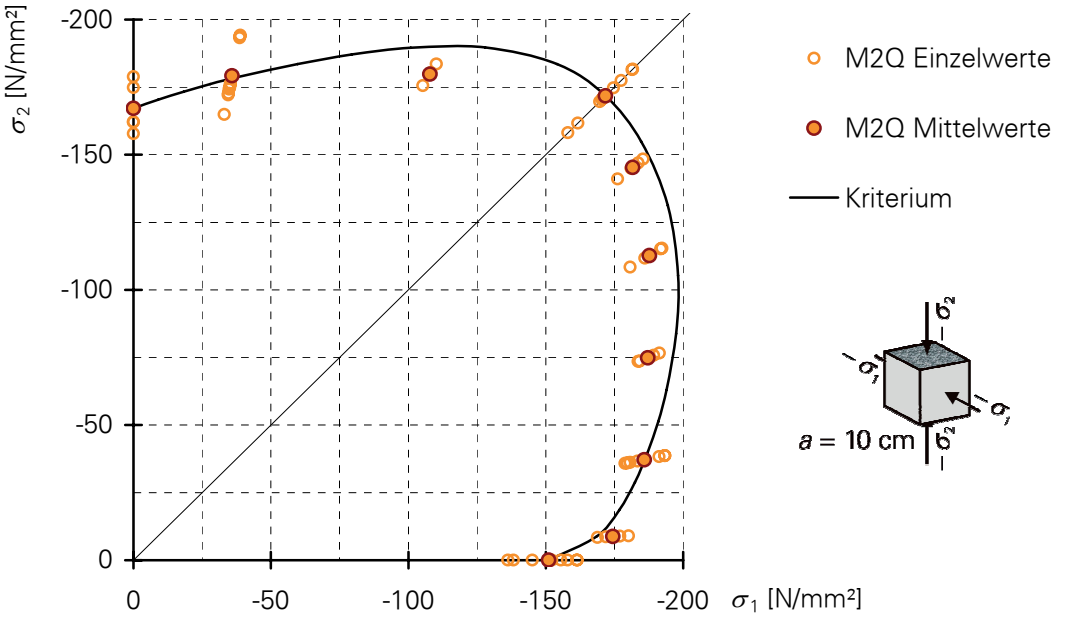


Bild 5-18 *Vergleich der Festigkeiten von ultrahochfestem Beton mit dem Bruchkriterium für anisotropes Materialverhalten, σ_1 - σ_2 - Ebene*

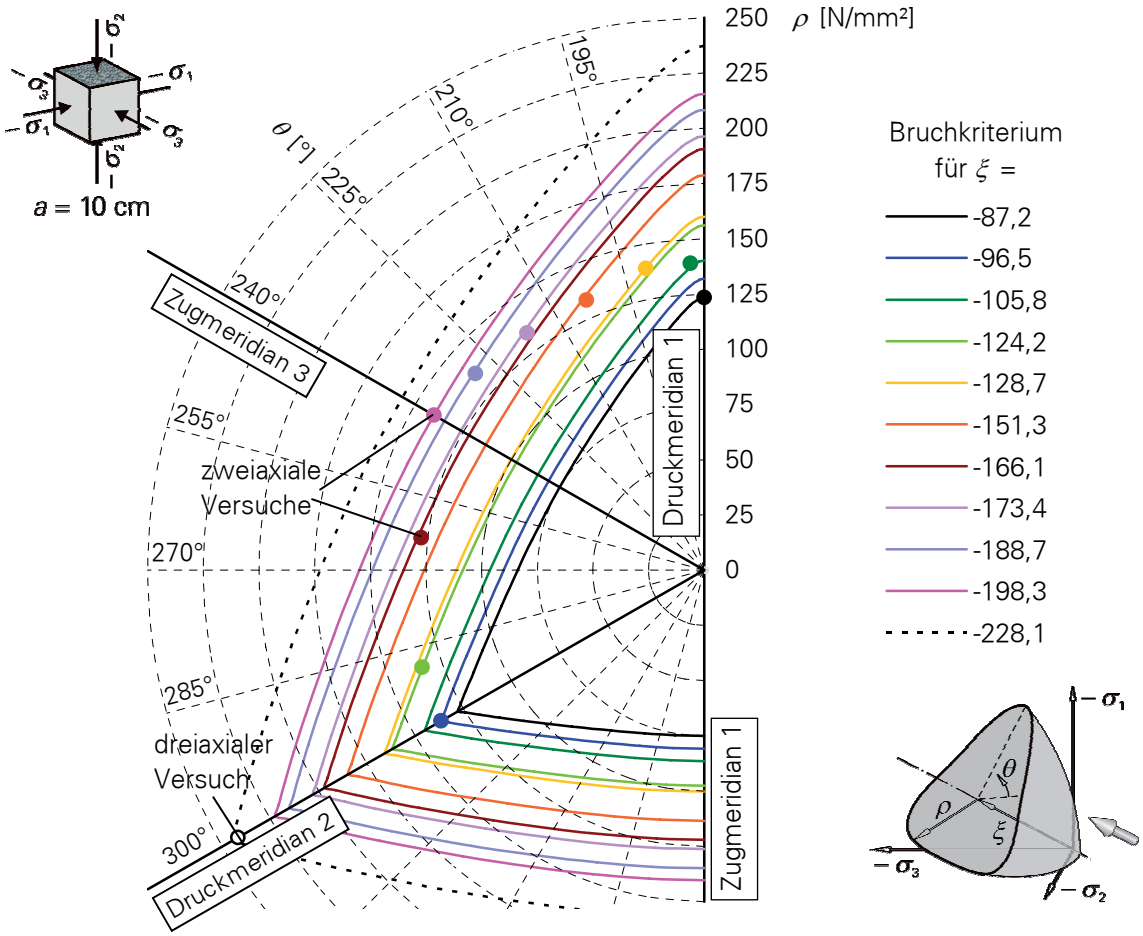


Bild 5-19 *Vergleich der Festigkeiten von ultrahochfestem Beton mit dem Bruchkriterium für anisotropes Materialverhalten, Deviatorebenen*

5.4.3 Anwendungsgrenzen des vorgestellten Kriteriums

Die Gültigkeit des Kriteriums konnte bisher nur an wenigen Versuchswerten im mehraxialen Druckbereich überprüft werden und die Kalibrierung beruht zum Teil auf Annahmen. Für diese Werte konnte aber eine gute Übereinstimmung zwischen Versuchs- und Rechenwerten erzielt werden. Im Bereich mit kombinierten Druck-Zug-Beanspruchungen wird bei spröden Betonen ein tension-cut-off entsprechend der linearen Hauptspannungshypothese empfohlen. Im mehraxialen Zugbereich sollte, wenn sich die Meridiane nicht zufällig in einem Punkt treffen, das Kriterium von einer maximalen Hauptspannung verwendet werden.

Bisher wurden nur Anisotropien untersucht, die sich aus einer ungleichmäßigen Verteilung von Kurzstahlfasern in üblichen Zugabemengen ergeben. Eine Übertragung auf Betone mit laminatartiger Struktur, wie sie zum Beispiel durch den Einbau mehrerer Lagen Textil entsteht, ist nach entsprechenden Versuchen zu prüfen.

6 Materialgesetz

Das vorgestellte Materialgesetz beschreibt das Spannungs-Dehnungs-Verhalten bis zum Bruch. Für den Nachbruchbereich liegen nur wenige Versuchswerte vor. Außerdem ist in diesem Bereich der Einfluss der Lasteinleitung nicht mehr vernachlässigbar.

6.1 Grundlagen

6.1.1 Spannungs-Dehnungs-Verhalten in Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis

Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten wird über die Abnahme des Elastizitätsmoduls E bzw. über die Zunahme der Querdehnzahl μ bis zum Bruch beschrieben. Im Abschnitt 4.6 werden Spannungs-Dehnungs-Verläufe für unterschiedliche Spannungsverhältnisse dargestellt. Unabhängig von der Betonzusammensetzung können allgemeingültige Zusammenhänge festgestellt werden. Übertragen auf den Verlauf der Materialkennwerte Elastizitätsmodul E und Querdehnzahl μ gelten folgende Aussagen:

- Der Sekantenmodul beim Bruch E_f nimmt gegenüber dem Tangentenmodul zu Belastungsbeginn E_i umso stärker ab, je größer die Druckspannungen in den Querrichtungen sind, also umso kleiner die Oktaedernormalspannung σ_o ist.

- Die Querdehnzahl μ nimmt auf einem niedrigeren Lastniveau bezogen auf die Bruchlast zu, wenn die Oktaedernormalspannung σ_o sinkt.

- Das Verhältnis zwischen Bruch- und Anfangselastizitätsmodul ist unterschiedlich für den Bereich nahe dem Druckmeridian und den Bereich nahe dem Zugmeridian. In Richtung der kleinsten (Druckmeridian) bzw. größten (Zugmeridian) Hauptspannung fällt der Elastizitätsmodul auf dem Druckmeridian kaum, auf dem Zugmeridian aber deutlich ab. Quer zu der genannten Hauptspannung ist der Steifigkeitsabfall auf dem Druckmeridian deutlich größer als auf dem Zugmeridian.

- Die Zunahme der Querdehnzahl beginnt im Bereich des Zugmeridians auf einem höheren Lastniveau als im Bereich des Druckmeridians, die Querdehnzahl beim Erreichen der Bruchlast μ_f ist auf dem Zugmeridian aber größer als auf dem Druckmeridian.

- Unterschiede zwischen den Betonen mit und ohne Fasern zeigen sich vor allem in der lastfreien bzw. am geringsten belastetsten Richtung, in denen die ertragbaren Dehnungen durch die Faserzugabe vergrößert werden. Mit steigendem hydrostatischen Druckanteil gleicht sich das Verhalten unabhängig vom Fasergehalt wieder an.

Diese Zusammenhänge sollen vom Materialgesetzt erfasst werden. Dafür werden:

- ein Materialgesetz getrennt für den Druck- und den Zugmeridian aufgestellt,

- Regeln festgelegt, die die Abhängigkeit der Materialkennwerte von der Oktaedernormalspannung σ_o beschreiben,

- Regeln festgelegt, wie in dem Bereich zwischen den Meridianen zwischen den unterschiedlichen Materialgesetzen interpoliert wird.

Der prinzipielle Zusammenhang zwischen dem Spannungsverhältnis und dem Spannungs-Dehnungs-Verhalten wird im Bild 6-1 zusammengefasst.

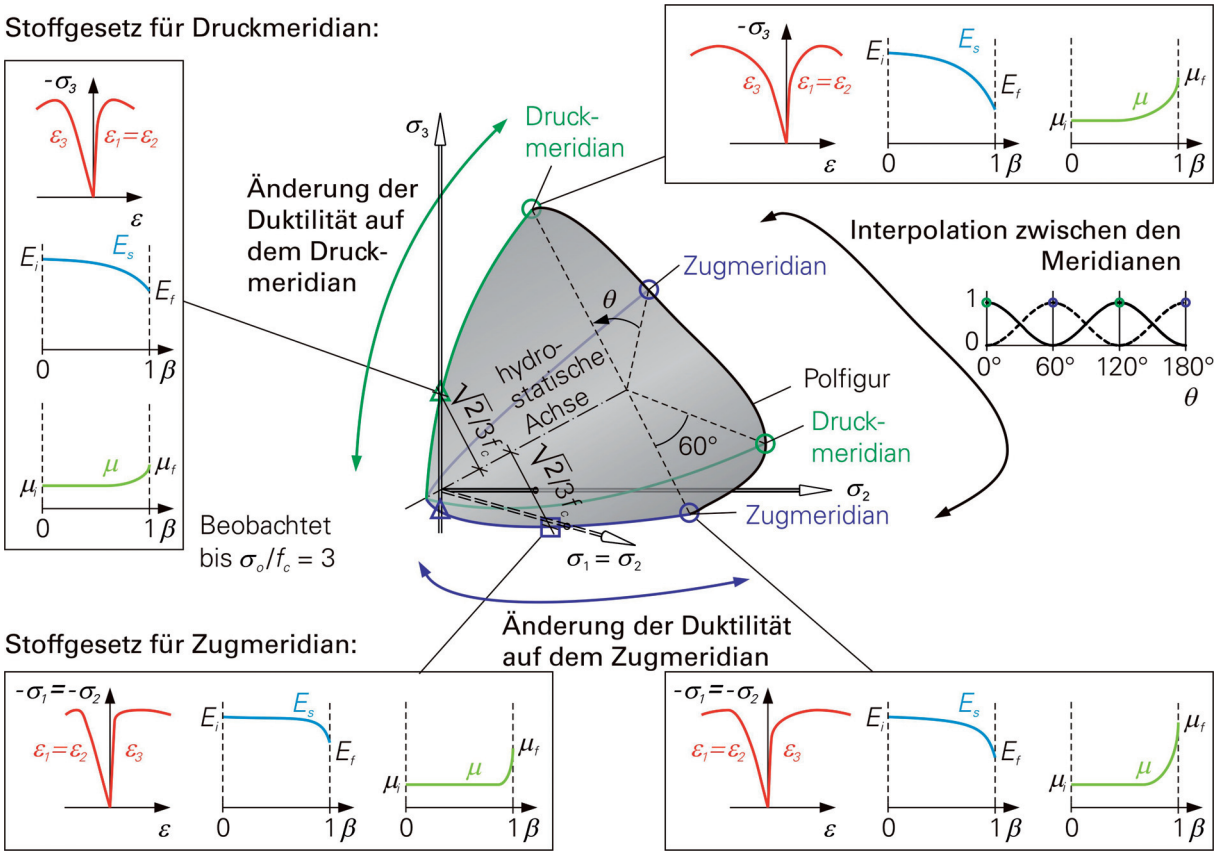


Bild 6-1 Spannungs-Dehnungs-Verlauf in Abhängigkeit vom Spannungszustand

6.1.2 Steifigkeitsmatrix

Beton wird im Allgemeinen als isotroper Werkstoff betrachtet. Diese Annahme ist in den meisten Fällen hinreichend genau. Richtungsabhängigkeiten in den Materialeigenschaften ergeben sich herstellungsbedingt. Ursachen dafür sind z.B. eine horizontale Ausrichtung von plattigen Zuschlagkörnern, die Sammlung von luft- und wassergefüllten Poren unter großen Zuschlägen und damit ebenfalls eine horizontale Ausrichtung von Schwachstellen im Beton und nicht zuletzt die befüll- und verdichtungsabhängige Orientierung von Kurzfasern, vergleiche auch Bild 5-14.

Ganz allgemein ist Beton demzufolge ein orthogonal anisotropes oder kurz orthotropes Material. Das HOOKEsche Gesetz [55] hat für diesen Fall folgende Form:

$$\begin{bmatrix}\varepsilon_1\\ \varepsilon_2\\ \varepsilon_3\\ \gamma_1\\ \gamma_2\\ \gamma_3\end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\mu_{12}}{E_1} & -\frac{\mu_{13}}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\mu_{21}}{E_2} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\mu_{23}}{E_2} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\mu_{31}}{E_3} & -\frac{\mu_{32}}{E_3} & \frac{1}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{23}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{13}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix}\sigma_1\\ \sigma_2\\ \sigma_3\\ \tau_1\\ \tau_2\\ \tau_3\end{bmatrix} \quad \text{mit} \quad \frac{\mu_{12}}{E_1} = \frac{\mu_{21}}{E_2}, \quad \frac{\mu_{23}}{E_2} = \frac{\mu_{32}}{E_3}, \quad \frac{\mu_{31}}{E_3} = \frac{\mu_{13}}{E_1} \tag{6-1}$$

Bei den untersuchten Betonen führt vor allem die Orientierung der Stahlfasern zu einem anisotropen Verhalten. In den verwendeten Würfeln kam es zu einer überwiegend horizontalen Ausrichtung der Stahlfasern. Dies führt dazu, dass die Materialeigenschaften in Betonierrichtung anders sind als quer dazu. Allerdings verhält sich der Beton in beiden „Querrichtungen" gleich, was als transversale Isotropie bezeichnet wird. Unter Berücksichtigung der für diesen Bericht verwendeten Koordinatendefinitionen liegt eine transversale Isotropie in der x_1-x_3-Ebene vor, Bild 1-1. Diese teilweise Isotropie bedingt, dass

$$E_1 = E_3, G_{23} = G_{12}, \qquad \mu_{12} = \mu_{32}, \qquad G_{13} = \frac{E_3}{2(1+\mu_{13})} \tag{6-2}$$

und das HOOKEsche Gesetz sich vereinfacht zu

$$\begin{bmatrix}\varepsilon_1\\ \varepsilon_2\\ \varepsilon_3\\ \gamma_1\\ \gamma_2\\ \gamma_3\end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\mu_{12}}{E_1} & -\frac{\mu_{13}}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{1}{E_2} & -\frac{\mu_{12}}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{1}{E_1} & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1}{G_{12}} & 0 & 0 \\ \text{S} & \text{Y} & \text{M} & & \frac{2(1+\mu_{13})}{E_1} & 0 \\ & & & & & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix}\sigma_1\\ \sigma_2\\ \sigma_3\\ \tau_1\\ \tau_2\\ \tau_3\end{bmatrix}. \tag{6-3}$$

Eine ausführliche Herleitung findet sich unter anderem bei ALTENBACH ET AL. [4]. Bei den Versuchen wurde nur in den Hauptspannungsachsen belastet und mit der Versuchseinrichtung wurde ein nahezu schubverzerrungsfreier Zustand erreicht. Demzufolge sind keine Aussagen über die Schubmoduli möglich. Die nachfolgenden Betrachtungen beschränken sich deshalb auf die Diskussion der Materialkennwerte E und μ.

Durch die Orientierung der Mikrorisse in Abhängigkeit von der äußeren Belastung wird der Beton ab einem gewissen Lastniveau und bei Erst- oder immer gleich gerichteter Belastung eine Anisotropie im Materialverhalten aufweisen. Bei einer Belastung mit $\sigma_1 = \sigma_3$ verstärkt sich die herstellungsbedingte transversale Isotropie, in allen anderen Fällen muss mit zunehmender Belastung von einem orthogonal anisotropen Verhalten ausgegangen werden. In Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis verläuft die Abnahme der drei verschiedenen Elastizitätsmodule unterschiedlich, genauso wie die Zunahme der Querdehnzahlen. Aus Verträglichkeitsbedingungen folgt jedoch, dass die Steifigkeitsmatrix symmetrisch sein muss, d.h.:

$$\frac{\mu_{12}}{E_1} = \frac{\mu_{21}}{E_2}, \qquad \frac{\mu_{23}}{E_2} = \frac{\mu_{32}}{E_3}, \qquad \frac{\mu_{31}}{E_3} = \frac{\mu_{13}}{E_1}. \tag{6-4}$$

Diese Bedingung wird bei dem vorgestellten Materialgesetz bis zum Bruch eingehalten, auch wenn sie bei Rissen im Kontinuum nur noch eingeschränkt gültig ist.

6.1.3 Verwendete Ansätze

Um die fortschreitende Schädigung des Betons darzustellen, wird die Änderung der Materialparameter E und μ bis zum Bruch beschrieben. Das Belastungsniveau β kann bei proportionaler Laststeigerung mit

$$\beta = \frac{\sigma_i}{\sigma_{i,f}} \tag{6-5}$$

berechnet werden, wobei σ_i die aktuelle Spannung in Richtung i ist und $\sigma_{i,f}$ die Bruchspannung, die unter dem aktuellen Spannungsverhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = konstant entsprechend dem Bruchkriterium zu erwarten ist.

6.1.3.1 Elastizitätsmodul

Für den Verlauf der E-Moduli wird die Spannungs-Dehnungs-Beziehung verwendet, welche SARGIN [121] für den einaxialen Druckversuch gefunden hat:

$$-\frac{\sigma}{|\sigma_f|} = \frac{-A \cdot \frac{\varepsilon}{|\varepsilon_f|} + (D-1) \cdot \left(\frac{\varepsilon}{|\varepsilon_f|}\right)^2}{1-(A-2)\frac{\varepsilon}{|\varepsilon_f|} + D \cdot \left(\frac{\varepsilon}{|\varepsilon_f|}\right)^2} \tag{6-6}$$

mit $A = E_i / E_f$

E_i = Anfangselastizitätsmodul

$E_f = \sigma_f / \varepsilon_f$, Elastizitätsmodul (Sekante) beim Bruch

σ_f = Maximale Spannung

ε_f = Dehnung beim Erreichen der maximalen Spannung

D = Beiwert zur Steuerung des Nachbruchverhaltens

Damit die typischen Eigenschaften einer Spannungs-Dehnungs-Kurve abgebildet werden können – kein Wendepunkt im ansteigenden und maximal ein Wendepunkt im abfallenden

Ast, echte Nullstelle im Nachbruchbereich – müssen die Parameter A und D in bestimmten Grenzen liegen.

$$A \geq \frac{4}{3} \tag{6-7}$$

$$\left(1-\frac{A}{2}\right)^2 \leq D \leq 1+A\cdot(A-2) \quad \text{für } A \leq 2$$

$$0 \leq D \leq 1 \quad \text{für } A \geq 2$$

Gerade die Grenze $A \geq 4/3$ stellt keine physikalisch begründete, sondern eine rein mathematisch bedingte Einschränkung dar. Bild 6-2 zeigt die möglichen Kurvenverläufe. Der unter Einhaltung aller Grenzen „sprödeste“ Kurvenverlauf ist die rote Linie. Die Duktilität im Nachbruchbereich ist durch die Erhöhung von A nahezu beliebig steigerbar. Allerdings bedingt dies auch ein sehr duktiles Verhalten kurz vor dem Erreichen der Bruchlast.

Das Kriterium enthält als Sonderfall auch die Ansätze von SAENZ [120] ($D = 1$), HOGNESTAD [56] ($A = 2$, $D = 0$) und DESAYI/KRISHNAN [33] ($A = 2$, $D = 1$). Das Kriterium wurde auch von zahlreichen Forschern weiterentwickelt und an eigene Versuche angepasst (OTTOSEN [105], DARWIN/PECKNOLD [32], LIU/NILSON/SLATE [84], AHMAD/SHAH [1], NGUYEN/GRAUBNER [99], TAERWE/GYSEL [131]). Dabei wurden z.B. Abhängigkeiten vom Spannungsverhältnis oder vom Bewehrungsgrad berücksichtigt, um nur zwei zu nennen. Außerdem fand der Sonderfall mit $D = 0$ Einzug in MC90 [18]. An den grundsätzlichen Grenzen wurde aber nichts geändert.

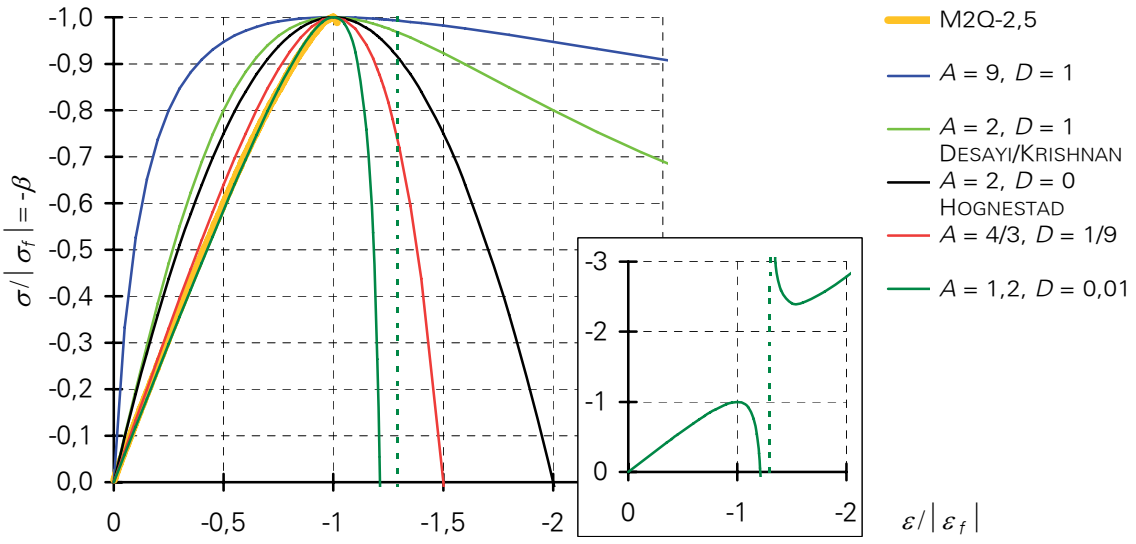


Bild 6-2 Spannungs-Dehnungs-Linie nach SARGIN (großes Bild), Singularität bei A<4/3 (kleines Bild)

Ein Vergleich mit den Versuchswerten aus einem einaxialen Druckversuch an ultrahochfestem Beton (gelbe Linie) zeigt, dass der Ansatz unter Einhaltung aller Grenzen das spröde Verhalten nicht befriedigend beschreiben kann. Wählt man allerdings ein $A < 4/3$ und passt D so an, dass im ansteigenden Ast kein Wendepunkt auftritt, so kann unter Vernachlässigung das Bereiches „rechts“ von der Singularität das Materialverhalten recht gut beschrieben werden (dunkelgrüne Linie). Bei der Kalibrierung des Modells an den Versuchswerten

werden wegen der mathematischen Stabilität dennoch die Grenzen nach Gleichung (6-7) beibehalten.

Aus der Spannungs-Dehnungs-Kurve abgeleitet ergibt sich der Verlauf des Sekantenmoduls E_s in Abhängigkeit vom Spannungsniveau β:

$$E_s(\beta) = \frac{E_i}{2} - \beta\left(\frac{E_i}{2} - E_f\right) \pm \sqrt{\left[\frac{E_i}{2} - \beta\left(\frac{E_i}{2} - E_f\right)\right]^2 + E_f^2 \cdot \beta \cdot \left[D(1-\beta) - 1\right]} \tag{6-8}$$

mit $\beta = \sigma_i / \sigma_{i,f}$.

Das positive Vorzeichen beschreibt den ansteigenden und das negative den abfallenden Ast. Diese Beziehung wurde separat auf die richtungsabhängigen Elastizitätsmoduli E_1, E_2 und E_3 angewandt. Kalibriert wird an den Versuchswerten mit der Methode der kleinsten Fehlerquadrate. Materialbedingt unterscheiden sich schon die Anfangselastizitätsmoduli $E_{i1} = E_{i3}$ und E_{i2}. In Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis fällt der Sekantenmodul unterschiedlich schnell ab.

6.1.3.2 Querdehnzahl

Der Verlauf der Querdehnzahlen wurde mit einem Ansatz von OTTOSEN [105] angenähert.

$$\begin{aligned} &\mu_s = \mu_i && \text{für } \beta \le \beta_a \\ &\mu_s = \mu_f \mp (\mu_f - \mu_i)\sqrt{1 - \left(\frac{\beta - \beta_a}{1 - \beta_a}\right)^2} && \text{für } \beta \ge \beta_a; \quad \begin{matrix} \text{"}-\text{"} \text{ bis zum Bruch} \\ \text{"}+\text{"} \text{ nach dem Bruch} \end{matrix} \end{aligned} \tag{6-9}$$

Dieser geht bis zu einem Lastniveau β_a von einer konstanten Querdehnzahl μ_i aus. Die Zunahme der Querdehnzahl bis zum Bruch wird mit einer Ellipsengleichung beschrieben.

6.2 Materialgesetze für die Meridiane

Zunächst wird ein Materialgesetz getrennt für den Druck- und den Zugmeridian aufgestellt, welches in einem zweiten Schritt in Abhängigkeit vom hydrostatischen Druckanteil variiert wird, Kapitel 6.3. Über das Bruchkriterium sind der hydrostatische und der deviatorische Spannungsteil miteinander gekoppelt. Der Einfluss eines steigenden hydrostatischen Druckes auf die Materialkennwerte ist ähnlich dem Einfluss auf den ertragbaren deviatorischen Spannungsanteil, so dass die Abhängigkeit zur Höhe des hydrostatischen Druckes über $J_{2\sigma}$ beschrieben wird.

Für alle untersuchten Spannungsverhältnisse gilt

$$\sqrt{(J_{2\sigma})_f} \ge \frac{|f_c'|}{\sqrt{3}} . \tag{6-10}$$

Deshalb wird zunächst ein Materialgesetz für dieses deviatorische Spannungsniveau aufgestellt. Auf dem Druckmeridian entspricht dies der einaxialen Druckfestigkeit. Auf dem Zugmeridian ergibt sich ein Druck-Druck-Zug-Spannungsverhältnis, wobei die Zugkomponente sehr klein ist. Bei Betonen, bei denen die ein- und zweiaxiale Druckfestigkeit gleich groß

sind, wird die Zugkomponente Null. Die Kennwerte dieses Materialgesetzes werden mit dem Index 1*ax* gekennzeichnet, wenn sie nicht unabhängig vom Spannungsverhältnis sind.

6.2.1 Elastizitätsmodul

6.2.1.1 Anfangselastizitätsmodul

Die Steifigkeit von Beton wird vom Elastizitätsmodul der Zuschläge und des Zementsteines, dem Verbund zwischen diesen zwei Komponenten und dem Porenraum bestimmt. Der Porenraum setzt sich aus Gelporen und Kapillarporen, die in der Regel dem Zementstein zugeordnet werden, aus Mikrorissen, die aufgrund von Schwindprozessen und dem Abfließen der Hydratationswärme im Betongefüge entstehen, und aus Verdichtungsporen zusammen. Alle diese Komponenten liegen ungerichtet vor, so dass Beton als isotroper Werkstoff betrachtet werden kann.

Werden extrem plattige Zuschläge eingesetzt, neigen diese dazu, sich horizontal auszurichten. Dadurch werden während des Verdichtens die Luftporen am Aufsteigen gehindert und sammeln sich unter den Zuschlägen. Dieser lagenweise Aufbau führt zu einem höheren Elastizitätsmodul quer zur Betonierrichtung als in Betonierrichtung. Die untersuchten hochfesten und ultrahochfesten Betone werden mit nahezu kugelförmigen Zuschlägen hergestellt und das Betongefüge enthält nur wenige Schwachstellen. Die Unterschiede in den einzelnen Richtungen sind deshalb so gering, dass sie bei der Bemessung in der Regel vernachlässigt werden können. Darum gilt für die faserfreien Hochleistungs- und Ultra-Hochleistungsbetone:

$$E_{i1} = E_{i2} = E_{i3} = E_i \tag{6-11}$$

Der Anfangselastizitätsmodul E_i kann nach DIN 1045-1 [36] berechnet werden. Für die faserfreie Matrix ergibt sich eine gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten bei

$$E_{cm}^{[\mathrm{N/mm^2}]} = \alpha_E \cdot 9.500 \cdot \sqrt[3]{\left(f_{ck}^{[\mathrm{N/mm^2}]} + 8\ \mathrm{N/mm^2}\right)} \tag{6-12}$$

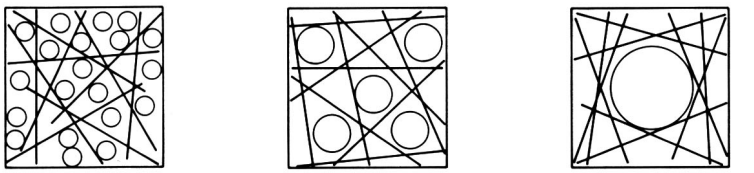
mit

$f_{ck} + 8\ \mathrm{N/mm^2} = f_{cm}$	mittlere Zylinderdruckfestigkeit
f_c'/f_{cm}	Verhältnis der einaxialen Druckfestigkeit in der Triaxialmaschine zur mittleren Zylinderdruckfestigkeit
$f_c'/f_{cm} = 0,9$	bei hochfestem Beton
$f_c'/f_{cm} = 1,0$	bei ultrahochfestem Beton, vergleiche 4.1.2
$E_{cm} = E_i$	E_{cm} ist als Sekantenmodul bei Spannungen bis etwa 40 % der Festigkeit definiert und entspricht somit dem Anfangselastizitätsmodul E_i
α_E	Beiwert in Abhängigkeit von der Gesteinskörnung nach DAfStb-Heft 525 [34]
$\alpha_E = 1,1$	für hochfeste Quarzite (hochfester Beton)
$\alpha_E = 1,0$	ohne Grobzuschläge (ultrahochfester Feinbeton).

Bei Normalbeton enthält das Gefüge deutlich mehr Schwachstellen, vergleiche Bild 5-14. VAN MIER [89] belastete Beton mit rund 40 N/mm² einaxialer Druckfestigkeit in Betonierrichtung und quer dazu. Die Unterschiede in den Festigkeiten waren mit 2 % vernachlässigbar klein, allerdings war der Elastizitätsmodul quer zur Betonierrichtung im Mittel 10 % größer als in Betonierrichtung und die Bruchdehnung ca. 20 % kleiner. Diese unterschiedlichen Steifigkeiten könnten in dem vorgestellten Materialgesetz ebenfalls erfasst werden, analog der Vorgehensweise bei kurzfaserbewehrtem Beton.

Die Eigenschaften von Faserbeton werden wesentlich vom Fasergehalt und der Orientierung der Fasern beeinflusst. Die Faserausrichtung wird vor allem bei großen Bauteilen von der Art der Befüllung, bei kleinen Bauteilen von den Schalungsrändern beeinflusst. Auch beim Verdichten kann es zu einer Umorientierung der Fasern kommen.

Im Rahmen des Versuchsprogramms wurden überwiegend Würfel mit 100 mm Kantenlänge hergestellt. Bei der Befüllung konnte noch keine Beeinflussung der Faserorientierung festgestellt werden. Beim Verdichten auf dem Rütteltisch neigten die Fasern dazu, sich horizontal und am Rand parallel zu den Wänden der Formen auszurichten. Neben dem Randeffekt beeinflussen der Größtkorndurchmesser, der Gehalt und die Viskosität des Zementleims die Orientierung der Fasern. MATHEWS [87] untersuchte, wie die gleichmäßige Orientierung der Fasern durch Zuschläge unterschiedlicher Durchmesser gestört wird, Bild 6-3. Nach seinen Untersuchungen muss der Mörtelgehalt mindestens 70 % betragen, damit sich die Fasern gleichmäßig verteilen können. Bei den untersuchten Betonen liegt der Mörtelgehalt bei 75 % und mehr. Somit können sich die Fasern relativ ungehindert ausrichten. Beim Verdichten auf dem Rütteltisch musste dann auch beobachtet werden, dass sich die Fasern überwiegend horizontal orientierten.



Korngröße: 5 mm | Korngröße: 10 mm | Korngröße: 20 mm

Bild 6-3 Einfluss der Korngröße auf die Faserverteilung, Faserorientierung und Verarbeitbarkeit nach MATHEWS [87]

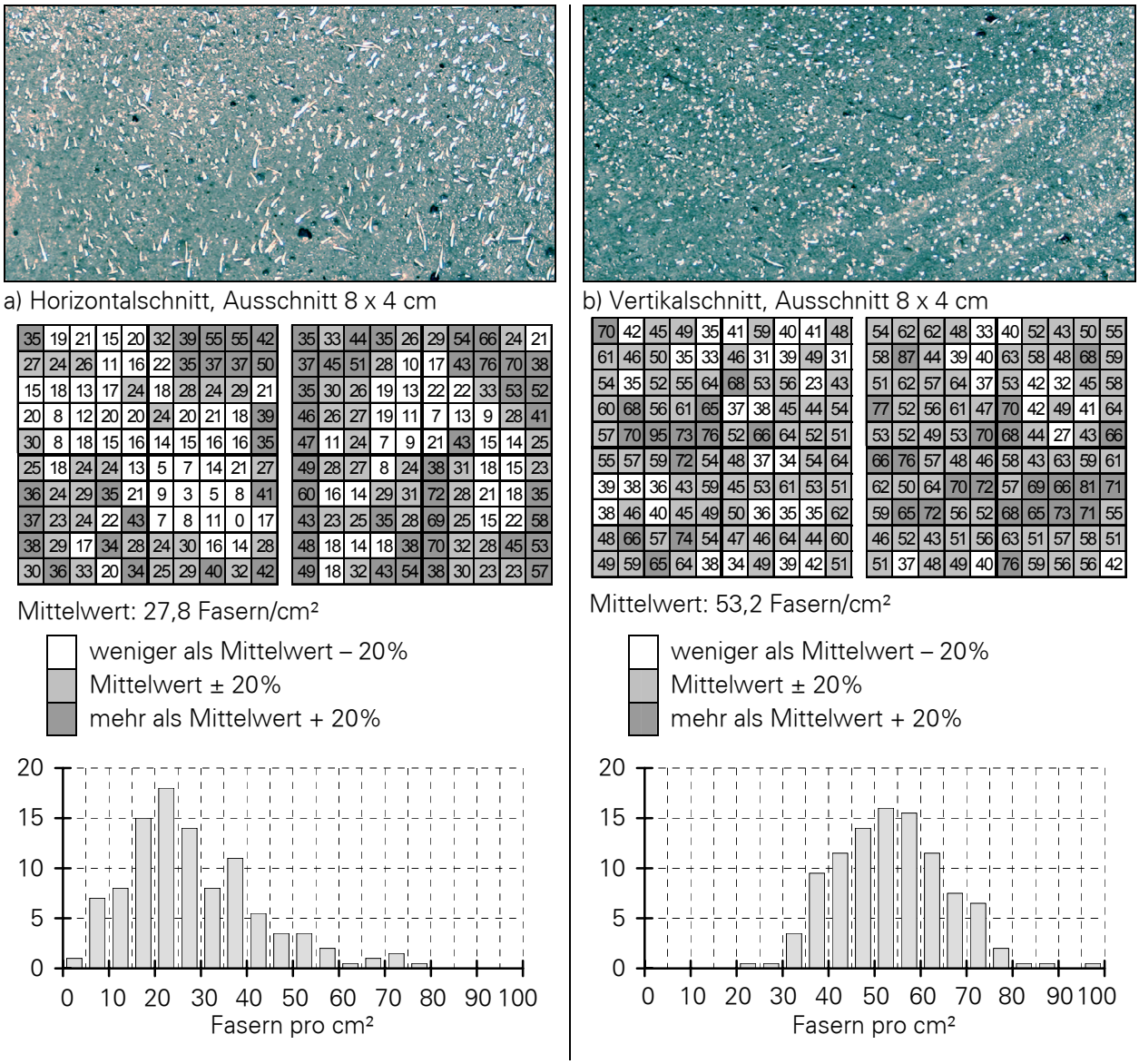
Die Faserverteilung wurde mittels Faserauszählungen an horizontalen und vertikalen Schnitten durch Würfel mit 100 mm Kantenlänge bestimmt. Bild 6-4 zeigt Ausschnitte aus einem Horizontal- und einem Vertikalschnitt durch einen ultrahochfesten Beton mit einem Größtkorn von 0,5 mm sowie das Ergebnis der Faserauszählung. Aufgrund der horizontalen Faserausrichtung werden im Vertikalschnitt wesentlich mehr Fasern geschnitten als im Horizontalschnitt und die Schnittfläche ist eher kreisförmig. Das Ergebnis der Faserauszählung zeigt auch, dass die Fasern im Vertikalschnitt relativ gleichmäßig verteilt sind, während sich im Horizontalschnitt eine Konzentration an den Schalungsrändern zeigt. Für eine genauere Auswertung der Geometrie der Schnittflächen, wie sie MARKOVIC [86] vornimmt, sind diese sägerauen Oberflächen ungeeignet, da beim Sägen die Faser platt verformt wird.

Zusätzlich zur Faserauszählung wurde an der TU Braunschweig die Stahlfaserverteilung auf elektromagnetischer Basis bestimmt [136]. Diese ermittelten Faserverteilungen decken sich

mit den Ergebnissen der Faserauszählung und die Messung ist wesentlich weniger zeitintensiv (drei Minuten statt fünf bis sechs Stunden). Deshalb wird das elektromagnetische Messverfahren für die Fälle empfohlen, wo es vor allem um eine summarische Betrachtung der Faserausrichtung geht.

Die Messung der Faserorientierung zeigt, dass das Umorientieren der Fasern während des Verdichtens stärker ausgeprägt ist, wenn

- der Größtkorndurchmesser klein war,
- die „Klebrigkeit" des Zementleims kleiner war und
- kürzere Fasern verwendet wurden.



Ergebnis der Faserauszählung: Fasern pro cm² in einem Raster von 1 x 1 cm

Bild 6-4 Faserorientierung, M2Q-2,5

Die „Klebrigkeit“ des Zementleims steigt mit der Zunahme des Feinststoffgehaltes, der Abnahme des Wassergehaltes und der Zunahme des Fließmittelgehaltes – sie nimmt demzufolge mit steigender Festigkeit des Betons zu.

Innerhalb der Versuchsserien am UHPC wurden die größten Unterschiede zwischen horizontalem und vertikalem Fasergehalt bei der Feinkornmischung M2Q-2,5 mit 9 mm langen Fasern festgestellt. Die Fasern verteilten sich in den drei Raumrichtungen vertikal/horizontal/horizontal wie 20%/40%/40%. Die Zugabe von Grobzuschlägen – $D = 8$ mm statt $D = 0{,}5$ mm – bei der Mischung B4Q-2,5 beeinflusst die Verteilung der Fasern innerhalb des Querschnittes, Bild 6-5, und reduzierte das horizontale Ausrichten der Fasern (vertikal/horizontal/horizontal = 32%/34%/34%). Werden zusätzlich noch längere Fasern verwendet, ist die Faserausrichtung nahezu ideal isotrop, wie bei der Mischung B4Q-0,9 mit 17 mm langen Fasern.

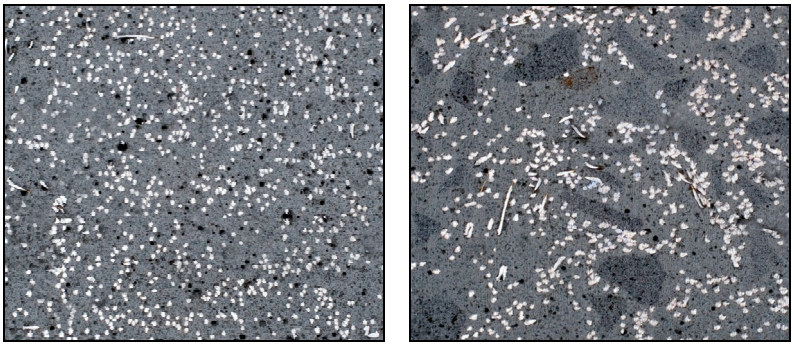


Bild 6-5 Faserorientierung im Mörtelprisma; links: M2Q-2,5; rechts: B4Q-2,5

Die Hochleistungsbetone enthielten mit $l = 35$ mm die längsten Fasern und mit $D = 16$ mm die größten Zuschläge. Trotzdem wurde eine Ausrichtung der Fasern von vertikal/horizontal/horizontal wie 30%/35%/35% beobachtet. Dies ist auf den gegenüber UHPC weniger klebrigen Zementleim zurückzuführen, der der Bewegung der Fasern weniger Widerstand entgegensetzt.

Es existieren zahlreiche Ansätze, um bei bekannter Faserverteilung den Elastizitätsmodul des Verbundwerkstoffes vorherzubestimmen. Einige der geläufigsten werden im Bild 6-6 zusammengefasst. Ausgehend von einem E-Modul der Matrix von 56.700 N/mm² und einem Stahlfasergehalt von 2,5 Vol.-% wurde der Elastizitätsmodul bei Fasern parallel zur Kraftrichtung und bei Fasern senkrecht zur Kraftrichtung ermittelt. Die Modelle von KRENCHEL [72], HASHIN [51], NIELSON/CHEN [100], HALPIN/TSAI [49], KLEISER [64] und das Schichtenmodell liefern für den Fall, dass alle Fasern in Kraftrichtung orientiert sind, etwa das gleiche Ergebnis. Für den E-Modul mit Fasern senkrecht zur Kraftrichtung schwanken die ermittelten Werte stärker. Zwei Modelle liefern sogar E-Module unterhalb der Steifigkeit der faserfreien Matrix.

Mit dem Modell nach NAAMAN [2] kann das Verhalten der Fasern sehr detailliert erfasst werden. So werden z.B. die Verbundeigenschaften jeder Faser genau berücksichtigt. Allerdings sind für die Anwendung des Modells viele Eingangsgrößen erforderlich, die für die untersuchten Betone nicht bekannt sind. Größen wie die mitwirkende Matrixschicht um jede Faser können nur abgeschätzt werden. Aus diesem Grund ist beispielhaft nur der Elastizitätsmodul für eine gleichmäßige Faserverteilung angegeben.

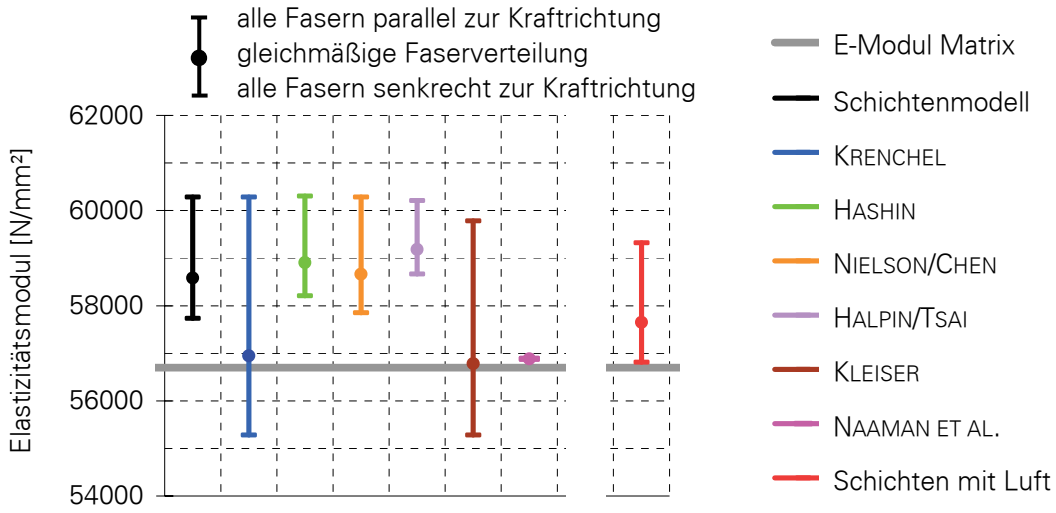


Bild 6-6 Elastizitätsmodul in Abhängigkeit von der Faserorientierung

Ein relativ einfaches Modell ist das Schichtenmodell. Die damit ermittelten Werte liegen im Bereich der anderen vorgestellten Modelle. Die Genauigkeit wird als ausreichend erachtet, besonders auch im Hinblick auf die möglichen Genauigkeiten bei der Bestimmung der Faserorientierung. Das Schichtenmodell besteht aus Matrixschichten, die auch den räumlich gleichmäßig verteilten Faseranteil enthalten, sowie aus Stahlschichten, die dem überzähligen Anteil an horizontalen Fasern entsprechen, Bild 6-7.

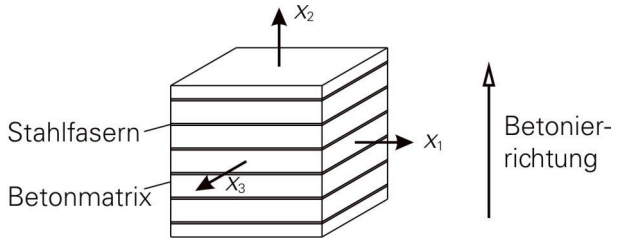


Bild 6-7 Schichtenmodell für die herstellungsbedingte transversale Isotropie

Sind die Anteile der beiden kombinierten Materialien sowie deren elastische Materialkennwerte E und μ bekannt, können unter der Annahme eines steifen Verbundes diese Kennwerte auch für die verschiedenen Richtungen des Verbundwerkstoffes bestimmt werden. Für die Ermittlung des Anfangselastizitätsmoduls, also für die Steifigkeit vor der Rissbildung, ist die Annahme eines starren Verbundes gerechtfertigt.

Einen großen Einfluss auf die Steifigkeit hat auch der Luftporengehalt. Dieser kann mit der Steifigkeit der Matrix berücksichtigt werden oder als dritte Komponente im Verbundsystem. Das Schichtenmodell kann einfach um die Komponente Luft erweitert werden. Die Luft liegt nicht als Schicht vor, sondern überwiegend als Kugelporen. Im Modell wird der Porenraum als Würfel mit einer in allen drei Raumrichtungen gleichen Ausdehnung angesetzt, Bild 6-8. Beliebige Faserorientierungen werden in diesem Modell durch eine Koppelung der Parallel- und Reihenschaltung realisiert. Liegen z.B. 20 % der Fasern parallel zur Kraftrichtung, werden im Modell 20 % der Probenhöhe mit Parallelschaltung und 80 % mit Reihenschaltung abgebildet. Weitere Erläuterungen können Anhang E entnommen werden.

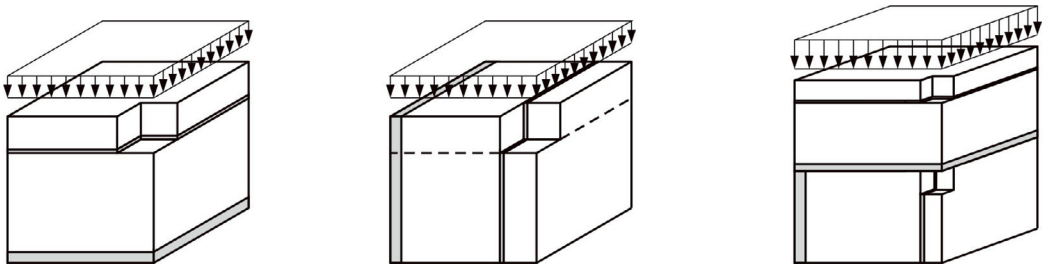


Bild 6-8 Prinzip der Reihenschaltung (links), der Parallelschaltung (Mitte) und der Kombination (rechts)

Gleichung (6-12) stellt eine gute Näherung für die Steifigkeit der faserfreien Matrix inklusive des vorhandenen Porenraumes dar. Bei den Faserbetonen konnte kein erhöhter Lufteintrag durch die Fasern festgestellt werden. Deshalb wird die Steifigkeit der Referenzbetone als Matrixsteifigkeit angesetzt, wobei der Luftgehalt schon berücksichtigt wird. Die Anfangssteifigkeit der faserbewehrten Hochleistungsbetone ergibt sich somit zu

$$E_{ij} = \kappa_{\parallel} \cdot \left(v_F \cdot E_F + v_M \cdot E_M\right) + \kappa_{\perp} \cdot \left[1 \Big/ \left(\frac{v_F}{E_F} + \frac{v_M}{E_M}\right)\right] \tag{6-13}$$

mit j = 1,2,3 Richtung der Dehnung

v_F, v_M prozentualer Volumenanteil der einzelnen Komponenten

E_F, E_M Steifigkeit der einzelnen Komponenten

F Stahlfasern

M Matrix inklusive Luftporen

$\kappa_{\parallel}$, $\kappa_{\perp}$ Anteil der Faser parallel bzw. senkrecht zur Richtung der Dehnung, $\kappa_{\parallel} + \kappa_{\perp} = 1$.

Die untersuchten Betone zeigten keinen signifikanten Unterschied zwischen dem Zug- und dem Druckelastizitätsmodul im Bereich kleiner Spannungen. Der Zugelastizitätsmodul wird deshalb ebenfalls nach Gleichung (6-13) bestimmt.

6.2.1.2 Bruchelastizitätsmodul

Die Form der Spannungs-Dehnungs-Linie – ob sie einen duktilen oder spröden Verlauf zeigt – wird über die Parameter $A = E_i/E_f$ und D bestimmt, vergleiche Gleichung (6-6). Der Verlauf der Stauchungen kann bei allen untersuchten Hochleistungsbetonen als spröde bezeichnet werden. Eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Versuchswert auf dem Druckmeridian und Materialgesetz ergibt sich, wenn die sprödeste Form gewählt wird, die mit dem gewählten Ansatz beschreibbar ist. Innerhalb der Grenzen nach Gleichung (6-7) ergibt sich für die Richtung j

$$A_{1ax} = \frac{4}{3} \quad => \quad E_{fj,1ax} = \frac{3}{4} \cdot E_{ij} \tag{6-14}$$

$$D_{1ax} = \frac{1}{9}.$$

Unter Spannungsverhältnissen auf dem Zugmeridian zeigt der Verlauf der Stauchungen bis zum Bruch ein spröderes Verhalten als auf dem Druckmeridian. Dieser Unterschied kann mit dem verwendeten Ansatz für die Spannungs-Dehnungs-Linie nicht berücksichtigt werden, da schon für den Druckmeridian der sprödeste Verlauf der Formulierung nach SARGIN verwendet wird, wo es sehr gute Übereinstimmungen mit den Versuchswerten gibt. Die Duktilität des Betons unter Spannungsverhältnissen auf dem Zugmeridian wird somit durch das Materialgesetz überschätzt. Die größten Differenzen treten in dem Bereich zwischen der einaxialen Zugbeanspruchung und der zweiaxialen Druckbeanspruchung auf, wo äußere Zugkräfte das Versagen dominieren. Der Verlauf der Dehnungen kann als sehr spröde bezeichnet werden bis hin zum linearen Verlauf bis zum Bruch bei hochfesten und ultrahochfesten Betonen, siehe z. B. Bild 4-48. In dem Bereich oberhalb der zweiaxialen Druckfestigkeit, also unter dreiaxialer Druckbeanspruchung, in dem das Materialgesetzt an Versuchswerten kalibriert wird, zeigt der Beton eine ausreichende Duktilität, um mit dem gewählten Ansatz hinreichend genau beschrieben werden zu können. Deshalb werden die Parameter *A* und *D* für Gleichung (6-6) wiederum nach Gleichung (6-14) bestimmt.

Der ultrahochfeste Beton verhält sich noch spröder, als es mit diesem Ansatz beschrieben werden kann. Für UHPC wird deshalb eine etwas schlechtere Übereinstimmung erzielt. Die Abweichungen liegen aber in einer vertretbaren Größenordnung, so dass an dieser Stelle auf die Aufstellung einer separaten Näherungsfunktion verzichtet wird.

6.2.2 Querdehnzahl

Die Querdehnzahl bei Belastungsbeginn zeigt eine deutliche Abhängigkeit von der Betonstruktur. Quantifiziert man die Betonstruktur zum Beispiel anhand der einaxialen Druckfestigkeit, erhält man

$$\mu_{i,M} = 0{,}25 - 1{,}8 \cdot 10^{-6} \cdot \left(f_c'^{[\mathrm{N/mm^2}]}\right)^2 \tag{6-15}$$

mit $\mu_{i,M}$ Querdehnzahl der Betonmatrix zu Belastungsbeginn
f_c' einaxiale Druckfestigkeit.

Der Einfluss der Fasern auf die Querdehnzahl bewegt sich innerhalb der Grenzen, die aus dem Schichtenmodell nach Bild 6-7 abgeleitet werden können, bei dem von einer vollständig horizontalen Ausrichtung der Fasern und einem starren Verbund zwischen Faser und Matrix ausgegangen wird:

$$\mu_{21} = \mu_{23} = v_F \cdot \mu_F + v_M \cdot \mu_M \tag{6-16}$$

$$\mu_{12} = \mu_{32} = \frac{E_1}{E_2} \cdot \mu_{21} = \frac{E_3}{E_2} \cdot \mu_{23} \tag{6-17}$$

$$\mu_{13} = \mu_{31} = \frac{E_F \cdot v_F \cdot \mu_F - E_M \cdot v_M \cdot \mu_M}{E_F \cdot v_F - E_M \cdot v_M} \tag{6-18}$$

mit v_F, v_M prozentualer Volumenanteil der einzelnen Komponenten
μ_F, μ_M Querdehnzahl der einzelnen Komponenten
E_F, E_M Elastizitätsmodul der einzelnen Komponenten

F Stahlfasern

M Matrix inklusive Luftporen

Aufgrund der geringen Fasermengen von maximal 2,5 Vol.-% und dem geringen Unterschied zwischen der Querdehnzahl der Fasern und der Matrix ist der Einfluss der Fasern auf die Querdehnzahl des Verbundwerkstoffes vernachlässigbar. Die Anfangsquerdehnzahl ergibt sich somit zu

$$\mu_{i,1ax,qp} = \mu_{i,1ax,pp} = \mu_{i,M} \tag{6-19}$$

mit *p* Richtung parallel zur größten (Zugmeridian) bzw. kleinsten (Druckmeridian) Hauptspannung

q Richtung quer zur größten (Zugmeridian) bzw. kleinsten (Druckmeridian) Hauptspannung.

