

**Hochleistungsleichtbeton
unter mehraxialer Druckbeanspruchung**
Eine experimentelle Analyse

**High Performance Lightweight Aggregate
Concrete under Multiaxial Compression**
An Experimental Study

Zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur

an der Fakultät Bauingenieurwesen der TU Dresden eingereichte

Dissertation

vorgelegt von

Dipl.-Ing. Silke Scheerer

Geboren am 12.10.1973 in Dresden

Gutachter:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach (TU Dresden)

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. e.h. Konrad Zilch (TU München)

Eingereicht am: 16.01.2009

Verteidigt am: 27.11.2009

Zusammenfassung

In dieser Arbeit wird das Tragverhalten von Leichtbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung behandelt. Zu diesem Zweck wurden zahlreiche Versuche mit verschiedenen Hochleistungsleichtbetonen in einer Triaxial-Prüfmaschine durchgeführt. Als Leichtzuschlag wurde Blähton verwendet. Die hergestellten Betone können in Festigkeitsklassen zwischen LC 35/38 und LC 80/88 eingeordnet werden. Bei den Hauptversuchen wurden vor allem die Bruchbilder, die Bruchfestigkeiten und die Prüfkörperverformungen registriert und analysiert. Im Rahmen der Auswertung der Versuche werden die Einflüsse von Matrix und Art des Leichtzuschlages auf die Bruchwerte und auf das Verformungsverhalten der Leichtbetone herausgearbeitet. Parallelen und Unterschiede zu bekannten Forschungsergebnissen an Leichtbetonen und zu Beton mit Normalzuschlägen werden aufgezeigt. Für die mathematische Beschreibung der Bruchwerte werden Näherungsfunktionen für zweiaxiale und für dreiaxiale Druckspannungskombinationen vorgeschlagen.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Institut für Massivbau der Technischen Universität Dresden.

Erste Erfahrungen auf dem Gebiet der Erforschung des mehraxialen Tragverhaltens von Beton wurden an der TU Dresden schon vor etwa 50 Jahren gesammelt. Mitte der 1990er Jahre wurde die Triaxial-Prüfmaschine im Otto-Mohr-Labor der TU Dresden modernisiert. Danach befasste man sich intensiv mit der systematischen Untersuchung von Sonder- und Hochleistungsbetonen verschiedener Zusammensetzungen und Festigkeiten. Die Forschungsprojekte wurden im Wesentlichen von der deutschen Forschungsgemeinschaft DFG finanziert, bei der ich mich auch im Namen unseres Instituts herzlich bedanke. Vor allem in Verbindung mit hochfesten Betonen wurde ein beachtlicher Beitrag geleistet, um die Wissenslücke auf dem Gebiet des mehraxialen Tragverhaltens zu verringern. Die vorgelegte Arbeit ist ein weiterer Baustein, der dazu beitragen soll, das komplexe Materialverhalten von Beton besser zu verstehen.

Mein ganz besonderer Dank gilt meinem Doktorvater, Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach, für die wertvolle Unterstützung und die wohlwollende Förderung meiner beruflichen Weiterbildung. Prof. Curbach übertrug mir die Verantwortung für ein Forschungsvorhaben, welches dann die Grundlage für diese Arbeit war.

Weiterhin bedanke ich mich bei Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E.h. Konrad Zilch von der Technischen Universität München sehr herzlich für die Übernahme des Koreferats.

Einen Hauptteil der Unterstützung erhielt ich von meinen Kollegen und Kolleginnen am Institut für Massivbau, ohne die diese Arbeit nicht möglich gewesen wäre. Bei Vielen fand ich Diskussionsbereitschaft und Hilfe. Ich erhielt Anregungen und Hinweise genauso wie Ermutigung und Ansporn, wenn es galt, Hürden zu überwinden. Zuerst möchte ich Kathrin Dietz und Rainer Belger stellvertretend für alle Beschäftigten des Otto-Mohr-Laboratoriums meinen Dank aussprechen, mit denen ich die Leichtbeton-Versuche vorbereitete und durchführte. Außerdem möchte ich vor allem Herrn Dr.-Ing. Torsten Hampel hervorheben, der mir schon während meines Studiums die Mitarbeit an Forschungsprojekten ermöglichte. Dr. Hampel stand mir stets beratend zur Seite und gab konstruktive Hinweise nach der kritischen Durchsicht des Manuskripts. Angela Heller, Silvio Weiland und Ulrich van Stipriaan danke ich besonders für die Hilfe, die ich in der Endphase der Bearbeitung erhielt.