Eine Ausnahme bildet der faserfreie Hochleistungsbeton bei Belastungen auf dem Zugmeridian (Index *t*). Während bei Hochleistungsbeton mit Fasercocktail und ultrahochfestem Beton zu Beginn der Belastung die Querdehnzahl immer in der gleichen Größenordnung lag, war sie bei faserfreiem Hochleistungsbeton deutlich größer. Der Unterschied beträgt rund

$$\mu_{i,1ax,qp,t} = 1{,}3 \cdot \mu_{i,M} \quad \text{für faserfreien Hochleistungsbeton.} \tag{6-20}$$

Da bekannt ist, dass Beton unter einaxialer Zugbeanspruchung tendenziell kleinere Querdehnungen zeigt als unter einaxialer Druckbeanspruchung, muss davon ausgegangen werden, dass der Faktor 1,3 nicht für alle Bereiche möglicher Spannungsverhältnisse auf dem Zugmeridian konstant ist. Er steigt ausgehend von einem Wert kleiner Eins bei einaxialer Zugbeanspruchung mit zunehmendem hydrostatischem Druckanteil an. Für gesicherte Aussagen über den Verlauf stehen noch zu wenige Versuchsergebnisse zur Verfügung.

Mit fortschreitender Schädigung steigt die Querdehnzahl an, bei Spannungsverhältnissen auf dem Druckmeridian (Index *c*) bis auf den Wert

$$\mu_{f,1ax,qp,c} = 0{,}5 \quad \text{für hochfesten Beton bzw.} \tag{6-21}$$

$$\mu_{f,1ax,qp,c} = 1/3 \quad \text{für ultrahochfesten Beton.}$$

Der Anstieg beginnt mit der Belastung, d.h. in Gleichung (6-9) wird

$$\beta_{a,1ax,qp,c} = 0\,. \tag{6-22}$$

Bei Spannungsverhältnissen auf dem Zugmeridian (Index *t*) beginnt die Zunahme der Querdehnzahl deutlich später als unter Druckbeanspruchung, bei einem Belastungsniveau

$$\beta_{a,1ax,qp,t} = 0{,}8\,. \tag{6-23}$$

Dafür erfolgt der Anstieg schneller und beim Bruch wird ein höherer Wert erreicht. Enthält der Beton ausreichend Fasern, findet eine wesentlich größere Querdehnung statt, bevor der Beton versagt. Für die untersuchten Betone wurde

$$\mu_{f,1ax,qp,t} = 0,6 \quad \text{für faserfreien Hochleistungsbeton und} \tag{6-24}$$

$$\mu_{f,1ax,qp,t} = 1,8 \quad \text{für Hochleistungsbeton mit Fasercocktail}$$

$$\mu_{f,1ax,qp,t} = 0,4 \quad \text{für ultrahochfesten Beton}$$

ermittelt.

Aus Verträglichkeitsgründen folgt

$$\mu_{...,pq,...} = \frac{E_p}{E_q} \cdot \mu_{...,qp,...} , \tag{6-25}$$

vergleiche Gleichung (6-4).

Die Schädigung in den beiden Richtungen quer zur kleinsten (Druckmeridian) bzw. zur größten (Zugmeridian) Hauptspannung ist gleich, so dass das Verhältnis der Dehnungen zueinander konstant ist und somit gilt:

$$\mu_{f,1ax,qq} = \mu_{i,1ax,qq} = \mu_{i,M} . \tag{6-26}$$

Beispiele für Spannungs-Dehnungs-Verläufe auf dem Druck- und Zugmeridian, die mit dem vorgestellten Materialgesetz ermittelt wurden, werden im Bild 6-9 dargestellt.

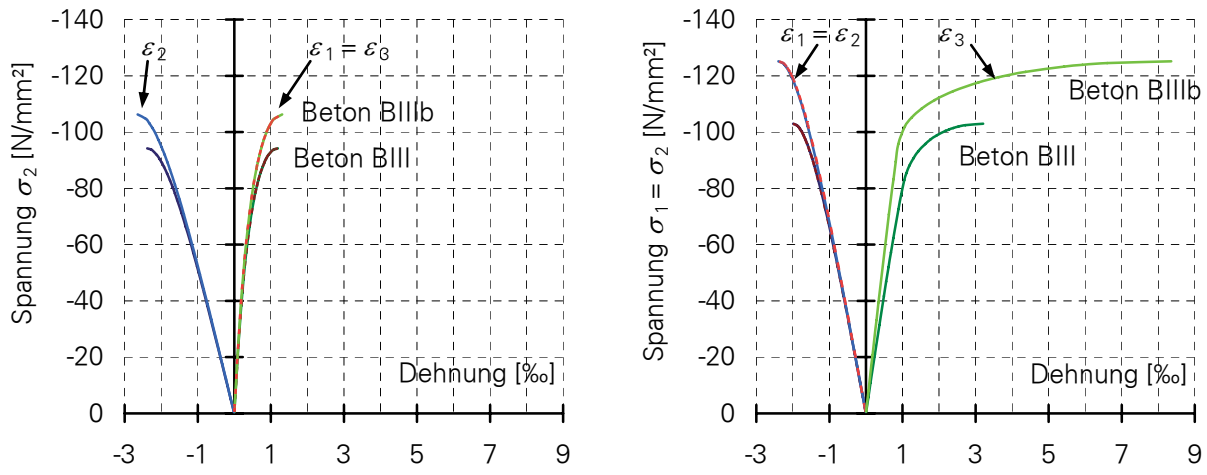


Bild 6-9 *Materialgesetz für einen faserfreien Hochleistungsbeton (Beton BIII) und einen Hochleistungsbeton mit Fasercocktail (Beton BIIIb) unter einaxialer (links) und zweiaxialer (rechts) Druckbeanspruchung*

6.3 Änderung der Duktilität in Abhängigkeit vom hydrostatischen Druckanteil

6.3.1 Elastizitätsmodul

Beton verhält sich mit mit zunehmendem hydrostatischem Druckanteil immer duktiler. Auf der Seite der Stauchungen kann das durch eine stärkere Abnahme des Elastizitätsmoduls zum Bruch hin beschrieben werden.

Der Anfangselastizitätsmodul wird für alle Spannungsverhältnisse und alle Richtungen als konstant angenommen. Natürlich kommt es bei porenhaltigen Stoffen vor, dass sich Hohlräume unter bestimmten Spannungsverhältnissen schließen oder öffnen können und unter anderen Spannungsverhältnissen nicht. Diese Effekte sind eine Ursache für die unterschiedlichen Steifigkeiten unter Druck- bzw. Zugbeanspruchung und vermutlich auch der Grund für die so genannten „Anlaufeffekte", also überproportionale Dehnungen im Bereich geringer Spannungen. Die untersuchten hochfesten und ultrahochfesten Betone weisen nur wenige Hohlräume auf, so dass die Anlaufeffekte vernachlässigt werden können und der Anfangselastizitätsmodul für alle Spannungsverhältnisse gleich ist.

Der Bruchelastizitätsmodul kann in Abhängigkeit von der zweiten Invariante des deviatorischen Spannungstensors $(J_{2\sigma})_f$ zum Zeitpunkt des Versagens beschrieben werden, welche ihrerseits über das Bruchkriterium vom hydrostatischen Druckanteil $(I_{1\sigma})_f$ abhängt:

$$E_{fj} = \frac{E_{fj,1ax}}{1+(n\cdot A-m)\cdot\left(\frac{\sqrt{(J_{2\sigma})_f}}{|f_c'|}-\frac{1}{\sqrt{3}}\right)}. \tag{6-27}$$

Über die Parameter m und n können Unterschiede in der Duktilitätssteigerung berücksichtigt werden. So kommt es bei Druckbelastung zur Rissbildung in Richtung der Belastung. Die Steifigkeit in der Belastungsrichtung wird dadurch nur geringfügig verringert, quer dazu aber erheblich. Bei Zugbeanspruchung ist es genau umgekehrt. Infolge von Rissbildung kommt es zu einem starken Steifigkeitsabfall in der Zugrichtung, während quer dazu die Steifigkeit kaum beeinträchtigt wird. Diese vier Fälle werden im Kriterium berücksichtigt. Da bei allen untersuchten Betonen das Verhältnis $A = E_{i,1ax}/E_{f,1ax}$ = konst. = 4/3 gilt, können nur für diesen Sonderfall die Parameter m und n ermittelt werden, Tabelle 6-1.

Tabelle 6-1 Parameter für die Änderung der Duktilität bei A = 4/3

Belastung	Richtung des Elastizitätsmoduls	Zusammenhang zwischen m und n	zum Beispiel	
			n	m
Druck	in der Lastachse	$m=\frac{4}{3}\cdot n-\frac{1}{3}$	1	1
	quer zur Lastachse	$m=\frac{4}{3}\cdot n-\frac{11}{6}$	1	-0,5
Zug	in der Lastachse	$m=\frac{4}{3}\cdot n-6$	3	-2
	quer zur Lastachse	$m=\frac{4}{3}\cdot n$	3	4

Die Gleichung für die Steifigkeit quer zur Zugrichtung sagt aus, dass es in dieser Achse infolge einer Zugbeanspruchung quer dazu zu keiner Änderung der Duktilität kommt. Die Versuche zeigten jedoch eine geringfügige Zunahme der Duktilität. Da aber für die Zugrichtung ein generell etwas zu duktiler Ansatz verwendet wurde, lieferte die Vernachlässigung der Duktilitätszunahme die beste Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen.

Für Normalbeton mit $A > 4/3$ können keine derart detaillierten Zusammenhänge herausgearbeitet werden. In der Literatur fehlen vor allem Angaben über das Spannungs-Dehnungs-Verhalten unter Spannungsverhältnissen auf dem Zugmeridian. OTTOSEN [105] und DAHL [30] verwenden ebenfalls Gleichung (6-27) zur Beschreibung der Duktilitätszunahme. Allerdings nehmen sie keine Unterscheidung nach Beanspruchungsart und Richtung vor. Zur Kalibrierung dienen vor allem dreiaxiale Versuche auf dem Druckmeridian. Die ebenfalls herangezogenen zweiaxialen Versuche weisen einen relativ niedrigen hydrostatischen Druckanteil auf und haben somit wenig Auswirkung auf die Kalibrierung. OTTOSEN erhält gute Übereinstimmungen mit Versuchswerten an Normalbeton bei $n = m = 4$, DAHL schlägt für normal und hochfesten Beton $n = 2$ und $m = 0$ vor. Ein Vergleich der Ansätze von DAHL und OTTOSEN mit denen des Autors erfolgt im Bild 6-10. Die von OTTOSEN und DAHL gefundenen Beziehungen liegen im Bereich der Steifigkeitsabnahme in der Achse quer zu einer Druckbeanspruchung, was auf die Art der Kalibrierung zurückzuführen ist.

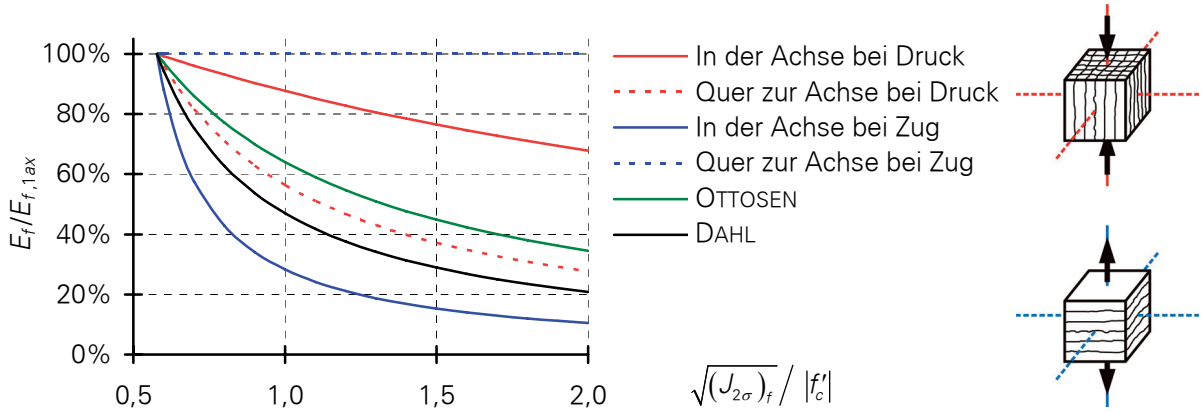


Bild 6-10 Änderung des Bruchelastizitätsmoduls

6.3.2 Querdehnzahl

Die Zunahme der positiven Dehnungen mit steigendem hydrostatischen Druckanteil wird über die Änderung der Parameter β_a und μ_f nach Gleichung (6-9) beschrieben. Für die Querdehnzahl beim Bruch wird ein analoger Ansatz wie für den Bruchelastizitätsmodul verwendet:

$$\mu_{f,qp} = \frac{\mu_{f,1ax}}{1 + \left(n \cdot \frac{\mu_i}{\mu_{f,1ax}} - m \right) \cdot \left(\frac{\sqrt{(J_{2\sigma})_f}}{|f_c'|} - \frac{1}{\sqrt{3}} \right)} \tag{6-28}$$

mit p Richtung parallel zur angreifenden Kraft
q Richtung quer zur angreifenden Kraft.

Unter Spannungsverhältnissen auf dem Druckmeridian ergibt sich eine gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten mit $n = 4$ und $m = 1{,}5$, wobei wieder keine signifikanten Unterschiede in Abhängigkeit vom Fasergehalt festgestellt werden konnten. Auch bei Spannungsverhältnissen auf dem Druckmeridian verringert sich der Einfluss der Fasern mit steigendem hydrostatischen Druck. Übertragen auf die Parameter des Models heißt das, dass sich μ_f bei faserfreiem Hochleistungsbeton mit $n = 3$ und $m = 2$ erhöht, bei Hochleistungsbeton mit Fasercocktail aber mit $n = 3$ und $m = -1{,}5$ verringert, so dass sich das Verhalten der Betone wieder annähert.

Die Zunahme der Querdehnzahl beginnt auf dem Druckmeridian wieder ab Belastungsbeginn:

$$\beta_{a,c} = \beta_{a,1ax,c} = 0\,. \tag{6-29}$$

Auf dem Zugmeridian beginnt die Zunahme der Querdehnzahl mit steigendem hydrostatischen Druckanteil auf einem niedrigeren Lastniveau. Der Parameter $\beta_{a,t}$ kann mit

$$\beta_{a,t} = \beta_{a,1ax,t} - 0{,}2 \cdot \left(\frac{\sqrt{(J_{2\sigma})_f}}{|f_c'|} - \frac{1}{\sqrt{3}} \right) \tag{6-30}$$

berechnet werden.

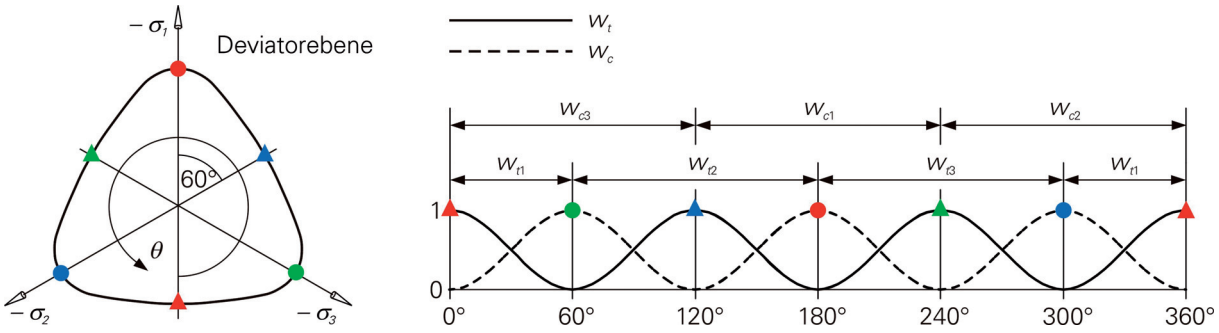
Die Querdehnzahl zwischen den beiden Querrichtungen bleibt unabhängig von der Höhe des hydrostatischen Druckanteils konstant:

$$\mu_{f,qq} = \mu_{f,1ax,qq} = \mu_{i,M}\,. \tag{6-31}$$

6.4 Interpolation zwischen den Meridianen

In dem Bereich zwischen dem Druck- und dem Zugmeridian ändert sich die Versagensform kontinuierlich vom Druckversagen zum Zugversagen. Dieser Übergang wird analog zum Bruchkriterium über Kosinusfunktionen beschrieben:

$$\begin{aligned} &\text{Zugmeridian:} && w_t(\theta) = \frac{1}{2} + \frac{1}{2}\cos(3 \cdot \theta) \\ &\text{Druckmeridian:} && w_c(\theta) = \frac{1}{2} + \frac{1}{2}\cos(3 \cdot \theta - \pi)\,. \end{aligned} \tag{5-12}$$



Wiederholung Bild 5-15 Verlauf der Wichtungsfunktionen

Bei der Ermittlung des Materialgesetzes für ein beliebiges Spannungsverhältnis wird folgendermaßen vorgegangen:

- Für das untersuchte Spannungsverhältnis wird die Bruchlast mit Hilfe des Bruchkriteriums nach Kapitel 5 bestimmt.
- Aus den Spannungen zum Zeitpunkt des Bruches wird der deviatorische Spannungsanteil in der Form $(J_{2\sigma})_f$ ermittelt.
- Für dieses $(J_{2\sigma})_f$ wird das Materialgesetz auf dem Druck- und Zugmeridian aufgestellt, zwischen dem das untersuchte Spannungsverhältnis liegt, Kapitel 6.2 und 6.3.
- Für jedes Spannungsniveau β kann somit für jede Richtung j eine Dehnung $\varepsilon_{j,c}$ auf dem Druckmeridian und $\varepsilon_{j,t}$ auf dem Zugmeridian bestimmt werden.
- In Abhängigkeit vom θ des Spannungsverhältnisses werden die Wichtungsfaktoren w_t und w_c bestimmt.
- Die Dehnungen für das untersuchte Spannungsverhältnis ergeben sich zu:

$$\varepsilon_j = w_c(\theta) \cdot \varepsilon_{j,c} + w_t(\theta) \cdot \varepsilon_{j,t} \qquad j = 1,2,3\,. \tag{6-32}$$

6.5 Vergleich mit den Versuchsergebnissen

In den folgenden Diagrammen werden für einige ausgewählte Spannungsverhältnisse die berechneten Spannungs-Dehnungs-Verläufe (dicke Linien) den Versuchswerten (dünne Linien) gegenübergestellt. Es ist gut zu erkennen, dass das Materialgesetz das Verhalten von unterschiedlich festen Hochleistungsbetonen mit und ohne Fasern hinreichend genau beschreiben kann. Weitere Beispiele können dem Anhang C entnommen werden.

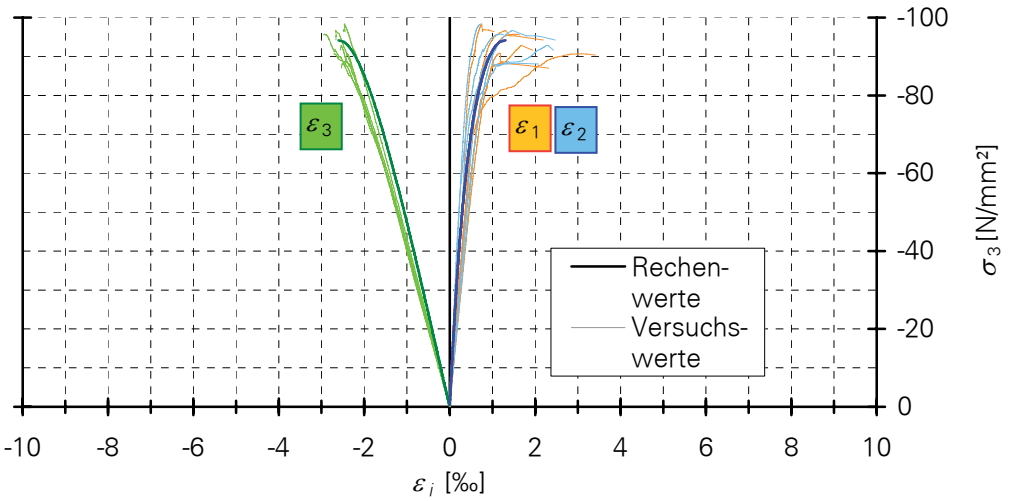


Bild 6-11 *Vergleich zwischen den rechnerischen Spannungs-Dehnungs-Linien und den Versuchswerten; Beton BIII, $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0/0/1*

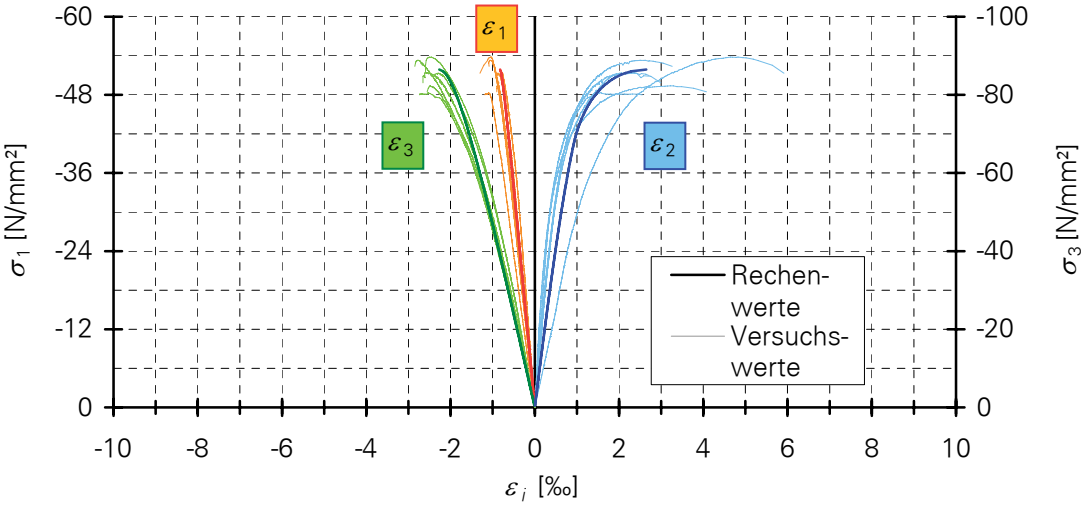


Bild 6-12 *Vergleich zwischen den rechnerischen Spannungs-Dehnungs-Linien und den Versuchswerten; Beton BI, $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,6/0/1*

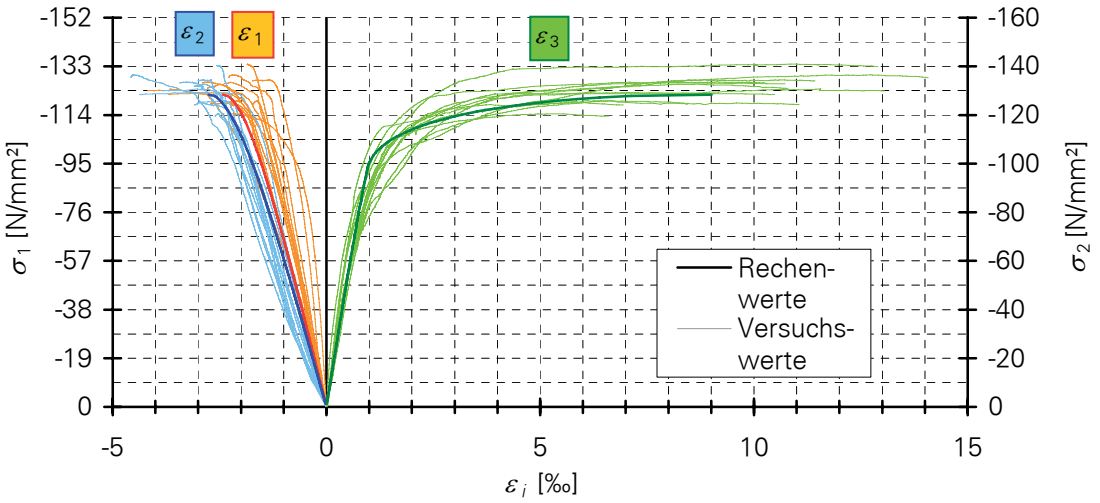


Bild 6-13 *Vergleich zwischen den rechnerischen Spannungs-Dehnungs-Linien und den Versuchswerten; Beton BIIIb, $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,95/1/0*

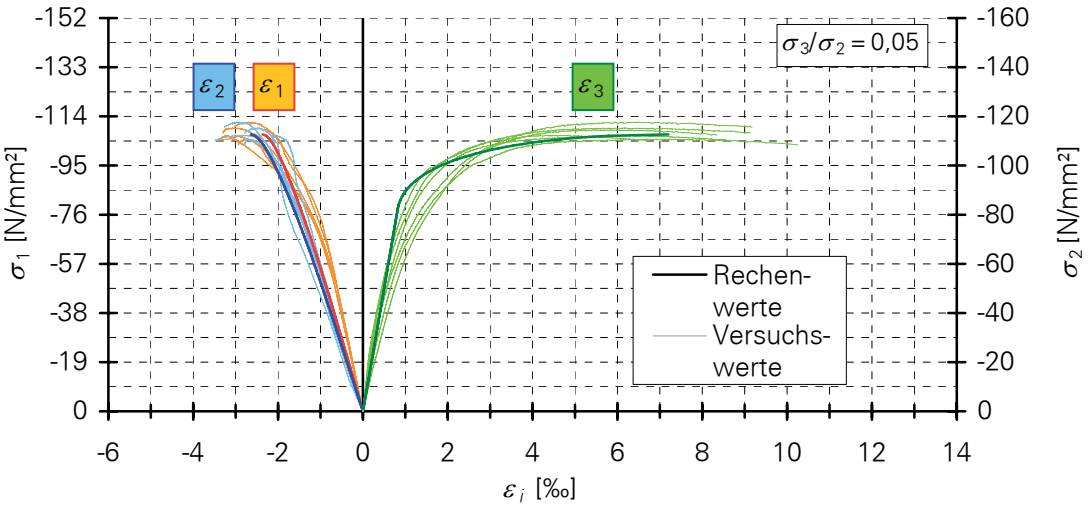


Bild 6-14 *Vergleich zwischen den rechnerischen Spannungs-Dehnungs-Linien und den Versuchswerten; Beton BIb, $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,95/1/0,05*

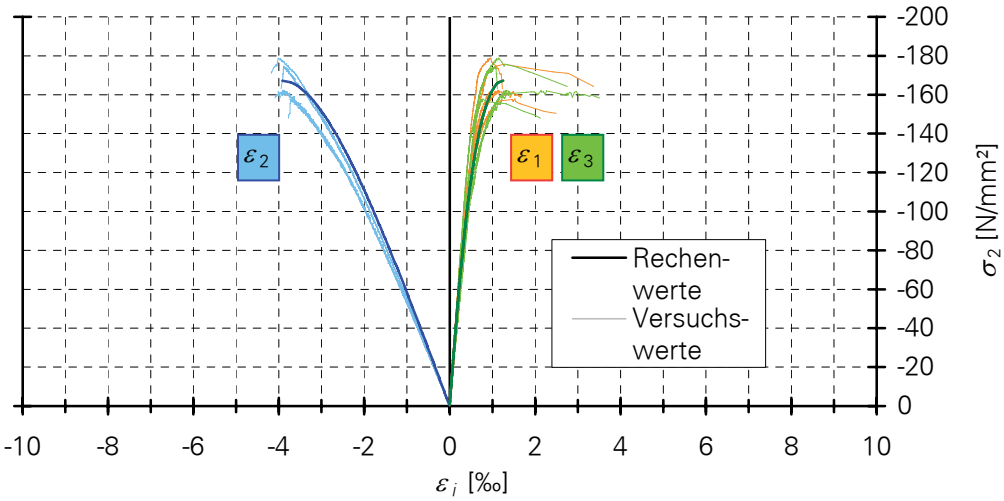


Bild 6-15 *Vergleich zwischen den rechnerischen Spannungs-Dehnungs-Linien und den Versuchswerten; Beton M2Q-2,5, $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0/1/0*

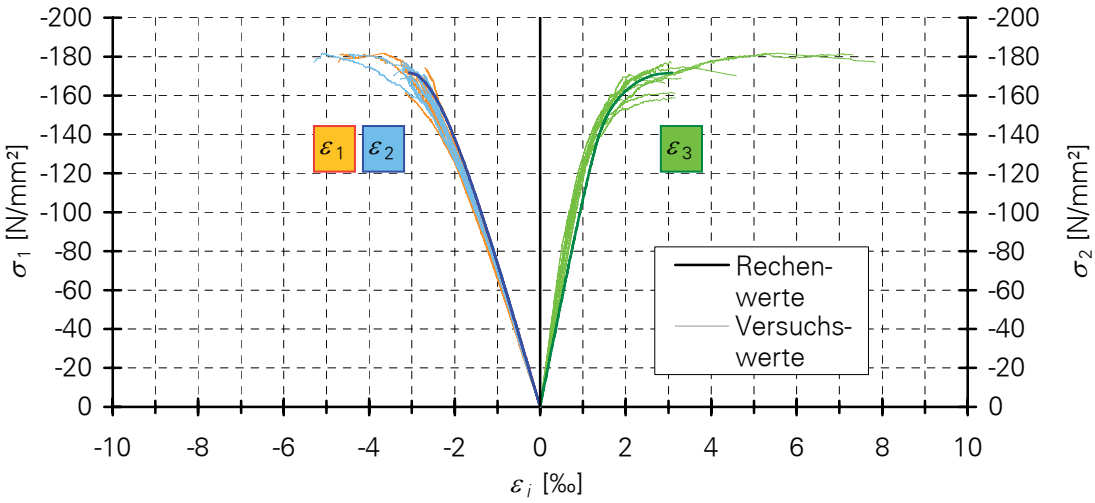


Bild 6-16 *Vergleich zwischen den rechnerischen Spannungs-Dehnungs-Linien und den Versuchswerten; Beton M2Q-2,5, $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 1/1/0*

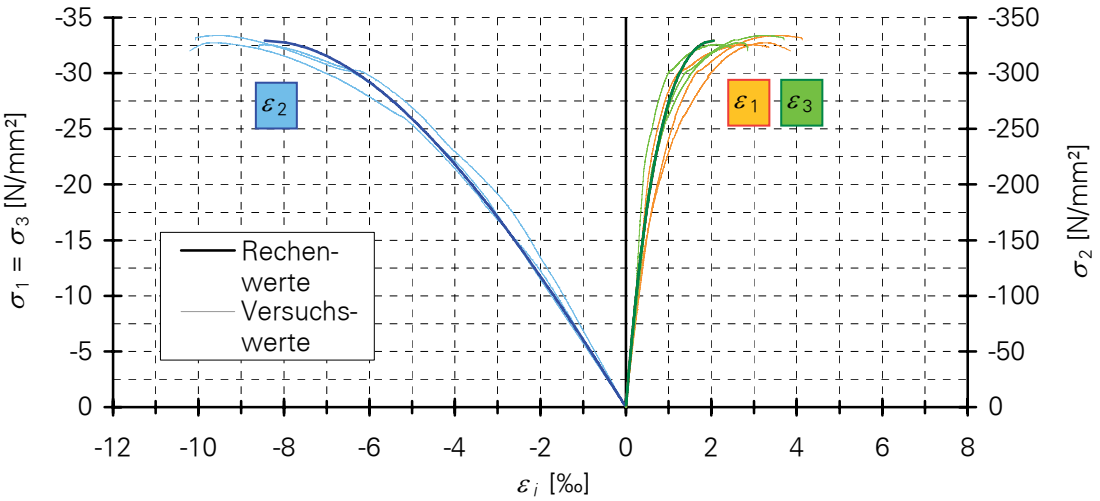


Bild 6-17 *Vergleich zwischen den rechnerischen Spannungs-Dehnungs-Linien und den Versuchswerten; Beton M2Q-2,5, $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,1/1/0,1*

6.6 Anwendungsgrenzen des Materialgesetzes

Mit dem vorgestellten Materialgesetz kann das Verhalten von Hochleistungsbetonen unter mehraxialer Druckbeanspruchung bei statischer, monotoner und proportionaler Laststeigerung bis zum Bruch beschrieben werden.

Eine Erweiterung für beliebige Lastpfade ist möglich. Dafür muss allerdings das Belastungsniveau β unabhängig vom Spannungsverhältnis definiert werden und in allen von β abhängigen Beziehungen die Parameter angepasst werden. In Anlehnung an das Bruchkriterium bietet sich eine Beschreibung in Abhängigkeit von den Invarianten an:

$$\beta = A \cdot \frac{J_{2\sigma}}{|f_c|^2} + \lambda \cdot \frac{\sqrt{J_{2\sigma}}}{|f_c|} + B \cdot \frac{I_{1\sigma}}{|f_c|} \leq 1 \qquad (6\text{-}33)$$

Die Änderung der Elastizitätsmoduli und Querdehnzahlen kann inkrementell erfasst werden. Der Vorteil des Materialgesetzes ist, dass die Steifigkeitsänderungen in allen Richtungen erfasst werden. Bei der Änderung der Belastungsrichtung kann dann von diesen Materialkennwerten ausgegangen werden und somit die Vorschädigung berücksichtigt werden.

Das Materialgesetz gilt in der vorgestellten Form für mehraxiale Druckspannungszustände. Für den Bereich mit Zugspannungskomponenten muss noch eine geeignete mathematische Formulierung der Spannungs-Dehnungs-Linie gefunden werden. Dabei ist auf einen stetigen Übergang in den reinen Druckbereich zu achten oder idealerweise ein Ansatz aufzustellen, der flexibel genug ist, sich an alle Bereiche anpassen zu lassen.

Eine weitere offene Frage ist der Bereich zwischen den Meridianen. Es konnte nicht abschließend geklärt werden, ob das als „Schubbruch" identifizierte Versagen ein Phänomen ist, das mit steigendem hydrostatischen Druckanteil generell auftritt und nach und nach das Zug- bzw. Druckversagen überlagert, oder ob es sich um ein eigenständiges Bruchphänomen handelt. Der erste Fall wurde für das vorgestellte Bruchkriterium zugrunde gelegt. Handelt es sich um ein eigenständiges Bruchphänomen, so muss für den

Schubmeridian ($\theta = 30°$) ein separates Materialgesetz aufgestellt werden. Die Wichtung zwischen den Meridianen erfolgt dann entsprechend

$$\text{Zugmeridian:} \quad w_t(\theta) = \begin{cases} \frac{1}{2} + \frac{1}{2}\cos(3\cdot\theta) & \text{wenn } -\frac{\pi}{6} + n\cdot\frac{2\pi}{3} \le \theta \le \frac{\pi}{6} + n\cdot\frac{2\pi}{3} \\ 0 & \text{alle anderen Fälle} \end{cases}$$

$$\text{Druckmeridian:} \quad w_t(\theta) = \begin{cases} 0 & \text{wenn } -\frac{\pi}{6} + n\cdot\frac{2\pi}{3} \le \theta \le \frac{\pi}{6} + n\cdot\frac{2\pi}{3} \\ \frac{1}{2} + \frac{1}{2}\cos(3\cdot\theta) & \text{alle anderen Fälle} \end{cases} \tag{6-34}$$

$$\text{Schubmeridian:} \quad w_s(\theta) = \frac{1}{2} + \frac{1}{2}\cos(3\cdot\theta - \pi)$$

mit n = 1,2,3.

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Mehraxiale Spannungszustände treten an zahlreichen Stellen im Bauwerk auf. Ihre festigkeitssteigernde oder -abmindernde Wirkung wird nur selten explizit erfasst, zum Beispiel in Druckknoten bei Stabwerkmodellen oder bei Teilflächenpressung. Indirekt fließt sie aber an vielen Stellen in die Bemessung ein. Die Festigkeit unter mehraxialer Beanspruchung geht in Modelle für die Bewehrungsverankerung, die Stützenbemessung und den Widerstand gegen Durchstanzen ein, um nur einige zu nennen. Trotzdem sind nur wenige Kenntnisse über das Verhalten von Beton unter mehraxialer Beanspruchung vorhanden. Dies liegt zum einen an der komplizierten Versuchsdurchführung. Nur wenn es gelingt, über geeignete Lasteinleitungsmittel einen definierten Spannungszustand zu erzeugen, lassen sich die gemessenen Festigkeiten korrekt einordnen. In der Praxis haben sich Triaxialzellen oder die Lasteinleitung über Bürsten-, Stempel- und Gleitfoliensysteme bewährt. Unter mehraxialer Druckbeanspruchung sind zum Teil erhebliche Festigkeitszuwächse gegenüber der einaxialen Festigkeit zu verzeichnen. Bei hochfesten und ultrahochfesten Betonen ist dabei schnell die Leistungsfähigkeit der Prüfmaschinen erreicht.

In dieser Arbeit werden Ergebnisse präsentiert, die bei der Untersuchung von hochfesten Betonen mit und ohne Fasern und von ultrahochfesten Betonen unter zwei- und dreiaxialer Druckbeanspruchung gewonnen wurden. Die Versuche wurden in einer einteiligen Triaxialprüfmaschine durchgeführt und als Lasteinleitungsmittel wurden Belastungsbürsten verwendet. Die drei untersuchten Hochleistungsbetone hatten Zylinderdruckfestigkeiten von 56, 85 und 93 N/mm². Die Duktilität dieser Betone wurde durch die Zugabe eines Fasercocktails aus Stahl- und Polypropylenfasern gesteigert. Abgestimmt auf die faserfreien Ausgangsmischungen wurden 40 bis 160 kg Stahlfasern und 1 bis 2 kg Polypropylenfasern pro Kubikmeter zugegeben. Die Zylinderdruckfestigkeiten der insgesamt neun Hochleistungsbetone mit Fasern reichten von 71 bis 110 N/mm². Die ultrahochfesten Betone wiesen Zylinderdruckfestigkeiten zwischen 160 und 169 N/mm² auf. Es handelt sich um eine Feinkornmischung und eine Grobkornmischung mit 2,5 Vol.-% Mikrodrahtfasern, sowie eine Grobkornmischung mit 0,9 Vol.-% Fasern und eine faserfreie Vergleichsmischung. Insgesamt flossen mehr als 800 Einzelversuche in die Auswertung ein.

Grundsätzlich kann festgestellt werden, dass mit steigender einaxialer Festigkeit der prozentuale Festigkeitszuwachs unter mehraxialer Druckbeanspruchung immer geringer ausfällt. So beträgt die zweiaxiale Festigkeit mit $\sigma_1 = \sigma_2$ beim Normalbeton rund 125 % der einaxialen Festigkeit. Beim faserfreien Hochleistungsbeton sind es noch knapp 110 %, beim ultrahochfesten Beton ohne oder mit geringem Fasergehalt sogar nur noch 99 %. Die zweiaxiale Festigkeit liegt also im Bereich der einaxialen. Durch die Zugabe von Fasern kann die Duktilität der Betone gesteigert werden und die bezogenen zweiaxialen Festigkeiten nähern sich dem Verhalten von Normalbeton an. Allerdings muss mit steigender Festigkeit der faserfreien Referenzmischungen der Stahlfasergehalt erhöht werden. Bei ultrahochfesten Betonen stößt man dabei schnell an die Grenze der Verarbeitbarkeit. Durch die zusätzliche Zugabe von Polypropylenfasern wird ein stabiles Mikrorisswachstum initiiert, so dass sich die Stahlfasern effektiver am Lastabtrag beteiligen. Ein zu hoher Gehalt an PP-Fasern setzt aber die Festigkeit herab. Die Auswirkung einer veränderten Mischungszusammensetzung oder Faserzugabe ist für verschiedene Beanspruchungen unterschiedliche ausgeprägt. So

erhöhte die Faserzugabe die ein- und zweiaxiale Festigkeit deutlich, unter dreiaxialer Druckbeanspruchung konnte aber keine signifikante Festigkeitssteigerung beobachtet werden.

Anhand der Bruchbilder konnten drei grundsätzliche Versagensmechanismen identifiziert werden. Sind die beiden größeren Hauptspannungen gleich groß, wie zum Beispiel beim einaxialen Druckversuch ($0 = 0 > f_c$), kommt es zum Druckbruch. Es bilden sich Rissebenen senkrecht zu den beiden gleich großen Hauptspannungen aus, so dass der Probekörper in der Richtung der kleinsten Hauptspannung in viele schmale Säulen aufgespalten wird. Sind die beiden kleineren Hauptspannungen gleich groß, wie zum Beispiel beim zweiaxialen Druckversuch ($0 > f_{cc} = f_{cc}$), kommt es zum Spaltbruch. Dabei bildet sich eine Rissebene senkrecht zu der größeren Hauptspannung aus, so dass der Probekörper in der Ebene der beiden kleineren Hauptspannungen in Scheiben gespalten wird. Mit steigendem hydrostatischen Druck neigen sich die Risse, die bei einem reinen Druck- oder Spaltbruch parallel zur kleinsten Hauptspannung verlaufen, immer mehr gegenüber dieser Achse. Im Bereich zwischen Druck- und Zugmeridian ist dann ein Schubbruch zu beobachten. Ein würfelförmiger Probekörper wird in drei Keile geteilt. Aus der Richtung der mittleren Hauptspannung ist ein „V“ auf der Oberfläche zu sehen. Die kleinste Hauptspannung drückt „von oben“ auf das „V“ und schiebt dabei die Keile ineinander.

Da sich Veränderungen in der Betonzusammensetzung bei verschiedenen Versagensmechanismen unterschiedlich auswirken, ist es zur umfassenden Charakterisierung eines Betons notwendig, für alle möglichen Versagensmechanismen das Verhalten des Betons zu kennen. Das vorgeschlagene Bruchkriterium wird deshalb an vier Versuchswerten kalibriert. Für den Druckbruch ist es die einaxiale Druckfestigkeit und für den Spaltbruch die einaxiale Zugfestigkeit. Die Überlagerung mit dem Schubversagen wird durch je einen weiteren Versuchswert auf dem Druckmeridian und dem Zugmeridian erfasst. Auf dem Zugmeridian wird die zweiaxiale Druckfestigkeit verwendet. Der Wert auf dem Druckmeridian ist beliebig, sollte ab einen möglichst hohen hydrostatischen Druckanteil aufweisen. Das Bruchkriterium folgt der Formulierung von OTTOSEN. Für eine Anpassung an das wesentlich sprödere Verhalten von Hochleistungsbetonen wurde das Bruchkriterium erweitert. Dabei wurde die Forderung nach Konvexität aufgegeben und eine neue Formulierung für den konkaven Bereich aufgestellt, die auch einen stetigen Übergang zum ursprünglichen Kriterium herstellt, da dieses sehr gut das Verhalten von Normalbeton beschreibt. Außerdem kann mit dem vorgestellten Bruchkriterium anisotropes Verhalten berücksichtigt werden. Dabei werden die je drei Druck- und Zugmeridiane separat kalibriert und der Übergang zwischen den Meridianen mit Kosinusfunktionen angenähert.

Im Spannungs-Dehnungs-Verhalten konnten auch grundsätzliche Zusammenhänge aus den Versuchswerten herausgearbeitet werden. So verhält sich Beton unter steigendem hydrostatischen Druck zunehmend duktiler. Zunächst nehmen gegenüber dem einaxialen Druckversuch vor allem die positiven Dehnungen zu, bei höheren hydrostatischen Drücken auch die negativen Dehnungen. Die Zunahme der positiven Dehnungen ist auf dem Zugmeridian wesentlich ausgeprägter als auf dem Druckmeridian. Auch der Einfluss der Fasern spiegelt sich vor allem in der Zunahme der positiven Dehnungen wieder. Es wurden Dehnungen deutlich über 10 ‰ gemessen, ohne dass nach der Entlastung Risse sichtbar waren oder die Resttragfähigkeit nennenswert herabgesetzt wurde.

Die Gesetzmäßigkeiten in den Spannungs-Dehnungs-Verläufen korrelieren deutlich mit den beobachteten Versagensmechanismen, so dass auch das vorgestellte Materialgesetz

entsprechend aufgebaut wird. Zunächst wird ein Stoffgesetz getrennt für den Druck- und den Zugmeridian aufgestellt, auf dem Druckmeridian für den einaxialen Druckversuch und auf dem Zugversuch für ein Spannungsverhältnis, welches die untere Grenze des untersuchten Spannungsbereiches darstellt. Zur Beschreibung des Materialverhaltens wird ein Ansatz nach SARGIN verwendet, aus dem der Verlauf des Sekandenelastizitätsmodul vom Belastungsbeginn bis zum Bruch abgeleitet werden kann. Der Verlauf der Querdehnzahl wird nach OTTOSEN mit einem konstanten Anteil zu Belastungsbeginn und einem Ellipsenabschnitt im Bruchbereich beschrieben. In den Anfangswerten von E und μ werden die Betonzusammensetzung und herstellungsbedingte Anisotropien berücksichtigt. Die Abnahme des Elastizitätsmoduls und die Zunahme der Querdehnzahl bis zum Bruch sind nicht nur unterschiedlich für den Druck- und den Zugmeridian, sondern unterscheiden sich auch in den Richtungen der Belastung und in den Richtungen quer dazu. Das entspricht den Auswirkungen der Mikrorissbildung, die gerichtet in Abhängigkeit vom äußeren Spannungsverhältnis stattfindet. Diese Abhängigkeit von der Belastungsrichtung wird auch bei der Definition der Regeln beibehalten, die die Zunahme der Duktilität mit steigendem hydrostatischen Druck beschreiben. Dabei werden die Parameter der verwendeten Ansätze in Abhängigkeit vom deviatorischen Spannungsanteil beim Bruch beschrieben, getrennt für Druck- und Zugmeridian sowie parallel und quer zur Belastung. Mit den angegebenen Parametern kann das Verhalten von Hochleistungsbetonen unter mehraxialer Druckbeanspruchung hinreichend genau beschrieben werden.

7.2 Ausblick

Trotz der umfangreichen Versuche bleiben noch Fragen offen. So wurde bei der Aufstellung des Bruchkriteriums eine gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten festgestellt, wenn man von einem teilweise konkaven Verlauf der Polfigur ausgeht. Über den genauen Verlauf der Polfigur liegen aber keine gesicherten Erkenntnisse vor, da bei dem bisherigen Versuchsprogramm jeder Versuchswert eine andere Oktaedernormalspannung beim Bruch aufwies und damit auf einer separaten Polfigur liegt. Im Zuge der laufenden Untersuchung von UHPC werden deshalb Spannungsverhältnisse untersucht, bei denen mit konstanter Oktaedernormalspannung verschiedene Punkte auf einer Polfigur angefahren werden.

Diese systematischen Versuche zwischen den Meridianen sollen auch abschließend klären, ob der Versagensmechanismus Schubversagen wie bisher angenommen generell bei höheren hydrostatischen Drücken auftritt, oder ob es sich um eine Versagensform handelt, die relativ unabhängig vom hydrostatischen Druck generell bei Spannungsverhältnissen zwischen den Meridianen auftritt.

Während das Bruchkriterium universell für alle Betone einsetzbar ist, konnten die Parameter des Materialgesetzes bislang nur für Hochleistungsbeton ermittelt werden. Die grundlegenden Zusammenhänge gelten aber für alle Betone. Für ein einheitliches Materialgesetz muss zunächst ein verbesserter Ansatz für den Elastizitätsmodul gefunden werden, der flexibel genug ist, sowohl das spröde Verhalten unter Zug als auch das duktile Verhalten unter Druck, sowohl das sehr spröde Verhalten von UHPC als auch das weniger spröde Verhalten von Normalbeton zu beschreiben. Damit kann die Gültigkeit des Stoffgesetzes bis in den Zugbereich ausgedehnt werden, wobei dann die Regeln für die Zunahme der Duktilität bei zunehmendem hydrostatischen Druck angepasst werden müssen.

Ein wesentlicher Vorteil des Stoffgesetzes ist, dass für jedes Belastungsniveau die Materialkennwerte in jeder Richtung aus der vorausgegangenen Belastung ermittelt werden. Bei inkrementeller Anwendung ist es somit möglich, auch von der proportionalen Laststeigerung abweichende Lastpfade beschreiben zu können, eventuell auch Entlastungsvorgänge. Erste Versuche in diese Richtung sind ebenfalls im Forschungsvorhaben zum UHPC geplant.

Der bisher verwendete Ansatz von SARGIN beschreibt auch den Nachbruchbereich. In diesem Bereich stehen auf Grund des verwendeten Versuchsaufbaus aber zu wenige Versuchswerte zur Verfügung, um gesicherte Aussagen über das Verhalten des Betons zu treffen. Für eine Beobachtung des Nachbruchbereiches ist ein anderer Versuchsaufbau notwendig, zum Beispiel ein Gleitfoliensystem oder ein Stempelsystem, bei dem sich die einzelnen Stempel wiederum auf einer Gleitschicht bewegen. Angesichts der hohen Drücke bei den dreiaxialen Versuchen ist es aber sehr schwierig, geeignete Gleitschichten zu finden.

Als letztes soll die wahrscheinlich wichtigste offene Aufgabe genannt werden – die Implementierung der aufgestellten Gesetze in numerische Rechenprogramme, um sie potentiellen Anwendern zur Verfügung zu stellen. Nur dann können sie zu einem echten Beitrag zum Verständnis für das Verhalten von Beton werden.

8 Literatur

[1] AHMAD, S.H.; SHAH, S.P.: Complete Triaxial Stress-Strain Curves for Concrete. *Journal of the Structural Division* 108 (1982), ASCE, S. 728-742

[2] ALWAN, J.M.; NAAMAN, A.E.: New Formulation for Elastic Modulus of Fiber Reinforced, Quasi Brittle Matrices, *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 120, No. 11, Nov., 1994, pp. 2443-2460

[3] ALTENBACH, H.: *Werkstoffmechanik: Einführung*. 1. Auflage, Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig Stuttgart, 1993

[4] ALTENBACH, H.; ALTENBACH, J.; RIKARDS, R.: *Einführung in die Mechanik der Laminat- und Sandwichtragwerke*. Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie Stuttgart, 1996

[5] ANDENAES, E.; GERSTLE, K.; KO, H.Y.: Response of mortar and concrete to biaxial compression. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Proc. Of ASCE, Vol. 103, No. EM.4., August 1977, pp. 515-526

[6] ASSOCIATIO FRANCAISE DE GENIE CIVIL (AFGC): Bétons fibrés à ultra-hautes performances/Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes – Recommandations provisoires/Interim Recommendations. Documents scientifiques et techniques, SETRA, F0211, 2002

[7] BALMER, G. G.: A general analytic solution for Mohr's envelope. ASTM Proceedings 52, 1952, pp. 1260-1271

[8] BALMER, G. G.: Shearing Strength of Concrete under High Triaxial Stress-Computation of Mohrs Envelope as a Curve. *Structural Research Laboratory Report No. SP-23*, United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Washington, D.C., 1949, zitiert nach [103]

[9] BELLAMY, C.J.: Strength of concrete under combined stress. *ACI Journal*, Proceedings Vol. 58, No. 4, 1961, pp. 367-382

[10] BERG, O.J.; SMIRNOV, V.: Issledovanie pročnosti i deformacii pri dvuchosnom ežatii. *Issledovanie pročnosti i dolgovečnosti betona*, Moskva, Gosstrojizdat, 1966, S. 87, zitiert nach [101]

[11] BERTACCHI, P.; BELLOTTI, R.: Experimental research on deformation and failure of concrete under triaxial loads. *RILEM-Symposium on "The deformation and the rupture of solids subjected to multiaxial stresses"*, Cannes, 1972, Part I "Concrete", paper I/3, pp. 37-52, Part IV "General Reports", pp. 54-65

[12] BREMER, F.: *Festigkeits- und Verformungsverhalten des Betons bei mehrachsiger Beanspruchung*. FIP Congress Prag, 1970, Sonderdrucke

[13] BRESLER, B.; PISTER, K.S.: Strength of Concrete under Combined Stresses. *J. ACI*, Vol. 30 (3), 1958, pp. 621-345

[14] CHEN, R.L.: *Behavior of High-Strength Concrete in Biaxial Compression*. PhD Dissertation, University of Texas, Austin, 1984

[15] CHEN, W.F.: Plasticity in Reinforced Concrete. McGraw-Hill Book Company, New York, 1982

[16] CHEN, W.F.; SALEEB, A.F.: *Constitutive Equations for Engineering Materials – Volume 1: Elasticity and Modeling*. John Wiley & Sons, New York, 1982

[17] CHINN, J.; ZIMMERMAN, R. M.: Behaviour of Plain Concrete under Various High Triaxial Compression Loading Conditions. *Technical Report No. WL TR 64-163 (AD 468460)*, Air Force Weapons Laboratory, New Mexico, Aug., 1965, zitiert nach [103]

[18] COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (Hrsg.): *CEB-FIP Model Code 1990*. Lausanne, 1991, (CEB Bulletin d'Information No. 203-205)

[19] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (Hrsg.): *Concrete under Multiaxial States of Stress: Constitutive Equiations for Practical Design*. Lausanne, 1983. (CEB Bulletin d'Information No. 156)

[20] COULOMB, C.A.: Sur une application des règles de Maximis & Minimis à quelques Problèmes de Statique, relatifs à l'Architecture. *Acad. R. Sci. Mem. Math. Phys. Par Divers Savants 7*, 1773, 343

[21] CURBACH, M.; HAMPEL, T.: Verhalten von Hochleistungsbeton unter zweiaxialer Druck-Zug-Beanspruchung. *Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben AiF 11011 B/ DBV 198*, TU Dresden, Institut für Tragwerke und Baustoffe, Lehrstuhl für Massivbau, Dresden, 1999

[22] CURBACH, M.; HAMPEL, T.; SPECK, K.; SCHEERER, S.: Versuchstechnische Ermittlung und mathematische Beschreibung der mehraxialen Festigkeit von Hochleistungsbeton. *Abschlussbericht Forschungsvorhaben CU 37/1-2 der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG)*, TU Dresden, 2000

[23] CURBACH, M.; SCHEERER, S.: Materialverhalten von Hochleistungsleichtbeton unter mehraxialer Belastung. *Abschlussbericht an die Deutsche Forschungsgemeinschaft DFG zum Forschungsvorhaben Cu 37/5-1*, TU Dresden, 2006

[24] CURBACH, M.; SPECK, K.: Mehraxiale Festigkeit von duktilem Hochleistungsbeton. DAfStb-Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, *Schriftenreihe des DAfStb*, *Heft 524*, Beuth-Verlag, 2002

[25] CURBACH, M.; SPECK, K.: *Untersuchung der mehraxialen Festigkeit von duktilem Hochleistungsbeton*. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton DAfStb V 389, TU Dresden, Institut für Tragwerke und Baustoffe, Lehrstuhl für Massivbau, Dresden, 2000

[26] CURBACH, M.; SPECK, K.: Versuchstechnische Ermittlung und mathematische Beschreibung der mehraxialen Festigkeit von Ultra-Hochfestem Beton – Zweiaxiale Druckfestigkeit. *Arbeitsbericht zum Forschungsvorhaben CU 37/6-1 der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG)*, TU Dresden, Eigenverlag, 2007

[27] CURBACH, M.; SPECK, K.: Zweiaxiale Druckfestigkeit von ultrahochfestem Beton. *Beton- und Stahlbetonbau* 102 (2007), Heft 10, S. 664-673

[28] DAHL, K.: A Constitutive Model for Normal and High Strength Concrete. *Afdelingen for Baerende Konstruktioner ABK No. 287,* Department of Structural Engineering, Serie R, Danmarks Tekniske Højskole, Lyngby, Danmark, Technical University of Denmark, 1992

[29] DAHL, K.: *A Failure Criterion for Normal and High Strength Concrete*. Dissertation, Danmarks Tekniske Højskole, Lyngby, 1992

[30] DAHL, K.: A Failure Criterion for Normal and High Strength Concrete. *Afdelingen for Baerende Konstruktioner ABK No. 286,* Department of Structural Engineering, Serie R, Danmarks Tekniske Højskole, Lyngby, Danmark, Technical University of Denmark, 1992

[31] DAHL, K.: The Calibration and Use of a Triaxial Cell. *Afdelingen for Baerende Konstruktioner ABK No. 285*, Department of Structural Engineering, Serie R, Danmarks Tekniske Højskole, Lyngby, Danmark, Technical University of Denmark, 1992

[32] DARWIN, D.; PECKNOLD, D.A.: Nonlinear Biaxial Stress-Strain Law for Concrete. *Journal of the Engineering Mechanics Division* 103 (1977), ASCE, S. 229-241

[33] DESAYI, P.; KRISHNAN, S.: Equations for the Stress-Strain Curve of Concrete. *Journal of the American Concrete Institute* 61 (1964), S. 345-350

[34] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON: Erläuterungen zu DIN 1045-1. DAfStb - Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, *Schriftenreihe des DAfStb*, *Heft 525*, Beuth-Verlag, 2003

[35] DIALER, C.; LANIG, N.; STÖCKL, S.; ZELGER, C.: Versuche zur Methode der Verformungsmessung an dreiachsig beanspruchten Betonwürfeln. *Abschlußbericht zum DFG-Vorhaben Ze 210/1-1*, München, 1988

[36] DIN 1045-1: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Bemessung und Konstruktion*. Ausgabe Juli 2001

[37] DRUCKER, D. C.; PRAGER, W.: Soil mechanics and Plasticity Analysis of Limit Design. *Quarterly of Applied Mathematics*, Vol. 10, No. 2, 1952, pp. 157-165

[38] EIBL, J.; IVÁNYI, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, *Schriftenreihe des DAfStb Heft 260*, Ernst & Sohn, 1976

[39] ERDEI, C.K.: A new load-transmitting medium to measure strength of brittle materials. *Journal of Testing and Evaluation*, JTEVA, Vol. 7, No. 6, November 1979, pp. 317-325

[40] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (fib) (Hrsg.): *Constitutive modelling of high strength/ high performance concrete.* State-of-art report prepared by Task Group 8.2. Lausanne, 2008. (Bulletin N^{O} 42)

[41] FÖPPL, A.: Die Abhängigkeit der Bruchgefahr von der Art des Spannungszustandes. *Mitteilungen aus dem technischen Laboratorium der Königlich Technischen Hochschule München*, München, Heft 27,1900

[42] FREUDENTHAL, A. M.: *Inelastisches Verhalten von Werkstoffen.* VEB Verlag und Technik, Berlin, 1955

[43] GERSTLE, K. H.; ASCHL, H.; BELLOTTI, R.; BERTACCHI, P.; KOTSOVOS, M. D.; KO, H. Y.; LINSE, D.; NEWMAN, J. B.; ROSSI, P.; SCHICKERT, G.; TAYLOR, M. A.; TRIANA, L. A.; WINKLER, A.; ZIMMERMAN, R. M.: Behavior of concrete under multiaxial stress. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Proceedings of the ASCE, vol. 106, no. EM6, December 1980, pp. 1383-1403

[44] GERSTLE, K. H.; ASCHL, H.; BELLOTTI, R.; BERTACCHI, P.; KOTSOVOS, M. D.; KO, H. Y.; LINSE, D.; NEWMAN, J. B.; ROSSI, P.; SCHICKERT, G.; TAYLOR, M. A.; TRIANA, L. A.; WINKLER, A.; ZIMMERMAN, R. M.: Strength of concrete under multiaxial stress states. *Douglas Mc. Henry International Symposium on Concrete and Concrete Structures*, Publication Sp 55-5, 1978, ACI, Detroit, pp. 103-131

[45] GLOMB, J.: Die Ausnutzbarkeit zweiaxiger Druckfestigkeit des Betons in Flächentragwerken. *3. Spannbetonkongress*, Berlin, 1958, Session I, Nr. I

[46] GOODE, C.D.; HELMY, M.A.: The strength of concrete under combined shear and direct stress. *Magazine of Concrete Research*, Vol. 19, No. 59, 1967, pp. 105-112

[47] GUO Z.; WANG C.: *Experimentelle Untersuchungen der Bruchkriterien von Beton bei mehrachsiger Beanspruchung*. Fakultät für Bauingenieurwesen, Tsinghua University, 1990

[48] GUO, Z.; ZHOU, Y.; NECHVATAL, D.: Auswertung von Versuchen zur mehrachsigen Betonfestigkeit, die an der Technischen Universität München durchgeführt wurden. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, *Schriftenreihe des DAfStb*, Heft 447, Ernst & Sohn, 1995, S. 65-106

[49] HALPIN, J.C.; KARDOS, J.L.: The Halpin-Tsai equations: A review. *Polym. Eng. Sci*. 16 (1976), pp. 344-352

[50] HAMPEL, T.: *Experimentelle Analyse des Tragverhaltens von Hochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung.* Dissertation, Dresden: Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, 2006

[51] HASHIN, Z.; ROSEN, B.W.: The Elastic Moduli of Fiber-Reinforced Materials. *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 31, March 1964, pp. 223-232

[52] HEYNE, K. H.: Über den Einfluss der Endflächenreibung bei Versuchen im echten Triaxialgerät. *Zeitschrift für angewandte Geologie*, Bd. 28, Heft 9, 1982, S. 446-453

[53] HILSDORF, H.: Die Bestimmung der zweiachsigen Festigkeit des Betons. Zusammenfassung und Kritik früherer Versuche und Vorschlag für eine neue Prüfmethode. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, *Schriftenreihe des DAfStb Heft 173*, Ernst & Sohn, 1965

[54] HOBBS, D.W.: Strength of concrete under combined stress. *Cement and Concrete Research*, Vol. 1, 1971, pp. 41-56

[55] HOOKE, R.: *De Potentia Restitutiva, or of Spring Explaining the Power of Springing Bodies*. London, 1678.

[56] HOGNESTAD, E.: A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members. *Bulletin Series No. 399*, Engineering Experiment Station, Universtity of Illinois, Urbana, 1951

[57] HSIEH, S.S.; TING, E.C.; CHEN, W.F.: A plasticity-fracture model for concrete. *International Journal of Solids and Structures*, 18:181-197, 1982.

[58] HÜTTER, A.; RENZ, E.: Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton bei dreiachsiger Beanspruchung. *Bauplanung-Bautechnik*, Heft 5, Berlin 1976, S. 220-222

[59] HUSSEIN, A.; MARZOUK, H.: Behavior of High-Strength Concrete under Biaxial Loading. *ACI Materials Journal*, Jan./Febr. 2000, pp. 27-36

[60] HUSSEIN, A.; MARZOUK, H.: Behavior of High-Strength Concrete under Biaxial Loading. *Applied Science Technical Report Series*, East report No. 98003, Memorial University of Newfoundland, St. John's, Canada, 1998

[61] IYANGAR, K.T.S.R.; CHANDRASSHEKHARA, K.; KRISHNAWAMY, K.T.: Strength of concrete under biaxial compression. *ACI Journal*, Proceedings Vol. 59, No. 9, 1962, pp. 1365-1368

[62] KÁRMÁN, TH.V.: Festigkeitsversuche unter allseitigem Druck. *Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiet des Ingenieurwesens*. Hrsg. VDI, Heft 118, Berlin, 1912

[63] KÁRMÁN, TH.V.: Festigkeitsversuche unter allseitigem Druck. *VDI Zeitschrift* 55 (1911), S.1749-1757

[64] KLEISER, K.: Zum Tragmechanismus von Stahlfaserbeton. In: *Berichte Konstruktiver Ingenieurbau*, Heft 42, Seiten 6-15. Vulkan Verlag, Essen, 1984

[65] KO, H.Y.; STURE, S.: Three-dimensional mechanical characterization of anisotropic composites, *Journal of Composite Materials*, Vol. 8, April 1974, pp. 187-190

[66] KOBAYASHI, S.; KOYANAGI, W.: Fracture criteria of cement paste, mortar and concrete subjected to multiaxial compressive stresses. *RILEM-Symposium on "The deformation and the rupture of solids subjected to multiaxial stresses"*, Cannes, 1972, Part I, "Concrete", paper I/9, pp. 131-148

[67] KÖNIG, G., DEUTSCHMANN, K., FRIEDRICH, P., KÜTZING, L., SICKER, A.: Entwicklung zäher zementgebundener Hochleistungswerkstoffe, die in neuartigen Anwendungen im Bereich des Bauwesens eingesetzt werden können. *Abschlussbericht LIK - Forschungsvorhaben*, Leipzig, 1999

[68] KOTSOVOS, M.D.: A Mathematical Description of the Strength Properties of Concrete under Generalized Stress. Mag. of Conc. Res., Vol. 31, Sept 1979

[69] KOTSOVOS, M.D.: Effect of testing techniques on the post-ultimate behaviour of concrete in compression. *Materials and Structures*, RILEM, Vol. 16, No. 91, January/ February, 1983, pp. 3-12

[70] KOTSOVOS, M.D.; NEWMAN, J.B.: Generalized Stress-Strain Relations for Concrete. J. *Engng. Mechanics ASCE*, Vol. 104-EM4(8), 1978, pp. 845-856

[71] KRAUS, D.; RÖTZER, J.; RUPPERT, M.: Material Behavior of Concrete Subjectet to High Pressure and High Strain Rates. *Proceedings S.R.I.B. Symposium Israel*, Tel Aviv, 1996

[72] KRENCHEL, H.: *Fibre Reinforcement*, Copenhagen, Akademisk Forlag, 1964

[73] KRISHNAWAMY, K.T.: Strength of Concrete under combined tensile-compressive stresses. *Materials and Structures*, RILEM, Vol. 2, No. 9, 1969, pp. 187-194

[74] KUPFER, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, *Schriftenreihe des DAfStb*, Heft 229, Ernst & Sohn,1973

[75] KUPFER, H.: Das Verhalten des Betons unter zweiachsiger Beanspruchung. Internationales Kolloquium „Festigkeitsprobleme des Betons", Beiträge der Gruppe „Mehrachsige Beanspruchung und Untersuchungsmethoden des Betons", 1968, Dresden, *Wissenschaftliche Zeitschrift der TU Dresden*, 17 (1968) Heft 6, S. 1515-1518

[76] KUPFER, H.; HILSDORF, H. K.; RÜSCH, H.: Behavior of Concrete under biaxial Stresses. *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 66, No. 8, Aug., 1969, pp. 656-66

[77] LAUNAY, P.; GACHON, H.: Strain and Ultimate Strenght of Concrete under Triaxial Stress. *Proceedings of the First International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*, Berlin, Germany, September 20-24, 1971, Paper H1/3

[78] LAUNAY, P.; GACHON, H.: Strain and Ultimate Strenght of Concrete under Triaxial Stress. *American Concrete Institute Special Publication-34*, 1972, Paper 13, zitiert nach [103]

[79] LAUNAY, P.; GACHON, H.; POITEVIN, P.: Déformation et résistance ultime du béton sous étreinte triaxiale. *Annales de l'Institut technique du Batiment et du Travaux Publics*, No. 269, May, 1970, pp. 21-48

[80] LEONHARDT, F.: *Vorlesung über Massivbau*. Teil 1, Springer-Verlag, 1973

[81] LI, Q.; ANSARI, F.: Mechanics of damage and constitutive Relationships for High-Strength Concrete in Triaxial Compression. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 125, No. 1, 1999, pp. 1-10

[82] LINSE, D.: Lösung versuchstechnischer Fragen bei der Ermittlung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Beton unter dreiachsiger Beanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, *Schriftenreihe des DAfStb*, Heft 292, Ernst & Sohn, 1978

[83] LINSE, D.; ASCHL, H.: *Versuche zum Verhalten von Beton unter mehrachsiger Beanspruchung, in München durchgeführtes Teilprojekt eines internationalen Vergleichsprogramms*. Versuchsbericht, Lehrstuhl für Massivbau, TU München, 1976

[84] LIU, T.C.Y.; NILSON, A.H.; SLATE, F.O.: Biaxial Stress-Strain Relations for Concrete. *Journal of the Structural Division* 98 (1972), ASCE, S. 1025-1034

[85] MAHNKEN, R.: Creep simulation of asymmetric effects by use of stress mode dependent weighting functions. *International Journal of Solids and Structures*, Vol. 40, 2003, pp. 6189-6209, doi: 10.1016/S0020-7683(03)00388-3

[86] MARKOVIĆ, I.: *High-Performance Hybrid-Fibre Concrete – Development and Utilisation*. Dissertation, Delft University Press, 2006

[87] MATHEWS, M.S.; LUB, K. B.: *Steel fibre reinforced concrete, its definition, development, behaviour and uses*. Technisches Hogeschool Eindhoven, Afdeling Bouwkunde, Vakgroep Konstruktie, 1983

[88] MCHENRY, D.; KARNI, J.: Strength of concrete under combined tensile and compressive stress. *ACI Journal*, Detroit, April 1958

[89] VAN MIER, J.G.M.: *Strain-Softening of Concrete under Multiaxial Loading Conditions*. Dissertation, TH Eindhoven, 1984

[90] VAN MISES, R.: Die Mechanik der festen Körper im plastischen defomablen Zustand. *Nachrichten der Gesellschaft für Wissenschaft*, 1913, S. 582-592

[91] VAN MISES, R.: Mechanik der plastischen Formänderungen von Kristallen. *ZAMM 8*, 1928, S. 161-185

[92] MILLS, L. L.; ZIMMERMANN, R. M.: Compressive strength of plain concrete under multiaxial loading conditions. ACI-Journal, October 1970

[93] MOHR, O.: *Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik*. Ernst & Sohn, Berlin, 1906

[94] MURRAY, Y.D.; LEWIS, B.A.; (APTEK, INC.): Constitutive Modeling of Rock and Concrete. *8th International Symposium on Interaction of the Effects of Munitions with Structure*s, Washington D.C., 1997

[95] NELLISSEN, L.I.M.: Biaxial testing of normal concrete. *Heron*, Vol. 18, 1972, No. 1

[96] NEWMAN, J.B.; NEWMAN, K.: The cracking and failure of concrete under combined stresses and its implications for structural design. *RILEM-Symposium on "The deformation and the rupture of solids subjected to multiaxial stresses"*, Cannes, 1972, Part I, "Concrete", paper I/10, pp. 149-168

[97] NEWMAN, K.: Concrete control tests as measures of the properties of concrete. *Proceedings of a Symposium of Concrete Quality*, London, 1964, Cement and Concrete Association, London

[98] NEWMAN, K.; SIGVALDASON, O.T.: Testing machine and specimen characteristics and their effect on the mode of deformation, failure and strength of materials. *Proc. Inst. Mech. Engrs.*, 1965/66, Vol. 180, Part 3A, pp. 399-410

[99] NGUYEN, D.T.; GRAUBNER, C.-A.: Material Models fort he Interaction of Bending Moment and Schear in RC Beams. *Darmstadt Concrete* 18 (2003). www.darmstadt-concrete.de/2003/interaction.html

[100] NIELSEN, L.E.; CHEN, P.E.: Young's Modulus of Composites Filled with Randomly Oriented Fibers. *Journal of Materials*, Vol. 3, Juni 1968

[101] OPITZ, H.: *Ein Beitrag zum Festigkeitsverhalten des Betons bei mehrachsiger Beanspruchung*. Dissertation, TU Dresden, 1969

[102] OPITZ, H.: Festigkeit und Verformungseigenschaften des Betons bei zweiachsiger Druckbeanspruchung. Internationales Kolloquium „Festigkeitsprobleme des Betons", Beiträge der Gruppe „Mehrachsige Beanspruchung und Untersuchungsmethoden des Betons", 1968, Dresden, *Wissenschaftliche Zeitschrift der TU Dresden*, 17 (1968) Heft 6, S. 1520-1523

[103] OTTOSEN, N. S.: A Failure Criterion for Concrete. *Journal of Engineering Mechanics Division ASCE,* Vol. 103, EM 4, Sept. 1977

[104] OTTOSEN, N. S.: Constitutive Model of Concrete Versus Recent Experimental Data. *Risø-I-72,* Risø National Laboratory, Roskilde, Denmark, June 1981, zitiert nach [19]

[105] OTTOSEN, N. S.: Constitutive Model for Short-Time Loading of Concrete. *Journal of the Engineering Mechanics Division* 105 (1979), ASCE, S. 127-141

[106] OTTOSEN, N. S.: Further Documentation of a Constitutive Model for Concrete. *Risø-I-112,* Risø National Laboratory, Roskilde, Denmark, Oct. 1982, zitiert nach [19]

[107] OTTOSEN, N. S.; RISTINMAA, M.: *The Mechanics of Constitutive Modeling*. Elsevier, September 2005

[108] PODGORSKI, J.: General Failure Criterion for Isotropic Media. *J. Engng. Mechanics ASCE*, Vol. 111(2), 1985, pp. 188-201

[109] RANKINE, W.J.M: *Manual of Applied Mechanics*. London, 1858

[110] REIMANN, H.: Kritische Spannungszustände des Betons bei mehrachsiger, ruhender Kurzzeitbelastung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, *Schriftenreihe des DAfStb*, Heft 175, Teil 2, Ernst & Sohn, 1965

[111] RENDULIC, L.: Eine Betrachtung zur Frage der plastischen Grenzzustände. *Der Bauingenieur*. Vol. 19 (11-12), 1938, S. 159-164

[112] RICHART, F. E.; BRANDTZAEG, A.; BROWN, R. L.: A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses. *Bulletin No. 185*, University of Illinois, Engineering Experiment Station, Urbana, Illinois, 1928, zitiert nach [103]

[113] RITTER, R.: *Spannungs-Dehnungs-Verhalten von ultra-hochfestem Beton in Abhängigkeit von der Umschnürungswirkung.* Diplomarbeit, TU Dresden, 2006

[114] ROGGE, A.: Material properties of HSC under triaxial compression. *Proceedings of the "Fifth International Symposium on Utilization of High Strength/High Performance Concrete"*, Sandefjord Norwegian, 21.-23.06.99

[115] ROGGE, A.: *Materialverhalten von Beton unter mehrachsiger Beanspruchung*. Lehrstuhl für Massivbau, Institut für Tragwerksbau, Technische Universität München, Dissertation, 2001

[116] ROGGE, A.: *Versuchsprogramm zur Ermittlung von Materialgesetzen für Hochleistungsbeton unter dreiachsiger Beanspruchung*. Tagungsband zum 7. Leipziger Massivbau-Seminar, Leipzig, 1998, S. 93-98

[117] ROMUALDI, J.P.; MANDEL, J.A.: Tensile Strength of Concrete Affected by Uniformly Distributed and Closely Spaced Short Lengths of Wire Reinforcement. *Journal of the American Concrete Institute* 61 (1964), S. 657-672

[118] RÖTZER, J.: Ein Beitrag zur Berechnung von Stahlbetontragwerken unter hohen Dehnungsgeschwindigkeiten und unter hohen Drücken. *Berichte aus dem konstruktiven Ingenieurbau* (Dissertation), Universität der Bundeswehr München, 1997

[119] RUPPERT, M.: Zur numerischen Simulation von hochdynamisch beanspruchten Betonstrukturen. *Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau 00/4*, Universität der Bundeswehr München, 2000

[120] SAENZ, L.: Equations for the Stress-Strain Curve of Concrete. *Journal of the American Concrete Institute* 61 (1964), S. 1229-1235, (Discussion of the paper by DESAYI/ KRISHNAN [33])

[121] SARGIN, M.: Stress-Strain Relationships for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections. *Study No. 4*, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada, 1971

[122] SCHICKERT, G.: On the influence of different load application techniques on the lateral strain and fracture of concrete specimens. *Cement and Concrete Research*, Vol. 3, 1973, pp. 487-494

[123] SCHICKERT, G.: Schwellenwerte beim Betondruckversuch. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, *Schriftenreihe des DAfStb*, Heft 312, Ernst & Sohn, 1980

[124] SCHICKERT, G.; WINKLER, H.: Versuchsergebnisse zur Festigkeit und Verformung von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, *Schriftenreihe des DAfStb*, Heft 277, Ernst & Sohn, 1977

[125] SCHMIDT, M.; FEHLING, E.; GEISENHANSLÜKE, C. (Hrsg.): *Ultra High Performance Concrete (UHPC) – Proceedings of the 1st International Symposium on Ultra High Performance Concrete*; Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Universität Kassel, Heft 3, 2004

[126] Scholz, U.; Nechvatal, D.; Aschl, H.; Linse, D.; Stöckl, S.; Grasser, E.; Kupfer, H.: Versuche zum Verhalten von Beton unter dreiachsiger Kurzzeitbeanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, *Schriftenreihe des DAfStb*, Heft 447, Ernst & Sohn, 1995

[127] SCHÖNLIN, K.: Ermittlung der Orientierung, Menge und Verteilung der Fasern in faserbewehrtem Beton. *Beton- und Stahlbetonbau* 83 (1988), Heft 6, S. 168-171

[128] SCHRÖDER, U.: *Untersuchungen zum Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton bei Druck-Druck-Zug-Beanspruchung*. Dissertation, TU Dresden,1987

[129] SKADE, A.: *Ergebnisse experimenteller und theoretischer Untersuchungen über das Verhalten von Beton bei mehraxialer Beanspruchung*. Dissertation, TU Dresden, 1983

[130] STURE, S.; DESAI, H.Y.: Fluid cushions truly triaxiale or multiaxial testing device. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 2, March 1979, pp. 20-33

[131] TAERWE, L.; VAN GYSEL, A.: Effect of Steel Fibers on the Design Stress-Strain Curve for High Strength Concrete Subjected to Axial Compression. *Mechanics of Composite Materials* 32 (1996), S.122-128

[132] TIMOSHENKO, S.: The approximate solution of two-dimensional problems in elasticity. *The Philosophical Magazine*, June, 1924

[133] TRESCA, H.: *Memoire sur l'ecoulement des corps solides soumis a de forte pressions*. Comptes Rendus Acad. Sci., Paris 59, 1864, 754

[134] WÄSTLUND, G.: Nya rön angaende betonges grundläggende halfasthetsegenskaper. *Betong*, Vol. 3, Stockholm, 1937

[135] WEIGLER, H.; BECKER, G.: Über das Bruch- und Verformungsverhalten von Beton bei mehrachsiger Beanspruchung. *Bauingenieur 36* (1961), Heft 10

[136] WICHMANN, H.-J.; NIEMANN, P.; DROESE, S.: Messung des Stahlfasergehaltes auf elektromagnetischer Basis. In: *Forschungsarbeiten 1995 bis 1999*. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, Heft 144, 199

[137] WILLAM, K. J.; WARNKE, E. P.: Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete. *IABSE Report Vol. 19*, 1974, Colloquium on "Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses". ISMES Bergmot, 1974

[138] WINKLER, H.: Grundsätzliche Untersuchungen zum Geräteeinfluss bei der mehraxialen Druckprüfung von Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, *Schriftenreihe des DAfStb*, Heft 366, Ernst & Sohn, 1985

[139] XIE, J.; ELWI, A.E.; MACGREGOR, J.G.: Mechanical properties of three High-Strength Concretes containing silica fume. *ACI Materials Journal*, Title No. 92-M15, Vol. 92, No. 2, March-April 1995, pp. 135-145

[140] ZHOU, Y.: Über das Festigkeitsverhalten verschiedener Werkstoffe. *Berichte aus dem Bauwesen*, Aachen, Shaker Verlag, 1995

Anhang A Betoneigenschaften

A.1 Mischrezepturen, Mischreihenfolge, Frischbetonkennwerte

Tabelle A-1 Mischungszusammensetzung und Frischbetoneigenschaften der Hochleistungsbetone

Mischungszusammensetzung		BI	BI	BIb	BIb	BII	BII	BIIa	BIIb	BIIb	BIIc	BIIb-St	BIIb-PP	BIII	BIII	BIIIa	BIIIb	BIIIb	BIIIc
Serie		DD	DDD	DD	DDD	DD	DDD	DD	DD	DDD	DD	DD	DD	DD	DDD	DD	DD	DDD	DD
Zement CEM I 42,5 R	[kg/m³]	400	400	400	400	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450	450
Sand 0 / 2	[kg/m³]	791	791	783	783	747	729	735	731	728	722	733	743	764	764	745	738	739	732
Sand 2 / 4	[kg/m³]	74	74	73	73	340	203	334	332	331	328	334	338	213	213	208	206	206	204
Kies 4 / 8	[kg/m³]	239	239	237	237														
Kies 8 / 16	[kg/m³]	736	736	728	728	611	763	602	597	595	591	600	608	799	799	779	773	773	766
Wasser (Anmachwasser)	[kg/m³]	156	156	152	153	129	126	119	111	114	112	124	122	85	85	81	95	79	82
Microsilica[1] Elkem Microsilica	[kg/m³]	-	-	-	-	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
Stahlfasern Dramix RC 80/35 BP	[kg/m³]	-	-	40	40	-	-	40	80	80	120	80	0	-	-	80	120	120	160
Polypropylenfasern PolyCon HPC 20	[kg/m³]	-	-	1,0	1,0	-	-	1,5	1,5	1,5	1,5	0,0	1,5	-	-	2,0	2,0	2,0	2,0
Betonverflüssiger BV 30	[kg/m³]	6,0	6,0	10,0	10,0	11,3	9,0	18,0	27,0	27,0	27,0	13,8	16,5	22,5	22,5	31,5	36,0	37,7	31,9
Verzögerer VZ 32	[kg/m³]	-	-	2,4	1,2	1,4	1,35	3,6	2,7	2,7	1,4	1,4	1,2	1,35	1,35	2,7	1,4	1,3	1,4
Wasser[2] / Bindemittel[3] -Wert	[-]	0,40	0,40	0,40	0,40	0,36	0,36	0,36	0,35	0,36	0,35	0,36	0,36	0,29	0,29	0,30	0,33	0,30	0,30
Frischbetoneigenschaften																			
Mischraumtemperatur	[°C]	15	21	20,5	17	18	20	20	21	17	22	16	17	20	25	17	18	17,5	19
Frischbetontemperatur	[°C]	19	23	24,0	16	21	22	23	24	15	26,5	16	18	22	29	20	21	16	22
Ausbreitmaß ohne Fasern	[cm]	46	39	51,5	flüssig	58	44	-	63	flüssig	flüssig	-	-	55	39	61	flüssig	flüssig	> 60
Ausbreitmaß mit Fasern	[cm]	-	-	29,0	38,3	-	-	55	36	flüssig	32,5	55,5	49,5	-	-	25	21	Krü-melig	Krü-melig
Frischbetondichte	[kg/dm³]	2,41	2,42	2,48	2,52	2,42	2,45	2,48	2,54	2,58	2,59	2,51	2,51	2,44	2,45	2,53	2,55	2,55	2,60

1) Angabe der Trockenmasse 2) Anmachwasser und Wassergehalt der Zusatzstoffe und Zusatzmittel 3) Zement und Microsilica

Tabelle A-2 Mischungszusammensetzung und Frischbetoneigenschaften der ultrahochfesten Betone

Mischungszusammensetzung		M2Q-2,5	B4Q-2,5	B4Q-0,9	B4Q-0,0	B4Q-1,25
Zement CEM I 52,5R HS-NA Holcim	[kg/m³]	832	650	660	666	650
Basalt 2/8	[kg/m³]		597	606	612	597
Quarzsand H33	[kg/m³]	975	354	360	363	354
Quarzmehl MILLISIL W3 grob	[kg/m³]		131	133	134	131
Quarzmehl MILLISIL W12 fein	[kg/m³]	207	325	330	333	325
Microsilica Elkem Grade 983 Woermann	[kg/m³]	135	177	180	181	177
Stahlfasern WEIDACON FM 0,15/9 mm STRATEC Mikrodrahtfasern 0,15/17 mm Dramix RC 80/30 BP 0,38/30 mm	[kg/m³]	192	194	71		98
Wasser	[kg/m³]	166	158	161	162	158
Fließmittel Glenium 51 Woermann	[kg/m³]	26,5	33,4	30,4	22,8	33,4
Wasser / Bindemittel-Wert	[-]	0,19	0,22	0,22	0,21	0,22
Frischbetoneigenschaften [1)]						
Mischraumtemperatur	[°C]	17	20	19	21	21
Frischbetontemperatur	[°C]	23	25	25	26	29
Ausbreitmaß ohne Schockstöße	[cm]	62	70	-	-	-
Setzfließmaß	[cm]	84	80	75	90	82
Frischbetondichte	[kg/dm³]	2,50	2,61	2,52	2,47	2,54

1) Mittelwert aus allen Chargen

Tabelle A-3 Mischreihenfolge

	BI - DD		BI - DDD		BII - DD		BII - DDD		BIII - DD		BIII - DDD	
1.	Zuschlag + Zement	0,5 min	Zuschlag + Zement	0,5 min	Zuschlag + Zement	0,5 min	Zuschlag + Zement	0,5 min	Zuschlag + Zement	1,5 min	Zuschlag + Zement	0,5 min
2.	Wasser	1,5 min	Wasser	1,5 min	½ Wasser	1,0 min	¾ Wasser	1,5 min	¾ Wasser	1,5 min	¾ Wasser	1,5 min
3.	FM	5,0 min	FM	4,0 min	Microsilica	1,5 min	Microsilica	1,5 min	Microsilica	1,5 min	Microsilica	1,5 min
4.					½ Wasser + FM + VZ	5,0 min	¼ Wasser + FM + VZ	5,0 min	¼ Wasser + FM + VZ	5,0 min	¼ Wasser + FM + VZ	5,0 min

	BIb		BIIa		BIIb, BIIb-St, BIIIa, BIIIb		BIIb-PP		BIIc		BIIIc	
1.	Zuschlag + Zement	1,0 min	Zuschlag + Zement	1,0 min	Zuschlag + Zement	1,0 min	Zuschlag + Zement	1,0 min	Zuschlag + Zement	1,0 min	Zuschlag + Zement	1,0 min
2.	Wasser + FM + VZ	3,0 min	½ Wasser	1,5 min	¾ Wasser	1,5 min	¾ Wasser	1,5 min	¾ Wasser	1,5 min	Wasser	1,5 min
3.	PP- und Stahlfasern	2,0 min	Microsilica	1,5 min	Microsilica	1,5 min	Microsilica	1,5 min	Microsilica	1,5 min	Microsilica	1,5 min
4.			½ Wasser + FM + VZ	4,0 min	¼ Wasser + FM + VZ	4,0 min	PP-Fasern	2,0 min	PP-Fasern	5,0 min	¾ FM + VZ	2,0 min
5.			PP- und Stahlfasern	2,0 min	PP- und Stahlfasern	2,0 min	¼ Wasser + FM + VZ	3,0 min	¼ Wasser + FM + VZ	2,0 min	PP- und Stahlfasern + ¼ FM	2,0 min

	M2Q-2,5	Mischzeit [min]	Mischer [U/min]	Wirbler [U/min]	B4Q-2,5, B4Q-1,25, B4Q-0,9	Mischzeit [min]	Mischer [U/min]	Wirbler [U/min]	B4Q-0,0	Mischzeit [min]	Mischer [U/min]	Wirbler [U/min]
1.	Sand + Microsilica + Zement + Quarzmehl	2,0	80	1400	Basalt + Sand + Microsilica + Zement + Quarzmehl	2,0	80	1400	Basalt + Sand + Microsilica + Zement + Quarzmehl	2,0	80	1200
2.	Ecken auskratzen, dann Mischen	1,0	120	1700	Ecken auskratzen, dann Mischen	1,0	80	1700	Ecken auskratzen, dann Mischen	1,0	80	1400
3.	Wasser + FM gemischt, drehender Mischer		50		Wasser + FM gemischt, drehender Mischer		50		Wasser + FM gemischt, drehender Mischer		50	
4.	Mischen	1,0	80	1400	Mischen	1,0	80	1400	Mischen	1,0	80	1200
5.	Ecken auskratzen, dann Mischen	2,0	120	1700	Ecken auskratzen, dann Mischen	2,0	120	1700	Ecken auskratzen, dann Mischen	3,0	120	1400
6.	Stahlfasern einrieseln, drehender Mischer		50		Stahlfasern einrieseln, drehender Mischer		50					
7.	Mischen	3,0	80	1700	Mischen	3,0	80	1700				

A.2 Festbetonkennwerte

Tabelle A-4 Festbetoneigenschaften der Hochleistungsbetone

	Beton	BI	BI	BIb	BIb	BII	BII	BIIa	BIIb	BIIb	BIIc	BIIb-St	BIIb-PP	BIII	BIII	BIIIa	BIIIb	BIIIb	BIIIc
	Serie	DD	DDD	DD	DDD	DD	DDD	DD	DD	DDD	DD	DD	DD	DD	DDD	DD	DD	DDD	DD
Druckfestigkeit 7 Tage																			
Würfel *a* = 15 cm	[N/mm²]	-63,5	-	-	-	-77,5	-	-	-	-	-	-	-	-88,8	-	-	-	-	-
Würfel *a* = 10 cm	[N/mm²]	-	-56,6	-63,2	-66,5	-	-76,8	-76,8	-78,1	-71,8	-	-75,4	-66,9	-	-87,1	-83,7	-89,8	-86,6	-88,6
Druckfestigkeit 28 Tage																			
Prisma *l*/*b*/*h* = 40/10/10 cm	[N/mm²]	-63,6	-57,7	-	-	-84,8	-83,9	-	-	-	-	-	-	-104,5	-95,0	-	-	-	-
Zylinder d/h = 15/30 cm	[N/mm²]	-56,3	-54,7	-70,9	-70,6	-91,0	-78,9	-91,7	-94,5	-86,7	-95,0	-89,0	-83,6	-93,4	-92,3	-106,7	-113,4	-107,0	-109,0
Würfel *a* = 15 cm	[N/mm²]	-74,2	-	-	-	-100,1	-	-	-	-	-	-	-	-110,9	-	-	-	-	-
Würfel *a* = 10 cm	[N/mm²]	-74,3	-75,2	-79,1	-80,5	-108,4	-98,6	-103,4	-109,1	-104,5	-108,3	-107,5	-92,7	-123,1	-121,0	-115,6	-123,9	-116,5	-114,5
Würfel *a* = 10 cm (parallel)	[N/mm²]	-	-	-85,9	-89,8	-	-	-112,6	-121,3	-110,2	-117,6	-114,2	-96,3	-	-	-125,4	-137,4	-134,9	-143,5
Spaltzugfestigkeit 28 Tage																			
Würfel *a* = 15 cm	[N/mm²]	4,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5,4	-	-	-	-	-
Würfel *a* = 10 cm	[N/mm²]	6,0	5,1	8,0	8,0	-	5,7	9,6	10,7	10,8	11,1	11,2	5,4	6,8	7,1	10,8	16,0	13,1	16,4
Zugfestigkeit 28 Tage																			
Zylinder d/h = 12/30 cm	[N/mm²]	-	-	3,9	3,9	-	-	4,0	4,5	4,3	4,8	4,2	4,0	-	-	5,6	5,6	4,6	5,1
Elastizitätsmodul																			
Prisma *l*/*b*/*h* = 40/10/10 cm	[kN/mm²]	49,1	40,0	-	-	41,7	43,3	-	-	-	-	-	-	45,8	44,8	-	-	-	-
Zylinder d/h = 15/30 cm	[kN/mm²]	38,9	36,0	36,0	39,1	43,4	38,6	41,8	40,0	37,4	39,6	40,0	39,1	46,5	44,0	43,4	42,2	41,6	41,7

Tabelle A-5 Festbetoneigenschaften der ultrahochfesten Betone

Festbetoneigenschaften [1)]		M2Q-2,5	B4Q-2,5	B4Q-0,9	B4Q-0,0	B4Q-1,25
Druckfestigkeit 28 Tage						
Zylinder d/h = 15/30 cm	[N/mm²]	-159,7	-161,2	-169,3	-	-
Würfel *a* = 10 cm	[N/mm²]	-174,8	-184,3	-199,2	-	-
Prisma *l*/*b*/*h* = 16/4/4 cm	[N/mm²]	-200,0	-213,8	-205,7	-168,1	-197,7
Biegezugfestigkeit 28 Tage						
Prisma *l*/*b*/*h* = 16/4/4 cm	[N/mm²]	31,0	27,0	22,8	12,6	34,2

1) Mittelwert aus allen Chargen

Anhang B Mehraxiale Festigkeiten

In den folgenden Tabellen werden die in den Versuchen ermittelten maximal Spannungen für jeden Probekörper aufgelistet. Die Darstellung erfolgt einerseits im σ_1-σ_2-σ_3-Koordinatensystem und andererseits im σ_o-τ_o-θ-Koordinatensystem. Bei den anisotropen Betonen wurde der Winkel θ laut der Definition im Bild 5-15 mit Werten zwischen 0 und 360° angegeben. In Klammern wird der Wert ergänzt, der dem Winkel in dem jeweiligen Sextanten entspricht.

Es werden sowohl die absoluten Spannungen als auch die auf die jeweilige einaxiale Festigkeit bezogenen Spannungen aufgeführt. Bei den anisotropen Betonen geht die Festigkeit in Betonierrichtung zu einem Drittel, die Festigkeit quer zur Betonierrichtung zu zwei Dritteln in die gemittelte einaxiale Festigkeit ein.

Die Darstellung wird ergänzt durch das Probekörperalter, die Anzahl der Einzelversuche *n* je Spannungsverhältnis, die Standardabweichung *s* der kleinsten Hauptspannung und den Variationskoeffizienten *v*.

B.1 Bruchwerte Hochleistungsbeton

Tabelle B-3 Zweiaxiale Festigkeit Beton BI, f_c'= -61,17 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{i,min}$) [N/mm²]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	v [%]
0/1/0	36	0,00	0,00	-60,57	-20,19	28,55	60,00	0,00	0,99	0,00	0,33	-0,47	
	36	0,00	0,00	-61,80	-20,60	29,13		0,00	1,01	0,00	0,34	-0,48	6
	36	0,00	0,00	-61,48	-20,49	28,98		0,00	1,01	0,00	0,34	-0,47	1,17
	36	0,00	0,00	-59,41	-19,80	28,01		0,00	0,97	0,00	0,32	-0,46	1,91
	36	0,00	0,00	-62,85	-20,95	29,63		0,00	1,03	0,00	0,34	-0,48	
	36	0,00	0,00	-60,93	-20,31	28,72		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	
Mittelwert	36	0,00	0,00	-61,17	-20,39	28,84		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	
0,05/1/0	28	-3,77	0,00	-72,60	-25,46	33,37	57,41	0,06	1,19	0,00	0,42	-0,55	
	30	-3,55	0,00	-70,55	-24,70	32,45		0,06	1,15	0,00	0,40	-0,53	6
	31	-3,31	0,00	-65,27	-22,86	30,02		0,05	1,07	0,00	0,37	-0,49	2,83
	34	-3,63	0,00	-72,07	-25,23	33,15		0,06	1,18	0,00	0,41	-0,54	4,05
	34	-3,50	0,00	-68,05	-23,85	31,29		0,06	1,11	0,00	0,39	-0,51	
	35	-3,64	0,00	-71,63	-25,09	32,94		0,06	1,17	0,00	0,41	-0,54	
Mittelwert	32	-3,57	0,00	-70,03	-24,53	32,20		0,06	1,14	0,00	0,40	-0,53	
0,2/1/0	28	-15,69	0,00	-75,48	-30,39	32,52	48,66	0,26	1,23	0,00	0,50	-0,53	
	30	-16,50	0,00	-79,50	-32,00	34,25		0,27	1,30	0,00	0,52	-0,56	6
	31	-16,01	0,00	-77,46	-31,16	33,39		0,26	1,27	0,00	0,51	-0,55	1,97
	34	-16,87	0,00	-81,31	-32,73	35,04		0,28	1,33	0,00	0,53	-0,57	2,50
	34	-16,30	0,00	-78,42	-31,57	33,79		0,27	1,28	0,00	0,52	-0,55	
	35	-16,44	0,00	-78,98	-31,81	34,03		0,27	1,29	0,00	0,52	-0,56	
Mittelwert	32	-16,30	0,00	-78,52	-31,61	33,84		0,27	1,28	0,00	0,52	-0,55	
0,4/1/0	28	-34,24	0,00	-82,36	-38,87	33,78	35,53	0,56	1,35	0,00	0,64	-0,55	
	30	-34,31	0,00	-82,34	-38,89	33,77		0,56	1,35	0,00	0,64	-0,55	6
	31	-32,75	0,00	-78,71	-37,15	32,28		0,54	1,29	0,00	0,61	-0,53	2,60
	34	-33,85	0,00	-81,43	-38,43	33,40		0,55	1,33	0,00	0,63	-0,55	3,17
	35	-36,02	0,00	-86,49	-40,84	35,48		0,59	1,41	0,00	0,67	-0,58	
	35	-33,52	0,00	-80,53	-38,02	33,03		0,55	1,32	0,00	0,62	-0,54	
Mittelwert	32	-34,11	0,00	-81,98	-38,70	33,62		0,56	1,34	0,00	0,63	-0,55	
0,6/1/0	28	-51,40	0,00	-82,30	-44,57	33,95	21,75	0,84	1,35	0,00	0,73	-0,55	
	30	-53,56	0,00	-85,54	-46,37	35,29		0,88	1,40	0,00	0,76	-0,58	6
	31	-50,39	0,00	-80,58	-43,66	33,24		0,82	1,32	0,00	0,71	-0,54	3,55
	34	-53,67	0,00	-85,70	-46,46	35,36		0,88	1,40	0,00	0,76	-0,58	4,16
	35	-56,07	0,00	-89,67	-48,58	36,99		0,92	1,47	0,00	0,79	-0,60	
	35	-55,61	0,00	-88,85	-48,15	36,65		0,91	1,45	0,00	0,79	-0,60	
Mittelwert	32	-53,45	0,00	-85,44	-46,30	35,25		0,87	1,40	0,00	0,76	-0,58	
0,8/1/0	30	-70,34	0,00	-84,36	-51,57	36,91	8,89	1,15	1,38	0,00	0,84	-0,60	
	31	-71,14	0,00	-85,18	-52,11	37,29		1,16	1,39	0,00	0,85	-0,61	6
	34	-71,32	0,00	-85,47	-52,26	37,40		1,17	1,40	0,00	0,85	-0,61	2,19
	34	-67,11	0,00	-80,51	-49,21	35,22		1,10	1,32	0,00	0,80	-0,58	2,60
	35	-69,63	0,00	-83,41	-51,01	36,51		1,14	1,36	0,00	0,83	-0,60	
	35	-72,53	0,00	-86,87	-53,13	38,03		1,19	1,42	0,00	0,87	-0,62	
Mittelwert	33	-70,34	0,00	-84,30	-51,55	36,89		1,15	1,38	0,00	0,84	-0,60	
0,95/1/0	30	-76,41	0,00	-77,43	-51,28	36,26	0,52	1,25	1,27	0,00	0,84	-0,59	
	31	-78,70	0,00	-79,34	-52,68	37,25		1,29	1,30	0,00	0,86	-0,61	6
	34	-81,53	0,00	-82,22	-54,58	38,60		1,33	1,34	0,00	0,89	-0,63	3,64
	34	-70,58	0,00	-71,47	-47,35	33,48		1,15	1,17	0,00	0,77	-0,55	4,73
	35	-74,73	0,00	-75,42	-50,05	35,39		1,22	1,23	0,00	0,82	-0,58	
	35	-75,47	0,00	-76,35	-50,61	35,79		1,23	1,25	0,00	0,83	-0,58	
Mittelwert	33	-76,24	0,00	-77,04	-51,09	36,13		1,25	1,26	0,00	0,84	-0,59	

Tabelle B-4 Zweiaxiale Festigkeit Beton BII, f_c'= -72,44 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	s ($\sigma_{1,min}$) [N/mm²]
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	v [%]
	28	0,00	0,00	-65,49	-21,83	30,87		0,00	0,90	0,00	0,30	-0,43	
	28	0,00	0,00	-72,09	-24,03	33,98		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	6
0/1/0	28	0,00	0,00	-74,49	-24,83	35,11	60,00	0,00	1,03	0,00	0,34	-0,48	3,86
	28	0,00	0,00	-71,28	-23,76	33,60		0,00	0,98	0,00	0,33	-0,46	5,34
	28	0,00	0,00	-76,04	-25,35	35,85		0,00	1,05	0,00	0,35	-0,49	
	28	0,00	0,00	-75,24	-25,08	35,47		0,00	1,04	0,00	0,35	-0,49	
Mittelwert	28	0,00	0,00	-72,44	-24,15	34,15		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	
	41	-4,44	0,00	-91,35	-31,93	42,05		0,06	1,26	0,00	0,44	-0,58	3
0,05/1/0	41	-4,33	0,00	-90,13	-31,49	41,50	57,56	0,06	1,24	0,00	0,43	-0,57	1,12
	48	-4,22	0,00	-89,11	-31,11	41,05		0,06	1,23	0,00	0,43	-0,57	1,24
Mittelwert	43	-4,33	0,00	-90,20	-31,51	41,54		0,06	1,25	0,00	0,43	-0,57	
	25	-19,86	0,00	-99,89	-39,92	43,17		0,27	1,38	0,00	0,55	-0,60	
	25	-17,96	0,00	-90,47	-36,14	39,11		0,25	1,25	0,00	0,50	-0,54	
	26	-18,60	0,00	-93,60	-37,40	40,46		0,26	1,29	0,00	0,52	-0,56	7
0,2/1/0	26	-17,87	0,00	-89,89	-35,92	38,85	49,17	0,25	1,24	0,00	0,50	-0,54	3,90
	27	-19,34	0,00	-97,15	-38,83	41,99		0,27	1,34	0,00	0,54	-0,58	4,11
	27	-18,77	0,00	-94,37	-37,71	40,79		0,26	1,30	0,00	0,52	-0,56	
	48	-19,74	0,00	-98,75	-39,49	42,67		0,27	1,36	0,00	0,55	-0,59	
Mittelwert	29	-18,88	0,00	-94,87	-37,92	41,00		0,26	1,31	0,00	0,52	-0,57	
	25	-39,40	0,00	-98,63	-46,01	40,54		0,54	1,36	0,00	0,64	-0,56	
	25	-36,67	0,00	-91,96	-42,88	37,80		0,51	1,27	0,00	0,59	-0,52	6
0,4/1/0	26	-40,67	0,00	-101,76	-47,48	41,82	36,64	0,56	1,40	0,00	0,66	-0,58	4,92
	27	-39,55	0,00	-99,08	-46,21	40,72		0,55	1,37	0,00	0,64	-0,56	5,12
	27	-35,33	0,00	-88,59	-41,30	36,41		0,49	1,22	0,00	0,57	-0,50	
	27	-38,58	0,00	-96,70	-45,09	39,74		0,53	1,33	0,00	0,62	-0,55	
Mittelwert	26	-38,37	0,00	-96,12	-44,83	39,51		0,53	1,33	0,00	0,62	-0,55	
	25	~~-47,62~~	~~0,00~~	~~-79,58~~							0,00	0,00	
	26	-58,80	0,00	-98,02	-52,27	40,28		0,81	1,35	0,00	0,72	-0,56	
	26	-55,33	0,00	-92,35	-49,23	37,95		0,76	1,27	0,00	0,68	-0,52	6
0,6/1/0	27	-54,24	0,00	-90,58	-48,28	37,22	23,48	0,75	1,25	0,00	0,67	-0,51	3,31
	27	-57,85	0,00	-96,49	-51,45	39,65		0,80	1,33	0,00	0,71	-0,55	3,54
	28	-53,64	0,00	-89,56	-47,73	36,80		0,74	1,24	0,00	0,66	-0,51	
	42	-55,69	0,00	-93,15	-49,61	38,27		0,77	1,29	0,00	0,68	-0,53	
Mittelwert	29	-55,93	0,00	-93,36	-49,76	38,36		0,8	1,3	0,00	0,69	-0,53	
	25	-70,15	0,00	-87,70	-52,62	37,89		0,97	1,21	0,00	0,73	-0,52	
	26	-67,65	0,00	-84,73	-50,79	36,59		0,93	1,17	0,00	0,70	-0,51	5
0,8/1/0	26	~~-62,94~~	~~0,00~~	~~-78,71~~			10,95				0,00	0,00	1,61
	27	-67,20	0,00	-84,22	-50,48	36,36		0,93	1,16	0,00	0,70	-0,50	1,89
	27	-68,66	0,00	-85,80	-51,48	37,07		0,95	1,18	0,00	0,71	-0,51	
	28	-66,76	0,00	-83,59	-50,12	36,10		0,92	1,15	0,00	0,69	-0,50	
Mittelwert	27	-68,08	0,00	-85,21	-51,10	36,80		0,94	1,18	0,00	0,71	-0,51	
	25	-78,30	0,00	-82,35	-53,55	37,90		1,08	1,14	0,00	0,74	-0,52	
	26	-76,73	0,00	-80,83	-52,52	37,17		1,06	1,12	0,00	0,72	-0,51	6
0,95/1/0	26	-75,66	0,00	-79,52	-51,73	36,61	2,57	1,04	1,10	0,00	0,71	-0,51	2,96
	27	-75,25	0,00	-79,46	-51,57	36,51		1,04	1,10	0,00	0,71	-0,50	3,65
	27	-82,21	0,00	-86,60	-56,27	39,83		1,13	1,20	0,00	0,78	-0,55	
	28	-74,46	0,00	-78,47	-50,98	36,08		1,03	1,08	0,00	0,70	-0,50	
Mittelwert	27	-77,10	0,00	-81,20	-52,77	37,35		1,06	1,12	0,00	0,73	-0,52	

Tabelle B-5 Zweiaxiale Festigkeit Beton BIII, f_c'= -94,20 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{1,min}$) [N/mm²] v [%]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
	32	0,00	0,00	-90,69	-30,23	42,75		0,00	0,96	0,00	0,32	-0,45	
	32	0,00	0,00	-95,76	-31,92	45,14		0,00	1,02	0,00	0,34	-0,48	6
0/1/0	32	0,00	0,00	-92,89	-30,96	43,79	60,00	0,00	0,99	0,00	0,33	-0,46	3,18
	32	0,00	0,00	-98,32	-32,77	46,35		0,00	1,04	0,00	0,35	-0,49	3,38
	32	0,00	0,00	-96,68	-32,23	45,58		0,00	1,03	0,00	0,34	-0,48	
	32	0,00	0,00	-90,89	-30,30	42,85		0,00	0,96	0,00	0,32	-0,45	
Mittelwert	32	0,00	0,00	-94,20	-31,40	44,41		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	
	26	-5,73	0,00	-112,26	-39,33	51,62		0,06	1,19	0,00	0,42	-0,55	
	26	-5,46	0,00	-107,08	-37,51	49,24		0,06	1,14	0,00	0,40	-0,52	6
0,05/1/0	27	-5,24	0,00	-102,57	-35,94	47,17	57,40	0,06	1,09	0,00	0,38	-0,50	5,16
	27	-4,98	0,00	-96,83	-33,94	44,52		0,05	1,03	0,00	0,36	-0,47	4,91
	28	-5,40	0,00	-106,93	-37,44	49,18		0,06	1,14	0,00	0,40	-0,52	
	29	-5,40	0,00	-105,03	-36,81	48,29		0,06	1,11	0,00	0,39	-0,51	
Mittelwert	27	-5,37	0,00	-105,12	-36,83	48,34		0,06	1,12	0,00	0,39	-0,51	
	26	-25,68	0,00	-123,07	-49,58	53,01		0,27	1,31	0,00	0,53	-0,56	
	26	-24,56	0,00	-118,15	-47,57	50,90		0,26	1,25	0,00	0,50	-0,54	6
0,2/1/0	27	-22,37	0,00	-107,70	-43,35	46,40	48,62	0,24	1,14	0,00	0,46	-0,49	6,40
	28	-22,47	0,00	-108,21	-43,56	46,62		0,24	1,15	0,00	0,46	-0,49	5,67
	27	-23,17	0,00	-110,97	-44,71	47,80		0,25	1,18	0,00	0,47	-0,51	
	28	-22,58	0,00	-108,31	-43,63	46,66		0,24	1,15	0,00	0,46	-0,50	
Mittelwert	27	-23,47	0,00	-112,73	-45,40	48,57		0,25	1,20	0,00	0,48	-0,52	
	26	-52,44	0,00	-125,68	-59,37	51,54		0,56	1,33	0,00	0,63	-0,55	
	26	-49,44	0,00	-118,71	-56,05	48,69		0,52	1,26	0,00	0,60	-0,52	5
0,4/1/0	27	-47,73	0,00	-114,77	-54,17	47,07	35,49	0,51	1,22	0,00	0,57	-0,50	4,01
	28	-49,18	0,00	-117,94	-55,71	48,37		0,52	1,25	0,00	0,59	-0,51	3,35
	28	~~-42,92~~	~~0,00~~	~~-102,98~~							0,00	0,00	
	29	-50,14	0,00	-120,25	-56,80	49,32		0,53	1,28	0,00	0,60	-0,52	
Mittelwert	27	-49,79	0,00	-119,47	-56,42	49,00		0,53	1,27	0,00	0,60	-0,52	
	26	-72,51	0,00	-115,94	-62,82	47,83		0,77	1,23	0,00	0,67	-0,51	
	27	-76,68	0,00	-122,45	-66,38	50,52		0,81	1,30	0,00	0,70	-0,54	6
0,6/1/0	27	-67,48	0,00	-108,11	-58,53	44,59	21,78	0,72	1,15	0,00	0,62	-0,47	5,73
	28	-71,44	0,00	-114,30	-61,91	47,15		0,76	1,21	0,00	0,66	-0,50	5,01
	28	-67,16	0,00	-107,54	-58,23	44,35		0,71	1,14	0,00	0,62	-0,47	
	32	-73,52	0,00	-117,64	-63,72	48,52		0,78	1,25	0,00	0,68	-0,52	
Mittelwert	28	-71,46	0,00	-114,33	-61,93	47,16		0,76	1,21	0,00	0,66	-0,50	
	26	-91,56	0,00	-109,85	-67,13	48,05		0,97	1,17	0,00	0,71	-0,51	
	27	-95,14	0,00	-114,25	-69,80	49,97		1,01	1,21	0,00	0,74	-0,53	5
0,8/1/0	27	-93,11	0,00	-112,15	-68,42	49,00	9,01	0,99	1,19	0,00	0,73	-0,52	2,37
	28	-90,70	0,00	-108,72	-66,47	47,58		0,96	1,15	0,00	0,71	-0,51	2,12
	28	-94,34	0,00	-113,54	-69,29	49,62		1,00	1,21	0,00	0,74	-0,53	
Mittelwert	27	-92,97	0,00	-111,70	-68,22	48,84		0,99	1,19	0,00	0,72	-0,52	
	26	-103,44	0,00	-104,47	-69,30	49,01		1,10	1,11	0,00	0,74	-0,52	
	27	-100,92	0,00	-102,11	-67,68	47,86		1,07	1,08	0,00	0,72	-0,51	6
0,95/1/0	27	-97,01	0,00	-98,06	-65,03	45,98		1,03	1,04	0,00	0,69	-0,49	4,03
	28	-103,27	0,00	-104,31	-69,20	48,93	0,53	1,10	1,11	0,00	0,73	-0,52	3,89
	29	-100,87	0,00	-101,91	-67,59	47,80		1,07	1,08	0,00	0,72	-0,51	
	32	-109,05	0,00	-110,26	-73,10	51,69		1,16	1,17	0,00	0,78	-0,55	
Mittelwert	28	-102,43	0,00	-103,52	-68,65	48,54		1,09	1,10	0,00	0,73	-0,52	