Zum Schluss möchte ich den – neben meiner Arbeit – zweiten, sehr wichtigen Teil in meinem Leben nennen. Mein Partner Mario und meine zwei Kinder Peter und Janka gaben und geben mir Mut, Kraft und Zuversicht, Probleme anzugehen und zu lösen. Sie ertrugen Stimmungsschwankungen und Motivationskrisen ebenso wie begeisterte Berichte über geglückte Versuche und deren Auswertung. Meine Eltern und Schwiegereltern verschafften mir zudem die nötige Zeit, um die vorliegende Arbeit endlich fertig stellen zu können.

Inhalt

1	Formelzeichen, Begriffe, mathematische Grundlagen	1
2	Einleitung	13
3	Stand des Wissens	17
3.1	Allgemeines	17
3.2	Leichtbeton	18
3.2.1	Leichtzuschläge	18
3.2.1.1	Herkunft	18
3.2.1.2	Äußere und innere Gestalt leichter Zuschläge	19
3.2.1.3	Wasseraufnahme poröser Zuschläge	20
3.2.1.4	Kornfestigkeit	22
3.2.2	Herstellen von Leichtbeton	26
3.2.3	Festbetoneigenschaften	29
3.2.3.1	Druckfestigkeit und E-Modul	29
3.2.3.2	Bruchmechanismus von Leichtbeton unter Druckbeanspruchung	31
3.2.3.3	Zug- und Spaltzugfestigkeit	34
3.2.3.4	Schwinden, Kriechen, Quellen	37
3.3	Mehraxiale Druckversuche	39
3.3.1	Historie	39
3.3.2	Versuchstechnik	39
3.3.3	Zweiaxiale Druckversuche an Leichtbetonen	42
3.3.4	Dreiaxiale Druckversuche an Leichtbetonen	47
3.3.5	Bruchkriterien für Leichtbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung	50
4	Eigene Versuche mit Hochleistungsleichtbetonen	53
4.1	Versuchsprogramm	53
4.2	Versuchstechnik	56
4.2.1	Prüfmaschine	56
4.2.2	Lasteinleitung	57
4.2.3	Verformungsmessung	57
4.2.4	Versuchsdurchführung	59
4.3	Versuchskörper	60
4.3.1	Eigenschaften des verwendeten Leichtzuschlags	60
4.3.2	Betonzusammensetzung und Herstellung der Probekörper	62

4.3.3	Festbetoneigenschaften der untersuchten Leichtbetone	65
4.3.3.1	Druckfestigkeit	65
4.3.3.2	E-Modul	70
4.3.3.3	Einaxiale Zugfestigkeit und Spaltzugfestigkeit	73
5	Mehraxiales Tragverhalten – Bruchfestigkeit	79
5.1	Bruchbilder	79
5.1.1	Erkenntnisse aus vorangegangenen Versuchen	79
5.1.2	Einaxiale Druckversuche	80
5.1.3	Zweiaxiale Druckversuche	81
5.1.4	Dreiaxiale Druckversuche	84
5.2	Bruchfestigkeiten bei zweiaxialer Druckbelastung	86
5.2.1	Versuchswerte	86
5.2.2	Mathematische Beschreibung	93
5.2.3	Vergleich mit Ergebnissen anderer Forscher	96
5.3	Bruchfestigkeiten bei dreiaxialer Druckbelastung	99
5.3.1	Versuchswerte	99
5.3.2	Mathematische Beschreibung	105
5.3.3	Vergleich mit Ergebnissen anderer Forscher	112
6	Mehraxiales Tragverhalten – Verformungen	119
6.1	Allgemeines zur Dehnungsauswertung	119
6.2	Zweiaxiale Versuche	122
6.2.1	Spannungs-Dehnungs-Linien und Bruchverformung	122
6.2.2	Volumenänderungskurven	128
6.2.3	E-Modul und Querdehnzahl	130
6.3	Dreiaxiale Versuche	132
6.3.1	Spannungs-Dehnungs-Linien und Bruchverformungen	132
6.3.2	Volumenänderungskurven	136
6.4	Vergleich mit den Ergebnissen anderer Forscher	142
7	Zusammenfassung und Ausblick	147
8	Literatur	153
Anhang		161