Tabelle B-6 Dreiaxiale Festigkeit Beton BI, f_c'= -46,09 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	s ($\sigma_{1,min}$) [N/mm²]
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	v [%]
	33	~~0,00~~	~~-38,28~~	~~0,00~~									
	35	0,00	-48,96	0,00	-16,32	23,08		0,00	1,06	0,00	0,35	-0,50	5
0/1/0	35	0,00	-50,83	0,00	-16,94	23,96	60,00	0,00	1,10	0,00	0,37	-0,52	3,61
	35	0,00	-42,55	0,00	-14,18	20,06		0,00	0,92	0,00	0,31	-0,44	7,82
	35	0,00	-44,58	0,00	-14,86	21,02		0,00	0,97	0,00	0,32	-0,46	
	35	0,00	-43,54	0,00	-14,51	20,53		0,00	0,94	0,00	0,31	-0,45	
Mittelwert	35	0,00	-46,09	0,00	-15,36	21,73		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	
	26	-20,31	-101,46	-5,00	-42,26	42,33		0,44	2,20	0,11	0,92	-0,92	
	26	-20,52	-103,07	-5,03	-42,88	43,03		0,45	2,24	0,11	0,93	-0,93	6
0,2/1/0,05	26	-22,14	-110,68	-5,45	-46,09	46,18	51,55	0,48	2,40	0,12	1,00	-1,00	4,55
	28	-20,21	-101,67	-5,00	-42,29	42,44		0,44	2,21	0,11	0,92	-0,92	4,43
	28	-20,42	-102,40	-5,05	-42,62	42,73		0,44	2,22	0,11	0,92	-0,93	
	30	-19,11	-96,61	-4,69	-40,14	40,37		0,41	2,10	0,10	0,87	-0,88	
Mittelwert	27	-20,45	-102,65	-5,04	-42,71	42,85		0,44	2,23	0,11	0,93	-0,93	
	26	-63,13	-105,26	-5,18	-57,85	41,03		1,37	2,28	0,11	1,26	-0,89	
	26	-64,84	-108,13	-5,35	-59,44	42,13		1,41	2,35	0,12	1,29	-0,91	6
0,6/1/0,05	26	-59,38	-99,22	-4,85	-54,48	38,68	24,81	1,29	2,15	0,11	1,18	-0,84	5,04
	28	-67,40	-112,40	-5,52	-61,77	43,81		1,46	2,44	0,12	1,34	-0,95	4,74
	28	-66,46	-110,83	-5,47	-60,92	43,19		1,44	2,40	0,12	1,32	-0,94	
	30	-61,41	-102,45	-5,00	-56,28	39,95		1,33	2,22	0,11	1,22	-0,87	
Mittelwert	27	-63,77	-106,38	-5,23	-58,46	41,46		1,38	2,31	0,11	1,27	-0,90	
	26	-90,31	-95,10	-4,66	-63,36	41,55		1,96	2,06	0,10	1,37	-0,90	
	27	-90,31	-95,10	-4,64	-63,35	41,56		1,96	2,06	0,10	1,37	-0,90	6
0,95/1/0,05	27	-88,70	-93,33	-4,56	-62,20	40,80	2,68	1,92	2,02	0,10	1,35	-0,89	2,77
	29	-88,96	-93,54	-4,58	-62,36	40,90		1,93	2,03	0,10	1,35	-0,89	2,97
	29	-89,53	-94,32	-4,69	-62,85	41,17		1,94	2,05	0,10	1,36	-0,89	
	30	-83,33	-87,76	-4,38	-58,49	38,31		1,81	1,90	0,09	1,27	-0,83	
Mittelwert	28	-88,52	-93,19	-4,58	-62,10	40,72		1,92	2,02	0,10	1,35	-0,88	
	27	-29,64	-148,80	-14,75	-64,40	59,99		0,64	3,23	0,32	1,40	-1,30	
	27	-29,95	-150,00	-14,95	-64,97	60,44		0,65	3,25	0,32	1,41	-1,31	6
0,2/1/0,1	27	-29,48	-147,60	-14,67	-63,92	59,48	54,18	0,64	3,20	0,32	1,39	-1,29	6,83
	29	-26,72	-134,01	-13,28	-58,00	54,02		0,58	2,91	0,29	1,26	-1,17	4,73
	29	-29,64	-148,91	-14,74	-64,43	60,04		0,64	3,23	0,32	1,40	-1,30	
	30	-27,45	-137,76	-13,65	-59,62	55,54		0,60	2,99	0,30	1,29	-1,20	
Mittelwert	28	-28,81	-144,51	-14,34	-62,55	58,25		0,63	3,14	0,31	1,36	-1,26	
	27	-103,39	-172,40	-17,15	-97,64	63,51		2,24	3,74	0,37	2,12	-1,38	
	27	-99,79	-166,46	-16,55	-94,27	61,32		2,16	3,61	0,36	2,05	-1,33	6
0,6/1/0,1	27	-101,04	-168,44	-16,75	-95,41	62,05	26,33	2,19	3,65	0,36	2,07	-1,35	3,61
	29	-98,65	-164,64	-16,35	-93,21	60,66		2,14	3,57	0,35	2,02	-1,32	2,17
	29	-96,98	-161,67	-16,04	-91,56	59,57		2,10	3,51	0,35	1,99	-1,29	
	30	-99,69	-166,25	-16,46	-94,13	61,28		2,16	3,61	0,36	2,04	-1,33	
Mittelwert	28	-99,92	-166,64	-16,55	-94,37	61,40		2,17	3,62	0,36	2,05	-1,33	
	27	-132,34	-139,32	-13,84	-95,17	57,58		2,87	3,02	0,30	2,06	-1,25	
	27	-130,05	-136,98	-13,61	-93,55	56,59		2,82	2,97	0,30	2,03	-1,23	6
0,95/1/0,1	27	-125,31	-131,82	-13,09	-90,08	54,50	2,82	2,72	2,86	0,28	1,95	-1,18	3,74
	29	-129,17	-135,94	-13,44	-92,85	56,22		2,80	2,95	0,29	2,01	-1,22	2,74
	29	-134,32	-141,25	-14,06	-96,55	58,39		2,91	3,06	0,31	2,09	-1,27	
	30	-125,73	-132,34	-13,18	-90,42	54,68		2,73	2,87	0,29	1,96	-1,19	
Mittelwert	28	-129,49	-136,28	-13,54	-93,10	56,33		2,81	2,96	0,29	2,02	-1,22	

Fortsetzung Tabelle B-6 Dreiaxiale Festigkeit Beton BI, f_c'= -46,09 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{1,min}$) [N/mm²] v [%]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
	27	-41,61	-208,70	-31,23	-93,85	81,32		0,90	4,53	0,68	2,04	-1,76	
	27	~~-24,27~~	~~-122,08~~	~~-18,17~~									5
0,2/1/0,15	28	-43,80	-219,53	-32,86	-98,73	85,53	57,00	0,95	4,76	0,71	2,14	-1,86	9,82
	29	-38,65	-193,59	-28,96	-87,07	75,43		0,84	4,20	0,63	1,89	-1,64	4,80
	29	-40,16	-200,94	-30,05	-90,38	78,28		0,87	4,36	0,65	1,96	-1,70	
	33	-40,10	-201,15	-30,05	-90,43	78,39		0,87	4,36	0,65	1,96	-1,70	
Mittelwert	29	-40,86	-204,78	-30,63	-92,09	79,79		0,89	4,44	0,66	2,00	-1,73	
	28	-148,28	-246,98	-37,42	-144,23	85,60		3,22	5,36	0,81	3,13	-1,86	
	28	-135,78	-226,35	-33,91	-132,01	78,61		2,95	4,91	0,74	2,86	-1,71	6
0,6/1/0,15	28	-147,29	-245,57	-36,72	-143,19	85,31	28,06	3,20	5,33	0,80	3,11	-1,85	12,55
	29	-129,58	-216,04	-32,24	-125,95	75,08		2,81	4,69	0,70	2,73	-1,63	5,41
	29	-133,54	-222,66	-33,39	-129,86	77,31		2,90	4,83	0,72	2,82	-1,68	
	33	-140,57	-234,38	-35,05	-136,67	81,42		3,05	5,08	0,76	2,96	-1,77	
Mittelwert	29	-139,18	-232,00	-34,79	-135,32	80,56		3,02	5,03	0,75	2,94	-1,75	
	28	-173,65	-182,71	-27,29	-127,88	71,22		3,77	3,96	0,59	2,77	-1,55	
	28	-180,94	-190,36	-28,44	-133,25	74,21		3,93	4,13	0,62	2,89	-1,61	6
0,95/1/0,15	28	-180,73	-190,26	-28,39	-133,13	74,16	2,99	3,92	4,13	0,62	2,89	-1,61	6,24
	29	-167,03	-175,89	-26,25	-123,06	68,55		3,62	3,82	0,57	2,67	-1,49	3,35
	30	-175,83	-185,16	-27,66	-129,55	72,15		3,81	4,02	0,60	2,81	-1,57	
	33	-183,13	-192,60	-28,85	-134,86	75,06		3,97	4,18	0,63	2,93	-1,63	
Mittelwert	29	-176,88	-186,16	-27,81	-130,29	72,56		3,84	4,04	0,60	2,83	-1,57	

Tabelle B-7 Dreiaxiale Festigkeit Beton BII, f_c'= -72,73 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{1,min}$) [N/mm²] v [%]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
	35	~~0,00~~	~~-44,01~~	~~0,00~~									
	35	0,00	-69,58	0,00	-23,19	32,80		0,00	0,96	0,00	0,32	-0,45	4
0/1/0	35	0,00	-68,23	0,00	-22,74	32,16	60,00	0,00	0,94	0,00	0,31	-0,44	5,61
	36	0,00	-80,73	0,00	-26,91	38,06		0,00	1,11	0,00	0,37	-0,52	7,71
	36	0,00	-72,40	0,00	-24,13	34,13		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	
	36	~~0,00~~	~~-11,97~~	~~0,00~~									
Mittelwert	36	0,00	-72,73	0,00	-24,24	34,29		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	
	26	-29,38	-147,24	-7,29	-61,30	61,43		0,40	2,02	0,10	0,84	-0,84	
	26	-29,69	-148,13	-7,40	-61,74	61,76		0,41	2,04	0,10	0,85	-0,85	6
0,2/1/0,05	26	-31,46	-157,86	-7,76	-65,69	65,89	51,55	0,43	2,17	0,11	0,90	-0,91	8,90
	29	-27,03	-135,52	-6,61	-56,39	56,57		0,37	1,86	0,09	0,78	-0,78	6,18
	30	-27,81	-139,95	-6,88	-58,21	58,42		0,38	1,92	0,09	0,80	-0,80	
	34	-26,88	-134,64	-6,61	-56,04	56,19		0,37	1,85	0,09	0,77	-0,77	
Mittelwert	29	-28,71	-143,89	-7,09	-59,90	60,04		0,39	1,98	0,10	0,82	-0,83	
	26	-93,91	-156,77	-7,71	-86,13	61,10		1,29	2,16	0,11	1,18	-0,84	
	26	-97,60	-162,97	-8,02	-89,53	63,51		1,34	2,24	0,11	1,23	-0,87	5
0,6/1/0,05	27	-102,92	-171,61	-8,49	-94,34	66,87	24,81	1,41	2,36	0,12	1,30	-0,92	7,32
	30	-102,97	-171,77	-8,49	-94,41	66,93		1,42	2,36	0,12	1,30	-0,92	4,37
	30	-104,48	-174,11	-8,59	-95,73	67,86		1,44	2,39	0,12	1,32	-0,93	
	34	~~-82,66~~	~~-137,86~~	~~-6,72~~									
Mittelwert	29	-100,38	-167,45	-8,26	-92,03	65,26		1,38	2,30	0,11	1,27	-0,90	

Fortsetzung Tabelle B-7 Dreiaxiale Festigkeit Beton BII, f_c'= -72,73 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{1,min}$) [N/mm²] v [%]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
	27	-144,64	-152,24	-7,50	-101,46	66,51		1,99	2,09	0,10	1,39	-0,91	
	27	-141,41	-148,85	-7,34	-99,20	65,02		1,94	2,05	0,10	1,36	-0,89	5
0,95/1/0,05	27	-138,44	-145,99	-7,24	-97,22	63,70	2,69	1,90	2,01	0,10	1,34	-0,88	2,33
	30	-143,18	-150,68	-7,45	-100,43	65,82		1,97	2,07	0,10	1,38	-0,90	1,56
	30	-141,88	-149,32	-7,29	-99,50	65,27		1,95	2,05	0,10	1,37	-0,90	
Mittelwert	28	-141,91	-149,42	-7,36	-99,56	65,27		1,95	2,05	0,10	1,37	-0,90	
	27	-38,85	-195,05	-19,27	-84,39	78,66		0,53	2,68	0,26	1,16	-1,08	
	27	-39,17	-196,41	-19,53	-85,03	79,16		0,54	2,70	0,27	1,17	-1,09	6
0,2/1/0,1	27	-40,94	-205,10	-20,36	-88,80	82,67	54,18	0,56	2,82	0,28	1,22	-1,14	7,86
	33	-42,71	-213,91	-21,30	-92,64	86,19		0,59	2,94	0,29	1,27	-1,19	3,86
	33	-42,19	-211,46	-21,04	-91,56	85,22		0,58	2,91	0,29	1,26	-1,17	
	34	-39,90	-199,84	-19,90	-86,55	80,53		0,55	2,75	0,27	1,19	-1,11	
Mittelwert	30	-40,63	-203,63	-20,23	-88,16	82,07		0,56	2,80	0,28	1,21	-1,13	
	27	-134,69	-224,53	-22,40	-127,20	82,69		1,85	3,09	0,31	1,75	-1,14	
	28	-130,94	-218,33	-21,72	-123,66	80,43		1,80	3,00	0,30	1,70	-1,11	5
0,6/1/0,1	28	-127,71	-213,07	-21,09	-120,63	78,54	26,33	1,76	2,93	0,29	1,66	-1,08	9,31
	33	-141,51	-235,68	-23,49	-133,56	86,81		1,95	3,24	0,32	1,84	-1,19	4,15
	33	-139,01	-231,82	-23,13	-131,32	85,37		1,91	3,19	0,32	1,81	-1,17	
	34	~~-110,42~~	~~-184,01~~	~~-18,33~~									
Mittelwert	31	-134,77	-224,69	-22,36	-127,27	82,77		1,85	3,09	0,31	1,75	-1,14	
	28	-194,48	-204,58	-20,36	-139,81	84,56		2,67	2,81	0,28	1,92	-1,16	
	28	-188,65	-198,75	-19,79	-135,73	82,08		2,59	2,73	0,27	1,87	-1,13	5
0,95/1/0,1	28	-186,56	-196,46	-19,53	-134,18	81,17	2,84	2,56	2,70	0,27	1,84	-1,12	5,04
	33	-194,90	-205,10	-20,42	-140,14	84,76		2,68	2,82	0,28	1,93	-1,17	2,49
	33	-198,33	-208,85	-20,78	-142,66	86,29		2,73	2,87	0,29	1,96	-1,19	
Mittelwert	30	-192,58	-202,75	-20,18	-138,50	83,77		2,65	2,79	0,28	1,90	-1,15	
	29	~~-50,31~~	~~-251,98~~	~~-37,71~~									
	29	~~-50,83~~	~~-254,74~~	~~-38,13~~									3
0,2/1/0,15	29	-52,45	-262,97	-39,32	-118,25	102,47	57,01	0,72	3,62	0,54	1,63	-1,41	4,76
	34	-54,22	-271,61	-40,78	-122,20	105,79		0,75	3,73	0,56	1,68	-1,45	1,79
	34	~~-35,10~~	~~-173,13~~	~~-25,52~~									
	34	-52,66	-263,85	-39,48	-118,66	102,81		0,72	3,63	0,54	1,63	-1,41	
Mittelwert	32	-53,11	-266,15	-39,86	-119,70	103,69		0,73	3,66	0,55	1,65	-1,43	
	29	-165,83	-276,67	-41,41	-161,30	96,10		2,28	3,80	0,57	2,22	-1,32	
	29	-155,42	-258,85	-38,80	-151,02	89,89		2,14	3,56	0,53	2,08	-1,24	5
0,6/1/0,15	29	-157,81	-262,92	-39,38	-153,37	91,31	28,05	2,17	3,61	0,54	2,11	-1,26	8,28
	34	-166,46	-277,50	-41,51	-161,82	96,40		2,29	3,82	0,57	2,22	-1,33	3,08
	34	-160,16	-267,03	-40,00	-155,73	92,74		2,20	3,67	0,55	2,14	-1,28	
Mittelwert	31	-161,14	-268,59	-40,22	-156,65	93,29		2,22	3,69	0,55	2,15	-1,28	
	33	~~-250,89~~	~~-264,06~~	~~-39,58~~									
	33	~~-252,40~~	~~-265,68~~	~~-39,74~~									
	33	-230,94	-243,07	-36,30	-170,10	94,74		3,18	3,34	0,50	2,34	-1,30	6
0,95/1/0,15	34	-233,85	-246,15	-36,88	-172,29	95,89	3,00	3,22	3,38	0,51	2,37	-1,32	7,93
	34	-224,79	-236,51	-35,47	-165,59	92,13		3,09	3,25	0,49	2,28	-1,27	3,33
	35	~~-140,63~~	~~-148,39~~	~~-22,14~~									
	35	-216,72	-228,23	-34,11	-159,69	88,92		2,98	3,14	0,47	2,20	-1,22	
Mittelwert	34	-226,58	-238,49	-35,69	-166,92	92,92		3,12	3,28	0,49	2,29	-1,28	

Tabelle B-8 Dreiaxiale Festigkeit Beton BIII, f_c'= -83,44 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{1,min}$) [N/mm²] v [%]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
	36	0,00	-90,52	0,00	-30,17	42,67		0,00	1,08	0,00	0,36	-0,51	
	36	0,00	-85,78	0,00	-28,59	40,44		0,00	1,03	0,00	0,34	-0,48	6
0/1/0	36	0,00	-80,63	0,00	-26,88	38,01	60,00	0,00	0,97	0,00	0,32	-0,46	5,26
	36	0,00	-84,64	0,00	-28,21	39,90		0,00	1,01	0,00	0,34	-0,48	6,31
	36	0,00	-84,17	0,00	-28,06	39,68		0,00	1,01	0,00	0,34	-0,48	
	36	0,00	-74,90	0,00	-24,97	35,31		0,00	0,90	0,00	0,30	-0,42	
Mittelwert	36	0,00	-83,44	0,00	-27,81	39,33		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	
	27	-34,06	-170,78	-8,39	-71,08	71,28		0,41	2,05	0,10	0,85	-0,85	
	27	-31,98	-160,52	-7,92	-66,81	66,99		0,38	1,92	0,09	0,80	-0,80	6
0,2/1/0,05	27	-34,27	-171,61	-8,54	-71,48	71,58	51,56	0,41	2,06	0,10	0,86	-0,86	5,98
	28	-32,50	-163,33	-8,13	-67,99	68,15		0,39	1,96	0,10	0,81	-0,82	3,56
	28	-32,81	-164,48	-8,07	-68,45	68,65		0,39	1,97	0,10	0,82	-0,82	
	34	-35,21	-176,25	-8,70	-73,39	73,54		0,42	2,11	0,10	0,88	-0,88	
Mittelwert	29	-33,47	-167,83	-8,29	-69,86	70,03		0,40	2,01	0,10	0,84	-0,84	
	27	-106,09	-176,98	-8,75	-97,27	68,96		1,27	2,12	0,10	1,17	-0,83	
	27	-108,39	-180,83	-8,96	-99,39	70,46		1,30	2,17	0,11	1,19	-0,84	6
0,6/1/0,05	27	-90,52	-151,04	-7,45	-83,00	58,86	24,81	1,08	1,81	0,09	0,99	-0,71	12,64
	29	-99,69	-166,15	-8,18	-91,34	64,76		1,19	1,99	0,10	1,09	-0,78	7,37
	29	-100,83	-168,18	-8,33	-92,45	65,52		1,21	2,02	0,10	1,11	-0,79	
	34	-111,77	-186,46	-9,17	-102,47	72,68		1,34	2,23	0,11	1,23	-0,87	
Mittelwert	29	-102,88	-171,61	-8,47	-94,32	66,87		1,23	2,06	0,10	1,13	-0,80	
	27	-152,55	-160,52	-7,92	-107,00	70,14		1,83	1,92	0,09	1,28	-0,84	
	28	-147,81	-155,63	-7,66	-103,70	67,99		1,77	1,87	0,09	1,24	-0,81	6
0,95/1/0,05	28	-157,14	-165,42	-8,18	-110,24	72,25	2,69	1,88	1,98	0,10	1,32	-0,87	5,58
	29	-146,41	-154,11	-7,60	-102,71	67,32		1,75	1,85	0,09	1,23	-0,81	3,56
	29	-146,98	-154,95	-7,60	-103,18	67,66		1,76	1,86	0,09	1,24	-0,81	
	34	-141,93	-149,32	-7,40	-99,55	65,23		1,70	1,79	0,09	1,19	-0,78	
Mittelwert	29	-148,80	-156,66	-7,73	-104,40	68,43		1,78	1,88	0,09	1,25	-0,82	
	28	-47,29	-237,08	-23,59	-102,66	95,55		0,57	2,84	0,28	1,23	-1,15	
	28	-46,20	-231,41	-23,02	-100,21	93,25		0,55	2,77	0,28	1,20	-1,12	6
0,2/1/0,1	28	-45,31	-227,24	-22,60	-98,39	91,58	54,18	0,54	2,72	0,27	1,18	-1,10	9,64
	29	-42,92	-214,95	-21,46	-93,11	86,60		0,51	2,58	0,26	1,12	-1,04	4,21
	29	-44,32	-222,24	-22,08	-96,22	89,57		0,53	2,66	0,26	1,15	-1,07	
	34	-48,13	-241,15	-23,96	-104,41	97,19		0,58	2,89	0,29	1,25	-1,16	
Mittelwert	29	-45,69	-229,01	-22,79	-99,16	92,29		0,55	2,74	0,27	1,19	-1,11	
	28	-143,91	-240,00	-23,96	-135,95	88,38		1,72	2,88	0,29	1,63	-1,06	
	28	-131,20	-218,59	-21,77	-123,85	80,52		1,57	2,62	0,26	1,48	-0,97	6
0,6/1/0,1	28	-142,08	-236,82	-23,59	-134,17	87,23	26,33	1,70	2,84	0,28	1,61	-1,05	10,79
	29	-138,39	-230,68	-23,02	-130,69	84,95		1,66	2,76	0,28	1,57	-1,02	4,58
	29	-140,57	-234,38	-23,33	-132,76	86,33		1,68	2,81	0,28	1,59	-1,03	
	34	-150,63	-251,30	-25,05	-142,33	92,55		1,81	3,01	0,30	1,71	-1,11	
Mittelwert	29	-141,13	-235,30	-23,45	-133,29	86,66		1,69	2,82	0,28	1,60	-1,04	
	28	-202,81	-213,54	-21,25	-145,87	88,23		2,43	2,56	0,25	1,75	-1,06	
	28	-208,44	-219,27	-21,82	-149,84	90,63		2,50	2,63	0,26	1,80	-1,09	6
0,95/1/0,1	28	-208,54	-219,32	-21,88	-149,91	90,64	2,83	2,50	2,63	0,26	1,80	-1,09	7,34
	29	-189,74	-199,90	-19,84	-136,49	82,59		2,27	2,40	0,24	1,64	-0,99	3,47
	29	-200,10	-210,68	-20,99	-143,92	87,03		2,40	2,52	0,25	1,72	-1,04	
	34	-198,07	-208,44	-20,73	-142,41	86,15		2,37	2,50	0,25	1,71	-1,03	
Mittelwert	29	-201,28	-211,86	-21,09	-144,74	87,55		2,41	2,54	0,25	1,73	-1,05	

Fortsetzung Tabelle B-8 Dreiaxiale Festigkeit Beton BIII, f_c'= -83,44 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{1,min}$) [N/mm²] v [%]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
	28	-58,49	-292,97	-43,85	-131,77	114,14		0,70	3,51	0,53	1,58	-1,37	1
0,2/1/0,15	29	~~-57,55~~	~~-288,33~~	~~-43,07~~			57,00						-
	29	~~-53,75~~	~~-269,32~~	~~-40,31~~									-
Mittelwert	29	-58,49	-292,97	-43,85	-131,77	114,14		0,70	3,51	0,53	1,58	-1,37	
	30	~~-170,83~~	~~-284,84~~	~~-42,60~~									
0,6/1/0,15	30	~~-164,27~~	~~-274,17~~	~~-41,04~~									
	30	~~-160,89~~	~~-268,28~~	~~-40,10~~									
Mittelwert	30												
	30	~~-233,23~~	~~-245,52~~	~~-36,72~~									
	30	~~-233,59~~	~~-245,89~~	~~-36,72~~									1
0,95/1/0,15	30	~~-212,24~~	~~-223,28~~	~~-33,39~~			3,01						-
	34	~~-235,68~~	~~-247,97~~	~~-37,08~~									-
	35	-268,85	-283,02	-42,40	-198,09	110,24		3,22	3,39	0,51	2,37	-1,32	
	35	~~-220,05~~	~~-232,03~~	~~-34,64~~									
Mittelwert	32	-268,85	-283,02	-42,40	-198,09	110,24		3,22	3,39	0,51	2,37	-1,32	

B.2 Bruchwerte Hochleistungsbeton mit Fasercocktail

Tabelle B-9 Zweiaxiale Festigkeit Beton BIb, f_c'= -66,70 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{1,min}$) [N/mm²] v [%]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
	34	0,00	-67,76	0,00	-22,59	31,94		0,00	1,02	0,00	0,34	-0,48	
	34	0,00	-65,31	0,00	-21,77	30,79		0,00	0,98	0,00	0,33	-0,46	6
0/1/0	34	0,00	-65,36	0,00	-21,79	30,81	300,0	0,00	0,98	0,00	0,33	-0,46	1,29
	34	0,00	-66,72	0,00	-22,24	31,45	(60,0)	0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	1,94
	34	0,00	-68,91	0,00	-22,97	32,48		0,00	1,03	0,00	0,34	-0,49	
	34	0,00	-66,15	0,00	-22,05	31,18		0,00	0,99	0,00	0,33	-0,47	
Mittelwert	34	0,00	-66,70	0,00	-22,23	31,44		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	
	27	-3,96	-79,95	0,00	-27,97	36,79		0,06	1,20	0,00	0,42	-0,55	
	29	-3,33	-76,98	0,00	-26,77	35,53		0,05	1,15	0,00	0,40	-0,53	6
0,05/1/0	30	-3,70	-75,73	0,00	-26,48	34,86	297,6	0,06	1,14	0,00	0,40	-0,52	2,96
	28	-4,01	-82,29	0,00	-28,77	37,88	(57,6)	0,06	1,23	0,00	0,43	-0,57	3,80
	28	-3,85	-79,22	0,00	-27,69	36,47		0,06	1,19	0,00	0,42	-0,55	
	30	-3,59	-73,23	0,00	-25,61	33,71		0,05	1,10	0,00	0,38	-0,51	
Mittelwert	29	-3,74	-77,90	0,00	-27,21	35,87		0,06	1,17	0,00	0,41	-0,54	
	27	-16,15	-81,30	0,00	-32,48	35,14		0,24	1,22	0,00	0,49	-0,53	
	29	-17,19	-86,41	0,00	-34,53	37,35		0,26	1,30	0,00	0,52	-0,56	6
0,2/1/0	31	-17,55	-87,86	0,00	-35,14	37,96	289,1	0,26	1,32	0,00	0,53	-0,57	2,22
	28	-16,77	-84,11	0,00	-33,63	36,35	(49,1)	0,25	1,26	0,00	0,50	-0,54	2,61
	28	-16,88	-84,58	0,00	-33,82	36,55		0,25	1,27	0,00	0,51	-0,55	
	30	-17,40	-87,29	0,00	-34,90	37,72		0,26	1,31	0,00	0,52	-0,57	
Mittelwert	29	-16,99	-85,26	0,00	-34,08	36,85		0,25	1,28	0,00	0,51	-0,55	

Fortsetzung Tabelle B-9 Zweiaxiale Festigkeit Beton BIb, f_c'= -66,70 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{1,min}$) [N/mm²]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	v [%]
	27	-34,32	-86,41	0,00	-40,24	35,52		0,51	1,30	0,00	0,60	-0,53	
	29	-35,31	-88,44	0,00	-41,25	36,35		0,53	1,33	0,00	0,62	-0,54	6
0,4/1/0	31	-34,53	-86,67	0,00	-40,40	35,63	276,7	0,52	1,30	0,00	0,61	-0,53	1,22
	28	-35,99	-89,95	0,00	-41,98	36,97	(36,7)	0,54	1,35	0,00	0,63	-0,55	1,38
	30	-35,36	-88,75	0,00	-41,37	36,48		0,53	1,33	0,00	0,62	-0,55	
	30	-35,10	-87,81	0,00	-40,97	36,09		0,53	1,32	0,00	0,61	-0,54	
Mittelwert	29	-35,10	-88,01	0,00	-41,04	36,17		0,53	1,32	0,00	0,62	-0,54	
	27	-54,27	-90,42	0,00	-48,23	37,16		0,81	1,36	0,00	0,72	-0,56	
	29	-52,60	-87,97	0,00	-46,86	36,14		0,79	1,32	0,00	0,70	-0,54	6
0,6/1/0	31	-52,29	-87,24	0,00	-46,51	35,85	263,5	0,78	1,31	0,00	0,70	-0,54	2,15
	28	-55,10	-92,19	0,00	-49,10	37,88	(23,5)	0,83	1,38	0,00	0,74	-0,57	2,42
	30	-51,30	-85,57	0,00	-45,62	35,16		0,77	1,28	0,00	0,68	-0,53	
	31	-53,33	-89,01	0,00	-47,45	36,58		0,80	1,33	0,00	0,71	-0,55	
Mittelwert	29	-53,15	-88,73	0,00	-47,29	36,46		0,80	1,33	0,00	0,71	-0,55	
	27	-71,30	-89,17	0,00	-53,49	38,52		1,07	1,34	0,00	0,80	-0,58	
	29	-68,59	-85,89	0,00	-51,49	37,09		1,03	1,29	0,00	0,77	-0,56	6
0,8/1/0	31	-72,92	-91,20	0,00	-54,71	39,40	250,9	1,09	1,37	0,00	0,82	-0,59	2,25
	28	-67,66	-84,48	0,00	-50,71	36,51	(10,9)	1,01	1,27	0,00	0,76	-0,55	2,56
	30	-70,00	-87,60	0,00	-52,53	37,84		1,05	1,31	0,00	0,79	-0,57	
	34	-71,35	-89,38	0,00	-53,58	38,59		1,07	1,34	0,00	0,80	-0,58	
Mittelwert	30	-70,30	-87,95	0,00	-52,75	37,99		1,05	1,32	0,00	0,79	-0,57	
	27	-81,98	-86,30	0,00	-56,09	39,70		1,23	1,29	0,00	0,84	-0,60	
	30	-80,10	-84,48	0,00	-54,86	38,83		1,20	1,27	0,00	0,82	-0,58	
	30	-80,78	-85,16	0,00	-55,31	39,15		1,21	1,28	0,00	0,83	-0,59	
	31	-81,72	-85,99	0,00	-55,90	39,57		1,23	1,29	0,00	0,84	-0,59	
	31	-78,70	-82,60	0,00	-53,77	38,05		1,18	1,24	0,00	0,81	-0,57	12
0,95/1/0,15	31	-81,04	-85,52	0,00	-55,52	39,30	242,6	1,21	1,28	0,00	0,83	-0,59	2,17
	28	-83,02	-87,29	0,00	-56,77	40,18	(2,6)	1,24	1,31	0,00	0,85	-0,60	2,55
	28	-81,93	-86,30	0,00	-56,08	39,69		1,23	1,29	0,00	0,84	-0,60	
	30	-75,94	-79,95	0,00	-51,96	36,78		1,14	1,20	0,00	0,78	-0,55	
	34	-83,70	-88,23	0,00	-57,31	40,57		1,25	1,32	0,00	0,86	-0,61	
	34	-81,35	-85,73	0,00	-55,69	39,42		1,22	1,29	0,00	0,83	-0,59	
	34	-78,75	-83,02	0,00	-53,92	38,17		1,18	1,24	0,00	0,81	-0,57	
Mittelwert	34	-80,78	-85,09	0,00	-55,29	39,14		1,21	1,28	0,00	0,83	-0,59	

Tabelle B-10 Zweiaxiale Festigkeit Beton BIIa, f_c'= -83,10 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{1,min}$) [N/mm²]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	v [%]
	31	0,00	-91,15	0,00	-30,38	42,97		0,00	1,06	0,00	0,35	-0,50	
	31	0,00	-87,08	0,00	-29,03	41,05		0,00	1,02	0,00	0,34	-0,48	
	31	0,00	-87,40	0,00	-29,51	41,74		0,00	1,02	0,00	0,34	-0,49	7
0/1/0	31	0,00	-88,23	0,00	-29,41	41,59	300,0	0,00	1,03	0,00	0,34	-0,49	4,19
	31	0,00	-79,48	0,00	-26,49	37,47	(60,0)	0,00	0,93	0,00	0,31	-0,44	4,90
	31	0,00	-79,53	0,00	-26,51	37,49		0,00	0,93	0,00	0,31	-0,44	
	31	0,00	-85,16	0,00	-28,39	40,14		0,00	0,99	0,00	0,33	-0,47	
Mittelwert	31	0,00	-85,43	0,00	-28,53	40,35		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	

Fortsetzung Tabelle B-10 Zweiaxiale Festigkeit Beton BIIa, f_c'= -83,10 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] $s(\sigma_{1,min})$ [N/mm²]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	v [%]
	27	-21,77	-109,17	0,00	-43,65	47,18		0,25	1,28	0,00	0,51	-0,55	
	27	-22,71	-113,91	0,00	-45,54	49,23		0,27	1,33	0,00	0,53	-0,58	6
0,2/1/0	29	-22,36	-112,24	0,00	-44,87	48,51	289,2	0,26	1,31	0,00	0,52	-0,57	3,02
	30	-20,94	-105,26	0,00	-42,07	45,49	(49,2)	0,24	1,23	0,00	0,49	-0,53	2,76
	30	-22,03	-110,52	0,00	-44,18	47,76		0,26	1,29	0,00	0,52	-0,56	
	30	-21,20	-106,53	0,00	-42,58	46,04		0,25	1,24	0,00	0,50	-0,54	
Mittelwert	29	-21,84	-109,61	0,00	-43,81	47,37		0,26	1,28	0,00	0,51	-0,55	
	27	-71,20	-118,80	0,00	-63,33	48,82		0,83	1,39	0,00	0,74	-0,57	
	29	-69,69	-116,46	0,00	-62,05	47,85		0,81	1,36	0,00	0,72	-0,56	6
0,6/1/0	29	-69,64	-116,23	0,00	-61,96	47,76	263,5	0,81	1,36	0,00	0,72	-0,56	3,13
	30	-66,93	-111,77	0,00	-59,57	45,93	(23,5)	0,78	1,31	0,00	0,70	-0,54	2,74
	30	-67,34	-112,50	0,00	-59,95	46,22		0,79	1,31	0,00	0,70	-0,54	
	30	-65,73	-109,79	0,00	-58,51	45,11		0,77	1,28	0,00	0,68	-0,53	
Mittelwert	29	-68,42	-114,26	0,00	-60,89	46,95		0,80	1,33	0,00	0,71	-0,55	
	27	-99,01	-104,58	0,00	-67,86	48,04		1,16	1,22	0,00	0,79	-0,56	
	29	-95,47	-100,68	0,00	-65,38	46,28		1,12	1,18	0,00	0,76	-0,54	6
0,95/1/0,15	29	-98,28	-103,73	0,00	-67,34	47,67	242,7	1,15	1,21	0,00	0,79	-0,56	1,88
	30	-99,74	-105,47	0,00	-68,40	48,42	(2,7)	1,17	1,23	0,00	0,80	-0,57	1,80
	30	-101,09	-106,46	0,00	-69,18	48,97		1,18	1,24	0,00	0,81	-0,57	
	30	-100,14	-105,61	0,00	-68,58	48,55		1,17	1,23	0,00	0,80	-0,57	
Mittelwert	29	-98,95	-104,42	0,00	-67,79	47,99		1,16	1,22	0,00	0,79	-0,56	

Tabelle B-11 Zweiaxiale Festigkeit Beton BIIb, f_c'= -93,21 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] $s(\sigma_{1,min})$ [N/mm²]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	v [%]
	33	0,00	-90,00	0,00	-30,00	42,43		0,00	0,97	0,00	0,32	-0,46	
	33	0,00	-91,88	0,00	-30,63	43,31		0,00	0,99	0,00	0,33	-0,46	6
0/1/0	33	0,00	-90,16	0,00	-30,05	42,50	300,0	0,00	0,97	0,00	0,32	-0,46	2,77
	33	0,00	-93,91	0,00	-31,30	44,27	(60,0)	0,00	1,01	0,00	0,34	-0,47	2,97
	33	0,00	-97,19	0,00	-32,40	45,82		0,00	1,04	0,00	0,35	-0,49	
	33	0,00	-96,09	0,00	-32,03	45,30		0,00	1,03	0,00	0,34	-0,49	
Mittelwert	33	0,00	-93,21	0,00	-31,07	43,94		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	
	26	-4,90	-99,79	0,00	-34,90	45,93		0,05	1,07	0,00	0,37	-0,49	
	27	-5,31	-107,81	0,00	-37,71	49,62		0,06	1,16	0,00	0,40	-0,53	6
0,05/1/0	28	-5,36	-110,83	0,00	-38,73	51,03	297,5	0,06	1,19	0,00	0,42	-0,55	3,63
	29	-5,05	-103,75	0,00	-36,27	47,76	(57,5)	0,05	1,11	0,00	0,39	-0,51	3,43
	30	-5,16	-103,75	0,00	-36,30	47,74		0,06	1,11	0,00	0,39	-0,51	
	30	-5,16	-108,07	0,00	-37,74	49,77		0,06	1,16	0,00	0,40	-0,53	
Mittelwert	28	-5,16	-105,67	0,00	-36,94	48,64		0,06	1,13	0,00	0,40	-0,52	
	26	-22,81	-114,38	0,00	-45,73	49,43		0,24	1,23	0,00	0,49	-0,53	
	27	-22,24	-111,61	0,00	-44,62	48,23		0,24	1,20	0,00	0,48	-0,52	6
0,2/1/0	28	-23,18	-116,41	0,00	-46,53	50,31	289,1	0,25	1,25	0,00	0,50	-0,54	4,30
	29	-23,28	-116,82	0,00	-46,70	50,48	(49,1)	0,25	1,25	0,00	0,50	-0,54	3,71
	30	-24,90	-124,48	0,00	-49,79	53,78		0,27	1,34	0,00	0,53	-0,58	
	30	-22,29	-111,93	0,00	-44,74	48,37		0,24	1,20	0,00	0,48	-0,52	
Mittelwert	28	-23,12	-115,94	0,00	-46,35	50,10		0,25	1,24	0,00	0,50	-0,54	

Fortsetzung Tabelle B-11 Zweiaxiale Festigkeit Beton BIIb, f_c'= -93,21 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{1,min}$) [N/mm²]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	v [%]
	26	-50,63	-126,72	0,00	-59,12	52,08		0,54	1,36	0,00	0,63	-0,56	
	27	-46,51	-116,35	0,00	-54,29	47,82		0,50	1,25	0,00	0,58	-0,51	6
0,4/1/0	28	-46,61	-116,67	0,00	-54,43	47,95	276,6	0,50	1,25	0,00	0,58	-0,51	4,14
	29	-48,65	-121,72	0,00	-56,79	50,02	(36,6)	0,52	1,31	0,00	0,61	-0,54	3,40
	30	-48,91	-122,40	0,00	-57,10	50,30		0,52	1,31	0,00	0,61	-0,54	
	30	-50,57	-126,51	0,00	-59,03	51,99		0,54	1,36	0,00	0,63	-0,56	
Mittelwert	28	-48,65	-121,73	0,00	-56,79	50,03		0,52	1,31	0,00	0,61	-0,54	
	26	-73,65	-123,02	0,00	-65,56	50,55		0,79	1,32	0,00	0,70	-0,54	
	27	-72,40	-120,89	0,00	-64,43	49,67		0,78	1,30	0,00	0,69	-0,53	6
0,6/1/0	28	-72,14	-120,31	0,00	-64,15	49,44	263,5	0,77	1,29	0,00	0,69	-0,53	5,79
	29	-80,83	-134,84	0,00	-71,89	55,41	(23,5)	0,87	1,45	0,00	0,77	-0,59	4,62
	30	-78,85	-131,56	0,00	-70,14	54,06		0,85	1,41	0,00	0,75	-0,58	
	33	-72,40	-120,68	0,00	-64,36	49,59		0,78	1,29	0,00	0,69	-0,53	
Mittelwert	29	-75,05	-125,22	0,00	-66,75	51,45		0,81	1,34	0,00	0,72	-0,55	
	27	-94,74	-118,49	0,00	-71,08	51,19		1,02	1,27	0,00	0,76	-0,55	
	28	-101,98	-127,50	0,00	-76,49	55,08		1,09	1,37	0,00	0,82	-0,59	6
0,8/1/0	29	-93,18	-116,51	0,00	-69,90	50,33	250,9	1,00	1,25	0,00	0,75	-0,54	4,85
	29	-103,02	-128,80	0,00	-77,27	55,64	(10,9)	1,11	1,38	0,00	0,83	-0,60	3,94
	33	-96,67	-120,83	0,00	-72,50	52,21		1,04	1,30	0,00	0,78	-0,56	
	33	-102,14	-127,55	0,00	-76,56	55,12		1,10	1,37	0,00	0,82	-0,59	
Mittelwert	30	-98,62	-123,28	0,00	-73,97	53,26		1,06	1,32	0,00	0,79	-0,57	
	27	-110,52	-116,35	0,00	-75,62	53,53		1,19	1,25	0,00	0,81	-0,57	
	28	-107,50	-113,13	0,00	-73,54	52,05		1,15	1,21	0,00	0,79	-0,56	
	29	-111,41	-117,34	0,00	-76,25	53,97		1,20	1,26	0,00	0,82	-0,58	
	29	-110,10	-115,94	0,00	-75,35	53,33		1,18	1,24	0,00	0,81	-0,57	
	33	-105,31	-110,78	0,00	-72,03	50,98		1,13	1,19	0,00	0,77	-0,55	12
0,95/1/0,15	33	-104,64	-110,31	0,00	-71,65	50,72	242,6	1,12	1,18	0,00	0,77	-0,54	3,55
	27	-108,23	-114,27	0,00	-74,17	52,50	(2,6)	1,16	1,23	0,00	0,80	-0,56	3,08
	28	-103,23	-108,59	0,00	-70,61	49,97		1,11	1,17	0,00	0,76	-0,54	
	29	-113,13	-119,11	0,00	-77,41	54,79		1,21	1,28	0,00	0,83	-0,59	
	30	-106,61	-112,34	0,00	-72,98	51,66		1,14	1,21	0,00	0,78	-0,55	
	30	-114,32	-120,52	0,00	-78,28	55,41		1,23	1,29	0,00	0,84	-0,59	
	33	-111,30	-117,29	0,00	-76,20	53,93		1,19	1,26	0,00	0,82	-0,58	
Mittelwert	30	-109,47	-115,35	0,00	-74,94	53,05		1,17	1,24	0,00	0,80	-0,57	

Tabelle B-12 Zweiaxiale Festigkeit Beton BIIc, f_c'= -93,47 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{1,min}$) [N/mm²]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	v [%]
	28	0,00	-99,43	0,00	-33,14	46,87		0,00	1,06	0,00	0,35	-0,50	
	28	0,00	-93,49	0,00	-31,16	44,07		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	6
0/1/0	28	0,00	-89,84	0,00	-29,95	42,35	300,0	0,00	0,96	0,00	0,32	-0,45	3,62
	28	0,00	-90,52	0,00	-30,17	42,67	(60,0)	0,00	0,97	0,00	0,32	-0,46	3,88
	28	0,00	-97,03	0,00	-32,34	45,74		0,00	1,04	0,00	0,35	-0,49	
	28	0,00	-90,52	0,00	-30,17	42,67		0,00	0,97	0,00	0,32	-0,46	
Mittelwert	28	0,00	-93,47	0,00	-31,16	44,06		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	

Fortsetzung Tabelle B-12 Zweiaxiale Festigkeit Beton BIIc, f_c'= -93,47 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{1,min}$) [N/mm²] v [%]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
	25	-23,65	-118,59	0,00	-47,41	51,25		0,25	1,27	0,00	0,51	-0,55	
	26	-23,70	-119,79	0,00	-47,83	51,80		0,25	1,28	0,00	0,51	-0,55	6
0,2/1/0	26	-24,11	-120,73	0,00	-48,28	52,17	289,2	0,26	1,29	0,00	0,52	-0,56	2,46
	25	-24,06	-120,52	0,00	-48,19	52,08	(49,2)	0,26	1,29	0,00	0,52	-0,56	2,04
	27	-23,75	-119,64	0,00	-47,80	51,72		0,25	1,28	0,00	0,51	-0,55	
	27	-25,10	-126,20	0,00	-50,43	54,55		0,27	1,35	0,00	0,54	-0,58	
Mittelwert	26	-24,06	-120,91	0,00	-48,32	52,26		0,26	1,29	0,00	0,52	-0,56	
	25	-84,69	-141,35	0,00	-75,35	58,08		0,91	1,51	0,00	0,81	-0,62	
	26	-74,22	-123,70	0,00	-65,97	50,84		0,79	1,32	0,00	0,71	-0,54	6
0,6/1/0	26	-78,85	-131,56	0,00	-70,14	54,06	263,5	0,84	1,41	0,00	0,75	-0,58	5,67
	25	-80,26	-134,01	0,00	-71,42	55,07	(23,5)	0,86	1,43	0,00	0,76	-0,59	4,25
	27	-82,97	-138,49	0,00	-73,82	56,91		0,89	1,48	0,00	0,79	-0,61	
	27	-78,39	-130,94	0,00	-69,78	53,80		0,84	1,40	0,00	0,75	-0,58	
Mittelwert	26	-79,90	-133,34	0,00	-71,08	54,79		0,85	1,43	0,00	0,76	-0,59	
	26	-115,10	-121,30	0,00	-78,80	55,78		1,23	1,30	0,00	0,84	-0,60	
	26	-117,66	-124,06	0,00	-80,57	57,03		1,26	1,33	0,00	0,86	-0,61	6
0,95/1/0,15	27	-115,78	-121,93	0,00	-79,24	56,09	242,6	1,24	1,30	0,00	0,85	-0,60	3,46
	25	-110,47	-116,30	0,00	-75,59	53,50	(2,6)	1,18	1,24	0,00	0,81	-0,57	2,88
	27	-116,77	-122,97	0,00	-79,91	56,56		1,25	1,32	0,00	0,85	-0,61	
	27	-108,91	-114,74	0,00	-74,55	52,77		1,17	1,23	0,00	0,80	-0,56	
Mittelwert	26	-114,12	-120,22	0,00	-78,11	55,29		1,22	1,29	0,00	0,84	-0,59	

Tabelle B-13 Zweiaxiale Festigkeit Beton BIIb-PP, f_c'= -76,12 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{1,min}$) [N/mm²] v [%]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
	30	0,00	-79,90	0,00	-26,63	37,66		0,00	1,05	0,00	0,35	-0,49	
	30	0,00	-76,35	0,00	-25,45	35,99		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	6
0/1/0	34	0,00	-77,40	0,00	-25,80	36,48	300,0	0,00	1,02	0,00	0,34	-0,48	2,07
	34	0,00	-74,53	0,00	-24,84	35,13	(60,0)	0,00	0,98	0,00	0,33	-0,46	2,72
	34	0,00	-73,85	0,00	-24,62	34,82		0,00	0,97	0,00	0,32	-0,46	
	34	0,00	-74,69	0,00	-24,90	35,21		0,00	0,98	0,00	0,33	-0,46	
Mittelwert	33	0,00	-76,12	0,00	-25,37	35,88		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	
	27	-18,33	-91,88	0,00	-36,74	39,70		0,24	1,21	0,00	0,48	-0,52	
	27	-18,23	-91,15	0,00	-36,46	39,38		0,24	1,20	0,00	0,48	-0,52	6
0,2/1/0	28	-18,54	-93,18	0,00	-37,24	40,27	289,1	0,24	1,22	0,00	0,49	-0,53	3,17
	28	-18,13	-90,78	0,00	-36,30	39,23	(49,1)	0,24	1,19	0,00	0,48	-0,52	3,54
	29	-17,08	-85,78	0,00	-34,29	37,07		0,22	1,13	0,00	0,45	-0,49	
	29	-16,88	-84,69	0,00	-33,85	36,60		0,22	1,11	0,00	0,44	-0,48	
Mittelwert	28	-17,86	-89,57	0,00	-35,81	38,71		0,23	1,18	0,00	0,47	-0,51	
	27	-53,49	-89,43	0,00	-47,64	36,74		0,70	1,17	0,00	0,63	-0,48	
	27	-54,43	-90,78	0,00	-48,40	37,31		0,72	1,19	0,00	0,64	-0,49	6
0,6/1/0	28	-58,13	-97,24	0,00	-51,79	39,95	263,5	0,76	1,28	0,00	0,68	-0,52	3,92
	28	-54,48	-91,20	0,00	-48,56	37,47	(23,5)	0,72	1,20	0,00	0,64	-0,49	4,22
	29	-59,17	-98,85	0,00	-52,67	40,62		0,78	1,30	0,00	0,69	-0,53	
	29	-53,18	-88,59	0,00	-47,26	36,41		0,70	1,16	0,00	0,62	-0,48	
Mittelwert	28	-55,48	-92,68	0,00	-49,39	38,08		0,73	1,22	0,00	0,65	-0,50	

Fortsetzung Tabelle B-13 Zweiaxiale Festigkeit Beton BIIb-PP, f_c'= -76,12 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{i,min}$) [N/mm²] v [%]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
	27	-77,29	-81,15	0,00	-52,81	37,38		1,02	1,07	0,00	0,69	-0,49	
	27	-82,81	-87,40	0,00	-56,74	40,16		1,09	1,15	0,00	0,75	-0,53	6
0,95/1/0,15	28	-77,03	-81,56	0,00	-52,86	37,43	242,7	1,01	1,07	0,00	0,69	-0,49	4,18
	28	-70,73	-74,43	0,00	-48,39	34,25	(2,7)	0,93	0,98	0,00	0,64	-0,45	5,22
	29	-75,10	-79,69	0,00	-51,60	36,53		0,99	1,05	0,00	0,68	-0,48	
	29	-72,14	-76,09	0,00	-49,41	34,98		0,95	1,00	0,00	0,65	-0,46	
Mittelwert	28	-75,85	-80,05	0,00	-51,97	36,79		1,00	1,05	0,00	0,68	-0,48	

Tabelle B-14 Zweiaxiale Festigkeit Beton BIIb-St, f_c'= -85,24 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{i,min}$) [N/mm²] v [%]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
	33	0,00	-81,41	0,00	-27,14	38,38		0,00	0,95	0,00	0,32	-0,45	
	33	0,00	-86,46	0,00	-28,82	40,76		0,00	1,01	0,00	0,34	-0,48	6
0/1/0	33	0,00	-83,80	0,00	-27,93	39,50	300,0	0,00	0,98	0,00	0,33	-0,46	2,07
	33	0,00	-86,41	0,00	-28,80	40,73	(60,0)	0,00	1,01	0,00	0,34	-0,48	2,43
	33	0,00	-87,66	0,00	-29,22	41,32		0,00	1,03	0,00	0,34	-0,48	
	33	0,00	-85,73	0,00	-28,58	40,41		0,00	1,01	0,00	0,34	-0,47	
Mittelwert	33	0,00	-85,24	0,00	-28,41	40,18		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	
	27	-22,29	-112,24	0,00	-44,84	48,52		0,26	1,32	0,00	0,53	-0,57	
	27	-22,19	-112,50	0,00	-44,90	48,65		0,26	1,32	0,00	0,53	-0,57	5
0,2/1/0	29	-21,67	-108,39	0,00	-43,35	46,83	289,2	0,25	1,27	0,00	0,51	-0,55	2,88
	29	-21,46	-107,55	0,00	-43,00	46,48	(49,2)	0,25	1,26	0,00	0,50	-0,55	2,64
	30	-20,99	-104,95	0,00	-41,98	45,34		0,25	1,23	0,00	0,49	-0,53	
Mittelwert	28	-21,72	-109,13	0,00	-43,61	47,16		0,25	1,28	0,00	0,51	-0,55	
	27	-72,81	-121,41	0,00	-64,74	49,89		0,85	1,42	0,00	0,76	-0,59	
	28	-67,66	-113,28	0,00	-60,31	46,54		0,79	1,33	0,00	0,71	-0,55	6
0,6/1/0	30	-66,93	-111,51	0,00	-59,48	45,83	263,5	0,79	1,31	0,00	0,70	-0,54	4,41
	29	-65,10	-108,54	0,00	-57,88	44,61	(23,5)	0,76	1,27	0,00	0,68	-0,52	3,92
	29	-67,66	-112,92	0,00	-60,19	46,40		0,79	1,32	0,00	0,71	-0,54	
	29	-64,53	-108,02	0,00	-57,52	44,38		0,76	1,27	0,00	0,67	-0,52	
Mittelwert	29	-67,45	-112,61	0,00	-60,02	46,27		0,79	1,32	0,00	0,70	-0,54	
	27	-107,19	-112,86	0,00	-73,35	51,92		1,26	1,32	0,00	0,86	-0,61	
	28	-112,97	-118,85	0,00	-77,27	54,69		1,33	1,39	0,00	0,91	-0,64	6
0,95/1/0,15	30	-96,72	-101,72	0,00	-66,15	46,82	242,5	1,13	1,19	0,00	0,78	-0,55	8,38
	29	-91,35	-95,94	0,00	-62,43	44,18	(2,5)	1,07	1,13	0,00	0,73	-0,52	8,02
	29	-94,22	-99,22	0,00	-64,48	45,64		1,11	1,16	0,00	0,76	-0,54	
	30	-93,65	-98,49	0,00	-64,05	45,33		1,10	1,16	0,00	0,75	-0,53	
Mittelwert	29	-99,35	-104,51	0,00	-67,95	48,10		1,17	1,23	0,00	0,80	-0,56	

Tabelle B-15 Zweiaxiale Festigkeit Beton BIIIa, f_c'= -97,27 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	$s(\sigma_{1,min})$ [N/mm²]
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	v [%]
	30	0,00	-99,90	0,00	-33,30	47,09		0,00	1,03	0,00	0,34	-0,48	
	31	0,00	-101,04	0,00	-33,68	47,63		0,00	1,04	0,00	0,35	-0,49	6
0/1/0	31	0,00	-97,34	0,00	-32,45	45,89	300,0	0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	3,08
	31	0,00	-93,59	0,00	-31,20	44,12	(60,0)	0,00	0,96	0,00	0,32	-0,45	3,16
	31	0,00	-92,86	0,00	-30,95	43,77		0,00	0,95	0,00	0,32	-0,45	
	31	0,00	-98,91	0,00	-32,97	46,63		0,00	1,02	0,00	0,34	-0,48	
Mittelwert	31	0,00	-97,27	0,00	-32,42	45,86		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	
	27	-25,00	-125,63	0,00	-50,21	54,30		0,26	1,29	0,00	0,52	-0,56	
	27	-25,78	-129,38	0,00	-51,72	55,91		0,27	1,33	0,00	0,53	-0,57	6
0,2/1/0	29	-24,43	-122,40	0,00	-48,94	52,89	289,2	0,25	1,26	0,00	0,50	-0,54	4,65
	28	-23,59	-118,80	0,00	-47,46	51,35	(49,2)	0,24	1,22	0,00	0,49	-0,53	3,77
	28	-23,07	-116,46	0,00	-46,51	50,35		0,24	1,20	0,00	0,48	-0,52	
	29	-25,47	-127,71	0,00	-51,06	55,19		0,26	1,31	0,00	0,52	-0,57	
Mittelwert	28	-24,56	-123,40	0,00	-49,32	53,33		0,25	1,27	0,00	0,51	-0,55	
	27	-76,51	-127,71	0,00	-68,07	52,48		0,79	1,31	0,00	0,70	-0,54	
	27	-69,01	-114,95	0,00	-61,32	47,24		0,71	1,18	0,00	0,63	-0,49	6
0,6/1/0	29	-76,09	-126,77	0,00	-67,62	52,10	263,4	0,78	1,30	0,00	0,70	-0,54	4,60
	28	-74,95	-125,05	0,00	-66,67	51,39	(23,4)	0,77	1,29	0,00	0,69	-0,53	3,69
	28	-75,36	-125,73	0,00	-67,03	51,67		0,77	1,29	0,00	0,69	-0,53	
	29	-77,29	-128,91	0,00	-68,73	52,97		0,79	1,33	0,00	0,71	-0,54	
Mittelwert	28	-74,87	-124,85	0,00	-66,57	51,31		0,77	1,28	0,00	0,68	-0,53	
	27	-113,39	-119,48	0,00	-77,62	54,94		1,17	1,23	0,00	0,80	-0,56	
	28	-115,10	-121,35	0,00	-78,82	55,79		1,18	1,25	0,00	0,81	-0,57	6
0,95/1/0,15	29	-108,80	-114,64	0,00	-74,48	52,72	242,6	1,12	1,18	0,00	0,77	-0,54	3,18
	28	-106,51	-112,24	0,00	-72,92	51,61	(2,6)	1,09	1,15	0,00	0,75	-0,53	2,72
	28	-109,11	-114,95	0,00	-74,69	52,87		1,12	1,18	0,00	0,77	-0,54	
	29	-112,81	-118,80	0,00	-77,20	54,65		1,16	1,22	0,00	0,79	-0,56	
Mittelwert	28	-110,95	-116,91	0,00	-75,95	53,76		1,14	1,20	0,00	0,78	-0,55	

Tabelle B-16 Zweiaxiale Festigkeit Beton BIIIb, f_c'= -106,28 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	$s(\sigma_{1,min})$ [N/mm²]
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	v [%]
	35	0,00	-109,06	0,00	-36,35	51,41		0,00	1,03	0,00	0,34	-0,48	
	36	0,00	-105,42	0,00	-35,14	49,70		0,00	0,99	0,00	0,33	-0,47	6
0/1/0	36	0,00	-103,54	0,00	-34,51	48,81	300,0	0,00	0,97	0,00	0,32	-0,46	1,87
	36	0,00	-105,63	0,00	-35,21	49,79	(60,0)	0,00	0,99	0,00	0,33	-0,47	1,76
	36	0,00	-108,33	0,00	-36,11	51,07		0,00	1,02	0,00	0,34	-0,48	
	36	0,00	-105,68	0,00	-35,23	49,82		0,00	0,99	0,00	0,33	-0,47	
Mittelwert	36	0,00	-106,28	0,00	-35,43	50,10		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	
	27	-5,94	-121,61	0,00	-42,52	55,98		0,06	1,14	0,00	0,40	-0,53	
	28	-6,04	-123,33	0,00	-43,12	56,77		0,06	1,16	0,00	0,41	-0,53	6
0,05/1/0	29	-5,83	-118,44	0,00	-41,42	54,51	297,5	0,05	1,11	0,00	0,39	-0,51	3,54
	30	-5,63	-114,74	0,00	-40,12	52,81	(57,5)	0,05	1,08	0,00	0,38	-0,50	2,93
	31	-5,83	-120,10	0,00	-41,98	55,29		0,05	1,13	0,00	0,39	-0,52	
	34	-6,20	-125,83	0,00	-44,01	57,91		0,06	1,18	0,00	0,41	-0,54	
Mittelwert	30	-5,91	-120,68	0,00	-42,20	55,55		0,06	1,14	0,00	0,40	-0,52	

Fortsetzung Tabelle B-16 Zweiaxiale Festigkeit Beton BIIIb, f_c'= -106,28 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{1,min}$) [N/mm²] v [%]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
	27	-26,82	-134,43	0,00	-53,75	58,09		0,25	1,26	0,00	0,51	-0,55	
	28	-27,97	-140,42	0,00	-56,13	60,69		0,26	1,32	0,00	0,53	-0,57	6
0,2/1/0	29	-26,41	-132,60	0,00	-53,00	57,31	289,2	0,25	1,25	0,00	0,50	-0,54	3,67
	30	-26,09	-131,20	0,00	-52,43	56,71	(49,2)	0,25	1,23	0,00	0,49	-0,53	2,72
	31	-26,35	-132,50	0,00	-52,95	57,27		0,25	1,25	0,00	0,50	-0,54	
	34	-27,81	-140,00	0,00	-55,94	60,52		0,26	1,32	0,00	0,53	-0,57	
Mittelwert	30	-26,91	-135,19	0,00	-54,03	58,43		0,25	1,27	0,00	0,51	-0,55	
	27	-54,69	-136,82	0,00	-63,84	56,23		0,51	1,29	0,00	0,60	-0,53	
	28	-53,39	-133,70	0,00	-62,36	54,95		0,50	1,26	0,00	0,59	-0,52	6
0,4/1/0	29	-53,07	-132,60	0,00	-61,89	54,49	276,6	0,50	1,25	0,00	0,58	-0,51	6,45
	30	-60,21	-150,99	0,00	-70,40	62,06	(36,6)	0,57	1,42	0,00	0,66	-0,58	4,61
	31	-57,97	-144,90	0,00	-67,62	59,55		0,55	1,36	0,00	0,64	-0,56	
	34	-56,15	-140,52	0,00	-65,56	57,75		0,53	1,32	0,00	0,62	-0,54	
Mittelwert	30	-55,91	-139,92	0,00	-65,28	57,51		0,53	1,32	0,00	0,61	-0,54	
	27	-83,33	-138,91	0,00	-74,08	57,09		0,78	1,31	0,00	0,70	-0,54	
	28	-80,68	-134,69	0,00	-71,79	55,35		0,76	1,27	0,00	0,68	-0,52	6
0,6/1/0	30	-87,81	-146,30	0,00	-78,04	60,13	263,4	0,83	1,38	0,00	0,73	-0,57	4,32
	31	-83,33	-138,85	0,00	-74,06	57,06	(23,4)	0,78	1,31	0,00	0,70	-0,54	3,06
	34	-85,42	-142,45	0,00	-75,96	58,54		0,80	1,34	0,00	0,71	-0,55	
	35	-88,07	-146,82	0,00	-78,30	60,34		0,83	1,38	0,00	0,74	-0,57	
Mittelwert	31	-84,77	-141,34	0,00	-75,37	58,08		0,80	1,33	0,00	0,71	-0,55	
	27	-109,32	-136,72	0,00	-82,01	59,06		1,03	1,29	0,00	0,77	-0,56	
	29	-105,42	-131,88	0,00	-79,10	56,97		0,99	1,24	0,00	0,74	-0,54	6
0,8/1/0	30	-108,49	-135,78	0,00	-81,42	58,64	250,9	1,02	1,28	0,00	0,77	-0,55	2,55
	31	-103,54	-129,58	0,00	-77,71	55,97	(10,9)	0,97	1,22	0,00	0,73	-0,53	1,91
	34	-108,13	-135,31	0,00	-81,15	58,44		1,02	1,27	0,00	0,76	-0,55	
	35	-105,57	-131,98	0,00	-79,18	57,02		0,99	1,24	0,00	0,75	-0,54	
Mittelwert	31	-106,75	-133,54	0,00	-80,10	57,68		1,00	1,26	0,00	0,75	-0,54	
	28	-125,99	-132,66	0,00	-86,22	61,03		1,19	1,25	0,00	0,81	-0,57	
	29	-119,32	-125,83	0,00	-81,72	57,84		1,12	1,18	0,00	0,77	-0,54	
	30	-126,77	-133,54	0,00	-86,77	61,42		1,19	1,26	0,00	0,82	-0,58	
	30	-120,47	-126,77	0,00	-82,41	58,33		1,13	1,19	0,00	0,78	-0,55	
	30	-116,46	-122,76	0,00	-79,74	56,44		1,10	1,16	0,00	0,75	-0,53	12
0,95/1/0,15	30	-117,81	-124,11	0,00	-80,64	57,08	242,6	1,11	1,17	0,00	0,76	-0,54	5,13
	31	-119,43	-125,94	0,00	-81,79	57,90	(2,6)	1,12	1,19	0,00	0,77	-0,54	3,96
	31	-119,01	-125,10	0,00	-81,37	57,59		1,12	1,18	0,00	0,77	-0,54	
	34	-127,19	-133,91	0,00	-87,03	61,60		1,20	1,26	0,00	0,82	-0,58	
	34	-129,58	-136,46	0,00	-88,68	62,77		1,22	1,28	0,00	0,83	-0,59	
	35	-114,38	-120,47	0,00	-78,28	55,41		1,08	1,13	0,00	0,74	-0,52	
	35	-127,60	-134,43	0,00	-87,34	61,82		1,20	1,26	0,00	0,82	-0,58	
Mittelwert	31	-122,87	-129,39	0,00	-84,08	59,52		1,16	1,22	0,00	0,79	-0,56	

Tabelle B-17 Zweiaxiale Festigkeit Beton BIIIc, f_c'= -102,25 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	$s(\sigma_{1,min})$ [N/mm²]
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	v [%]
	34	0,00	-104,58	0,00	-34,86	49,30		0,00	1,02	0,00	0,34	-0,48	
	34	0,00	-100,89	0,00	-33,63	47,56		0,00	0,99	0,00	0,33	-0,47	6
0/1/0	34	0,00	-102,24	0,00	-34,08	48,20	300,0	0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	1,93
	31	0,00	-99,06	0,00	-33,02	46,70	(60,0)	0,00	0,97	0,00	0,32	-0,46	1,89
	31	0,00	-102,24	0,00	-34,08	48,20		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	
	31	0,00	-104,48	0,00	-34,83	49,25		0,00	1,02	0,00	0,34	-0,48	
Mittelwert	33	0,00	-102,25	0,00	-34,08	48,20		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	
	27	-26,20	-131,20	0,00	-52,47	56,69		0,26	1,28	0,00	0,51	-0,55	
	28	-25,57	-127,76	0,00	-51,11	55,20		0,25	1,25	0,00	0,50	-0,54	6
0,2/1/0	28	-27,76	-139,11	0,00	-55,62	60,11	289,1	0,27	1,36	0,00	0,54	-0,59	6,55
	29	-28,91	-144,95	0,00	-57,95	62,64	(49,1)	0,28	1,42	0,00	0,57	-0,61	4,85
	29	-27,81	-139,84	0,00	-55,88	60,44		0,27	1,37	0,00	0,55	-0,59	
	30	-25,57	-127,81	0,00	-51,13	55,22		0,25	1,25	0,00	0,50	-0,54	
Mittelwert	29	-26,97	-135,11	0,00	-54,03	58,38		0,26	1,32	0,00	0,53	-0,57	
	27	-80,83	-134,90	0,00	-71,91	55,43		0,79	1,32	0,00	0,70	-0,54	
	28	-85,99	-142,92	0,00	-76,30	58,75		0,84	1,40	0,00	0,75	-0,57	6
0,6/1/0	29	-86,82	-144,74	0,00	-77,19	59,48	263,4	0,85	1,42	0,00	0,75	-0,58	4,89
	29	-86,46	-144,17	0,00	-76,88	59,25	(23,4)	0,85	1,41	0,00	0,75	-0,58	3,46
	29	-88,13	-146,82	0,00	-78,32	60,34		0,86	1,44	0,00	0,77	-0,59	
	30	-80,52	-134,27	0,00	-71,60	55,18		0,79	1,31	0,00	0,70	-0,54	
Mittelwert	29	-84,79	-141,30	0,00	-75,37	58,07		0,83	1,38	0,00	0,74	-0,57	
	27	-113,59	-119,58	0,00	-77,72	55,01		1,11	1,17	0,00	0,76	-0,54	
	28	-118,54	-124,79	0,00	-81,11	57,41		1,16	1,22	0,00	0,79	-0,56	6
0,95/1/0,15	30	-119,53	-125,78	0,00	-81,77	57,88	242,5	1,17	1,23	0,00	0,80	-0,57	4,64
	29	-115,36	-121,35	0,00	-78,90	55,85	(2,5)	1,13	1,19	0,00	0,77	-0,55	3,70
	30	-127,40	-134,17	0,00	-87,19	61,71		1,25	1,31	0,00	0,85	-0,60	
	31	-120,31	-126,61	0,00	-82,31	58,26		1,18	1,24	0,00	0,80	-0,57	
Mittelwert	29	-119,12	-125,38	0,00	-81,50	57,69		1,17	1,23	0,00	0,80	-0,56	

Tabelle B-18 Dreiaxiale Festigkeit Beton BIb, f_c'= -72,90 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	$s(\sigma_{1,min})$ [N/mm²]
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	v [%]
	34	0,00	-72,92	0,00	-24,31	34,37		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	
	34	0,00	-72,86	0,00	-24,29	34,35		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	6
0/1/0	34	0,00	-72,29	0,00	-24,10	34,08	300,0	0,00	0,99	0,00	0,33	-0,47	1,05
	34	0,00	-71,09	0,00	-23,70	33,51	(60,0)	0,00	0,98	0,00	0,33	-0,46	1,44
	34	0,00	-74,01	0,00	-24,67	34,89		0,00	1,02	0,00	0,34	-0,48	
	34	0,00	-74,22	0,00	-24,74	34,99		0,00	1,02	0,00	0,34	-0,48	
Mittelwert	34	0,00	-72,90	0,00	-24,30	34,37		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	
	26	-4,90	-99,64	-4,95	-36,49	44,65		0,07	1,37	0,07	0,50	-0,61	
	26	-5,00	-101,04	-5,05	-37,03	45,26		0,07	1,39	0,07	0,51	-0,62	6
0,05/1/0,05	27	-5,10	-101,20	-5,05	-37,12	45,31	300,0	0,07	1,39	0,07	0,51	-0,62	1,03
	27	-4,95	-98,91	-4,95	-36,27	44,29	(60,0)	0,07	1,36	0,07	0,50	-0,61	1,02
	30	-4,95	-101,20	-4,95	-37,03	45,37		0,07	1,39	0,07	0,51	-0,62	
	30	-5,05	-101,88	-5,05	-37,33	45,64		0,07	1,40	0,07	0,51	-0,63	
Mittelwert	28	-4,99	-100,64	-5,00	-36,88	45,09		0,07	1,38	0,07	0,51	-0,62	

Fortsetzung Tabelle B-18 Dreiaxiale Festigkeit Beton BIb, f_c'= -72,90 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{1,min}$) [N/mm²] v [%]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
	26	-22,81	-114,64	-5,57	-47,67	47,87		0,31	1,57	0,08	0,65	-0,66	
	26	-23,96	-120,00	-5,99	-49,98	50,05		0,33	1,65	0,08	0,69	-0,69	6
0,2/1/0,05	27	-24,48	-122,81	-6,15	-51,15	51,23	291,6	0,34	1,68	0,08	0,70	-0,70	3,38
	27	-24,48	-122,40	-6,15	-51,01	51,03	(51,6)	0,34	1,68	0,08	0,70	-0,70	2,79
	30	-24,84	-125,05	-6,30	-52,07	52,16		0,34	1,72	0,09	0,71	-0,72	
	30	-24,58	-123,54	-6,20	-51,44	51,53		0,34	1,69	0,09	0,71	-0,71	
Mittelwert	28	-24,19	-121,41	-6,06	-50,55	50,65		0,33	1,67	0,08	0,69	-0,69	
	26	-79,90	-133,23	-6,72	-73,28	51,86		1,10	1,83	0,09	1,01	-0,71	
	26	-75,05	-125,26	-6,25	-68,85	48,78		1,03	1,72	0,09	0,94	-0,67	6
0,6/1/0,05	27	-78,49	-130,83	-6,51	-71,94	50,97	264,8	1,08	1,79	0,09	0,99	-0,70	5,67
	30	-72,97	-121,77	-6,09	-66,94	47,42	(24,8)	1,00	1,67	0,08	0,92	-0,65	4,33
	30	-82,45	-137,45	-6,88	-75,59	53,53		1,13	1,89	0,09	1,04	-0,73	
	33	-81,72	-136,30	-6,82	-74,95	53,08		1,12	1,87	0,09	1,03	-0,73	
Mittelwert	29	-78,43	-130,81	-6,55	-71,93	50,94		1,08	1,79	0,09	0,99	-0,70	
	26	-105,26	-110,78	-5,57	-73,87	48,35		1,44	1,52	0,08	1,01	-0,66	
	27	-106,67	-112,29	-5,57	-74,84	49,04		1,46	1,54	0,08	1,03	-0,67	6
0,95/1/0,05	27	-106,61	-112,29	-5,57	-74,83	49,02	242,7	1,46	1,54	0,08	1,03	-0,67	2,27
	30	-111,46	-117,60	-5,83	-78,30	51,30	(2,7)	1,53	1,61	0,08	1,07	-0,70	1,99
	30	-108,75	-114,53	-5,68	-76,32	50,01		1,49	1,57	0,08	1,05	-0,69	
	33	-109,43	-115,26	-5,73	-76,81	50,31		1,50	1,58	0,08	1,05	-0,69	
Mittelwert	29	-108,03	-113,79	-5,66	-75,83	49,67		1,48	1,56	0,08	1,04	-0,68	

Tabelle B-19 Dreiaxiale Festigkeit Beton BIIb, f_c'= -84,95 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{1,min}$) [N/mm²] v [%]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
	29	0,00	-86,30	0,00	-28,77	40,68		0,00	1,02	0,00	0,34	-0,48	
	29	0,00	-85,68	0,00	-28,56	40,39		0,00	1,01	0,00	0,34	-0,48	6
0/1/0	29	0,00	-82,55	0,00	-27,52	38,92	300,0	0,00	0,97	0,00	0,32	-0,46	1,69
	29	0,00	-87,08	0,00	-29,03	41,05	(60,0)	0,00	1,03	0,00	0,34	-0,48	1,99
	29	0,00	-82,86	0,00	-27,62	39,06		0,00	0,98	0,00	0,33	-0,46	
	29	0,00	-85,21	0,00	-28,40	40,17		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	
Mittelwert	29	0,00	-84,95	0,00	-28,32	40,04		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	
	26	-6,20	-122,71	-6,15	-45,02	54,94		0,07	1,44	0,07	0,53	-0,65	
	26	-6,41	-128,23	-6,41	-47,01	57,43		0,08	1,51	0,08	0,55	-0,68	6
0,05/1/0,05	26	-6,15	-122,40	-6,20	-44,91	54,79	300,0	0,07	1,44	0,07	0,53	-0,64	4,44
	27	-6,56	-131,20	-6,51	-48,09	58,77	(60,0)	0,08	1,54	0,08	0,57	-0,69	3,46
	27	-6,67	-132,29	-6,67	-48,54	59,22		0,08	1,56	0,08	0,57	-0,70	
	28	-6,67	-133,59	-6,72	-48,99	59,82		0,08	1,57	0,08	0,58	-0,70	
Mittelwert	27	-6,44	-128,40	-6,44	-47,09	57,49		0,08	1,51	0,08	0,55	-0,68	
	26	-31,25	-156,51	-7,76	-65,17	65,29		0,37	1,84	0,09	0,77	-0,77	
	26	-31,93	-159,84	-7,97	-66,58	66,67		0,38	1,88	0,09	0,78	-0,78	6
0,2/1/0,05	26	-30,10	-151,04	-7,50	-62,88	63,02	291,6	0,35	1,78	0,09	0,74	-0,74	6,85
	27	-31,72	-159,11	-7,92	-66,25	66,38	(51,6)	0,37	1,87	0,09	0,78	-0,78	4,28
	28	-32,19	-161,15	-8,07	-67,14	67,20		0,38	1,90	0,10	0,79	-0,79	
	28	-34,74	-173,70	-8,70	-72,38	72,43		0,41	2,04	0,10	0,85	-0,85	
Mittelwert	27	-31,99	-160,23	-7,99	-66,73	66,83		0,38	1,89	0,09	0,79	-0,79	

Fortsetzung Tabelle B-19 Dreiaxiale Festigkeit Beton BIIb, f_c'= -84,95 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] $s(\sigma_{i,min})$ [N/mm²]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	v [%]
	26	-100,99	-168,44	-8,39	-92,60	65,61		1,19	1,98	0,10	1,09	-0,77	
	26	-95,31	-158,91	-7,97	-87,40	61,87		1,12	1,87	0,09	1,03	-0,73	6
0,6/1/0,05	27	-94,90	-158,33	-7,97	-87,07	61,64	264,8	1,12	1,86	0,09	1,02	-0,73	5,75
	27	-104,17	-173,65	-8,65	-95,49	67,64	(24,8)	1,23	2,04	0,10	1,12	-0,80	3,49
	28	-96,51	-161,09	-8,07	-88,56	62,72		1,14	1,90	0,10	1,04	-0,74	
	28	-101,35	-168,91	-8,44	-92,90	65,78		1,19	1,99	0,10	1,09	-0,77	
Mittelwert	27	-98,87	-164,89	-8,25	-90,67	64,21		1,16	1,94	0,10	1,07	-0,76	
	26	-127,86	-134,58	-6,82	-89,76	58,71		1,51	1,58	0,08	1,06	-0,69	
	26	-145,89	-153,54	-7,71	-102,38	67,01		1,72	1,81	0,09	1,21	-0,79	6
0,95/1/0,05	27	-138,70	-146,04	-7,29	-97,34	63,75	242,7	1,63	1,72	0,09	1,15	-0,75	6,09
	27	-138,07	-145,36	-7,29	-96,91	63,44	(2,7)	1,63	1,71	0,09	1,14	-0,75	4,22
	28	-132,24	-139,17	-6,93	-92,78	60,77		1,56	1,64	0,08	1,09	-0,72	
	28	-140,31	-147,81	-7,40	-98,51	64,50		1,65	1,74	0,09	1,16	-0,76	
Mittelwert	27	-137,18	-144,42	-7,24	-96,28	63,03		1,61	1,70	0,09	1,13	-0,74	

Tabelle B-20 Dreiaxiale Festigkeit Beton BIIIb, f_c'= -91,05 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] $s(\sigma_{i,min})$ [N/mm²]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	v [%]
	34	0,00	-86,46	0,00	-28,82	40,76		0,00	0,95	0,00	0,32	-0,45	
	34	0,00	-94,22	0,00	-31,41	44,42		0,00	1,03	0,00	0,34	-0,49	6
0/1/0	34	0,00	-92,81	0,00	-30,94	43,75	300,0	0,00	1,02	0,00	0,34	-0,48	3,08
	34	0,00	-93,23	0,00	-31,08	43,95	(60,0)	0,00	1,02	0,00	0,34	-0,48	3,38
	34	0,00	-87,08	0,00	-29,03	41,05		0,00	0,96	0,00	0,32	-0,45	
	34	0,00	-92,50	0,00	-30,83	43,60		0,00	1,02	0,00	0,34	-0,48	
Mittelwert	34	0,00	-91,05	0,00	-30,35	42,92		0,00	1,00	0,00	0,33	-0,47	
	26	-7,14	-143,49	-7,19	-52,60	64,27		0,08	1,58	0,08	0,58	-0,71	
	27	-7,55	-152,40	-7,55	-55,83	68,28		0,08	1,67	0,08	0,61	-0,75	6
0,05/1/0,05	28	-7,29	-147,14	-7,40	-53,94	65,90	300,0	0,08	1,62	0,08	0,59	-0,72	3,95
	28	-7,66	-152,97	-7,60	-56,08	68,51	(60,0)	0,08	1,68	0,08	0,62	-0,75	2,66
	29	-7,19	-144,43	-7,24	-52,95	64,68		0,08	1,59	0,08	0,58	-0,71	
Mittelwert	28	-7,36	-148,08	-7,40	-54,28	66,33		0,08	1,63	0,08	0,60	-0,73	
	26	-35,78	-179,53	-9,01	-74,77	74,88		0,39	1,97	0,10	0,82	-0,82	
	27	-36,77	-184,48	-9,27	-76,84	76,94		0,40	2,03	0,10	0,84	-0,84	6
0,2/1/0,05	28	-33,70	-168,85	-8,49	-70,35	70,41	291,6	0,37	1,85	0,09	0,77	-0,77	6,50
	28	-34,53	-173,02	-8,65	-72,07	72,16	(51,6)	0,38	1,90	0,09	0,79	-0,79	3,70
	29	-33,23	-166,61	-8,44	-69,43	69,46		0,36	1,83	0,09	0,76	-0,76	
	29	-36,04	-180,73	-9,06	-75,28	75,37		0,40	1,98	0,10	0,83	-0,83	
Mittelwert	28	-35,01	-175,54	-8,82	-73,12	73,20		0,38	1,93	0,10	0,80	-0,80	
	26	-109,84	-183,28	-9,22	-100,78	71,35		1,21	2,01	0,10	1,11	-0,78	
	27	-111,15	-185,31	-9,27	-101,91	72,16		1,22	2,04	0,10	1,12	-0,79	6
0,6/1/0,05	28	-108,54	-180,89	-9,06	-99,50	70,44	264,8	1,19	1,99	0,10	1,09	-0,77	5,09
	28	-103,85	-173,65	-8,59	-95,36	67,65	(24,8)	1,14	1,91	0,09	1,05	-0,74	2,79
	29	-107,86	-179,90	-8,96	-98,91	70,07		1,18	1,98	0,10	1,09	-0,77	
	30	-113,91	-190,21	-9,48	-104,53	74,08		1,25	2,09	0,10	1,15	-0,81	
Mittelwert	28	-109,19	-182,20	-9,10	-100,16	70,96		1,20	2,00	0,10	1,10	-0,78	

Fortsetzung Tabelle B-20 Dreiaxiale Festigkeit Beton BIIIb, f_c'= -91,05 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{1,min}$) [N/mm²]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	σ_1/f_c'	σ_2/f_c'	σ_3/f_c'	$\sigma_{oct} = \sigma_o/f_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/f_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	v [%]
	27	-154,64	-162,92	-8,13	-108,56	71,10		1,70	1,79	0,09	1,19	-0,78	
	27	-151,30	-159,22	-8,02	-106,18	69,48		1,66	1,75	0,09	1,17	-0,76	6
0,95/1/0,05	28	-146,46	-154,38	-7,71	-102,85	67,35	242,7	1,61	1,70	0,08	1,13	-0,74	5,92
	28	-144,06	-151,61	-7,50	-101,06	66,23	(2,7)	1,58	1,67	0,08	1,11	-0,73	3,77
	29	-141,35	-148,85	-7,40	-99,20	64,99		1,55	1,63	0,08	1,09	-0,71	
	30	-157,03	-165,26	-8,23	-110,17	72,16		1,72	1,82	0,09	1,21	-0,79	
Mittelwert	28	-149,14	-157,04	-7,83	-104,67	68,55		1,64	1,72	0,09	1,15	-0,75	

B.3 Bruchwerte ultrahochfester Beton

Tabelle B-21 Zweiaxiale Festigkeit Beton M2Q-2,5, $\overline{f}_c'$ = -156,4 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{1,min}$) [N/mm²]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	$\sigma_1/\overline{f}_c'$	$\sigma_2/\overline{f}_c'$	$\sigma_3/\overline{f}_c'$	$\sigma_{oct} = \sigma_o/\overline{f}_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/\overline{f}_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	v [%]
	27	-152,25	0,00	0,00	-50,75	71,77		0,97	0,00	0,00	0,32	-0,46	
	27	-155,55	0,00	0,00	-51,85	73,33		0,99	0,00	0,00	0,33	-0,47	8
	29	-161,34	0,00	0,00	-53,78	76,06	180,0	1,03	0,00	0,00	0,34	-0,49	9,37
1/0/0	29	-161,49	0,00	0,00	-53,83	76,13	(60,0)	1,03	0,00	0,00	0,34	-0,49	6,20
	28	-136,30	0,00	0,00	-45,43	64,25		0,87	0,00	0,00	0,29	-0,41	
	28	-138,20	0,00	0,00	-46,07	65,15		0,88	0,00	0,00	0,29	-0,42	
	28	-145,11	0,00	0,00	-48,37	68,41		0,93	0,00	0,00	0,31	-0,44	
	29	-157,95	0,00	0,00	-52,65	74,46		1,01	0,00	0,00	0,34	-0,48	
Mittelwert	28	-151,02	0,00	0,00	-50,34	71,19		0,97	0,00	0,00	0,32	-0,46	
	27	-168,87	-8,44	0,00	-59,10	77,69		1,08	0,05	0,00	0,38	-0,50	4
1/0,05/0	28	-171,80	-8,59	0,00	-60,13	79,04	177,5	1,10	0,05	0,00	0,38	-0,51	4,40
	27	-177,01	-8,85	0,00	-61,95	81,44	(57,5)	1,13	0,06	0,00	0,40	-0,52	2,52
	28	-180,15	-9,01	0,00	-63,05	82,88		1,15	0,06	0,00	0,40	-0,53	
Mittelwert	28	-174,46	-8,72	0,00	-61,06	80,26		1,12	0,06	0,00	0,39	-0,51	
	27	-180,77	-36,15	0,00	-72,31	78,10		1,16	0,23	0,00	0,46	-0,50	
	28	-193,35	-38,67	0,00	-77,34	83,54		1,24	0,25	0,00	0,49	-0,53	
	27	-193,35	-38,67	0,00	-77,34	83,54	169,1	1,24	0,25	0,00	0,49	-0,53	7
1/0,2/0	28	-191,29	-38,26	0,00	-76,52	82,65	(49,1)	1,22	0,24	0,00	0,49	-0,53	6,10
	29	-179,69	-35,94	0,00	-71,88	77,63		1,15	0,23	0,00	0,46	-0,50	3,28
	30	-183,45	-36,69	0,00	-73,38	79,26		1,17	0,23	0,00	0,47	-0,51	
	31	-178,87	-35,77	0,00	-71,55	77,28		1,14	0,23	0,00	0,46	-0,49	
Mittelwert	29	-185,82	-37,16	0,00	-74,33	80,29		1,19	0,24	0,00	0,48	-0,51	
	27	-191,39	-76,56	0,00	-89,32	78,65		1,22	0,49	0,00	0,57	-0,50	4
1/0,4/0	28	-184,23	-73,69	0,00	-85,97	75,71	156,6	1,18	0,47	0,00	0,55	-0,48	3,27
	27	-183,71	-73,48	0,00	-85,73	75,50	(36,6)	1,17	0,47	0,00	0,55	-0,48	1,75
	29	-189,28	-75,71	0,00	-88,33	77,79		1,21	0,48	0,00	0,56	-0,50	
Mittelwert	28	-187,15	-74,86	0,00	-87,34	76,91		1,20	0,48	0,00	0,56	-0,49	
	27	-192,27	-115,36	0,00	-102,54	79,01		1,23	0,74	0,00	0,66	-0,51	4
1/0,6/0	29	-180,72	-108,43	0,00	-96,38	74,27	143,4	1,16	0,69	0,00	0,62	-0,47	4,72
	27	-191,80	-115,08	0,00	-102,30	78,82	(23,4)	1,23	0,74	0,00	0,65	-0,50	2,51
	28	-186,08	-111,65	0,00	-99,24	76,47		1,19	0,71	0,00	0,63	-0,49	
Mittelwert	28	-187,72	-112,63	0,00	-100,12	77,15		1,20	0,72	0,00	0,64	-0,49	

Fortsetzung Tabelle B-21 Zweiaxiale Festigkeit Beton M2Q-2,5, $\bar{f}_c'$ = -156,4 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	$\sigma_1/\bar{f}_c'$	$\sigma_2/\bar{f}_c'$	$\sigma_3/\bar{f}_c'$	$\sigma_{oct} = \sigma_o/\bar{f}_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/\bar{f}_c'$	s ($\sigma_{i,min}$) [N/mm²]
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	v [%]
	28	-176,24	-140,99	0,00	-105,74	76,14		1,13	0,90	0,00	0,68	-0,49	4
1/0,8/0	29	-183,66	-146,93	0,00	-110,20	79,35	130,9	1,17	0,94	0,00	0,70	-0,51	3,47
	27	-181,13	-144,91	0,00	-108,68	78,26	(10,9)	1,16	0,93	0,00	0,69	-0,50	1,91
	28	-185,46	-148,37	0,00	-111,28	80,13		1,19	0,95	0,00	0,71	-0,51	
Mittelwert	28	-181,62	-145,30	0,00	-108,97	78,47		1,16	0,93	0,00	0,70	-0,50	
	28	-169,64	-169,64	0,00	-113,09	79,97		1,08	1,08	0,00	0,72	-0,51	
	29	-181,70	-181,70	0,00	-121,13	85,65		1,16	1,16	0,00	0,77	-0,55	
	27	-181,39	-181,39	0,00	-120,93	85,51		1,16	1,16	0,00	0,77	-0,55	
	29	-170,46	-170,46	0,00	-113,64	80,36	120,0	1,09	1,09	0,00	0,73	-0,51	9
1/1/0	27	-161,65	-161,65	0,00	-107,77	76,20	(0,0)	1,03	1,03	0,00	0,69	-0,49	7,66
	28	-158,14	-158,14	0,00	-105,43	74,55		1,01	1,01	0,00	0,67	-0,48	4,46
	27	-174,69	-174,69	0,00	-116,46	82,35		1,12	1,12	0,00	0,74	-0,53	
	28	-170,82	-170,82	0,00	-113,88	80,53		1,09	1,09	0,00	0,73	-0,51	
	28	-177,47	-177,47	0,00	-118,31	83,66		1,13	1,13	0,00	0,76	-0,53	
Mittelwert	28	-171,77	-171,77	0,00	-114,52	80,98		1,10	1,10	0,00	0,73	-0,52	
	27	-105,31	-175,52	0,00	-93,61	72,13		0,67	1,12	0,00	0,60	-0,46	4
0,6/1/0	27	-107,84	-179,74	0,00	-95,86	73,87	143,4	0,69	1,15	0,00	0,61	-0,47	1,73
	28	-108,22	-180,36	0,00	-96,19	74,12	(23,4)	0,69	1,15	0,00	0,62	-0,47	1,60
	28	-110,17	-183,61	0,00	-97,93	75,46		0,70	1,17	0,00	0,63	-0,48	
Mittelwert	28	-107,88	-179,81	0,00	-95,90	73,89		0,69	1,15	0,00	0,61	-0,47	
	27	-35,25	-176,24	0,00	-70,50	76,14		0,23	1,13	0,00	0,45	-0,49	
	27	-34,99	-174,95	0,00	-69,98	75,59		0,22	1,12	0,00	0,45	-0,48	
	27	-34,41	-172,06	0,00	-68,82	74,34		0,22	1,10	0,00	0,44	-0,48	
	28	-34,54	-172,68	0,00	-69,07	74,61		0,22	1,10	0,00	0,44	-0,48	10
0,2/1/0	28	-34,84	-174,18	0,00	-69,67	75,25	169,1	0,22	1,11	0,00	0,45	-0,48	9,98
	29	-32,99	-164,95	0,00	-65,98	71,27	(49,1)	0,21	1,05	0,00	0,42	-0,46	5,57
	29	-35,21	-176,03	0,00	-70,41	76,05		0,23	1,13	0,00	0,45	-0,49	
	27	-38,84	-194,18	0,00	-77,67	83,90		0,25	1,24	0,00	0,50	-0,54	
	27	-38,76	-193,81	0,00	-77,52	83,74		0,25	1,24	0,00	0,50	-0,54	
	28	-38,66	-193,30	0,00	-77,32	83,52		0,25	1,24	0,00	0,49	-0,53	
Mittelwert	28	-35,85	-179,24	0,00	-71,70	77,44		0,23	1,15	0,00	0,46	-0,50	
	28	0,00	-162,06	0,00	-54,02	76,40		0,00	1,04	0,00	0,35	-0,49	
	28	0,00	-157,78	0,00	-52,59	74,38		0,00	1,01	0,00	0,34	-0,48	5
0/1/0	28	0,00	-162,22	0,00	-54,07	76,47	(60,0)	0,00	1,04	0,00	0,35	-0,49	8,16
	30	0,00	-174,77	0,00	-58,26	82,39		0,00	1,12	0,00	0,37	-0,53	4,88
	30	0,00	-178,85	0,00	-59,62	84,31		0,00	1,14	0,00	0,38	-0,54	
Mittelwert	29	0,00	-167,14	0,00	-55,71	78,79		0,00	1,07	0,00	0,36	-0,50	
	28	-32,75	-327,45	-32,75	-130,98	138,92	180,0	0,21	2,09	0,21	0,84	-0,89	3
0,1/1/0,1	28	-33,41	-334,06	-33,41	-133,62	141,72	(60,0)	0,21	2,14	0,21	0,85	-0,91	3,50
	28	-32,60	-326,04	-32,60	-130,42	138,33		0,21	2,08	0,21	0,84	-0,88	1,06
Mittelwert	28	-32,92	-329,18	-32,92	-131,67	139,66		0,21	2,10	0,21	0,84	0,89	

Tabelle B-22 Zweiaxiale Festigkeit Beton B4Q-2,5, $\bar{f}_c'$ = -169,83 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ ($\triangleleft$ zw. σ_1/σ_2)	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{i,min}$) [N/mm²] v [%]
		σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_o = \xi/\sqrt{3}$	$\tau_o = \rho/\sqrt{3}$	θ	$\sigma_1/\bar{f}_c'$	$\sigma_2/\bar{f}_c'$	$\sigma_3/\bar{f}_c'$	$\sigma_{oct} = \sigma_o/\bar{f}_c'$	$\tau_{oct} = \tau_o/\bar{f}_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
	28	-160,26	0,00	0,00	-53,42	75,55		0,94	0,00	0,00	-0,31	0,44	
	28	-163,45	0,00	0,00	-54,48	77,05		0,96	0,00	0,00	-0,32	0,45	6
1/0/0	28	-164,64	0,00	0,00	-54,88	77,61	180,0	0,97	0,00	0,00	-0,32	0,46	5,74
(0°)	28	-170,88	0,00	0,00	-56,96	80,55	(60,0)	1,01	0,00	0,00	-0,34	0,47	3,41
	28	-174,69	0,00	0,00	-58,23	82,35		1,03	0,00	0,00	-0,34	0,48	
	29	-175,26	0,00	0,00	-58,42	82,62		1,03	0,00	0,00	-0,34	0,49	
Mittelwert	28	-168,20	0,00	0,00	-56,07	79,29		0,99	0,00	0,00	-0,33	0,47	
1/0,158/0	28	-191,24	-30,29	0,00	-73,84	83,93	188,5	1,13	0,18	0,00	-0,43	0,49	3
(9°)	28	-192,06	-30,42	0,00	-74,16	84,29	(51,5)	1,13	0,18	0,00	-0,44	0,50	6,59
	29	-205,62	-32,57	0,00	-79,40	90,24		1,21	0,19	0,00	-0,47	0,53	3,36
Mittelwert	28	-196,31	-31,09	0,00	-75,80	86,15		1,16	0,18	0,00	-0,45	0,51	
1/0,325/0	28	-194,64	-63,24	0,00	-85,96	81,07	198,6	1,15	0,37	0,00	-0,51	0,48	3
(18°)	28	-200,93	-65,28	0,00	-88,74	83,69	(41,4)	1,18	0,38	0,00	-0,52	0,49	7,14
	28	-211,91	-68,85	0,00	-93,59	88,26		1,25	0,41	0,00	-0,55	0,52	3,52
Mittelwert	28	-202,49	-65,79	0,00	-89,43	84,34		1,19	0,39	0,00	-0,53	0,50	
1/0,510/0	27	-205,31	-104,61	0,00	-103,30	83,82	210,6	1,21	0,62	0,00	-0,61	0,49	3
(27°)	27	-204,23	-104,05	0,00	-102,76	83,38	(29,4)	1,20	0,61	0,00	-0,61	0,49	5,55
	28	-216,49	-110,30	0,00	-108,93	88,39		1,27	0,65	0,00	-0,64	0,52	2,66
Mittelwert	27	-208,68	-106,32	0,00	-105,00	85,20		1,23	0,63	0,00	-0,62	0,50	
1/0,727/0	27	-197,27	-143,32	0,00	-113,53	83,24	224,7	1,16	0,84	0,00	-0,67	0,49	3
(36°)	27	-188,25	-136,76	0,00	-108,34	79,44	(15,3)	1,11	0,81	0,00	-0,64	0,47	4,23
	27	-197,16	-143,24	0,00	-113,47	83,20		1,16	0,84	0,00	-0,67	0,49	2,18
Mittelwert	27	-194,23	-141,11	0,00	-111,78	81,96		1,14	0,83	0,00	-0,66	0,48	
	27	-183,56	-183,56	0,00	-122,37	86,53		1,08	1,08	0,00	-0,72	0,51	
	27	-175,10	-175,10	0,00	-116,74	82,54		1,03	1,03	0,00	-0,69	0,49	6
1/1/0	27	-183,71	-183,71	0,00	-122,47	86,60	240,0	1,08	1,08	0,00	-0,72	0,51	3,99
(45°)	27	-183,14	-183,14	0,00	-122,10	86,34	(0,0)	1,08	1,08	0,00	-0,72	0,51	2,20
	27	-176,86	-176,86	0,00	-117,90	83,37		1,04	1,04	0,00	-0,69	0,49	
	27	-186,13	-186,13	0,00	-124,09	87,74		1,10	1,10	0,00	-0,73	0,52	
Mittelwert	27	-181,42	-181,42	0,00	-120,95	85,52		1,07	1,07	0,00	-0,71	0,50	
0,727/1/0	27	-145,04	-199,64	0,00	-114,89	84,24	255,3	0,85	1,18	0,00	-0,68	0,50	3
(54°)	27	-138,63	-190,82	0,00	-109,82	80,52	(15,3)	0,82	1,12	0,00	-0,65	0,47	2,80
	27	-143,99	-198,20	0,00	-114,06	83,63		0,85	1,17	0,00	-0,67	0,49	1,97
Mittelwert	27	-142,55	-196,22	0,00	-112,92	82,80		0,84	1,16	0,00	-0,66	0,49	
0,510/1/0	27	-99,54	-195,36	0,00	-98,30	79,76	269,4	0,59	1,15	0,00	-0,58	0,47	3
(63°)	27	-96,78	-189,95	0,00	-95,58	77,55	(29,4)	0,57	1,12	0,00	-0,56	0,46	2,88
	27	-103,79	-203,71	0,00	-102,50	83,17		0,61	1,20	0,00	-0,60	0,49	2,88
Mittelwert	27	-100,04	-196,34	0,00	-98,79	80,16		0,59	1,16	0,00	-0,58	0,47	
0,325/1/0	28	-66,49	-204,64	0,00	-90,38	85,23	281,4	0,39	1,20	0,00	-0,53	0,50	3
(72°)	28	-63,17	-194,43	0,00	-85,87	80,98	(41,4)	0,37	1,14	0,00	-0,51	0,48	1,48
	27	-66,12	-203,51	0,00	-89,87	84,76		0,39	1,20	0,00	-0,53	0,50	2,27
Mittelwert	27	-65,26	-200,86	0,00	-88,71	83,66		0,38	1,18	0,00	-0,52	0,49	
0,158/1/0	28	-30,63	-193,40	0,00	-74,68	84,88	291,5	0,18	1,14	0,00	-0,44	0,50	3
(81°)	28	-28,80	-181,80	0,00	-70,20	79,79	(51,5)	0,17	1,07	0,00	-0,41	0,47	0,88
	28	-30,68	-193,71	0,00	-74,80	85,01		0,18	1,14	0,00	-0,44	0,50	2,92
Mittelwert	28	-30,04	-189,64	0,00	-73,23	83,23		0,18	1,12	0,00	-0,43	0,49	

Fortsetzung Tabelle B-22 Zweiaxiale Festigkeit Beton B4Q-2,5, $\bar{f}_c'$ = -169,83 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ ($\sphericalangle$ zw. σ_1/σ_2)	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] $s(\sigma_{i,min})$ [N/mm²] v [%]
	[d]	σ_1 [N/mm²]	σ_2 [N/mm²]	σ_3 [N/mm²]	σ_o [N/mm²]	τ_o [N/mm²]	θ [°]	$\sigma_1/\bar{f}_c'$ [-]	$\sigma_2/\bar{f}_c'$ [-]	$\sigma_3/\bar{f}_c'$ [-]	$\sigma_{oct}=\sigma_o/\bar{f}_c'$ [-]	$\tau_{oct}=\tau_o/\bar{f}_c'$ [-]	
	28	0,00	-170,52	0,00	-56,84	80,38		0,00	1,00	0,00	-0,33	0,47	
	29	0,00	-167,84	0,00	-55,95	79,12		0,00	0,99	0,00	-0,33	0,47	6
0/1/0	29	0,00	-173,25	0,00	-57,75	81,67	300,0	0,00	1,02	0,00	-0,34	0,48	4,35
(90°)	29	0,00	-169,38	0,00	-56,46	79,85	(60,0)	0,00	1,00	0,00	-0,33	0,47	2,51
	28	0,00	-177,99	0,00	-59,33	83,91		0,00	1,05	0,00	-0,35	0,49	
	29	0,00	-179,54	0,00	-59,85	84,63		0,00	1,06	0,00	-0,35	0,50	
Mittelwert	29	0,00	-173,08	0,00	-57,69	81,59		0,00	1,02	0,00	-0,34	0,48	

Tabelle B-23 Zweiaxiale Festigkeit Beton B4Q-0,9, $\bar{f}_c'$ = -179,89 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ ($\sphericalangle$ zw. σ_1/σ_2)	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] $s(\sigma_{i,min})$ [N/mm²] v [%]
	[d]	σ_1 [N/mm²]	σ_2 [N/mm²]	σ_3 [N/mm²]	σ_o [N/mm²]	τ_o [N/mm²]	θ [°]	$\sigma_1/\bar{f}_c'$ [-]	$\sigma_2/\bar{f}_c'$ [-]	$\sigma_3/\bar{f}_c'$ [-]	$\sigma_{oct}=\sigma_o/\bar{f}_c'$ [-]	$\tau_{oct}=\tau_o/\bar{f}_c'$ [-]	
	28	-180,26	0,00	0,00	-60,09	84,97		1,00	0,00	0,00	-0,33	0,47	
	28	-180,88	0,00	0,00	-60,29	85,27		1,01	0,00	0,00	-0,34	0,47	
1/0/0	28	-182,42	0,00	0,00	-60,81	85,99	180,0	1,01	0,00	0,00	-0,34	0,48	6
(0°)	27	-180,62	0,00	0,00	-60,21	85,14	(60,0)	1,00	0,00	0,00	-0,33	0,47	2,42
	27	-175,05	0,00	0,00	-58,35	82,52		0,97	0,00	0,00	-0,32	0,46	1,35
	27	-177,78	0,00	0,00	-59,26	83,81		0,99	0,00	0,00	-0,33	0,47	
Mittelwert	28	-179,50	0,00	0,00	-59,83	84,62		1,00	0,00	0,00	-0,33	0,47	
1/0,268/0	28	-202,47	-54,25	0,00	-85,58	85,58	195,0	1,13	0,30	0,00	-0,48	0,48	3
(15°)	28	-205,77	-55,14	0,00	-86,97	86,97	(45,0)	1,14	0,31	0,00	-0,48	0,48	1,59
	28	-205,93	-55,18	0,00	-87,04	87,04		1,14	0,31	0,00	-0,48	0,48	0,78
Mittelwert	28	-204,73	-54,86	0,00	-86,53	86,53		1,14	0,30	0,00	-0,48	0,48	
1/0,577/0	27	-197,22	-113,86	0,00	-103,69	80,83	215,1	1,10	0,63	0,00	-0,58	0,45	3
(30°)	28	-210,67	-121,63	0,00	-110,77	86,35	(24,9)	1,17	0,68	0,00	-0,62	0,48	5,62
	28	-206,44	-119,19	0,00	-108,54	84,62		1,15	0,66	0,00	-0,60	0,47	2,74
Mittelwert	28	-204,78	-118,23	0,00	-107,67	83,93		1,14	0,66	0,00	-0,60	0,47	
	27	-179,85	-179,85	0,00	-119,90	84,78		1,00	1,00	0,00	-0,67	0,47	
	27	-177,68	-177,68	0,00	-118,45	83,76		0,99	0,99	0,00	-0,66	0,47	
1/1/0	27	-183,76	-183,76	0,00	-122,51	86,63	240,0	1,02	1,02	0,00	-0,68	0,48	6
(45°)	28	-178,45	-178,45	0,00	-118,97	84,12	(0,0)	0,99	0,99	0,00	-0,66	0,47	4,34
	28	-169,28	-169,28	0,00	-112,85	79,80		0,94	0,94	0,00	-0,63	0,44	2,44
	27	-177,73	-177,73	0,00	-118,49	83,78		0,99	0,99	0,00	-0,66	0,47	
Mittelwert	27	-177,79	-177,79	0,00	-118,53	83,81		0,99	0,99	0,00	-0,66	0,47	
0,577/1/0	27	-117,70	-203,87	0,00	-107,19	83,56	264,9	0,65	1,13	0,00	-0,60	0,46	3
(60°)	27	-117,37	-203,30	0,00	-106,89	83,33	(24,9)	0,65	1,13	0,00	-0,59	0,46	1,75
	28	-115,41	-199,90	0,00	-105,10	81,93		0,64	1,11	0,00	-0,58	0,46	0,87
Mittelwert	27	-116,83	-202,35	0,00	-106,39	82,94		0,65	1,12	0,00	-0,59	0,46	
0,268/1/0	28	-53,59	-200,00	0,00	-84,53	84,53	285,0	0,30	1,11	0,00	-0,47	0,47	3
(75°)	28	-54,82	-204,59	0,00	-86,47	86,47	(45,0)	0,30	1,14	0,00	-0,48	0,48	1,87
	29	-54,24	-202,42	0,00	-85,55	85,55		0,30	1,13	0,00	-0,48	0,48	0,93
Mittelwert	28	-54,22	-202,34	0,00	-85,52	85,52		0,30	1,12	0,00	-0,48	0,48	
	29	0,00	-180,82	0,00	-60,27	85,24		0,00	1,01	0,00	-0,34	0,47	
	29	0,00	-176,91	0,00	-58,97	83,39		0,00	0,98	0,00	-0,33	0,46	
0/1/0	29	0,00	-185,21	0,00	-61,74	87,31	300,0	0,00	1,03	0,00	-0,34	0,49	6
(90°)	27	0,00	-186,24	0,00	-62,08	87,79	(60,0)	0,00	1,04	0,00	-0,35	0,49	4,31
	27	0,00	-180,82	0,00	-60,27	85,24		0,00	1,01	0,00	-0,34	0,47	2,38
	27	0,00	-173,92	0,00	-57,97	81,99		0,00	0,97	0,00	-0,32	0,46	
Mittelwert	28	0,00	-180,65	0,00	-60,22	85,16		0,00	1,00	0,00	-0,33	0,47	

Tabelle B-24 Zweiaxiale Festigkeit Beton B4Q-0,0, $\bar{f}_c'$ = -172,27 N/mm²

Spannungs-verhältnis $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ ($\sigma_1 \geq \sigma_2$)	Alter	Absolutwerte						Bezogene Werte					n [-] s ($\sigma_{i,min}$) [N/mm²] v [%]
		σ_1	σ_2	σ_3	σ_o	τ_o	θ	$\sigma_1/\bar{f}_c'$	$\sigma_2/\bar{f}_c'$	$\sigma_3/\bar{f}_c'$	$\sigma_{oct}=\sigma_o/\bar{f}_c'$	$\tau_{oct}=\tau_o/\bar{f}_c'$	
	[d]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[°]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
	29	-164,28	0,00	0,00	-54,76	77,44		0,95	0,00	0,00	-0,32	0,45	
	29	-174,59	0,00	0,00	-58,20	82,30		1,01	0,00	0,00	-0,34	0,48	
1/0/0	29	-165,88	0,00	0,00	-55,29	78,19	180,0	0,96	0,00	0,00	-0,32	0,45	6
(0°)	29	-168,14	0,00	0,00	-56,05	79,26	(60,0)	0,98	0,00	0,00	-0,33	0,46	6,03
	29	-175,21	0,00	0,00	-58,40	82,59		1,02	0,00	0,00	-0,34	0,48	3,51
	29	-181,49	0,00	0,00	-60,50	85,56		1,05	0,00	0,00	-0,35	0,50	
Mittelwert	29	-171,60	0,00	0,00	-57,20	80,89		1,00	0,00	0,00	-0,33	0,47	
1/0,268/0	27	-163,56	-43,82	0,00	-69,13	69,13	195,0	0,95	0,25	0,00	-0,40	0,40	3
(15°)	27	-192,47	-51,57	0,00	-81,35	81,35	(45,0)	1,12	0,30	0,00	-0,47	0,47	12,94
	29	-166,75	-44,68	0,00	-70,48	70,48		0,97	0,26	0,00	-0,41	0,41	7,43
Mittelwert	28	-174,26	-46,69	0,00	-73,65	73,65		1,01	0,27	0,00	-0,43	0,43	
1/0,577/0	27	-180,77	-104,37	0,00	-95,05	74,09	215,1	1,05	0,61	0,00	-0,55	0,43	3
(30°)	28	-196,29	-113,33	0,00	-103,21	80,45	(24,9)	1,14	0,66	0,00	-0,60	0,47	6,51
	28	-185,31	-106,99	0,00	-97,43	75,95		1,08	0,62	0,00	-0,57	0,44	3,47
Mittelwert	28	-187,46	-108,23	0,00	-98,56	76,83		1,09	0,63	0,00	-0,57	0,45	
	28	-164,79	-164,79	0,00	-109,86	77,68		0,96	0,96	0,00	-0,64	0,45	
	27	-172,37	-172,37	0,00	-114,91	81,26		1,00	1,00	0,00	-0,67	0,47	
1/1/0	27	-156,91	-156,91	0,00	-104,60	73,97	240,0	0,91	0,91	0,00	-0,61	0,43	6
(45°)	28	-165,46	-165,46	0,00	-110,31	78,00	(0,0)	0,96	0,96	0,00	-0,64	0,45	8,91
	28	-185,26	-185,26	0,00	-123,51	87,33		1,08	1,08	0,00	-0,72	0,51	5,24
	28	-174,33	-174,33	0,00	-116,22	82,18		1,01	1,01	0,00	-0,67	0,48	
Mittelwert	28	-169,85	-169,85	0,00	-113,24	80,07		0,99	0,99	0,00	-0,66	0,46	
0,577/1/0	27	-102,29	-177,16	0,00	-93,15	72,62	264,9	0,59	1,03	0,00	-0,54	0,42	3
(60°)	27	-104,46	-180,93	0,00	-95,13	74,16	(24,9)	0,61	1,05	0,00	-0,55	0,43	13,46
	28	-119,76	-207,42	0,00	-109,06	85,02		0,70	1,20	0,00	-0,63	0,49	7,14
Mittelwert	27	-108,83	-188,51	0,00	-99,11	77,26		0,63	1,09	0,00	-0,58	0,45	
0,268/1/0	27	-47,91	-178,81	0,00	-75,58	75,58	285,0	0,28	1,04	0,00	-0,44	0,44	3
(75°)	28	-49,67	-185,36	0,00	-78,34	78,34	(45,0)	0,29	1,08	0,00	-0,45	0,45	5,24
	29	-46,23	-172,53	0,00	-72,92	72,92		0,27	1,00	0,00	-0,42	0,42	2,93
Mittelwert	28	-47,94	-178,90	0,00	-75,61	75,61		0,28	1,04	0,00	-0,44	0,44	
	29	0,00	-177,63	0,00	-59,21	83,74		0,00	1,03	0,00	-0,34	0,49	
	29	0,00	-177,94	0,00	-59,31	83,88		0,00	1,03	0,00	-0,34	0,49	
0/1/0	29	0,00	-174,64	0,00	-58,21	82,33	300,0	0,00	1,01	0,00	-0,34	0,48	6
(90°)	29	0,00	-170,52	0,00	-56,84	80,38	(60,0)	0,00	0,99	0,00	-0,33	0,47	4,11
	30	0,00	-167,37	0,00	-55,79	78,90		0,00	0,97	0,00	-0,32	0,46	2,37
	30	0,00	-109,07	0,00	-36,36	51,42		0,00	0,63	0,00	-0,21	0,30	
Mittelwert	29	0,00	-173,62	0,00	-57,87	81,84		0,00	1,01	0,00	-0,34	0,48	

Anhang C Dehnungen

C.1 Dehnungen der Hochleistungsbetone

Tabelle C-1 Beton BI

Spannungsverhältnis			σ_1	0	0,05	0,2	0,4	0,6	0,8	0,95
			σ_3	1	1	1	1	1	1	1
Bruchspannung	$\sigma_{3,u}$	[N/mm²]		-61,2	-70,0	-78,5	-82,0	-85, 4	-84,3	-77,0
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$	[‰]		0,82	0,82	0,33	-0,30	-0,96	-1,48	-1,81
	$\varepsilon_{2,u}$	[‰]		1,06	1,30	1,80	2,00	2,48	2,96	2,67
	$\varepsilon_{3,u}$	[‰]		-2,03	-2,62	-2,56	-2,44	-2,52	-2,15	-1,98
kritische Spannung	$\sigma_{3,krit}$	[N/mm²]		-53,2	-60,9	-69,1	-77,1	-76,9	-76,7	-71,6
	$\sigma_{3,krit}$ / $\sigma_{3,u}$	[%]		87	87	88	94	90	91	93
minimales Volumen	min $\Delta V/V$	[‰]		-0,78	-1,16	-1,04	-1,32	-1,51	-1,29	-1,65

Spannungsverhältnis			σ_1	0	0,2	0,6	0,95	0,2	0,6	0,95	0,2	0,6	0,95
			σ_2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
			σ_3	0	0,05	0,05	0,05	0,1	0,1	0,1	0,15	0,15	0,15
Bruchspannung	$\sigma_{2,u}$	[N/mm²]		-46,1	-102,7	-106,4	-93,2	-144,5	-166,6	-136,3	-204,8	-232,0	-186,2
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$	[‰]		2,81	-0,22	-1,32	-2,42	0,41	-2,54	-3,42	0,10	-4,56	-5,14
	$\varepsilon_{2,u}$	[‰]		-1,85	-2,81	-2,36	-1,93	-5,08	-5,08	-3,82	-7,85	-7,48	-6,93
	$\varepsilon_{3,u}$	[‰]		3,31	3,13	4,14	4,91	4,76	5,27	7,51	6,15	8,93	8,87
kritische Spannung	$\sigma_{2,krit}$	[N/mm²]		-27,7	-87,3	-87,2	-79,2	-119,9	-146,6	-107,7	-170,0	-199,5	-160,1
	$\sigma_{2,krit}$ / $\sigma_{2,u}$	[%]		60	85	82	85	83	88	79	83	86	86
minimales Volumen	min $\Delta V/V$	[‰]		-0,34	-1,08	-1,21	-1,63	-2,17	-3,62	-2,34	-4,06	-5,73	-5,40

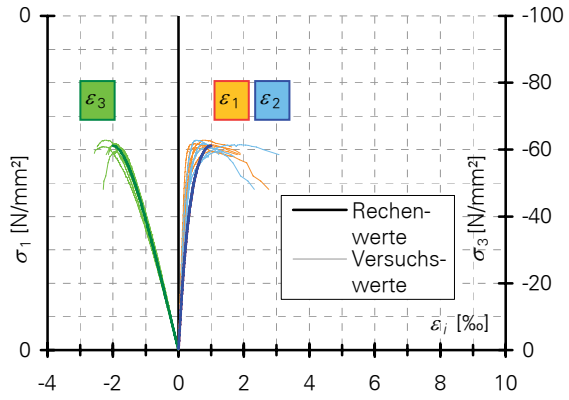


Bild C-1 Beton BI; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0/0/1

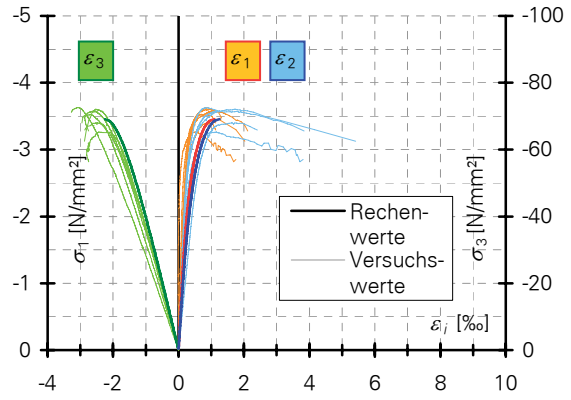


Bild C-2 Beton BI; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,05/0/1

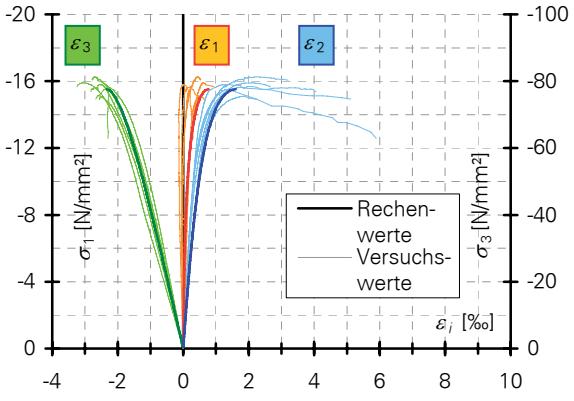


Bild C-3 Beton BI; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,2/0/1

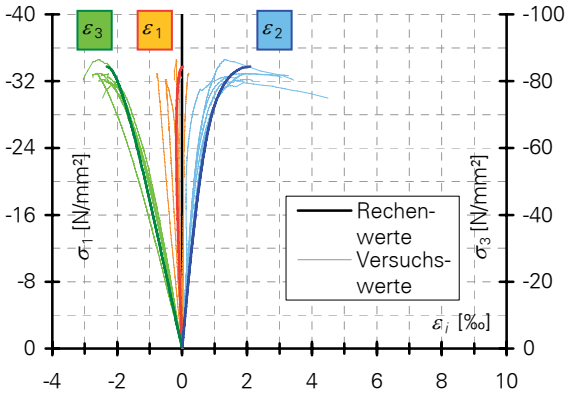


Bild C-4 Beton BI; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,4/0/1

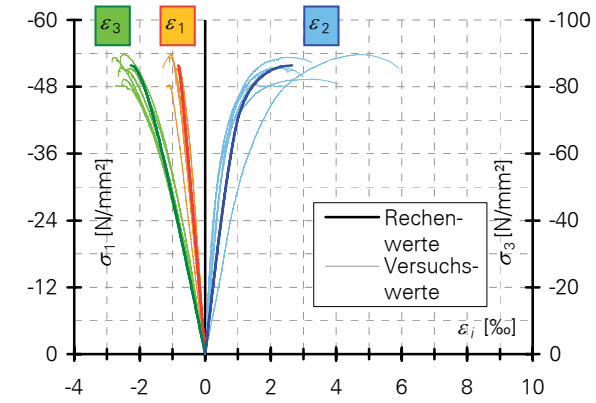


Bild C-5 *Beton BI; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,6/0/1*

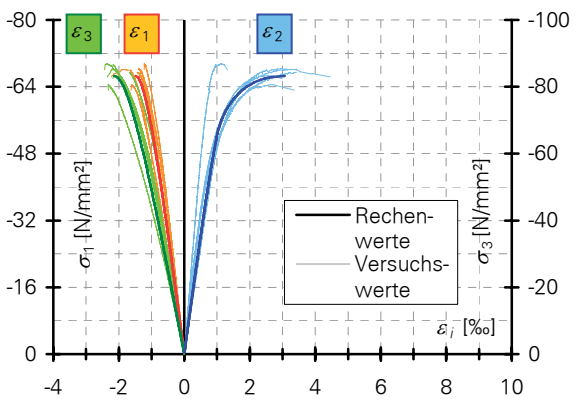


Bild C-6 *Beton BI; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,8/0/1*

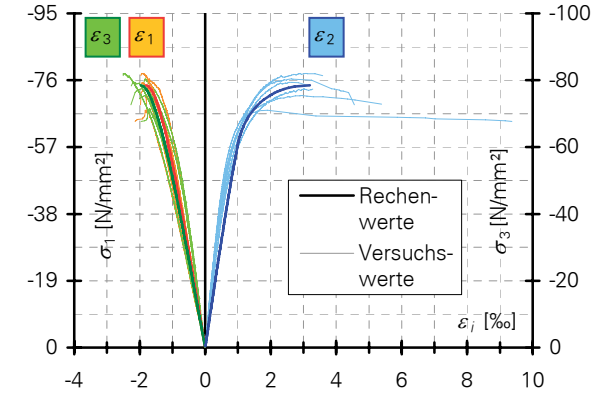


Bild C-7 *Beton BI; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,95/0/1*

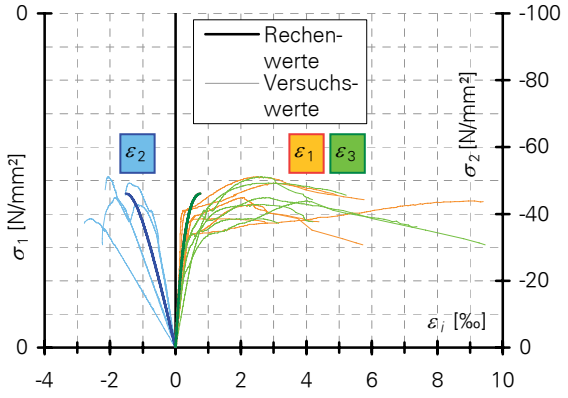


Bild C-8 *Beton BI; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0/1/0*

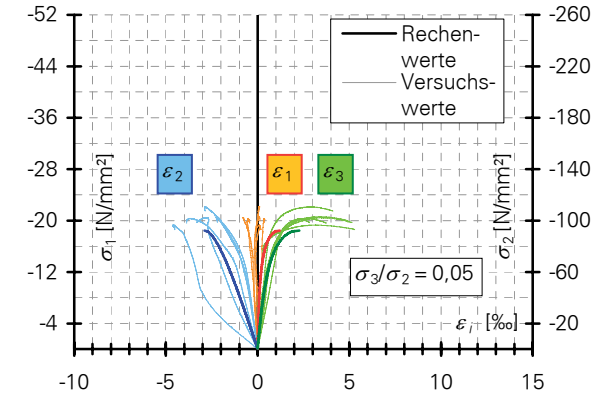


Bild C-9 *Beton BI; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,2/1/0,05*

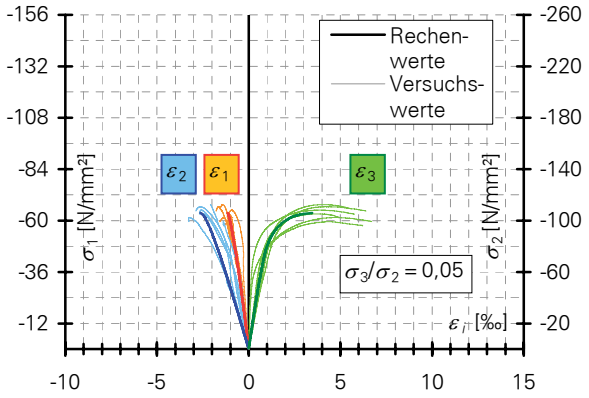


Bild C-10 *Beton BI; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,6/1/0,05*

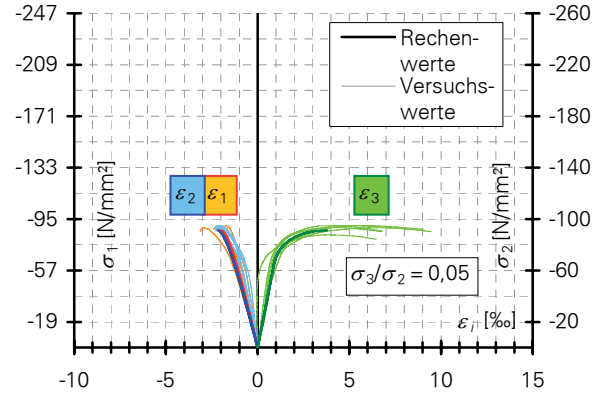


Bild C-11 *Beton BI; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,95/1/0,05*

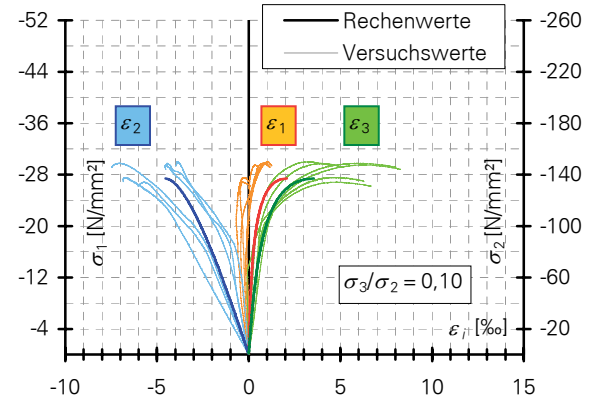


Bild C-12 *Beton BI; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,2/1/0,1*

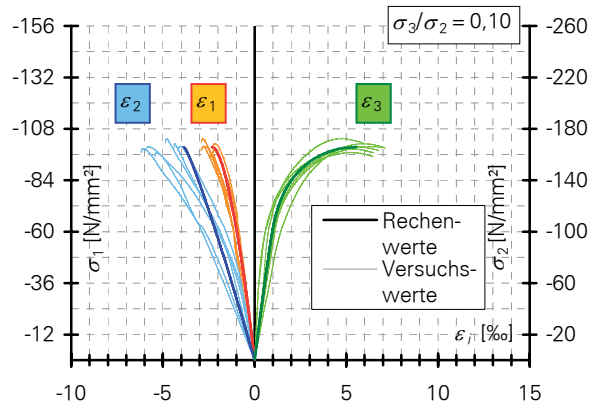


Bild C-13 Beton BI; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,6/1/0,1

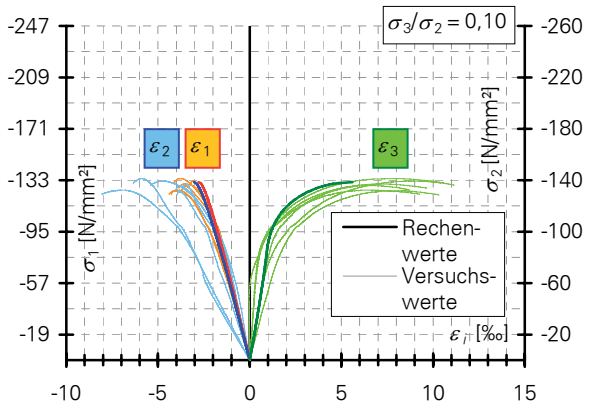


Bild C-14 Beton BI; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,95/1/0,1

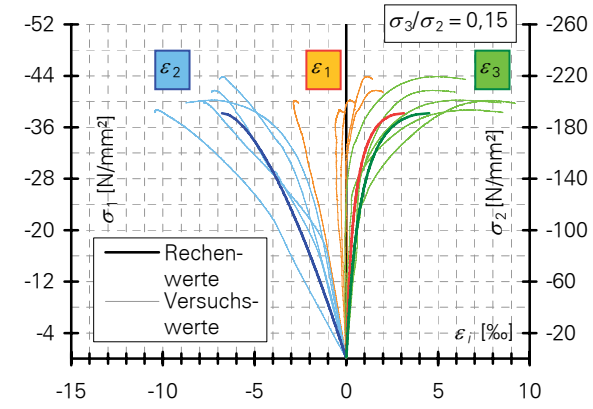


Bild C-15 Beton BI; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,2/1/0,15

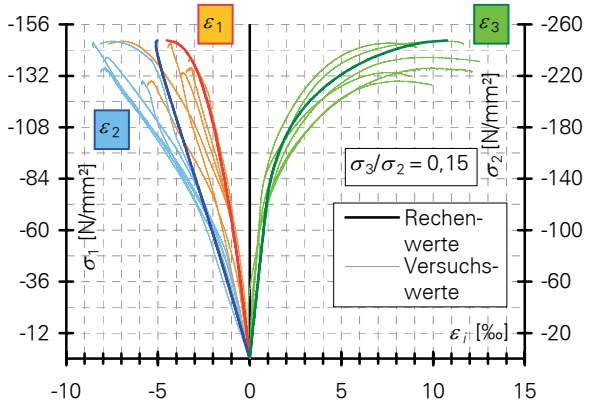


Bild C-16 Beton BI; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,6/1/0,15

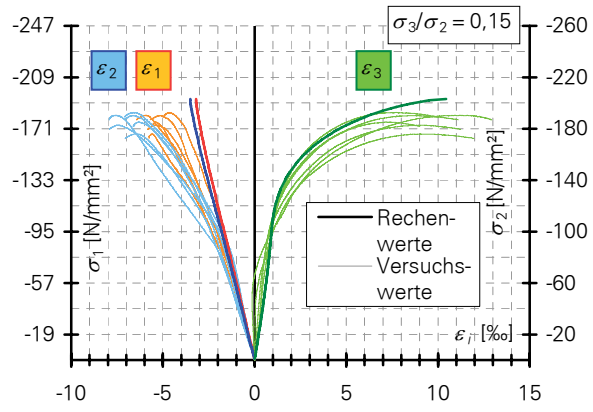


Bild C-17 Beton BI; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,95/1/0,15

Tabelle C-2 Beton BII

Spannungsverhältnis		σ_1	0	0,05	0,2	0,4	0,6	0,8	0,95
		σ_3	1	1	1	1	1	1	1
Bruchspannung	$\sigma_{3,u}$	[N/mm²]	-72,4	-90,2	-94,9	-96,1	-93,4	-85,2	-81,2
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$	[‰]	0,78	0,44	-0,37	-0,86	-1,58	-1,68	-1,89
	$\varepsilon_{2,u}$	[‰]	1,93	0,79	2,36	2,16	3,50	2,74	3,86
	$\varepsilon_{3,u}$	[‰]	-1,85	-2,55	-2,48	-2,36	-2,73	-2,08	-2,43
kritische Spannung	$\sigma_{3,krit}$	[N/mm²]	-55,7	-88,68	-79,7	-93,2	-86,9	-82,6	-76,3
	$\sigma_{3,krit}$ / $\sigma_{3,u}$	[%]	77	99	84	97	93	97	94
minimales Volumen	min $\Delta V/V$	[‰]	-0,44	-1,53	-0,88	-1,21	-1,53	-1,15	-0,95

Spannungsverhältnis		σ_1	0	0,2	0,6	0,95	0,2	0,6	0,95	0,2	0,6	0,95
		σ_2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
		σ_3	0	0,05	0,05	0,05	0,1	0,1	0,1	0,15	0,15	0,15
Bruchspannung	$\sigma_{2,u}$	[N/mm²]	-72,7	-143,9	-167,5	-149,4	-203,6	-224,7	-202,8	-266,2	-268,6	-238,5
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$	[‰]	1,76	0,15	-1,19	-1,81	0,69	-2,95	-4,17	2,19	-3,23	-4,52
	$\varepsilon_{2,u}$	[‰]	-1,98	-2,93	-3,35	-1,75	-4,73	-4,33	-4,23	-8,28	-6,04	-5,12
	$\varepsilon_{3,u}$	[‰]	1,09	1,99	2,61	2,49	3,13	3,40	4,72	4,78	5,32	6,11
kritische Spannung	$\sigma_{2,krit}$	[N/mm²]	-61,8	-133,8	-162,5	-140,4	-185,3	-213,5	-194,7	-236,9	-252,5	-229,0
	$\sigma_{2,krit}$ / $\sigma_{2,u}$	[%]	85	93	97	94	91	95	96	89	94	96
minimales Volumen	min $\Delta V/V$	[‰]	-0,78	-1,22	-2,18	-2,89	-2,11	-4,54	-4,20	-3,83	-5,19	-4,35

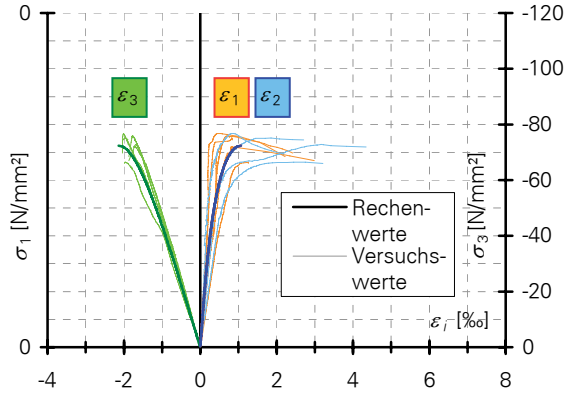


Bild C-18 BII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0/0/1

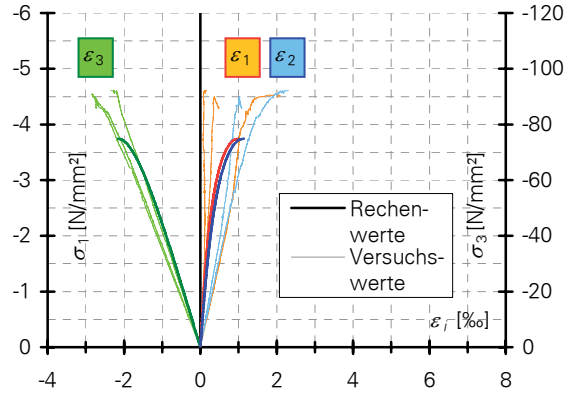


Bild C-19 BII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,05/0/1

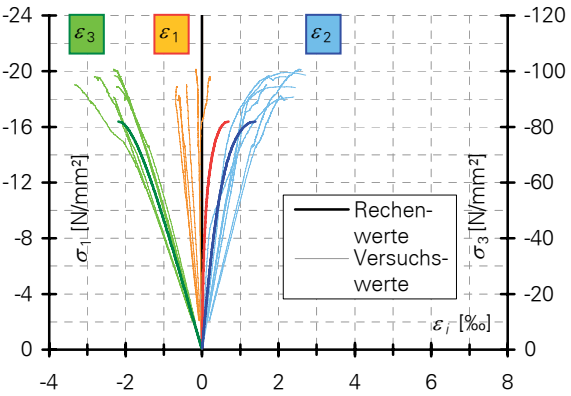


Bild C-20 BII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,2/0/1

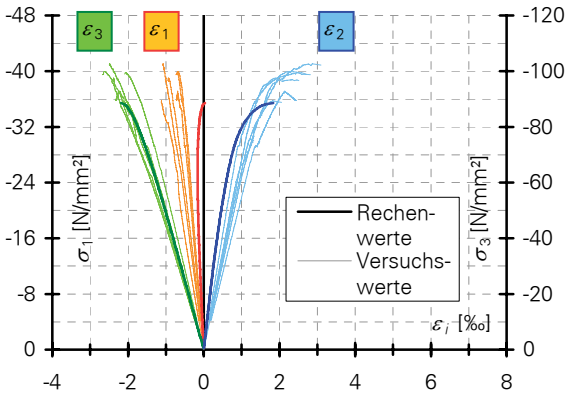


Bild C-21 BII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,4/0/1

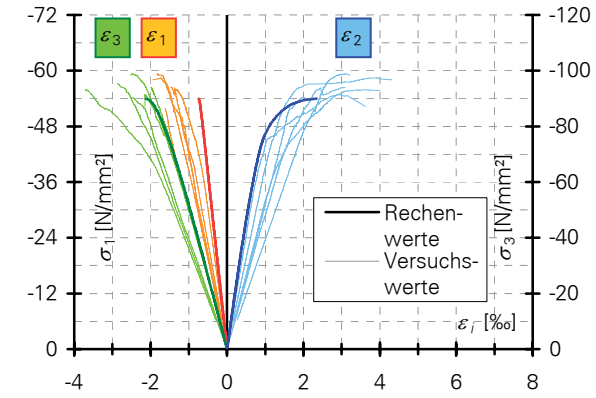


Bild C-22 BII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 0{,}6/0/1$

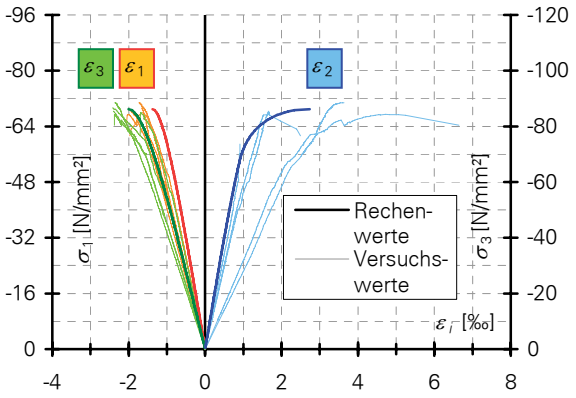


Bild C-23 BII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 0{,}8/0/1$

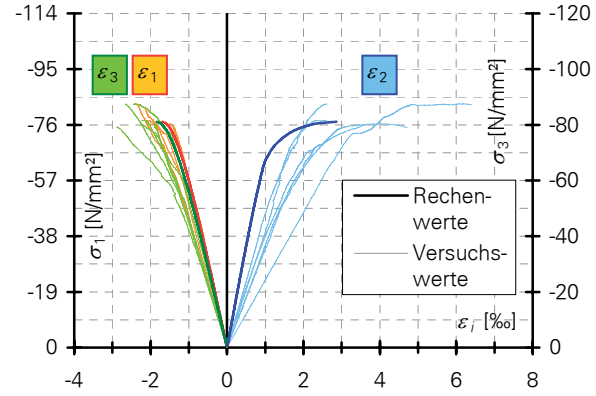


Bild C-24 BII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 0{,}95/0/1$

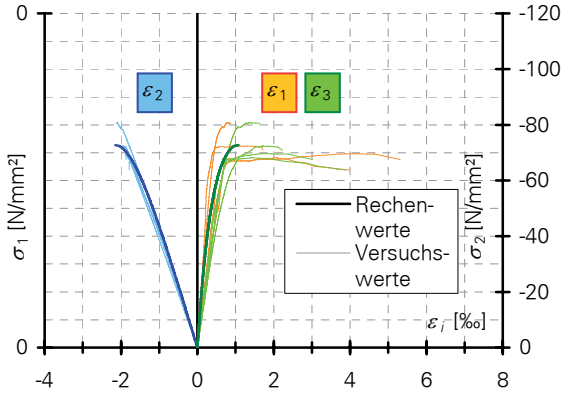


Bild C-25 BII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 0/1/0$

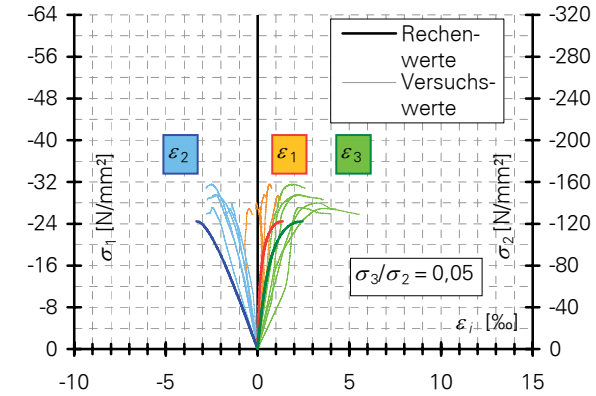


Bild C-26 BII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 0{,}2/1/0{,}05$

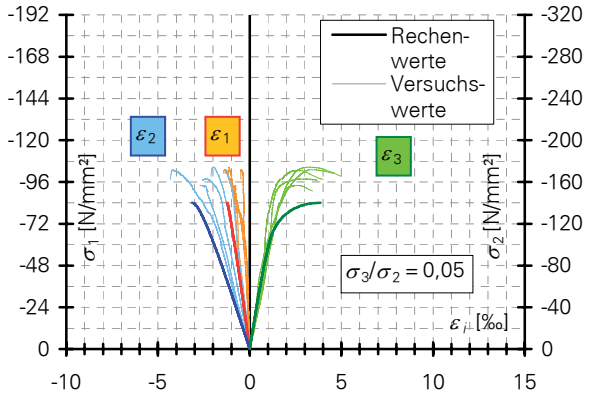


Bild C-27 BII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 0{,}6/1/0{,}05$

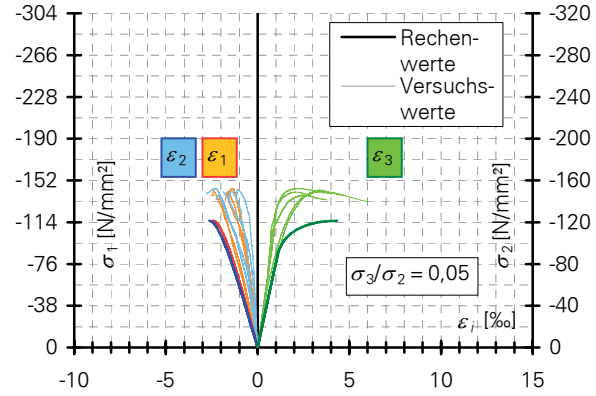


Bild C-28 BII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 0{,}95/1/0{,}05$

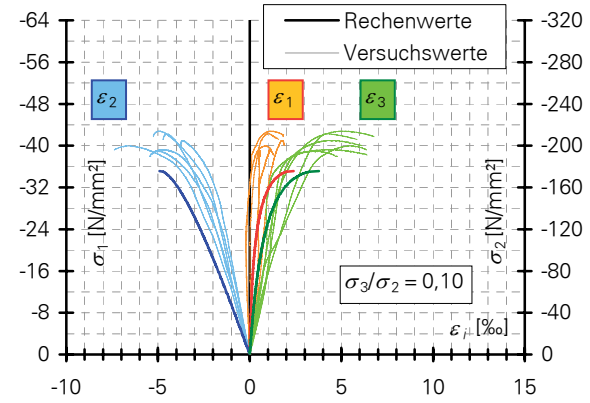


Bild C-29 BII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 0{,}2/1/0{,}1$

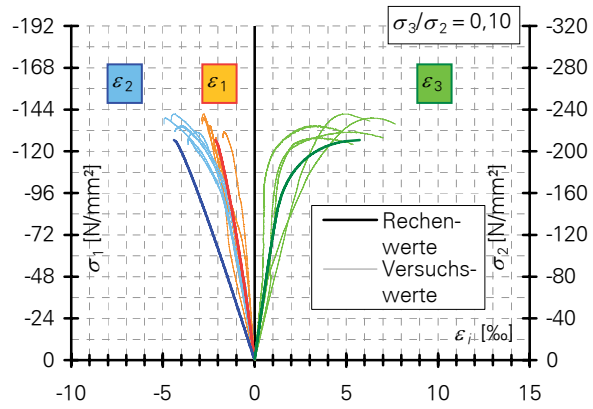


Bild C-30 *BII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 0{,}6/1/0{,}1$*

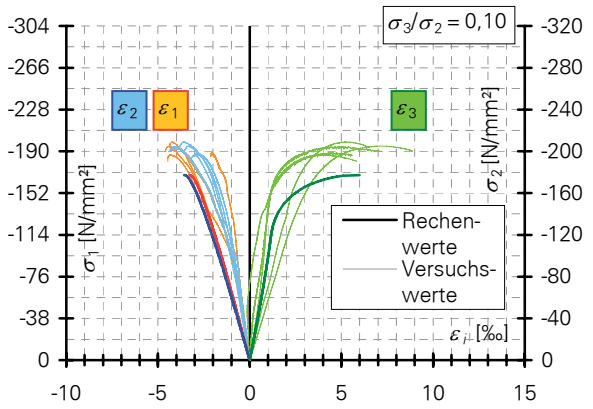


Bild C-31 *BII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 0{,}95/1/0{,}1$*

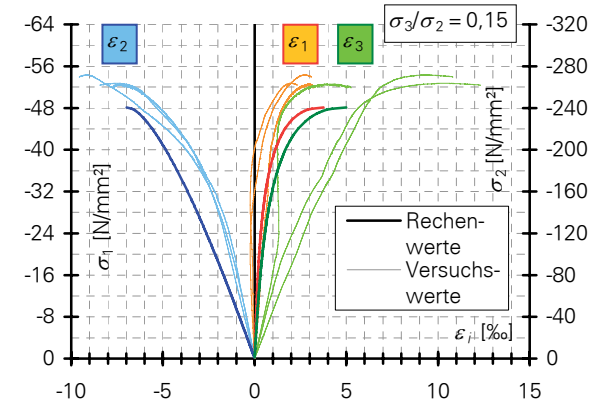


Bild C-32 *BII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 0{,}2/1/0{,}15$*

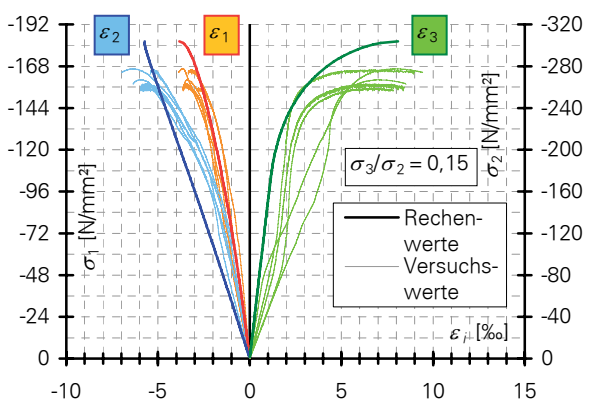


Bild C-33 *BII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 0{,}6/1/0{,}15$*

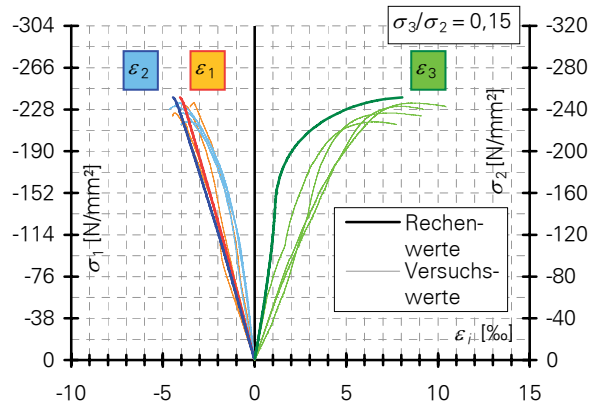


Bild C-34 *BII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 0{,}95/1/0{,}15$*

Tabelle C-3 Beton BIII

Spannungsverhältnis		σ_1	0	0,05	0,2	0,4	0,6	0,8	0,95
		σ_3	1	1	1	1	1	1	1
Bruchspannung	$\sigma_{3,u}$	[N/mm²]	-94,2	-105,1	-112,7	-119,5	-114,3	-111,7	-103,5
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$	[‰]	1,56	1,03	0,37	-0,35	-1,17	-1,57	-1,85
	$\varepsilon_{2,u}$	[‰]	1,66	2,07	1,93	4,76	1,71	4,39	2,80
	$\varepsilon_{3,u}$	[‰]	-2,62	-2,90	-2,54	-2,66	-2,53	-2,17	-2,25
kritische Spannung	$\sigma_{3,krit}$	[N/mm²]	-76,3	-79,9	-91,3	-104,0	-109,7	-94,9	-94,2
	$\sigma_{3,krit}$ / $\sigma_{3,u}$	[%]	81	76	81	87	96	85	91
minimales Volumen	min $\Delta V/V$	[‰]	-0,80	-1,16	-1,08	-1,56	-2,21	-1,66	-2,25

Spannungsverhältnis		σ_1	0	0,2	0,6	0,95	0,2	0,6	0,95	0,2	0,6	0,95
		σ_2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
		σ_3	0	0,05	0,05	0,05	0,1	0,1	0,1	0,15	0,15	0,15
Bruchspannung	$\sigma_{2,u}$	[N/mm²]	-83,4	-167,8	-171,6	-156,7	-229,0	-235,3	-211,9	-293,0		-283,0
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$	[‰]	0,33	-0,06	-1,09	-1,20	-0,13	-2,08	-3,08	0,72		-4,96
	$\varepsilon_{2,u}$	[‰]	-2,08	-1,83	-2,15	-1,60	-4,22	-3,16	-3,07	-6,75		-5,55
	$\varepsilon_{3,u}$	[‰]	0,69	1,82	2,39	3,74	3,37	4,24	5,23	1,87		5,65
kritische Spannung	$\sigma_{2,krit}$	[N/mm²]	-80,1	-149,3	-142,4	-101,9	-196,9	-195,3	-178,0	-284,2		271,7
	$\sigma_{2,krit}$ / $\sigma_{2,u}$	[%]	96	89	83	65	86	83	84	97		96
minimales Volumen	min $\Delta V/V$	[‰]	-1,15	-0,54	-1,32	-0,73	-2,18	-2,06	-2,64	-4,87		-5,67

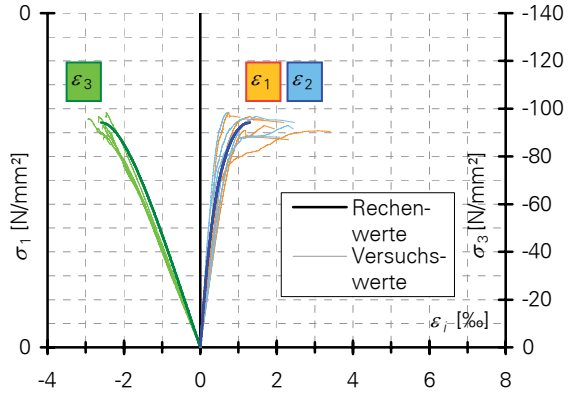


Bild C-35 BIII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0/0/1

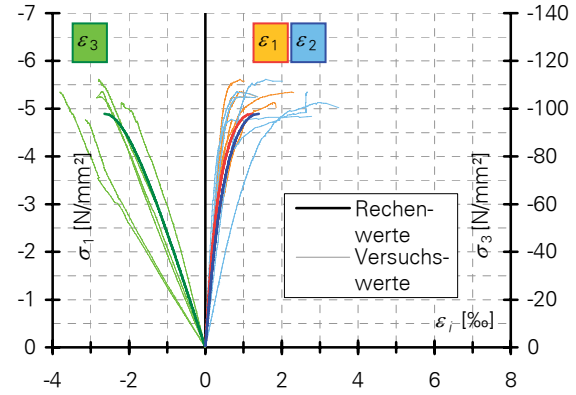


Bild C-36 BIII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,05/0/1

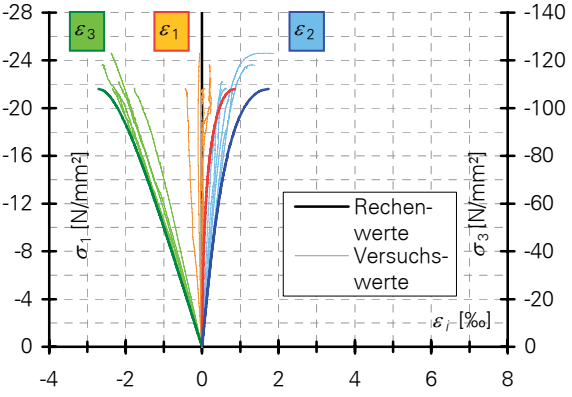


Bild C-37 BIII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,2/0/1

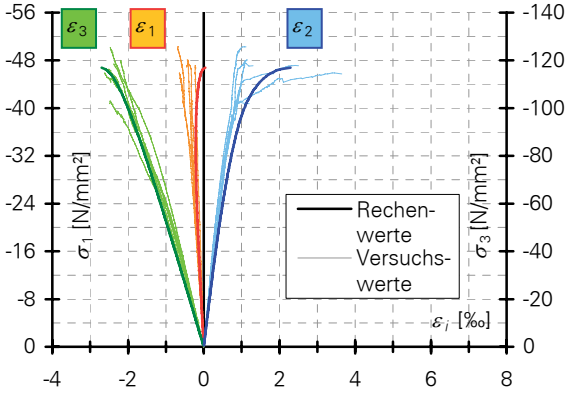


Bild C-38 BIII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,4/0/1

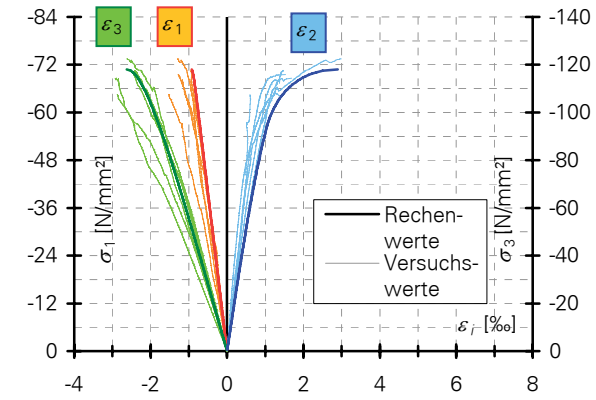


Bild C-39 *BIII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,6/0/1*

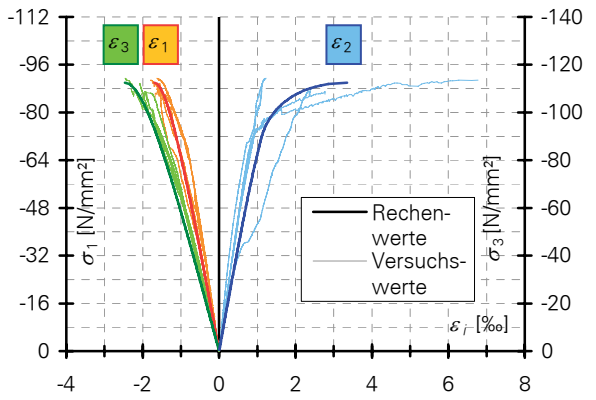


Bild C-40 *BIII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,8/0/1*

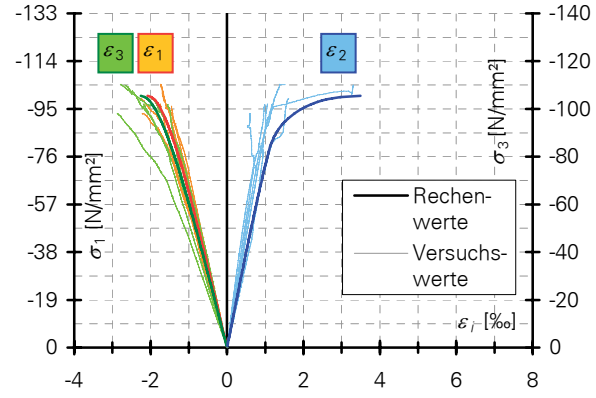


Bild C-41 *BIII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,95/0/1*

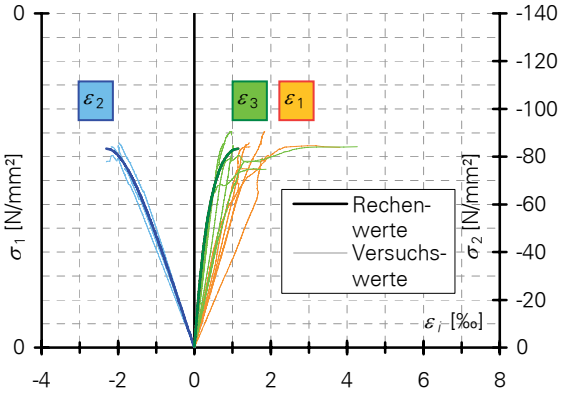


Bild C-42 *BIII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0/1/0*

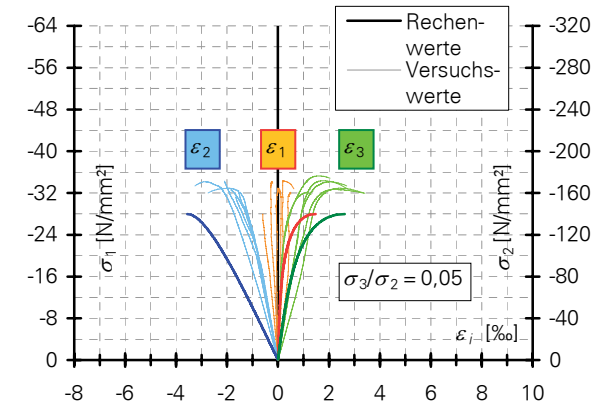


Bild C-43 *BIII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,2/1/0,05*

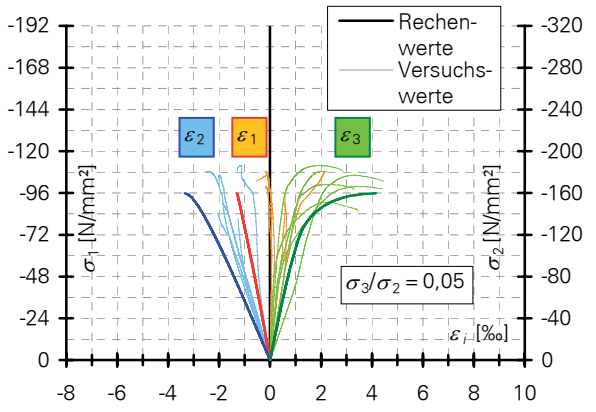


Bild C-44 *BIII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,6/1/0,05*

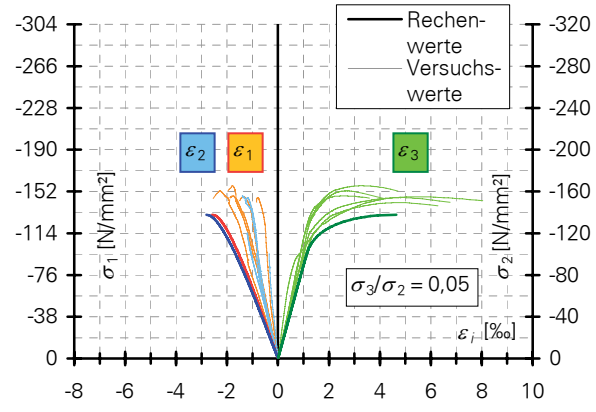


Bild C-45 *BIII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,95/1/0,05*

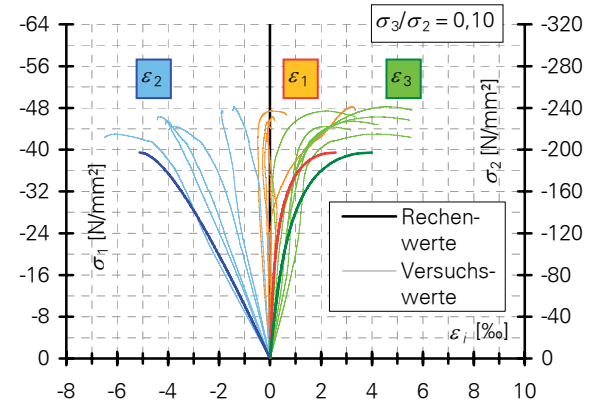


Bild C-46 *BIII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,2/1/0,1*

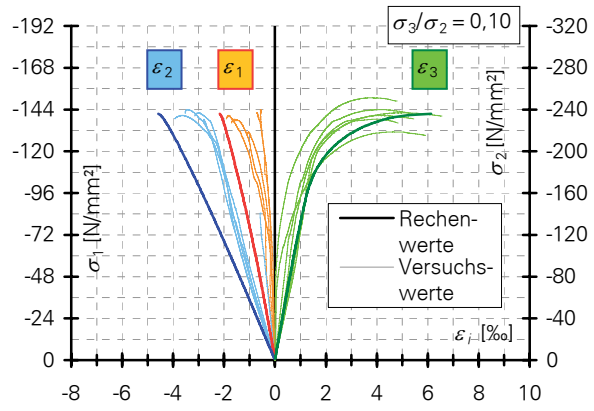


Bild C-47 *BIII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,6/1/0,1*

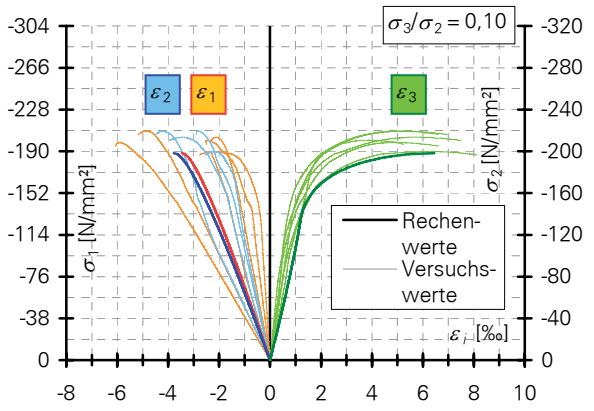


Bild C-48 *BIII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,95/1/0,1*

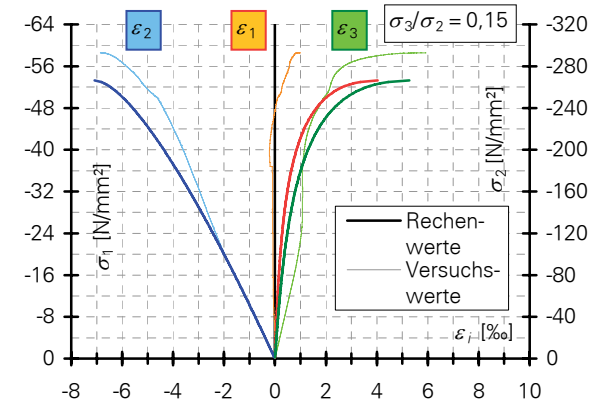


Bild C-49 *BIII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,2/1/0,15*

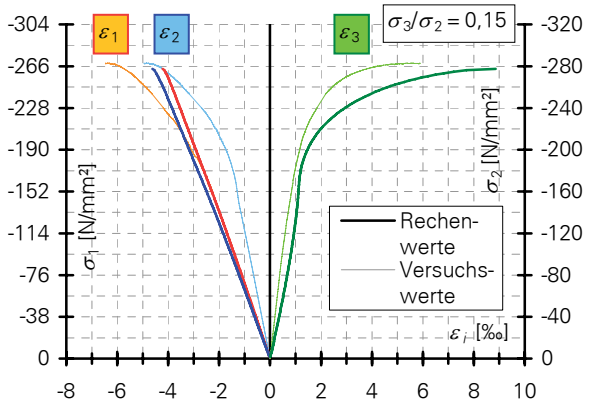


Bild C-50 *BIII; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,95/1/0,15*

C.2 Dehnungen der Hochleistungsbetone mit Fasercocktail

Bei dem Forschungsvorhaben zum Hochleistungsbeton mit fasercocktail konnte nur die Hälfte der Probekörper mit Dehnmessstreifen versehen werden. Bei den einaxialen Versuchen stehen deshalb keine Messwerte in der Belastungsachse zur Verfügung.

Tabelle C-4 Beton BIb

Spannungsverhältnis		$\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	0/1/0	0,05/1/0	0,2/1/0	0,4/1/0	0,6/1/0	0,8/1/0	0,95/1/0
Bruchspannung	$\sigma_{2,u}$	[N/mm²]	-66,70	-77,90	-85,26	-88,00	-88,73	-87,95	-85,05
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$	[‰]	1,96	1,67	0,71	-0,08	-0,41	-1,21	-1,46
	$\varepsilon_{2,u}$	[‰]	-2,93	-2,85	-3,04	-3,12	-3,05	-2,91	-2,81
	$\varepsilon_{3,u}$	[‰]	1,51	2,81	3,75	3,39	4,33	6,35	4,75
kritische Spannung	$\sigma_{2,krit}$	[N/mm²]	-56,70	-61,54	-71,62	-76,55	-78,08	-76,96	-72,29
	$\sigma_{2,krit}$ / $\sigma_{2,u}$	[%]	85,0	79,0	84,0	87	88,0	87,5	85
minimales Volumen	min $\Delta V/V$	[‰]	-0,90	-0,83	-1,15	-1,52	-1,71	-1,78	-1,74

Spannungsverhältnis		$\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	0/1/0	0,05/1/0,05	0,2/1/0,05	0,6/1/0,05	0,95/1/0,05
Bruchspannung	$\sigma_{2,u}$	[N/mm²]	-72,90	-100,64	-121,41	-130,81	-113,79
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$	[‰]	1,06	1,47	0,45	-1,36	-2,83
	$\varepsilon_{2,u}$	[‰]	-2,80	-2,63	-2,87	-2,60	-2,61
	$\varepsilon_{3,u}$	[‰]	1,43	3,36	4,41	4,31	6,04
kritische Spannung	$\sigma_{2,krit}$	[N/mm²]	65,61	64,91	83,16	106,61	96,72
	$\sigma_{2,krit}$ / $\sigma_{2,u}$	[%]	90,0	64,5	68,5	81,5	85,0
minimales Volumen	min $\Delta V/V$	[‰]	-0,93	-0,32	-0,62	-1,49	-1,74

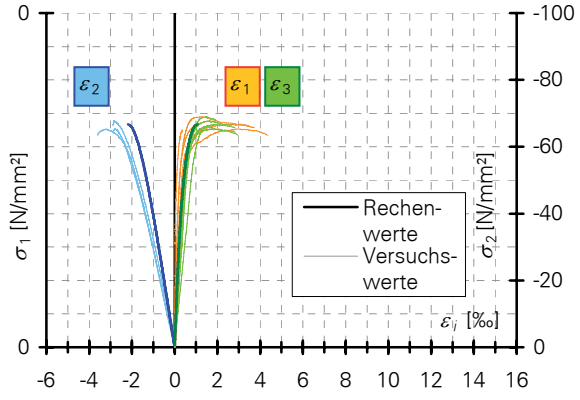


Bild C-51 BIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0/1/0

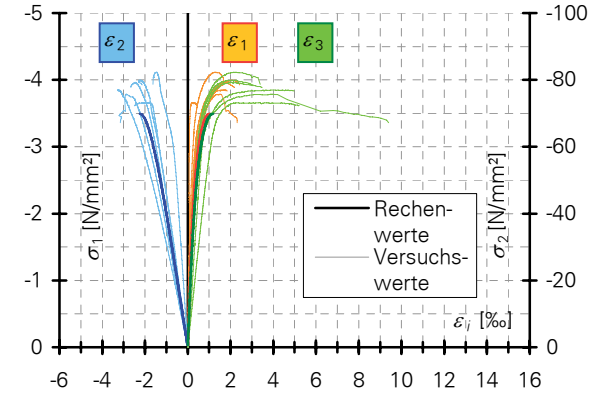


Bild C-52 BIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,05/1/0

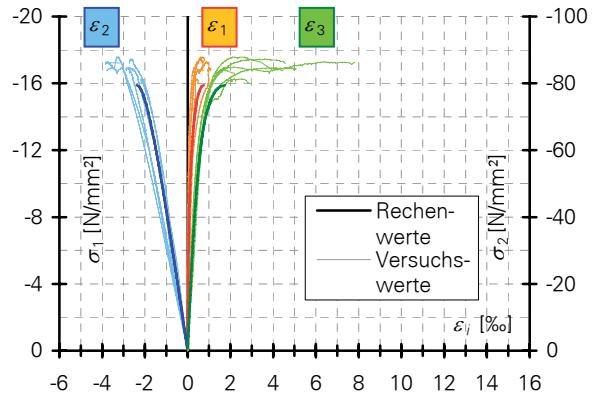


Bild C-53 BIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,2/1/0

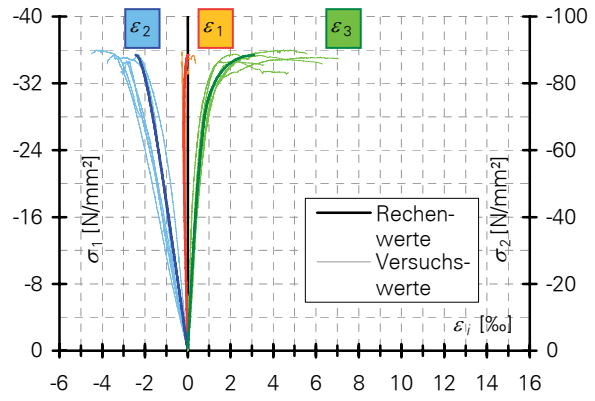


Bild C-54 BIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,4/1/0

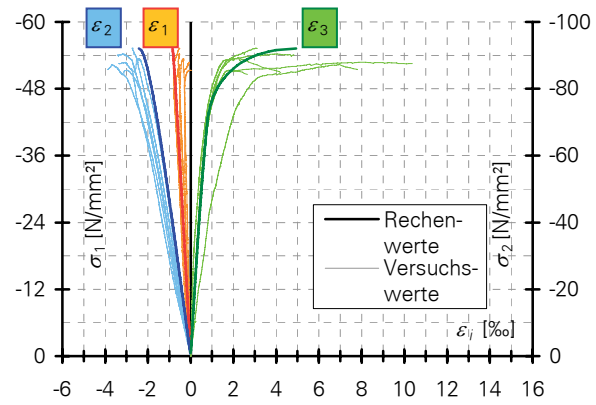


Bild C-55 *BIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,6/1/0*

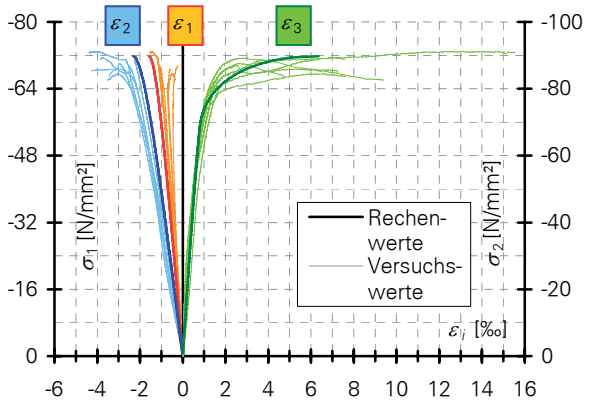


Bild C-56 *BIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,8/1/0*

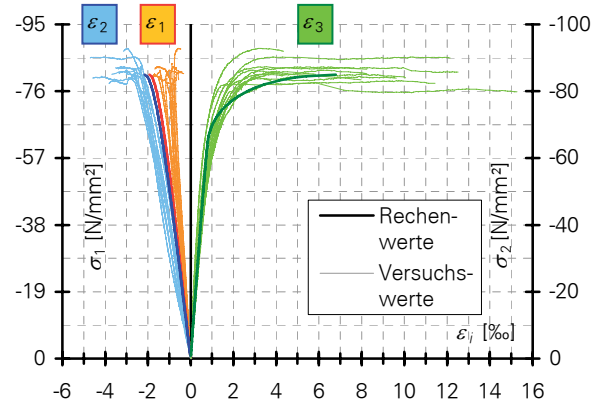


Bild C-57 *BIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,95/1/0*

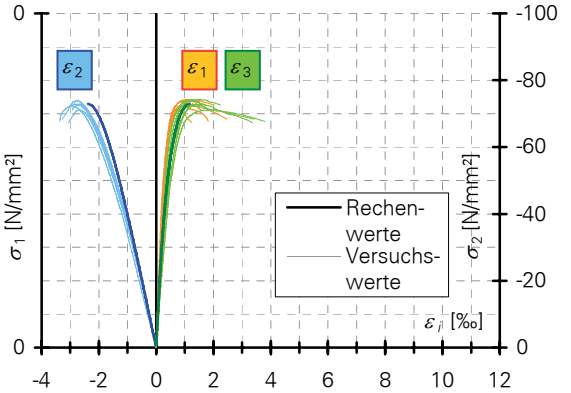


Bild C-58 *BIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0/1/0*

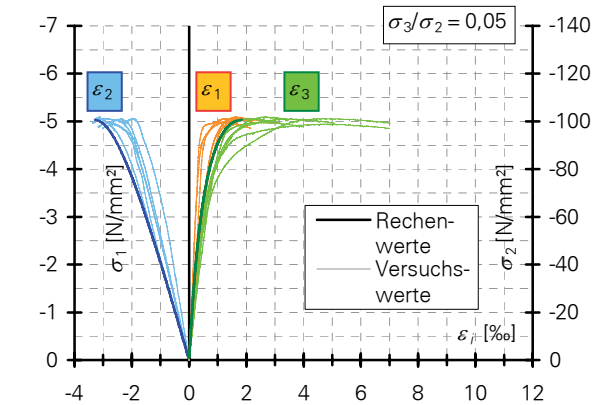


Bild C-59 *BIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,05/1/0,05*

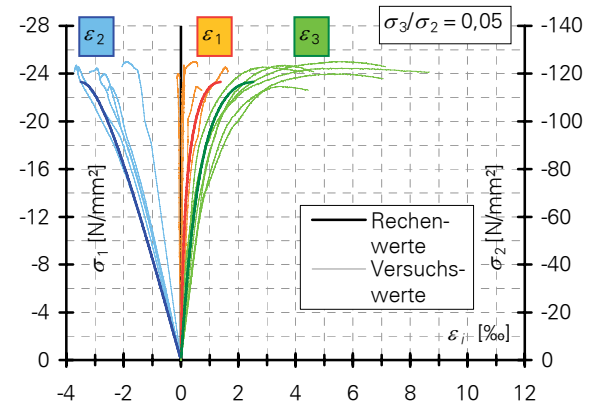


Bild C-60 *BIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,2/1/0,05*

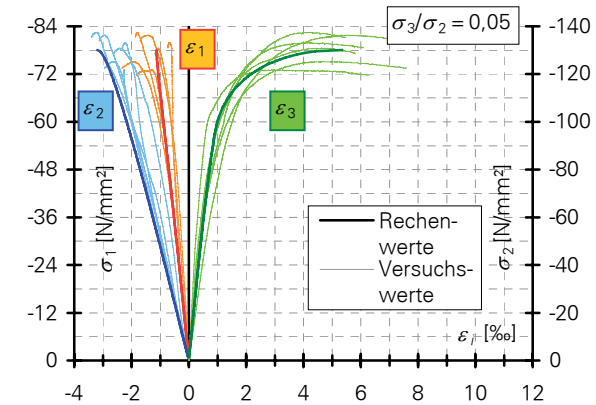


Bild C-61 *BIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,6/1/0,05*

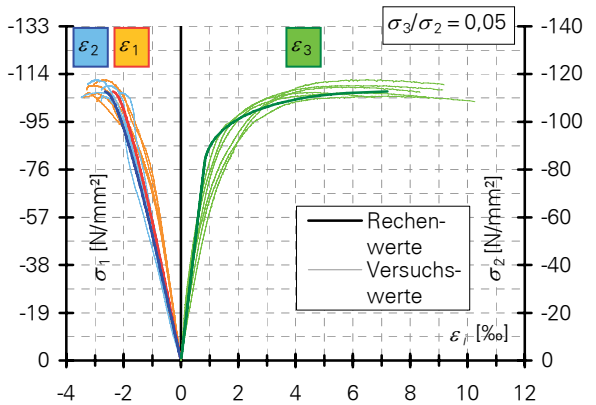


Bild C-62 *BIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,95/1/0,05*

Tabelle C-5 Beton BIIa

Spannungsverhältnis		$\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	0/1/0	0,2/1/0	0,6/1/0	0,95/1/0
Bruchspannung	$\sigma_{2,u}$	[N/mm²]	-85,43	-109,61	-113,01	-104,67
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$	[‰]	1,29	0,51	-0,92	-1,35
	$\varepsilon_{2,u}$	[‰]	-3,04	-2,64	-2,36	-2,08
	$\varepsilon_{3,u}$	[‰]	1,58	2,01	3,01	2,99
kritische Spannung	$\sigma_{2,krit}$	[N/mm²]	-75,52	-97,90	-101,71	-90,54
	$\sigma_{2,krit}$ / $\sigma_{2,u}$	[%]	88,0	89,5	90,0	86,5
minimales Volumen	min $\Delta V/V$	[‰]	-1,01	-0,82	-1,26	-1,37

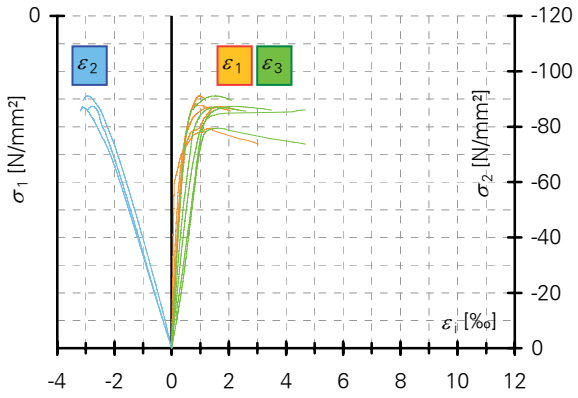


Bild C-63 BIIa; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0//10

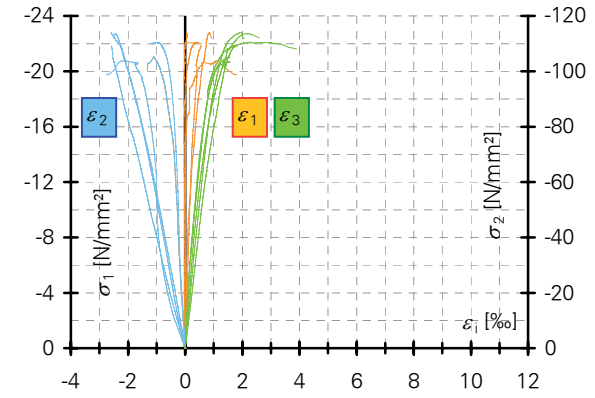


Bild C-64 BIIa; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,2/1/0

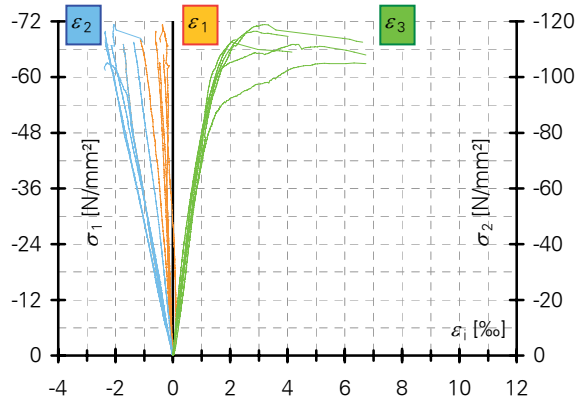


Bild C-65 BIIa; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,6/1/0

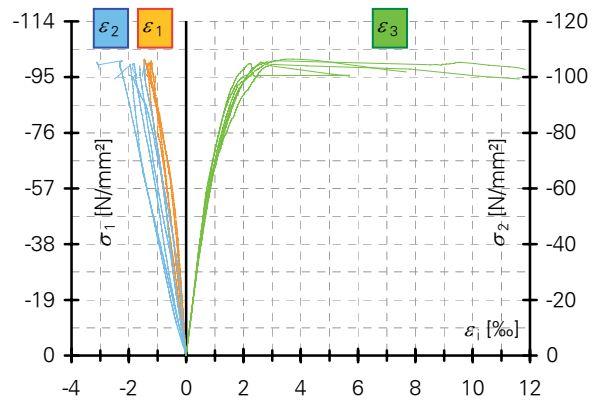


Bild C-66 BIIa; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,95/1/0

Tabelle C-6 Beton BIIb

Spannungsverhältnis		$\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	0/1/0	0,05/1/0	0,2/1/0	0,4/1/0	0,6/1/0	0,8/1/0	0,95/1/0
Bruchspannung	$\sigma_{2,u}$	[N/mm²]	-93,20	-105,67	-115,94	-121,73	-125,22	-123,28	-114,67
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$	[‰]	3,43	1,79	0,84	-0,08	-0,82	-1,19	-1,81
	$\varepsilon_{2,u}$	[‰]	-3,26	-2,61	-2,51	-2,48	-3,14	-2,64	-2,68
	$\varepsilon_{3,u}$	[‰]	2,42	3,18	4,18	3,45	8,29	8,91	9,68
kritische Spannung	$\sigma_{2,krit}$	[N/mm²]	-67,57	-61,82	-85,21	-96,16	-92,66	-93,08	-88,87
	$\sigma_{2,krit}$ / $\sigma_{2,u}$	[%]	72,5	58,5	73,5	79,0	74,0	75,5	77,5
minimales Volumen	min $\Delta V/V$	[‰]	-0,92	-0,35	-0,59	-0,99	-1,11	-1,29	-1,47

Spannungsverhältnis		$\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	0/1/0	0,05/1/0,05	0,2/1/0,05	0,6/1/0,05	0,95/1/0,05
Bruchspannung	$\sigma_{2,u}$	[N/mm²]	-84,95	-125,74	-160,23	-164,89	-144,42
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$	[‰]	1,93	1,69	0,19	-2,26	-3,23
	$\varepsilon_{2,u}$	[‰]	-3,62	-3,00	-3,82	-3,80	-3,32
	$\varepsilon_{3,u}$	[‰]	2,21	4,26	5,94	7,76	7,47
kritische Spannung	$\sigma_{2,krit}$	[N/mm²]	-70,51	-67,90	-120,17	-130,26	-113,37
	$\sigma_{2,krit}$ / $\sigma_{2,u}$	[%]	83,0	54,0	75,0	79,0	78,5
minimales Volumen	min $\Delta V/V$	[‰]	-1,18	-0,33	-1,02	-2,18	-2,43

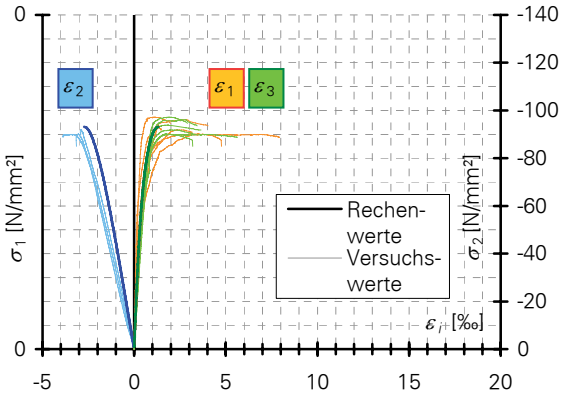


Bild C-67 BIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0/1/0

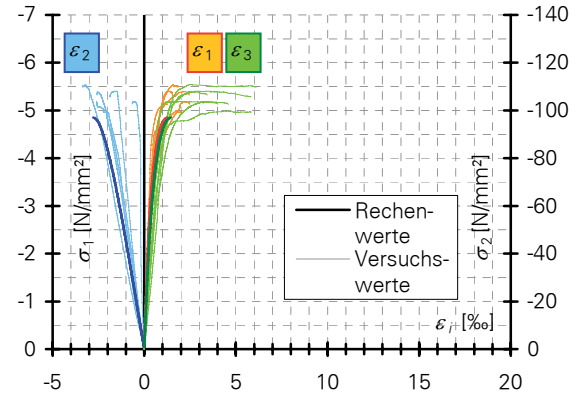


Bild C-68 BIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,05/1/0

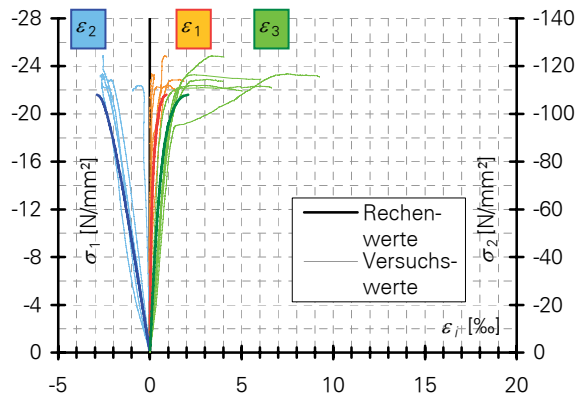


Bild C-69 BIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,2/1/0

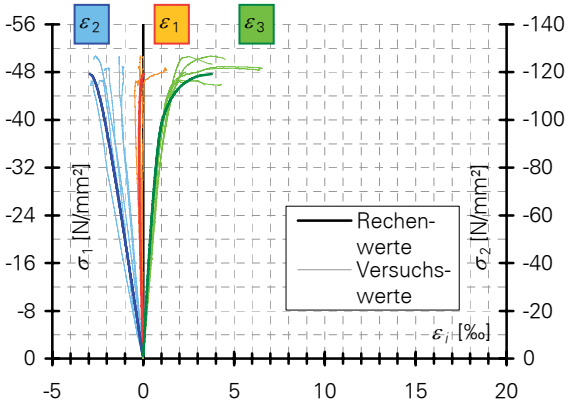


Bild C-70 BIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,4/1/0

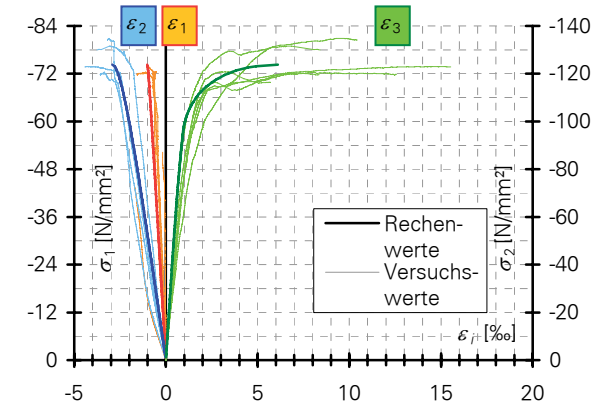


Bild C-71 *BIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,6/1/0*

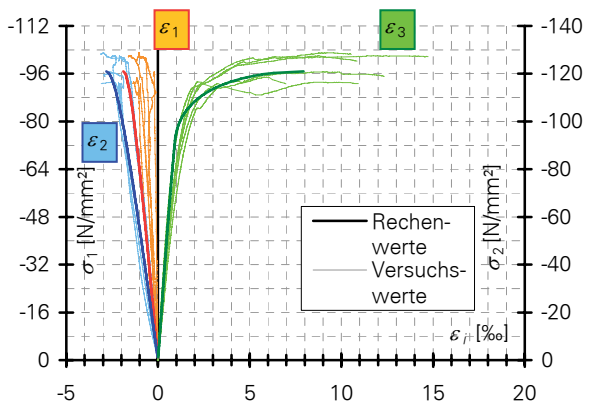


Bild C-72 *BIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,8/1/0*

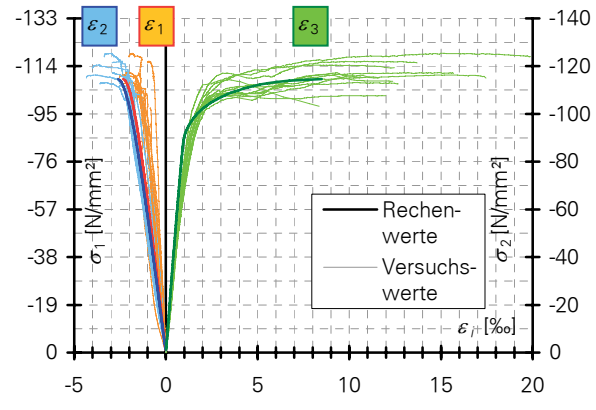


Bild C-73 *BIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,95/1/0*

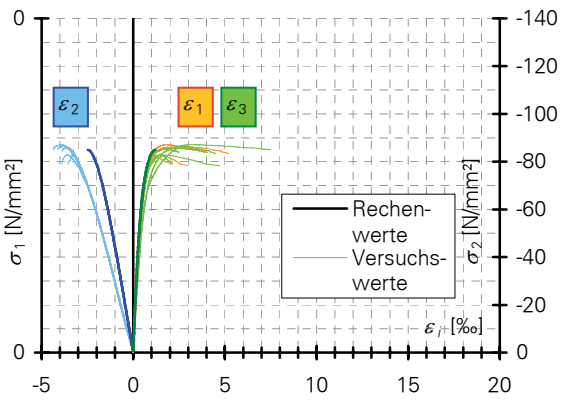


Bild C-74 *BIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0/1/0*

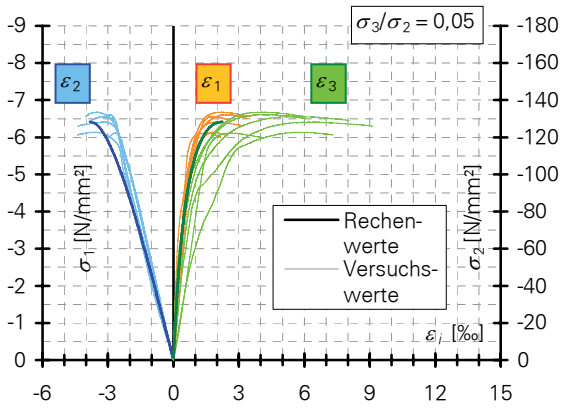


Bild C-75 *BIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,05/1/0,05*

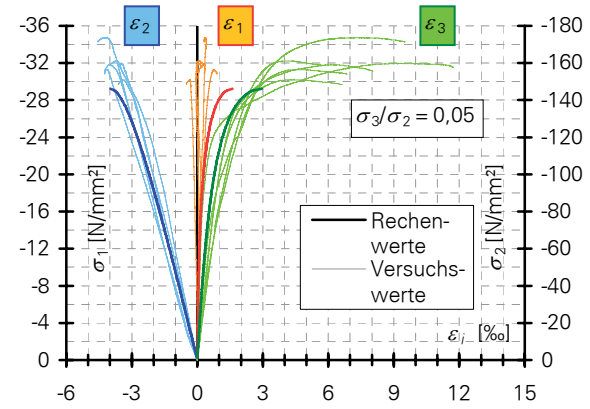


Bild C-76 *BIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,2/1/0,05*

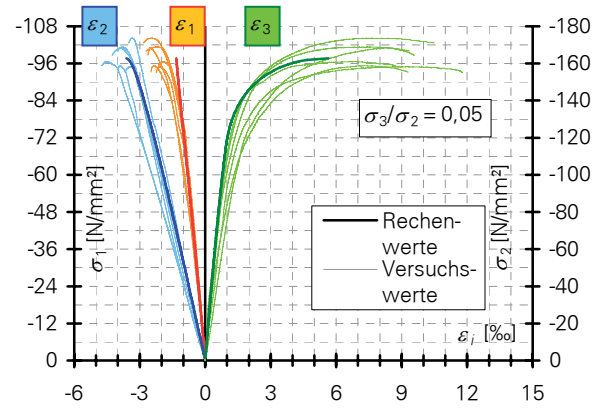


Bild C-77 *BIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,6/1/0,05*

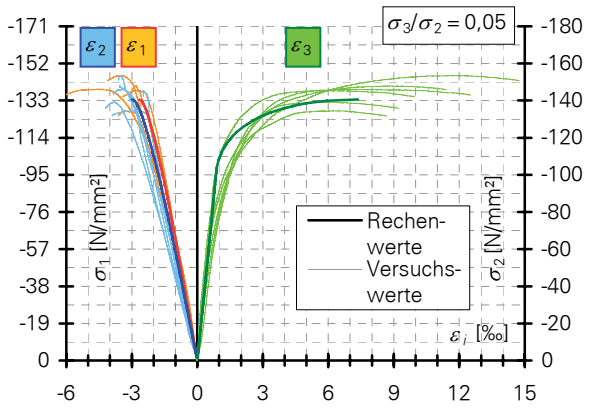


Bild C-78 *BIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,95/1/0,05*

Tabelle C-7 Beton BIIc

Spannungsverhältnis		$\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	0/1/0	0,2/1/0	0,6/1/0	0,95/1/0
Bruchspannung	$\sigma_{2,u}$	[N/mm²]	-93,72	-120,91	-133,34	-120,22
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$	[‰]	2,47	1,08	-2,11	-3,60
	$\varepsilon_{2,u}$	[‰]	-3,70	-4,82	-4,96	-3,85
	$\varepsilon_{3,u}$	[‰]	2,94	11,32	10,87	11,85
kritische Spannung	$\sigma_{2,krit}$	[N/mm²]	-74,51	-100,96	-108,67	-93,17
	$\sigma_{2,krit}$ / $\sigma_{2,u}$	[%]	79,5	83,5	81,5	77,5
minimales Volumen	min $\Delta V/V$	[‰]	-0,82	-0,99	-2,16	-1,59

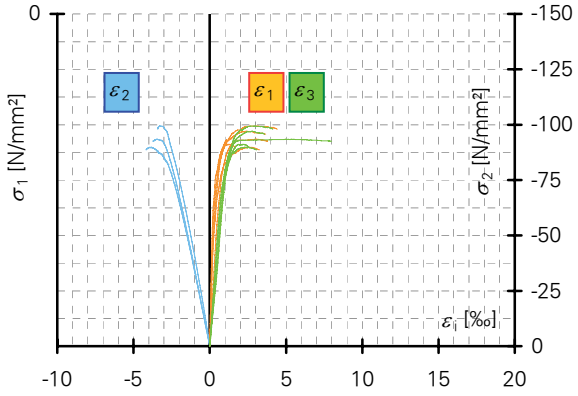


Bild C-79 BIIc; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0//10

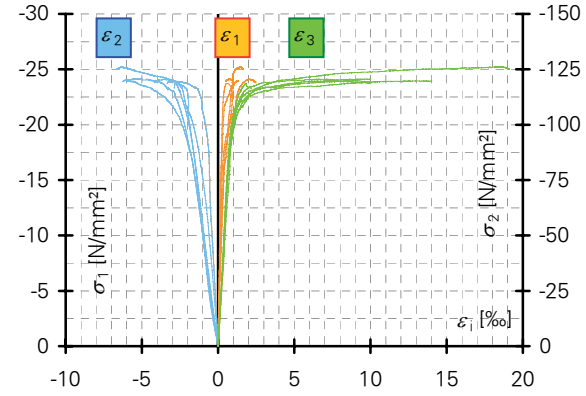


Bild C-80 BIIc; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,2/1/0

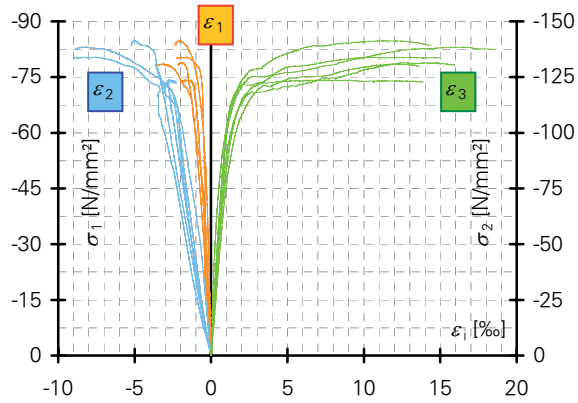


Bild C-81 BIIc; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,6/1/0

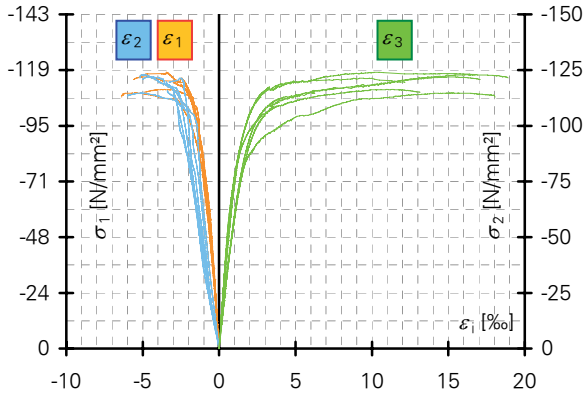


Bild C-82 BIIc; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,95/1/0

Tabelle C-8 Beton BIIb-PP

Spannungsverhältnis		$\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	0/1/0	0,2/1/0	0,6/1/0	0,95/1/0
Bruchspannung	$\sigma_{2,u}$	[N/mm²]	-76,12	-89,57	-92,68	-80,05
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$	[‰]	1,38	0,67	-0,94	-1,36
	$\varepsilon_{2,u}$	[‰]	-2,36	-2,42	-2,13	-1,74
	$\varepsilon_{3,u}$	[‰]	1,35	2,30	6,44	8,37
kritische Spannung	$\sigma_{2,krit}$	[N/mm²]	-62,80	-67,18	-77,39	-58,44
	$\sigma_{2,krit}$ / $\sigma_{2,u}$	[%]	83,5	75,0	83,5	73,0
minimales Volumen	min $\Delta V/V$	[‰]	-0,58	-0,75	-1,17	-1,06

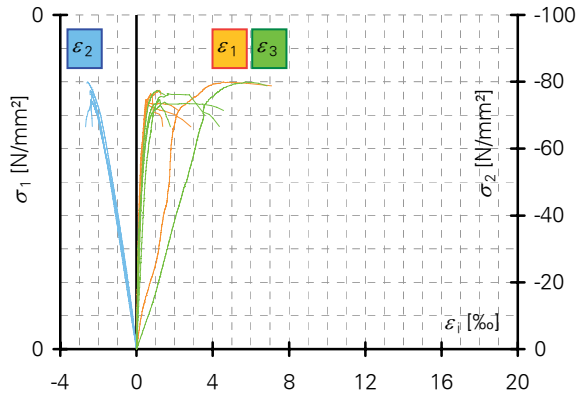


Bild C-83 *BIIb-PP; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0//10*

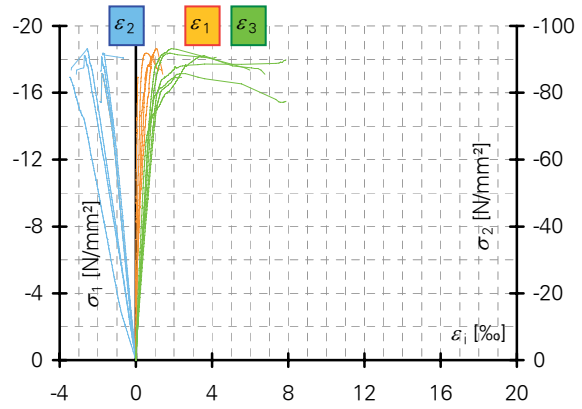


Bild C-84 *BIIb-PP; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,2/1/0*

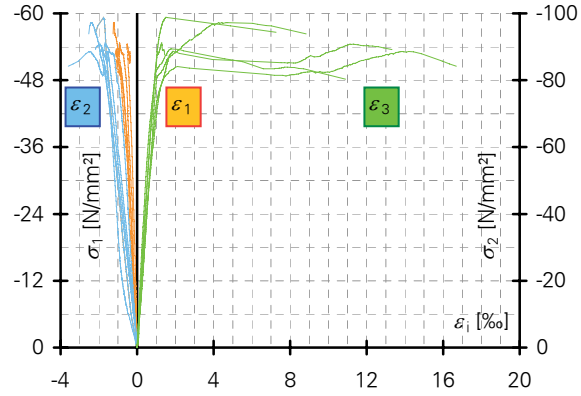


Bild C-85 *BIIb-PP; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,6/1/0*

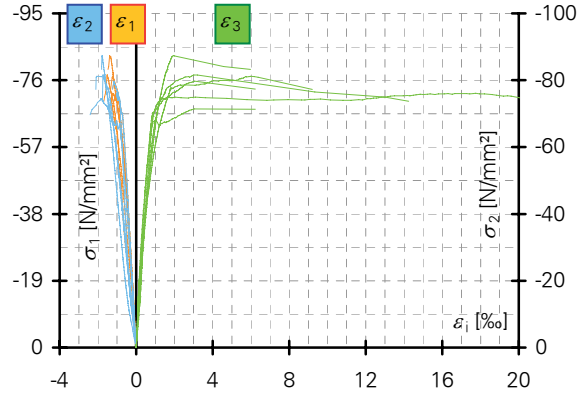


Bild C-86 *BIIb-PP; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,95/1/0*

Tabelle C-9 Beton BIIb-St

Spannungsverhältnis		$\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	0/1/0	0,2/1/0	0,6/1/0	0,95/1/0
Bruchspannung	$\sigma_{2,u}$	[N/mm²]	-85,24	-109,67	-112,61	-104,51
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$	[‰]	1,15	1,10	-1,06	-2,45
	$\varepsilon_{2,u}$	[‰]	-2,80	-3,10	-2,87	-3,29
	$\varepsilon_{3,u}$	[‰]	2,72	5,32	4,42	9,06
kritische Spannung	$\sigma_{2,krit}$	[N/mm²]	-69,90	-82,80	-96,28	-87,27
	$\sigma_{2,krit}$ / $\sigma_{2,u}$	[%]	82,0	75,5	85,5	83,5
minimales Volumen	min $\Delta V/V$	[‰]	-0,81	-1,01	-1,44	-1,67

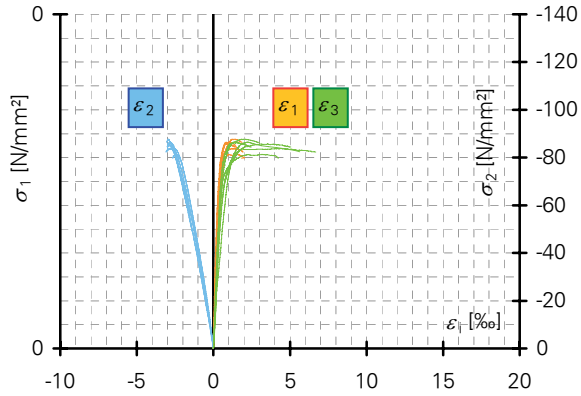


Bild C-87 *BIIb-St; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0//10*

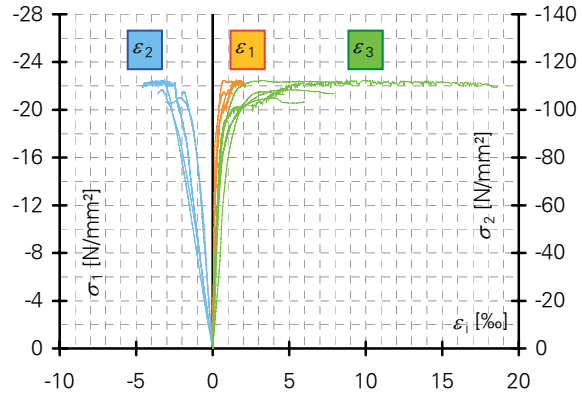


Bild C-88 *BIIb-St; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,2/1/0*

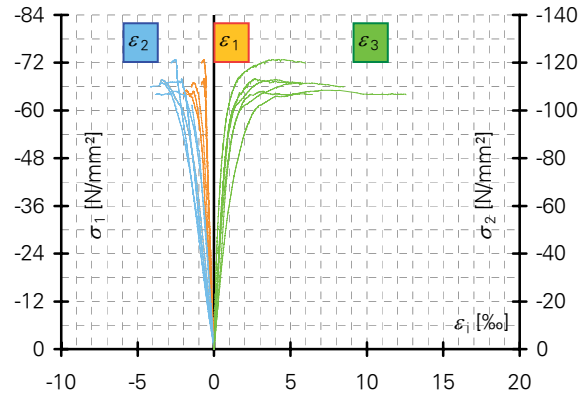


Bild C-89 BIIb-St; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,6/1/0

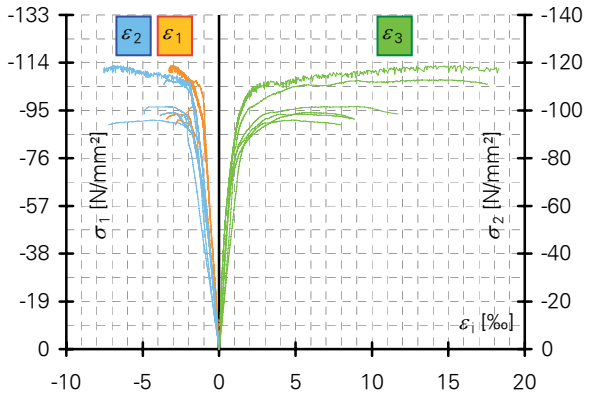


Bild C-90 BIIb-St; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,95/1/0

Tabelle C-10 Beton BIIIa

Spannungsverhältnis		$\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	0/1/0	0,2/1/0	0,6/1/0	0,95/1/0
Bruchspannung	$\sigma_{2,u}$	[N/mm²]	-97,27	-123,39	-124,85	-116,91
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$	[‰]	1,43	0,55	-0,92	-2,27
	$\varepsilon_{2,u}$	[‰]	-3,03	-3,22	-3,04	-2,96
	$\varepsilon_{3,u}$	[‰]	1,87	3,02	4,66	5,81
kritische Spannung	$\sigma_{2,krit}$	[N/mm²]	-84,14	-103,03	-100,51	-100,54
	$\sigma_{2,krit}$ / $\sigma_{2,u}$	[%]	86,5	83,5	80,5	86,0
minimales Volumen	min $\Delta V/V$	[‰]	-1,21	-1,46	-1,78	-2,49

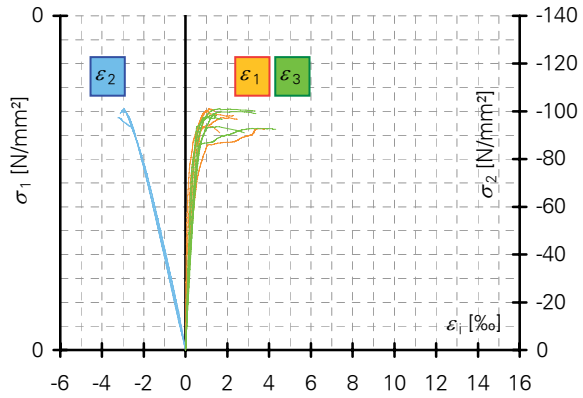


Bild C-91 BIIIa; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0//10

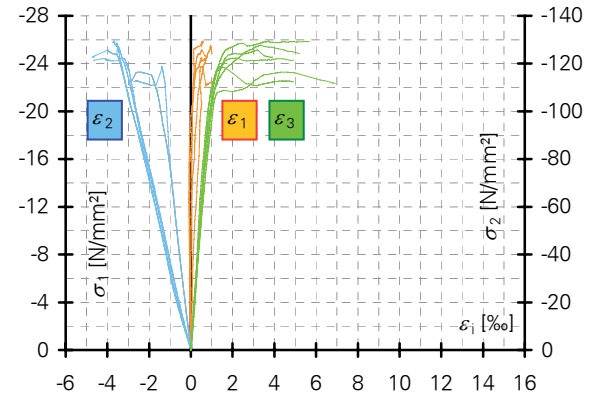


Bild C-92 BIIIa; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,2/1/0

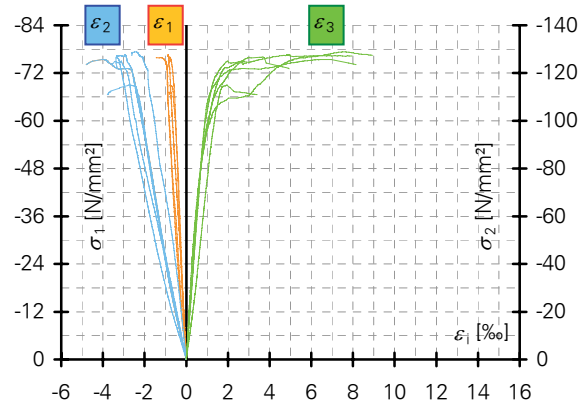


Bild C-93 BIIIa; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,6/1/0

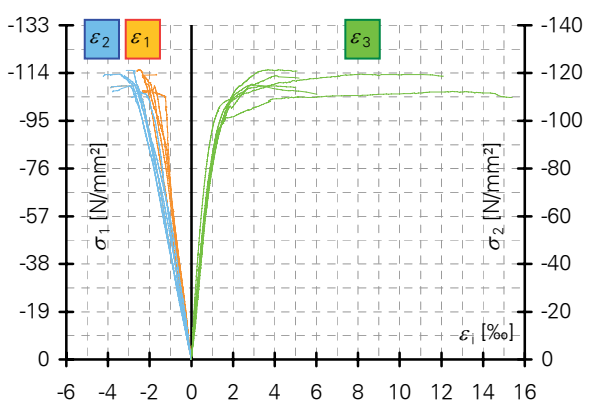


Bild C-94 BIIIa; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,95/1/0

Tabelle C-11 Beton BIIIb

Spannungsverhältnis		$\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	0/1/0	0,05/1/0	0,2/1/0	0,4/1/0	0,6/1/0	0,8/1/0	0,95/1/0
Bruchspannung	$\sigma_{2,u}$	[N/mm²]	-106,28	-120,68	-135,19	-139,92	-141,34	-133,54	-128,50
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$	[‰]	1,56	1,40	0,75	-0,51	-1,21	-1,88	-2,31
	$\varepsilon_{2,u}$	[‰]	-2,94	-3,09	-3,23	-3,37	-3,13	-2,62	-2,87
	$\varepsilon_{3,u}$	[‰]	1,91	5,00	4,30	6,06	6,75	6,17	8,27
kritische Spannung	$\sigma_{2,krit}$	[N/mm²]	-84,49	-89,30	-105,45	-117,53	-115,90	-101,49	-100,23
	$\sigma_{2,krit}$ / $\sigma_{2,u}$	[%]	79,5	74,0	78,0	84,0	82,0	76,0	78,0
minimales Volumen	min $\Delta V/V$	[‰]	-0,82	-0,72	-1,02	-1,51	-1,82	-1,84	-1,88

Spannungsverhältnis		$\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	0/1/0	0,05/1/0,05	0,2/1/0,05	0,6/1/0,05	0,95/1/0,05
Bruchspannung	$\sigma_{2,u}$	[N/mm²]	-91,05	-148,08	-175,54	-182,20	-157,04
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$	[‰]	2,04	1,67	-0,18	-2,38	-2,79
	$\varepsilon_{2,u}$	[‰]	-3,02	-3,58	-3,78	-3,31	-3,12
	$\varepsilon_{3,u}$	[‰]	1,96	3,22	5,41	6,58	6,94
kritische Spannung	$\sigma_{2,krit}$	[N/mm²]	-77,85	-105,88	-136,04	-150,32	-131,91
	$\sigma_{2,krit}$ / $\sigma_{2,u}$	[%]	85,5	71,5	77,5	82,5	84,0
minimales Volumen	min $\Delta V/V$	[‰]	-1,18	-0,81	-1,50	-2,32	-2,25

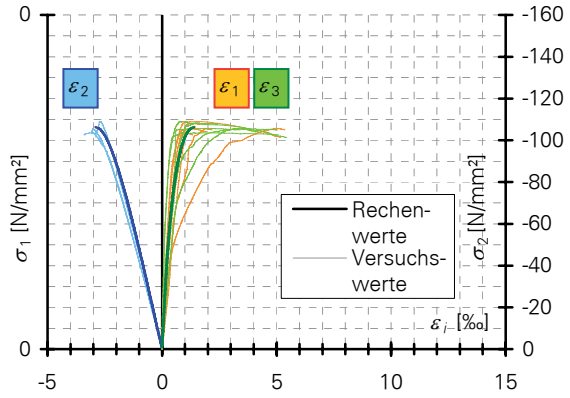


Bild C-95 *BIIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0/1/0*

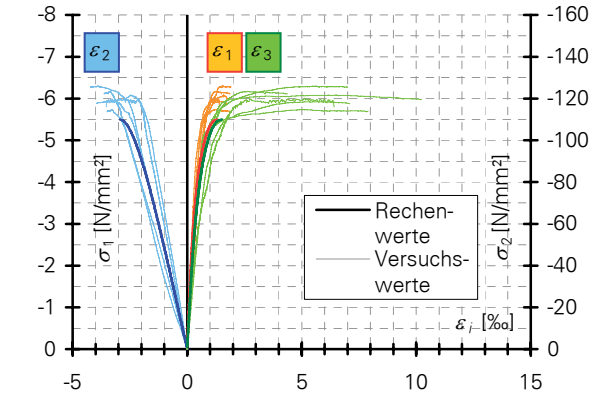


Bild C-96 *BIIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,05/1/0*

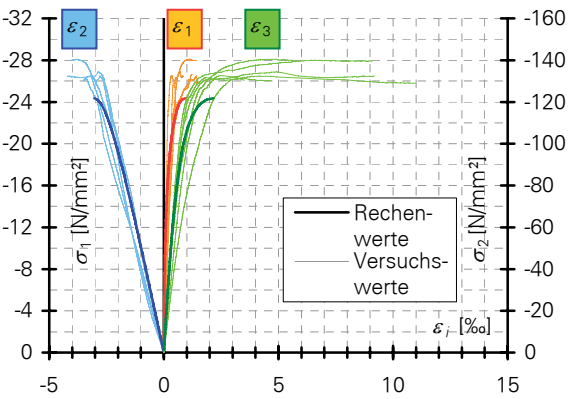


Bild C-97 *BIIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,2/1/0*

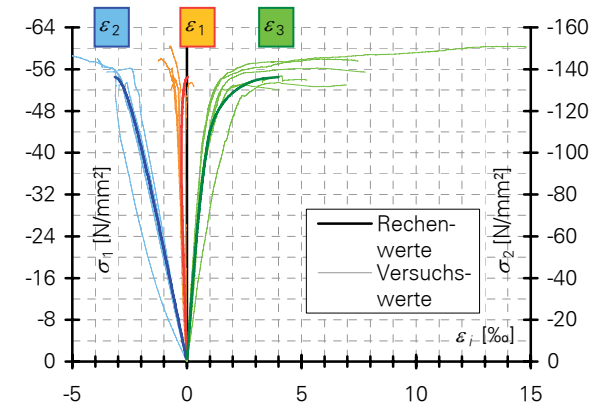


Bild C-98 *BIIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,4/1/0*

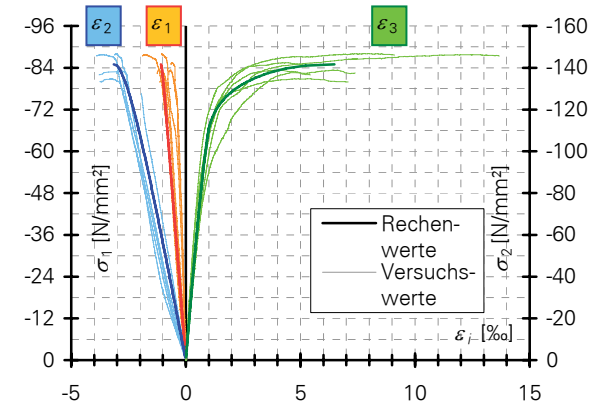


Bild C-99 BIIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 0{,}6/1/0$

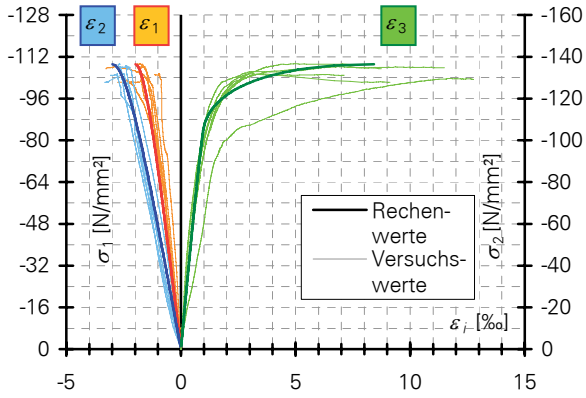


Bild C-100 BIIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 0{,}8/1/0$

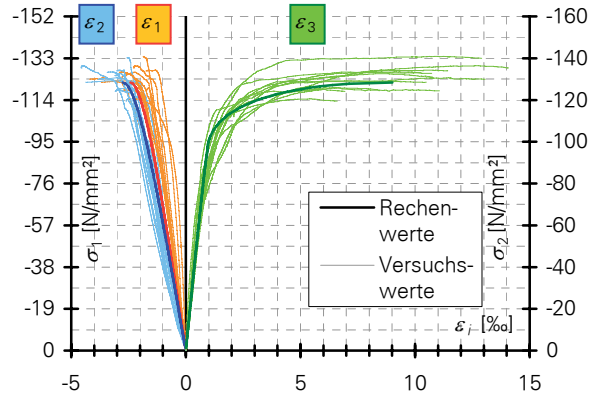


Bild C-101 BIIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 0{,}95/1/0$

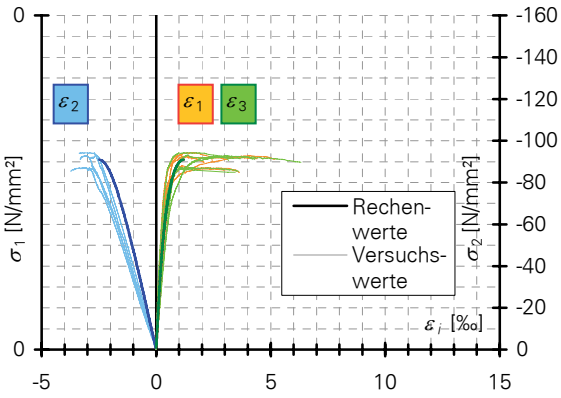


Bild C-102 BIIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 0/1/0$

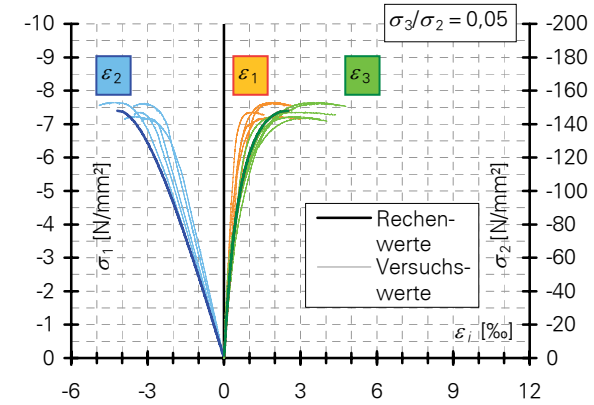


Bild C-103 BIIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 0{,}05/1/0{,}05$

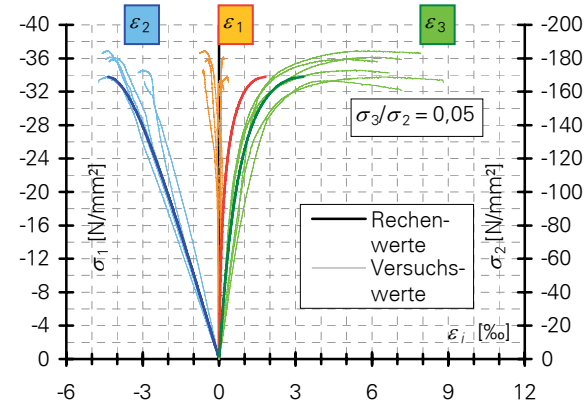


Bild C-104 BIIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 0{,}2/1/0{,}05$

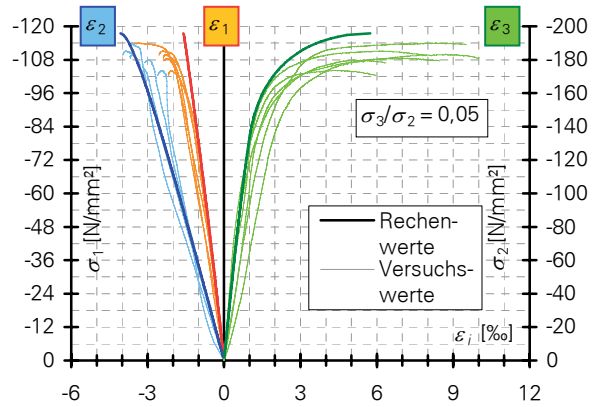


Bild C-105 BIIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 0{,}6/1/0{,}05$

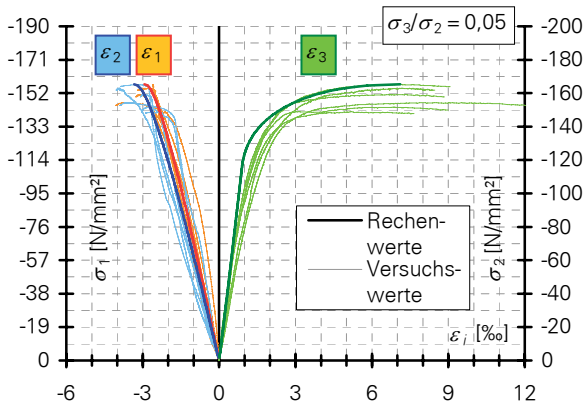


Bild C-106 BIIIb; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 0{,}95/1/0{,}05$

Tabelle C-12 Beton BIIIc

Spannungsverhältnis		$\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$	0/1/0	0,2/1/0	0,6/1/0	0,95/1/0
Bruchspannung	$\sigma_{2,u}$	[N/mm²]	-102,25	-135,11	-141,30	-125,38
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$	[‰]	2,09	0,98	-1,76	-2,39
	$\varepsilon_{2,u}$	[‰]	-3,38	-3,84	-4,50	-3,55
	$\varepsilon_{3,u}$	[‰]	2,58	8,87	8,35	7,43
kritische Spannung	$\sigma_{2,krit}$	[N/mm²]	-79,24	-99,31	-117,99	-103,44
	$\sigma_{2,krit}$ / $\sigma_{2,u}$	[%]	77,5	73,5	83,5	82,5
minimales Volumen	min $\Delta V/V$	[‰]	-0,97	-1,16	-2,23	-2,09

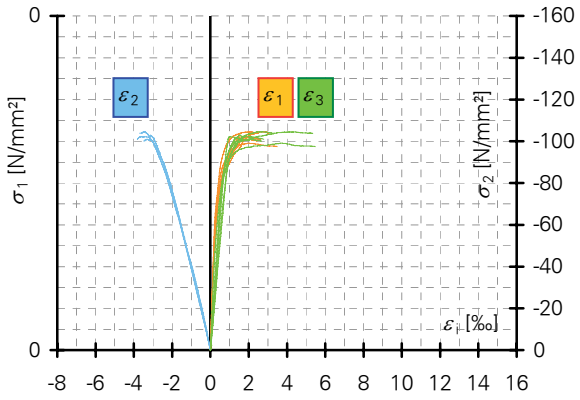


Bild C-107 BIIIc; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0//10

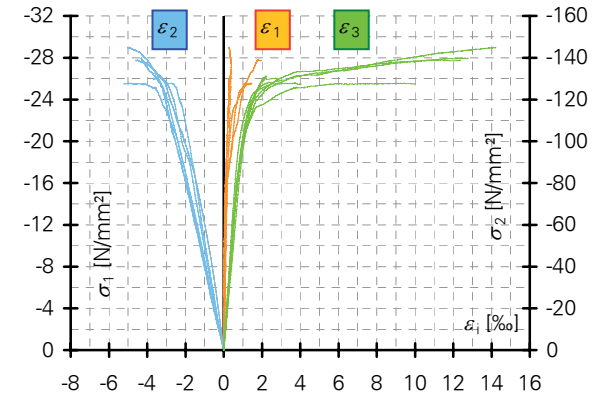


Bild C-108 BIIIc; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,2/1/0

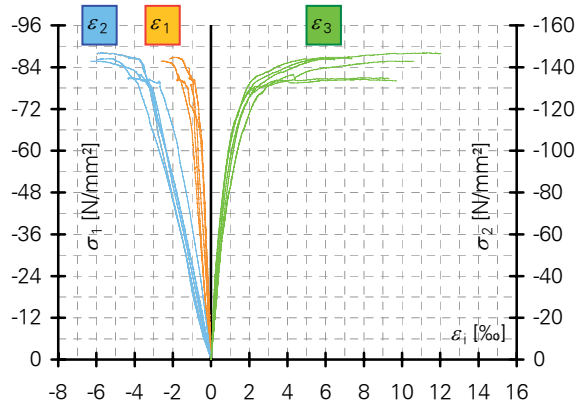


Bild C-109 BIIIc; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,6/1/0

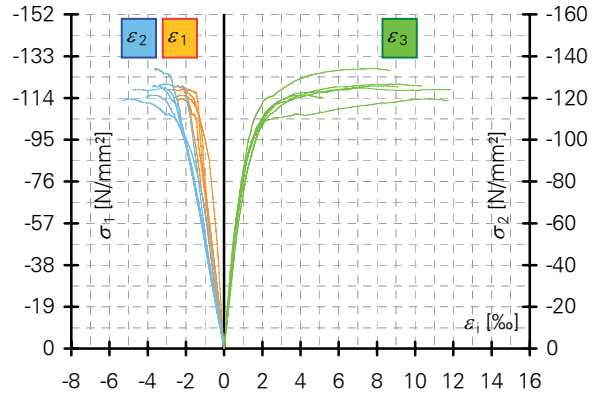


Bild C-110 BIIIc; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,95/1/0

C.3 Dehnungen der ultrahochfesten Betone

Tabelle C-13 Beton M2Q-2,5

Spannungs-verhältnis	$\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ arctan(σ_1/σ_2) [°]	1/0/0 0	1/0,05/0 2,9	1/0,2/0 11,3	1/0,4/0 21,8	1/0,6/0 31,0	1/0,8/0 38,7
Bruchspannung	$\sigma_{i,u}$ [N/mm²]	-151,02	-174,46	-185,82	-187,15	-187,72	-181,62
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$ [‰]	-3,43	-3,78	-3,74	-3,92	-3,28	-3,10
	$\varepsilon_{2,u}$ [‰]	1,55	0,84	0,21	-0,84	-1,66	-2,65
	$\varepsilon_{3,u}$ [‰]	1,54	1,62	1,94	2,23	1,86	3,41
kritische Spannung	$\sigma_{i,krit}$ [N/mm²]	-136,67	-163,99	-173,74	-180,60	-183,03	-174,36
	$\sigma_{i,krit}$ / $\sigma_{i,u}$ [%]	90,5	94,0	93,5	96,5	97,5	96,0
minimales Volumen	min $\Delta V/V$ [‰]	-1,32	-1,87	-2,24	-2,86	-3,25	-3,60
Spannungs-verhältnis	$\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ arctan(σ_1/σ_2) [°]	1/1/0 45	0,6/1/0 59,0	0,2/1/0 78,7	0/1/0 90	0,1/1/0,1 -	
Bruchspannung	$\sigma_{i,u}$ [N/mm²]	-171,77	-179,81	-179,24	-167,14	-329,18	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$ [‰]	-3,10	-1,48	0,27	1,33	3,21	
	$\varepsilon_{2,u}$ [‰]	-3,40	-3,74	-3,91	-3,97	-9,21	
	$\varepsilon_{3,u}$ [‰]	3,59	2,45	1,63	1,54	2,68	
kritische Spannung	$\sigma_{i,krit}$ [N/mm²]	-163,18	-174,42	-172,97	-157,11	-319,31	
	$\sigma_{i,krit}$ / $\sigma_{i,u}$ [%]	95,0	97,0	96,5	94,0	97,0	
minimales Volumen	min $\Delta V/V$ [‰]	-3,45	-3,15	-2,27	-1,61	-3,76	

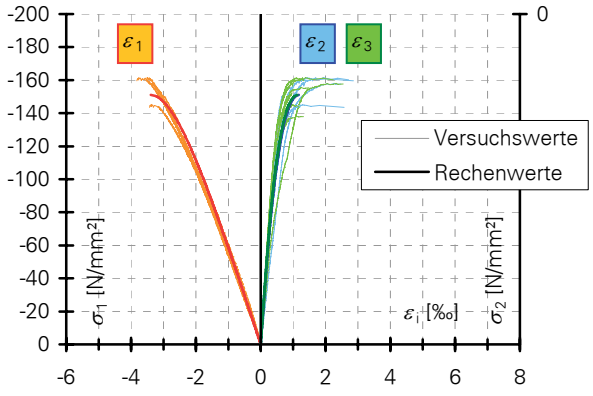


Bild C-111 M2Q-2,5; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 1/0/0

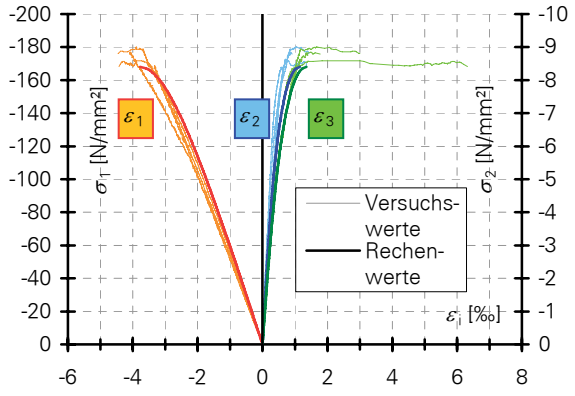


Bild C-112 M2Q-2,5; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 1/0,05/0

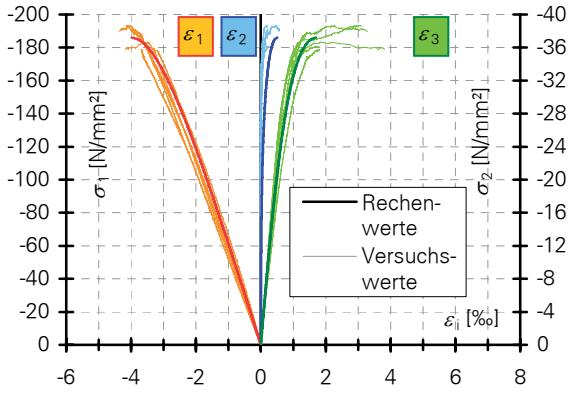


Bild C-113 M2Q-2,5; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 1/0,2/0

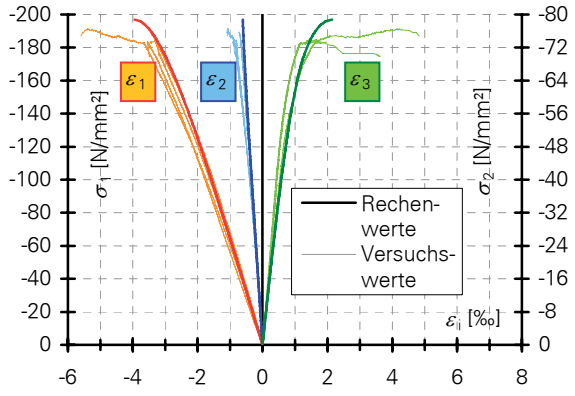


Bild C-114 M2Q-2,5; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 1/0,4/0

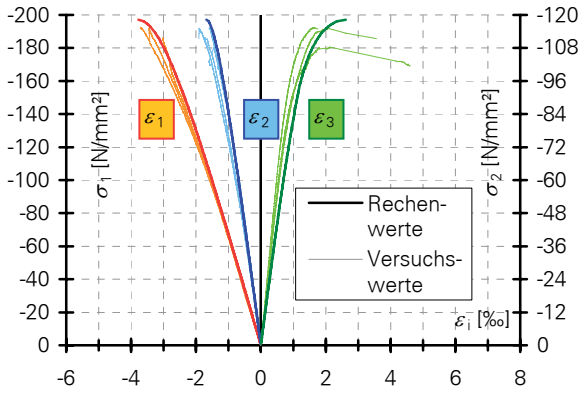


Bild C-115 M2Q-2,5; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 1/0,6/0

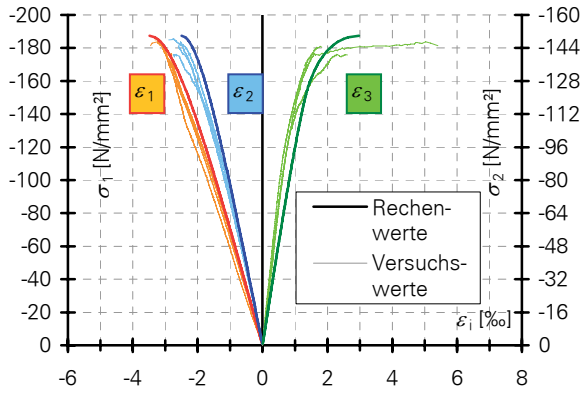


Bild C-116 M2Q-2,5; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 1/0,8/0

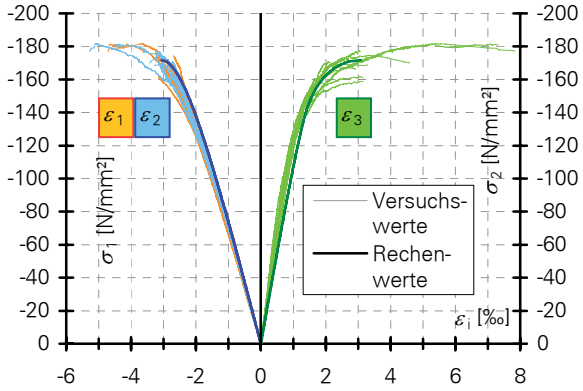


Bild C-117 M2Q-2,5; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 1/1/0

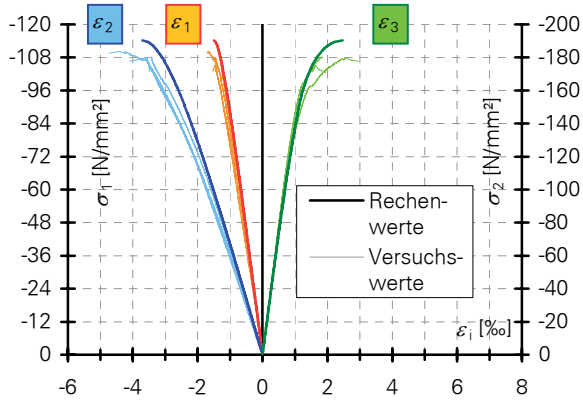


Bild C-118 M2Q-2,5; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,6/1/0

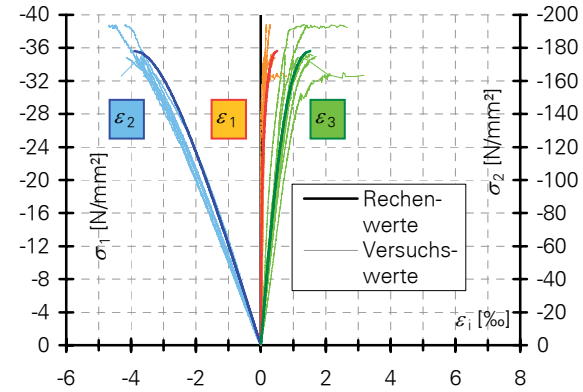


Bild C-119 M2Q-2,5; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,2/1/0

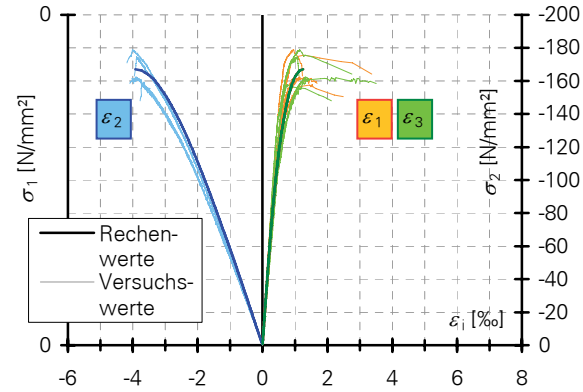


Bild C-120 M2Q-2,5; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0/1/0

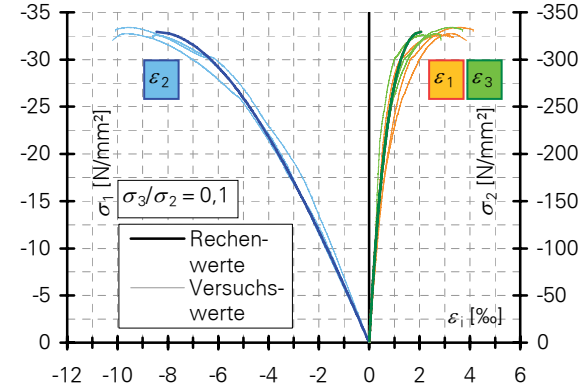


Bild C-121 M2Q-2,5; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,1/1/0,1

Tabelle C-14 Beton B4Q-2,5

Spannungs-verhältnis	$\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ arctan(σ_1/σ_2) [°]	1/0/0 0	1/0,158/0 9	1/0,325/0 18	1/0,510/0 27	1/0,727/0 36	1/1/0 45
Bruchspannung	$\sigma_{i,u}$ [N/mm²]	-168,20	-196,31	-202,49	-208,68	-194,23	-181,42
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$ [‰]	-3,65	-3,72	-3,59	-3,47	-3,30	-3,19
	$\varepsilon_{2,u}$ [‰]	1,62	0,63	-0,53	-1,22	-2,10	-3,09
	$\varepsilon_{3,u}$ [‰]	1,55	2,10	1,90	2,37	2,60	4,15
kritische Spannung	$\sigma_{i,krit}$ [N/mm²]	-149,70	-184,53	-198,44	-205,55	-189,37	-173,26
	$\sigma_{i,krit}$ / $\sigma_{i,u}$ [%]	89,0	94,0	98,0	98,5	97,5	95,5
minimales Volumen	min $\Delta V/V$ [‰]	-1,11	-1,60	-2,39	-2,62	-2,96	-3,22
Spannungs-verhältnis	$\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ arctan(σ_1/σ_2) [°]	0,727/1/0 54	0,510/1/0 63	0,325/1/0 72	0,158/1/0 81	0/1/0 90	
Bruchspannung	$\sigma_{i,u}$ [N/mm²]	-196,22	-196,34	-200,86	-189,64	-173,08	
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$ [‰]	-1,97	-1,07	-0,41	0,73	1,08	
	$\varepsilon_{2,u}$ [‰]	-3,49	-3,30	-3,72	-3,42	-3,58	
	$\varepsilon_{3,u}$ [‰]	3,59	1,79	1,95	2,04	1,33	
kritische Spannung	$\sigma_{i,krit}$ [N/mm²]	-180,52	-189,47	-194,83	-171,62	-166,16	
	$\sigma_{i,krit}$ / $\sigma_{i,u}$ [%]	92,0	96,5	97,0	90,5	96,0	
minimales Volumen	min $\Delta V/V$ [‰]	-2,65	-2,76	-2,30	-2,57	-1,44	

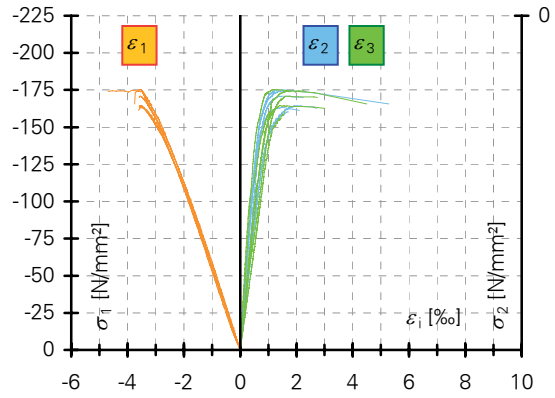


Bild C-122 B4Q-2,5; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 1/ 0/0

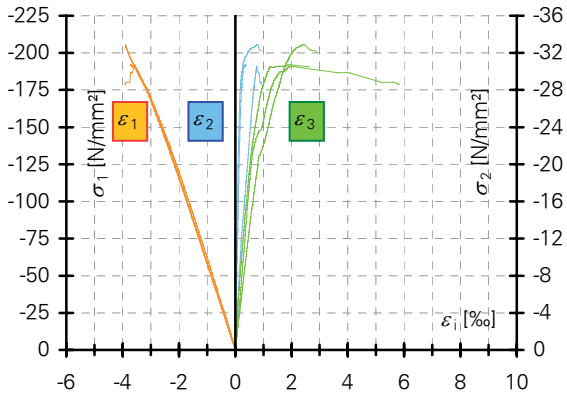


Bild C-123 B4Q-2,5; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 1/ 0,158/0

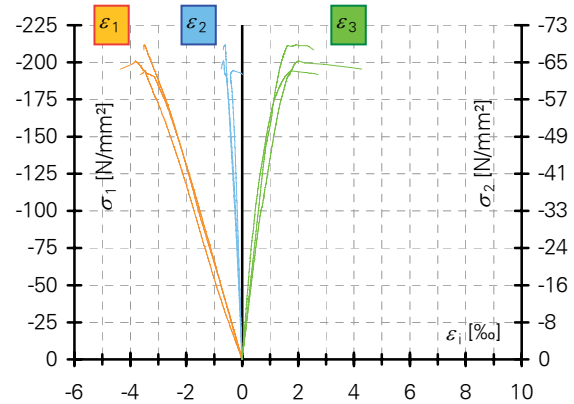


Bild C-124 B4Q-2,5; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 1/0,325/0

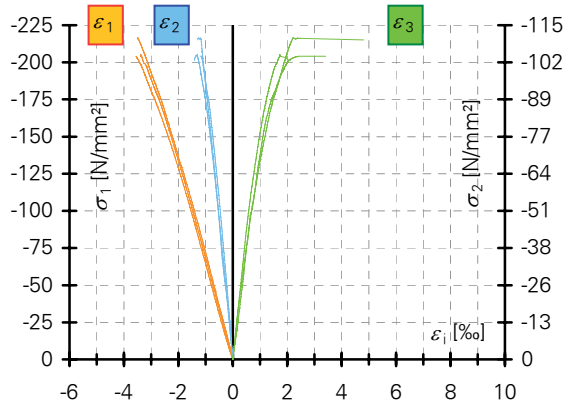


Bild C-125 B4Q-2,5; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 1/0,510/0

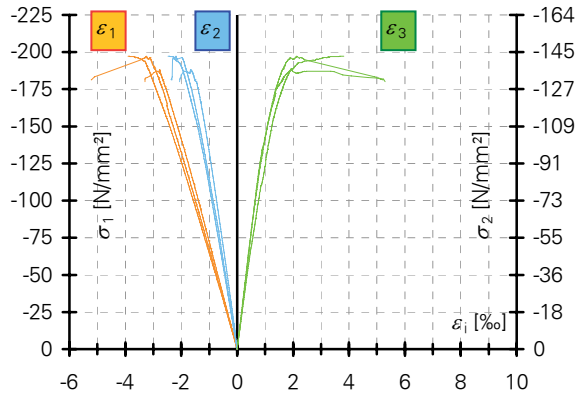


Bild C-126 B4Q-2,5; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 1/0,727/0

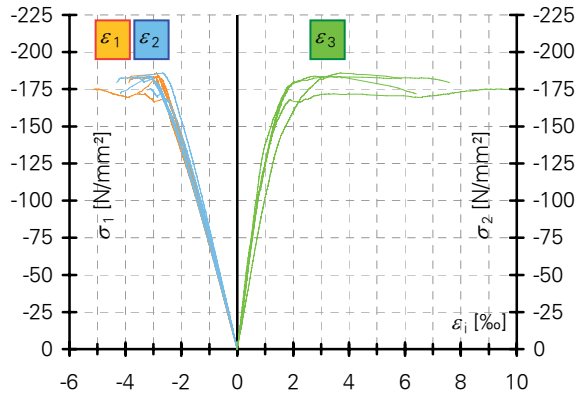


Bild C-127 B4Q-2,5; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 1/1/0

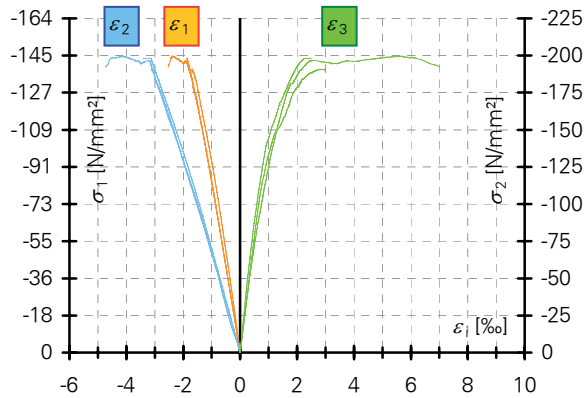


Bild C-128 B4Q-2,5; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,727/1/0

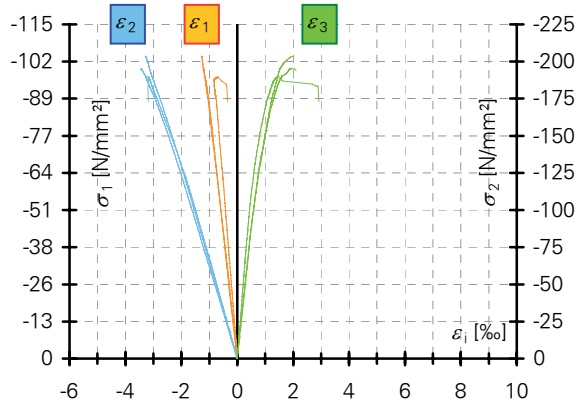


Bild C-129 B4Q-2,5; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,510/1/0

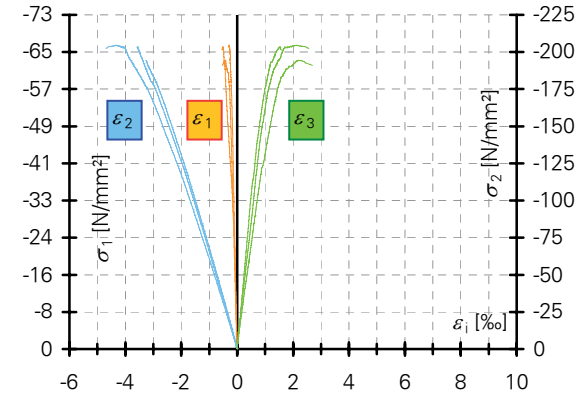


Bild C-130 B4Q-2,5; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,325/1/0

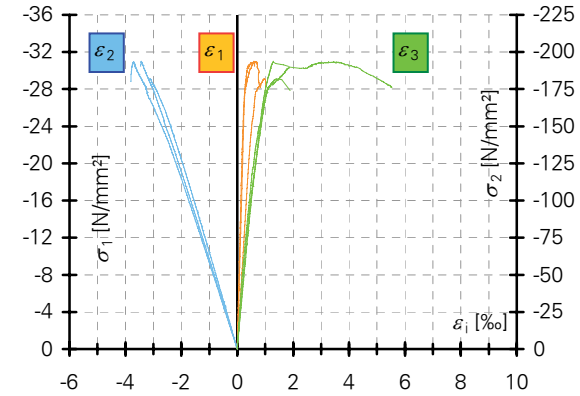


Bild C-131 B4Q-2,5; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,158/1/0

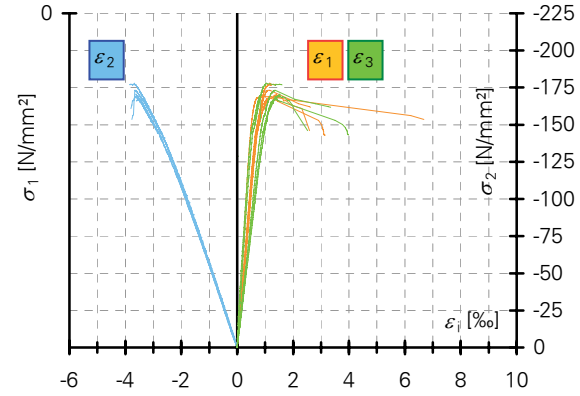


Bild C-132 B4Q-2,5; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0/1/0

Tabelle C-15 Beton B4Q-0,9

Spannungs-verhältnis	$\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ $\arctan(\sigma_1/\sigma_2)$ [°]	1/0/0 0	1/0,268/0 15	1/0,577/0 30	1/1/0 45	0,577/1/0 60	0,268/1/0 75	0/1/0 90
Bruchspannung	$\sigma_{i,u}$ [N/mm²]	-179,50	-204,73	-204,78	-177,79	-202,35	-202,34	-180,65
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$ [‰]	-3,48	-3,58	-3,23	-2,55	-1,39	-0,23	0,93
	$\varepsilon_{2,u}$ [‰]	1,19	-0,10	-1,37	-2,57	-3,38	-3,50	-3,44
	$\varepsilon_{3,u}$ [‰]	1,17	1,65	1,87	1,90	1,93	1,73	1,39
kritische Spannung	$\sigma_{i,krit}$ [N/mm²]	-168,73	-198,59	-201,71	-175,90	-200,33	-193,23	-173,42
	$\sigma_{i,krit}$ / $\sigma_{i,u}$ [%]	94,0	97,0	98,5	99,5	99,0	95,5	96,0
minimales Volumen	min $\Delta V/V$ [‰]	-1,57	-2,15	-2,73	-3,29	-2,97	-2,29	-1,51

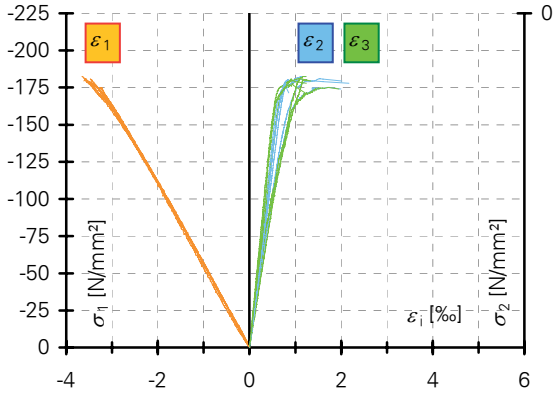


Bild C-133 B4Q-0,9; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 1/0/0

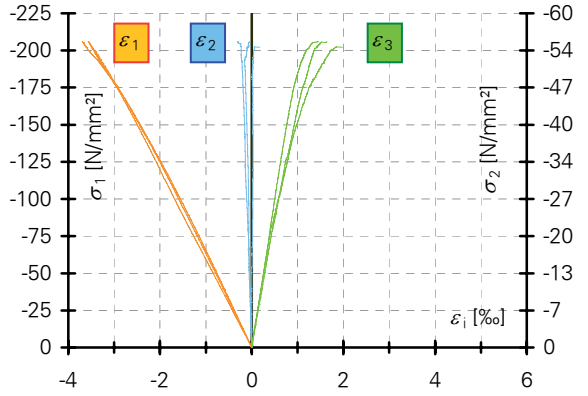


Bild C-134 B4Q-0,9; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ =1/ 0,268/0

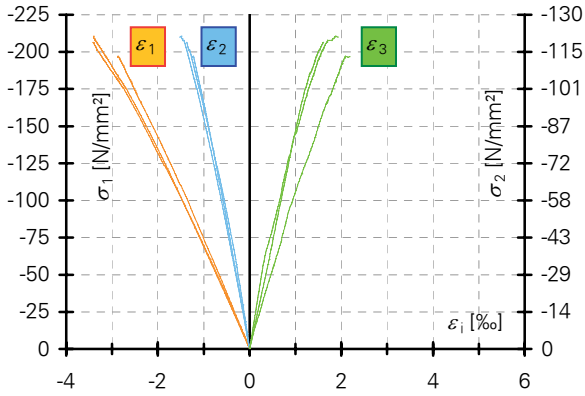


Bild C-135 B4Q-0,9; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 1/0,577/0

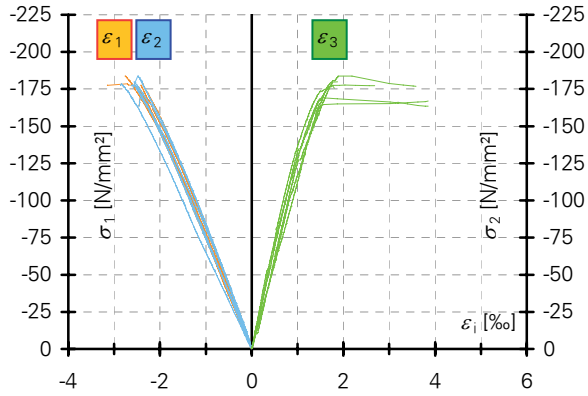


Bild C-136 B4Q-0,9; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 1/1/0

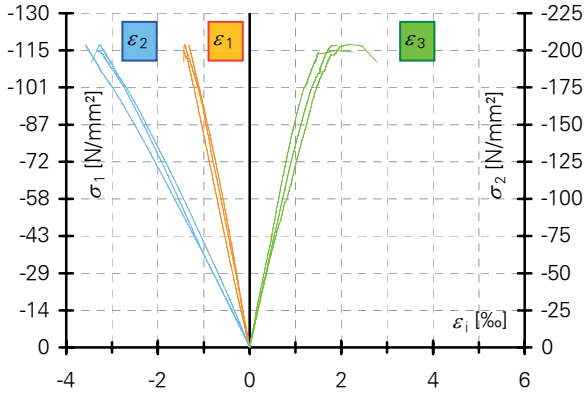


Bild C-137 B4Q-0,9; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,577/1/0

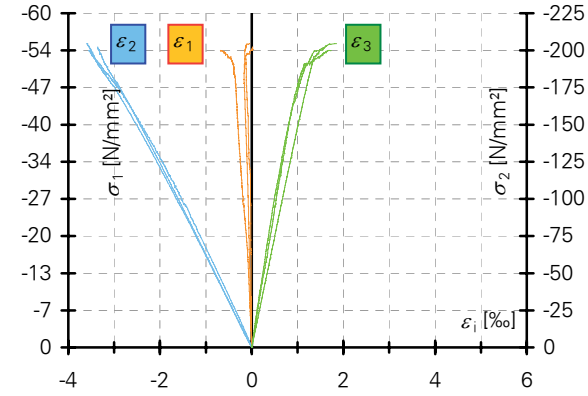


Bild C-138 B4Q-0,9; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,268/1/0

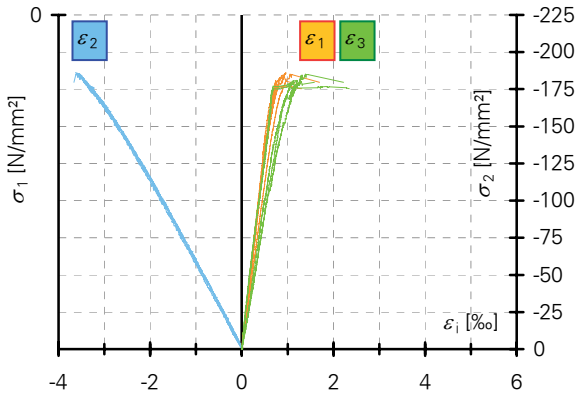


Bild C-139 B4Q-0,9; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0/1/0

Tabelle C-16 Beton B4Q-0,0

Spannungs-verhältnis		$\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ arctan(σ_1/σ_2) [°]	1/0/0 0	1/0,268/0 15	1/0,577/0 30	1/1/0 45	0,577/1/0 60	0,268/1/0 75	0/1/0 90
Bruchspannung	$\sigma_{i,u}$	[N/mm²]	-171,60	-174,26	-187,46	-169,85	-188,51	-178,90	-173,62
Bruchdehnung	$\varepsilon_{1,u}$	[‰]	-3,29	-2,86	-3,05	-2,53	-1,41	-0,25	0,84
	$\varepsilon_{2,u}$	[‰]	1,03	-0,15	-1,27	-2,46	-3,15	-2,91	-3,27
	$\varepsilon_{3,u}$	[‰]	1,36	1,36	1,53	1,49	1,54	1,16	1,08
kritische Spannung	$\sigma_{i,krit}$	[N/mm²]	-159,59	-172,52	-187,46	-169,00	-187,56	-175,32	-164,94
	$\sigma_{i,krit}$ / $\sigma_{i,u}$	[%]	93,0	99,0	100,0	99,5	99,5	98,0	95,0
minimales Volumen	min $\Delta V/V$	[‰]	-1,31	-1,75	-2,80	-3,52	-3,07	-2,11	-1,48

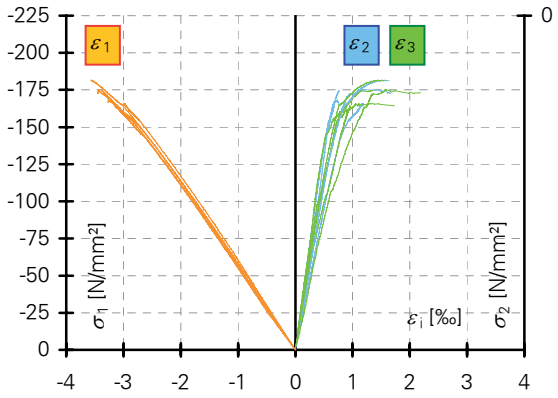


Bild C-140 B4Q-0,0; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ =1/ 0/0

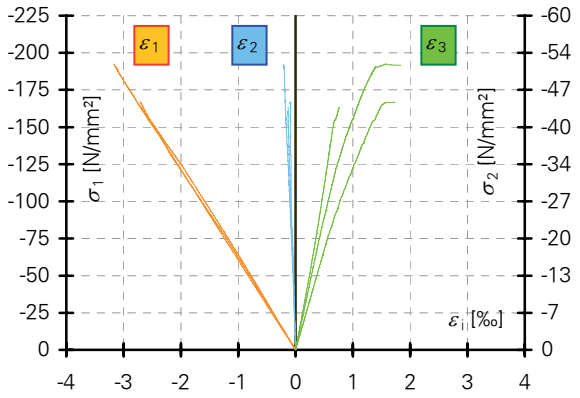


Bild C-141 B4Q-0,0; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 1/0,268/0

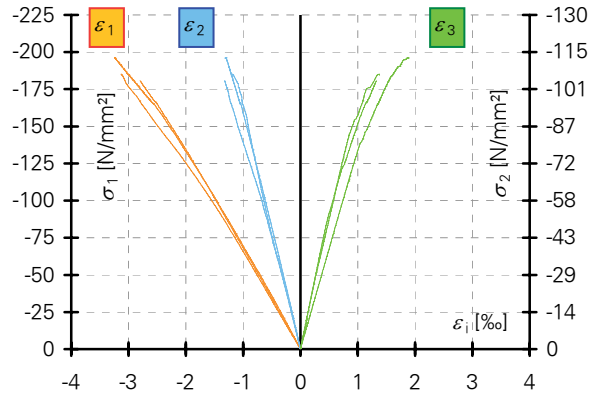


Bild C-142 B4Q-0,0; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 1/0,577/0

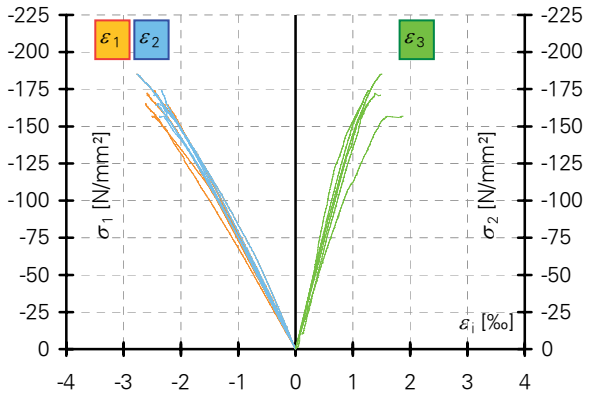


Bild C-143 B4Q-0,0; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ =1/ 1/0

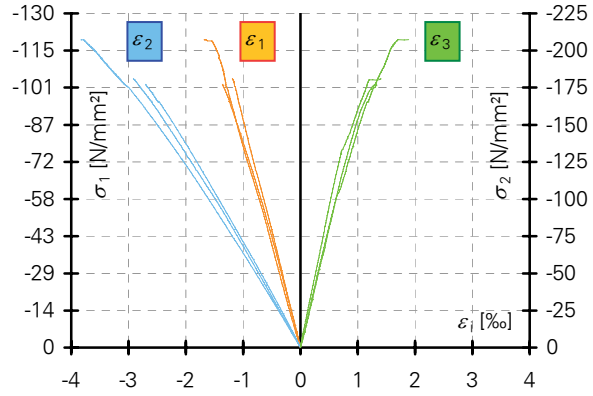


Bild C-144 B4Q-0,0; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0,577/1/0

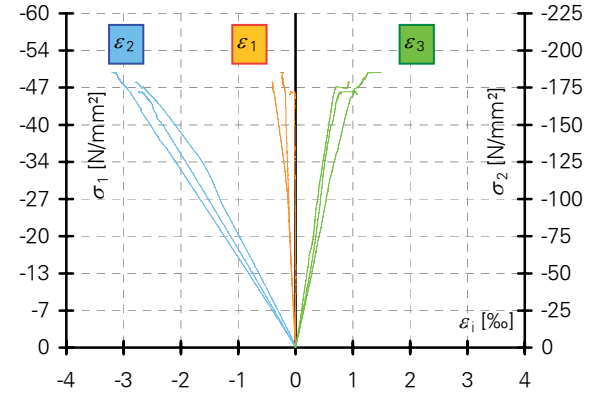


Bild C-145 B4Q-0,0; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ =0,268/ 1/0

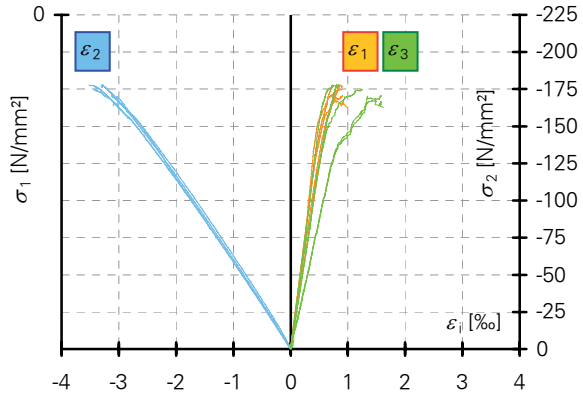


Bild C- 146 B4Q-0,0; $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ = 0/1/0

Anhang D Verformungsmessung

D.1 Verformungsmessung über Bürstenquerdehnung

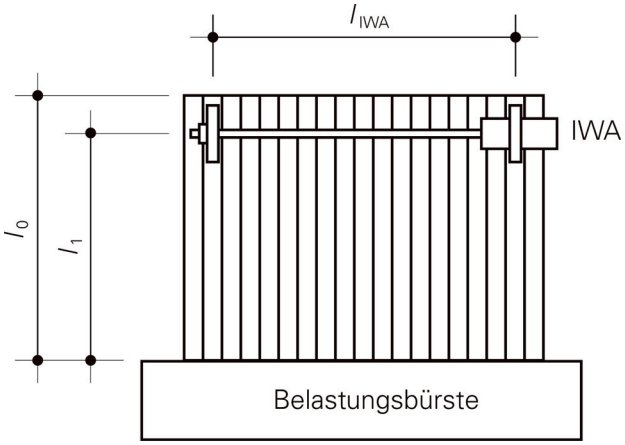


Bild D-1 *Prinzip der Verformungsmessung über die Bürstenquerdehnung nach DIALER ET AL. [35]*

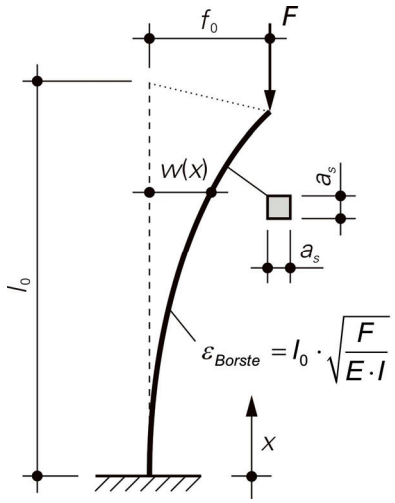


Bild D-2 *Bezeichnungen an einer verformten Einzelborste*

Die Biegelinie einer Einzelborste wird nach der Balkentheorie II. Ordnung und mit Hilfe der Differentialgleichungsmethode hergeleitet. Die Lösung der inhomogenen Differentialgleichung erfolgt über einen Polynomansatz mit Koeffizientenvergleich. Unter Verwendung der Beziehungen zwischen der e-Funktion und den trigonometrischen Funktionen ergibt sich die allgemeine Lösung der Differentialgleichung in folgender Form:

$$w(\xi) = w_0 + \frac{\varphi_0 \cdot l_0}{\varepsilon_{Borste}} \cdot \sin\left(\varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right) + \frac{M_0}{F} \cdot \left[\cos\left(\varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right) - 1\right] \tag{D-1}$$

$$+ \frac{V_0 \cdot l_0}{\varepsilon_{Borste} \cdot F} \cdot \left[\sin\left(\varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right) - \varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right]$$

$$+ \frac{q_0 \cdot l_0^2}{\varepsilon_{Borste}^2 \cdot F} \cdot \left[\cos\left(\varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right) - 1 + \frac{1}{2} \cdot \left(\varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right)^2\right]$$

mit $\xi = x / l_0$ Dimensionslose Laufkoordinate

$\varepsilon_{Borste} = l_0 \cdot \sqrt{\frac{F}{E \cdot I}}$ Stabkennzahl

Anfangsgrößen am Stabanfang bei $\xi = 0$:

$w_0 = w(0)$ Durchbiegung

$\varphi_0 = w'(0)$ Tangentenneigung

$M_0 = -E \cdot I \cdot w''(0) = -\frac{F \cdot l_0^2}{\varepsilon_{Borste}^2} \cdot w''(0)$ Biegemoment

$V_0 = -E \cdot I \cdot w'''(0) - F \cdot w'(0) = -\frac{F \cdot l_0^2}{\varepsilon_{Borste}^2} \cdot w'''(0) - F \cdot w'(0)$ Querkraft.

Durch Ableitung erhält man die Bestimmungsgleichungen für weitere Zustandsgrößen.

$$\varphi(\xi) = \varphi_0 \cdot \cos\left(\varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right) - \frac{M_0 \cdot \varepsilon_{Borste}}{F \cdot l_0} \cdot \sin\left(\varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right) + \frac{V_0}{F} \cdot \left[\cos\left(\varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right) - 1\right] \tag{D-2}$$
$$- \frac{q_0 \cdot l_0}{\varepsilon_{Borste} \cdot F} \cdot \left[\sin\left(\varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right) - \varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right]$$

$$M(\xi) = \frac{\varphi_0 \cdot F \cdot l_0}{\varepsilon_{Borste}} \cdot \sin\left(\varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right) + M_0 \cdot \cos\left(\varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right) + \frac{V_0 \cdot l_0}{\varepsilon_{Borste}} \cdot \sin\left(\varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right) \tag{D-3}$$
$$+ \frac{q_0 \cdot l_0^2}{\varepsilon_{Borste}} \cdot \left[\cos\left(\varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right) - 1\right]$$

Die Lagerung der Einzelborsten wird mit einer starren Einspannung am Borstenfuß und einer frei verschieblichen und gelenkigen Lagerung am Borstenkopf angenähert. Über die Stabachse werden keine Querlasten eingetragen ($q_0 = 0$). Daraus ergeben sich folgende Randbedingungen:

$$w(0) = 0 \quad \Rightarrow \quad w_0 = 0 \tag{D-4}$$

$$\varphi(0) = 0 \quad \Rightarrow \quad \varphi_0 = 0 \tag{D-5}$$

$$\left.\begin{array}{l} w(1) = f_0 \\ M(1) = 0 \end{array}\right\} \Rightarrow \quad V_0 = \frac{f_0 \cdot \varepsilon_{Borste} \cdot F}{l_0} \cdot \frac{1}{\tan\left(\varepsilon_{Borste}\right) - \varepsilon_{Borste}} \tag{D-6}$$

$$M_0 = -f_0 \cdot F \cdot \frac{\tan\left(\varepsilon_{Borste}\right)}{\tan\left(\varepsilon_{Borste}\right) - \varepsilon_{Borste}} \tag{D-7}$$

Setzt man die Randbedingungen in Gleichung (D-1) ein, ergibt sich die Durchbiegung einer Einzelborste zu:

$$w(\xi) = \frac{\left[\sin\left(\varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right) - \varepsilon_{Borste} \cdot \xi - \tan\left(\varepsilon_{Borste}\right) \cdot \cos\left(\varepsilon_{Borste} \cdot \xi\right) + \tan\left(\varepsilon_{Borste}\right)\right]}{\tan\left(\varepsilon_{Borste}\right) - \varepsilon_{Borste}} \cdot f_0 \,. \tag{D-8}$$

Der Umrechnungsfaktor zwischen den Verformungen am Probekörper ($\xi = 1$) und den in Höhe des IWA gemessenen Verformungen ($\xi = l_1/l_0$) beträgt somit

$$\Delta = \frac{v_{Körper}}{v_{IWA}} = \frac{w(1)}{w(l_1/l_0)} \tag{D-9}$$
$$= \frac{\tan(\varepsilon_{Borste}) - \varepsilon_{Borste}}{\sin(\varepsilon_{Borste} \cdot \frac{l_1}{l_0}) - \tan(\varepsilon_{Borste}) \cdot \cos(\varepsilon_{Borste} \cdot \frac{l_1}{l_0}) - \varepsilon_{Borste} \cdot \frac{l_1}{l_0} + \tan(\varepsilon_{Borste})}$$

D.2 Korrekturen der Dehnungsverläufe

Einige Dehnungsverläufe wiesen Nichtlinearitäten im Bereich kleiner Spannungen auf. Zum einen konnte der sogenannte Anlaufeffekt – ein starkes Anwachsen der Dehnungen im Bereich kleiner Spannungen – beobachtet werden. Zum anderen konnten weniger belastete Bürsten konnten aufgrund des fehlenden Anpressdruckes bei niedrigen Spannungen den Verformungen des Prüfkörpers nicht folgen, Bild D-3. Deshalb wurde eine Regressionsgerade durch Versuchswerte gelegt, die dem linear elastischen Verhalten des Betons bei

diesem Lastniveau entsprachen. Die fehlerhaften Versuchswerte wurden mit dieser Gerade angenähert und die Funktion in den Nullpunkt verschoben.

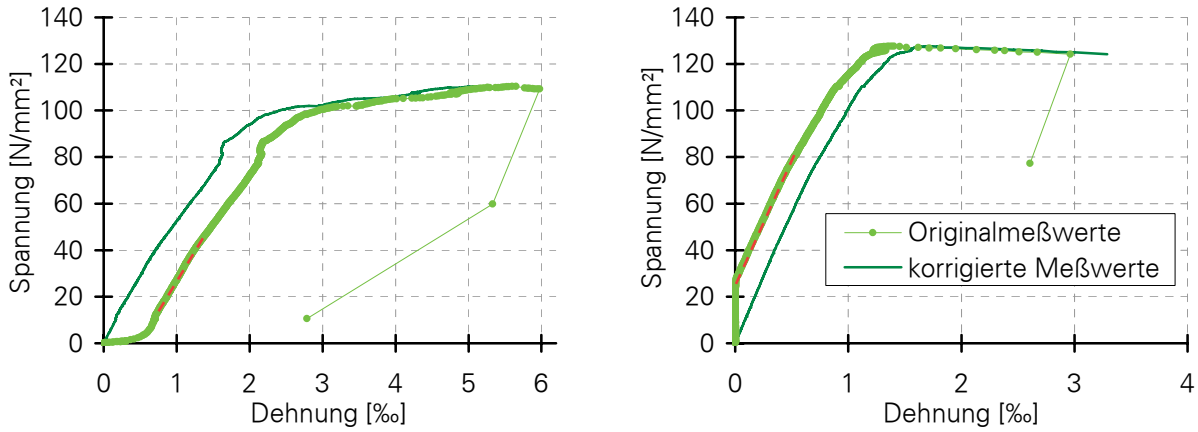


Bild D-3 Anlaufeffekt (links), fehlender Anpressdruck (rechts)

Des Weiteren führte lokale Rissbildung zu Sprünge im Dehnungsverlauf, die ebenfalls korrigiert wurden, Bild D-4.

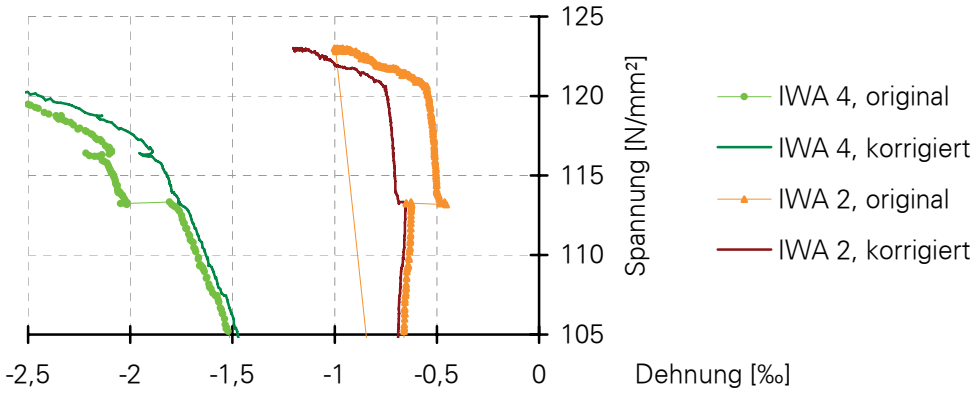


Bild D-4 Ausschnitt aus dem Dehnungsverlauf bei lokaler Rissbildung

D.3 Mittelwertbildung

Die einzelnen korrigierten Datensätze wurden für jeden Prüfkörper und jede Richtung zusammenfasst. Anschließend wurden die Kurven gelättet. Dabei wurden die maximalen Abweichungen zwischen originaler und geglätteter Kurve kontrolliert, um sicher zu stellen, dass lediglich das Messrauschen und keine signifikanten Charakteristika im Kurvenverlauf beseitigt wurden. Die Mittelwertbildung zwischen den Probekörpern eines Spannungsverhältnisses erfolgte bei normierten Spannungen. Je nach Messwertverlauf erfolgte die Mittelwertbildung für konstante Spannungs- oder Dehnungsinkremente. Endet eine Datenreihe früher als andere, wurde der entstehende Sprung im Mittelwert ausgeglichen. Eine abschließende optische Kontrolle zeigte, ob signifikante Merkmale der Spannungs-Dehnungslinie bei der Mittelwertbildung verändert worden.

Anhang E Schichtenmodell

E.1 Reihenschaltung

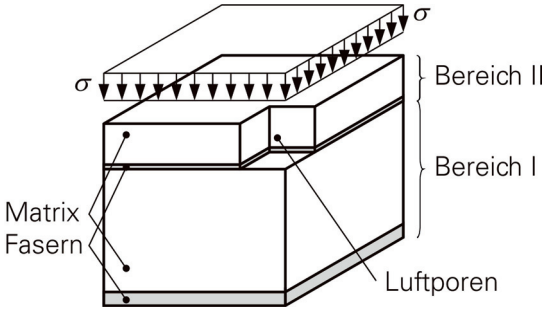


Bild E-1 *Schichtenmodell unter Reihenschaltung*

l	Länge	*M*	Matrix
b	Breite	*F*	Faser
h	Höhe	*L*	Luft
V	Volumen		
v	prozentualer Volumenanteil		
E	E-Modul		
σ	Spannung		
ε	Dehnung		
u	Verschiebung		

Eigenschaften der Einzelkomponenten:

$$\varepsilon_{F,I} = \frac{\sigma_{F,I}}{E_F}, \qquad \varepsilon_{M,I} = \frac{\sigma_{M,I}}{E_M}, \qquad \varepsilon_{F,II} = \frac{\sigma_{F,II}}{E_F}, \qquad \varepsilon_{M,II} = \frac{\sigma_{M,II}}{E_M} \tag{E-1}$$

Geometriewerte:

$$l_L = b_L = h_L = \sqrt[3]{V_L} \qquad l = b = h = \sqrt[3]{V} \tag{E-2}$$

$$A_I = V^{2/3} \qquad A_{II} = V^{2/3} - V_L^{2/3} \tag{E-3}$$

$$h_I = V^{1/3} - V_L^{1/3} \qquad h_{II} = V_L^{1/3} \tag{E-4}$$

$$h_{F,I} = h_I \cdot \frac{V_F}{V_F + V_M} = \left(V^{1/3} - V_L^{1/3}\right) \cdot \frac{V_F}{V_F + V_M} \qquad h_{F,II} = h_{II} \cdot \frac{V_F}{V_F + V_M} = V_L^{1/3} \cdot \frac{V_F}{V_F + V_M}$$

$$h_{M,I} = h_I \cdot \frac{V_M}{V_F + V_M} = \left(V^{1/3} - V_L^{1/3}\right) \cdot \frac{V_M}{V_F + V_M} \qquad h_{M,II} = h_{II} \cdot \frac{V_M}{V_F + V_M} = V_L^{1/3} \cdot \frac{V_M}{V_F + V_M}$$

Prinzip der Reihenschaltung:

$$\sigma \cdot A = \sigma_I \cdot A_I = \sigma_{II} \cdot A_{II} \tag{E-5}$$

$$\sigma_I = \sigma = \sigma_{F,I} = \sigma_{M,I} \qquad \sigma_{II} = \sigma \cdot \frac{V^{2/3}}{V^{2/3} - V_L^{2/3}} = \sigma_{F,II} = \sigma_{M,II}$$

Verformung des Gesamtsystems:

$$u = u_{F,I} + u_{M,I} + u_{F,II} + u_{M,II} = \varepsilon_{F,I} \cdot h_{F,I} + \varepsilon_{M,I} \cdot h_{M,I} + \varepsilon_{F,II} \cdot h_{F,II} + \varepsilon_{M,II} \cdot h_{M,II} \tag{E-6}$$

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{\sigma \cdot h}{u} = \frac{\sigma \cdot \sqrt[3]{V}}{u}$$

$$\boxed{\frac{1}{E} = \frac{1 - v_L^{2/3} + v_L}{(v_L - 1) \cdot \left(v_L^{2/3} - 1\right)} \cdot \left[\frac{v_F}{E_F} + \frac{v_M}{E_M}\right]} \tag{E-7}$$

E.2 Parallelschaltung

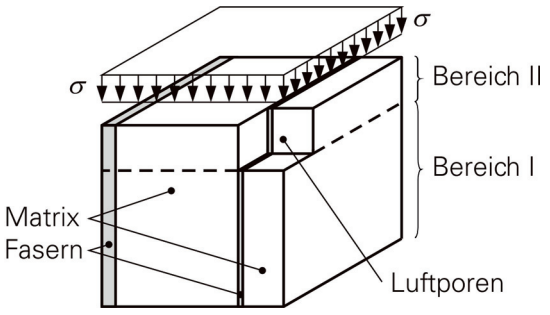


Bild E-2 *Schichtenmodell unter Parallelschaltung*

l	Länge	*M*	Matrix
b	Breite	*F*	Faser
h	Höhe	*L*	Luft
V	Volumen		
v	prozentualer Volumenanteil		
E	E-Modul		
σ	Spannung		
ε	Dehnung		
u	Verschiebung		

Eigenschaften der Einzelkomponenten:

$$\varepsilon_{F,I} = \frac{\sigma_{F,I}}{E_F}, \qquad \varepsilon_{M,I} = \frac{\sigma_{M,I}}{E_M}, \qquad \varepsilon_{F,II} = \frac{\sigma_{F,II}}{E_F}, \qquad \varepsilon_{M,II} = \frac{\sigma_{M,II}}{E_M} \tag{E-8}$$

Geometriewerte:

$$l_L = b_L = h_L = \sqrt[3]{V_L} \qquad l = b = h = \sqrt[3]{V} \tag{E-9}$$

$$A_I = V^{2/3} \qquad A_{II} = V^{2/3} - V_L^{2/3} \tag{E-10}$$

$$h_I = V^{1/3} - V_L^{1/3} \qquad h_{II} = V_L^{1/3} \tag{E-11}$$

$$h_{F,I} = h_I \cdot \frac{V_F}{V_F + V_M} = \left(V^{1/3} - V_L^{1/3}\right) \cdot \frac{V_F}{V_F + V_M} \qquad h_{F,II} = h_{II} \cdot \frac{V_F}{V_F + V_M} = V_L^{1/3} \cdot \frac{V_F}{V_F + V_M}$$

$$h_{M,I} = h_I \cdot \frac{V_M}{V_F + V_M} = \left(V^{1/3} - V_L^{1/3}\right) \cdot \frac{V_M}{V_F + V_M} \qquad h_{M,II} = h_{II} \cdot \frac{V_M}{V_F + V_M} = V_L^{1/3} \cdot \frac{V_M}{V_F + V_M}$$

Prinzip der Parallelschaltung:

$$\varepsilon_I = \varepsilon_{F,I} = \varepsilon_{M,I} \qquad \varepsilon_{II} = \varepsilon_{F,II} = \varepsilon_{M,II} \tag{E-12}$$

$$\sigma \cdot A = \sigma_{F,I} \cdot A_{F,I} + \sigma_{M,I} \cdot A_{M,I} = \sigma_{F,II} \cdot A_{F,II} + \sigma_{M,II} \cdot A_{M,II} \tag{E-13}$$

$$\sigma_{II} = \sigma_I \cdot \frac{A_I}{A_{II}} = \sigma_I \cdot \frac{V^{2/3}}{V^{2/3} - V_L^{2/3}}$$

Verformung des Gesamtsystems:

$$u = u_F = u_M = u_I + u_{II} = \varepsilon_I \cdot h_I + \varepsilon_{II} \cdot h_{II}$$

$$\frac{\sigma_{F,I}}{E_F} \cdot \left(V^{1/3} - V_L^{1/3}\right) + \frac{\sigma_{F,II}}{E_F} \cdot V_L^{1/3} = \frac{\sigma_{M,I}}{E_M} \cdot \left(V^{1/3} - V_L^{1/3}\right) + \frac{\sigma_{M,II}}{E_M} \cdot V_L^{1/3} \tag{E-14}$$

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{\sigma \cdot h}{u} = \frac{\sigma \cdot \sqrt[3]{V}}{u} \qquad \boxed{\frac{1}{E} = \frac{1 - v_L^{2/3}}{1 - v_L^{2/3} + v_L} \cdot \left[\frac{v_F \cdot E_F + v_M \cdot E_M}{v_F + v_M}\right]} \tag{E-15}$$