1 Formelzeichen, Begriffe, mathematische Grundlagen

Formelzeichen

Kleine lateinische Buchstaben

a	Länge
a ₁₅	Ausbreitmaß nach 15 min
c	Konstante
d _{GK}	Größtkorndurchmesser
eff w/b-Wert	effektiver (wirksamer) Wasser-Bindemittel-Wert
f ₀	Lochmatrixfestigkeit
f _a	Druckfestigkeit des Leichtzuschlages oder Zuschlagpotential
f _{at}	Zugfestigkeit des Leichtzuschlages
f _c	Betonfestigkeit allgemein
f _c '	einaxiale Druckfestigkeit, in der Mehraxialmaschine ermittelt
f _{c2t}	zweiachiale Betonzugfestigkeit
f _{cc} , f _{2c}	zweiachiale Betondruckfestigkeit
f _{c,cube}	Würfeldruckfestigkeit
f _{c,cyl}	Zylinderdruckfestigkeit
f _{ct} , f _{ctm}	einaxiale Betonzugfestigkeit, Mittelwert der ~
f _{ct,sp}	Spaltzugfestigkeit
f _{lc}	Leichtbetonfestigkeit allgemein; i. d. R. gilt f _{lc} = f _{lc,cyl}
f _{lc} '	einaxiale Leichtbetondruckfestigkeit, in einer Mehraxialmaschine ermittelt
f _{lc2ax}	Leichtbeton-Druckfestigkeit bei zweiachialer Druckbelastung und beliebigem Spannungsverhältnis $\sigma_1 \neq \sigma_2$
f _{lc2ax,max}	maximale Leichtbeton-Druckfestigkeit bei zweiachialer Druckbelastung ($\sigma_1 \neq \sigma_2$)
f _{lc,cube}	Würfeldruckfestigkeit (15er Würfel, 28 Tage alt), Leichtbeton
f _{lc,cubea}	Druckfestigkeit eines Würfels mit Kantenlänge a in [mm], Leichtbeton
f _{lc,cyl}	Zylinderdruckfestigkeit (Ø = 15 cm, h = 30 cm, 28 Tage alt), Leichtbeton
f _{lc,cylØ×h}	Zylinderdruckfestigkeit, Zylinder mit Ø und h in [mm], Leichtbeton
f _{lc,cylØ×h,t}	Zylinderdruckfestigkeit, Zylinder mit Ø und h in [mm] und Alter t in [d], Leichtbeton
f _{lc,lim}	Grenzdruckfestigkeit von Leichtbeton
f _{lc,Sp.V.i}	Bruchfestigkeit bei einem bestimmten Spannungsverhältnis i
f _{lcc}	zweiachiale Leichtbeton-Druckfestigkeit, Spannungsverhältnis $\sigma_1 = \sigma_2$
f _{lck} , f _{lck,cyl}	charakt. Leichtbeton-Zylinderdruckfestigkeit (Ø = 15 cm, h = 30 cm, 28 Tage alt)
f _{lck,cube}	charakteristische Leichtbeton -Würfeldruckfestigkeit (15er Würfel, 28 Tage alt)
f _{lck} ^{HP}	Mindestfestigkeit zur Einordnung als Hochleistungsleichtbeton
f _{lcm}	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit von Leichtbeton
f _{lct} , f _{lctm}	Leichtbetonzugfestigkeit, Mittelwert der ~
f _{lct,0,05}	5-%-Quantilwert der zentrischen Zugfestigkeit von Leichtbeton
f _{lct,ax}	zentrische Zugfestigkeit von Leichtbeton
f _{lct,sp} , f _{lct,sp,t}	Spaltzugfestigkeit von Leichtbeton, ~ im Alter t in [d]
f _m	Druckfestigkeit der Matrix
h	Höhe

k	Beiwert
l_{char}	charakteristische Länge
n	Anzahl; Stichprobenumfang
p	Druck
r	Radius
s_i	Standardabweichung
t	Zeit; Prüfkörperalter in [d]
v	Variationskoeffizient
w/b-Wert	Wasser-Bindemittel-Wert
w/z-Wert	Wasser-Zement-Wert
x	kartesische Koordinate; Wert; Mittelwert einer Stichprobe
\bar{x}	Einzelwert
y	kartesische Koordinate; Wert
y_i	berechneter Wert i
y_{Vi}	Versuchswert V_i
z	kartesische Koordinate; Zement

Große lateinische Buchstaben

D	Druckwert; Druckhöhe; Abstand; Differenz
E_a	E-Modul des Zuschlages
E_c	E-Modul von (Normal-)Beton
$E_{lc}, E_{lc,cyl}$	E-Modul von Leichtbeton (Zylinder mit $\varnothing = 15 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$, $t = 28 \text{ d}$)
F	Kraft; prozentualer Fehler
G_f	Bruchenergie
$I_{1\sigma}$	1. lineare Invariante des Spannungstensors
$J_{2\sigma}, J_{3\sigma}$	2. und 3. Invariante des deviatorischen Spannungstensors
P	Porosität
R	Radius
S	Summe; Silicagehalt
V	Volumen
V_a	Kornvolumenanteil des Leichtzuschlages
W	Wassergehalt
W_{30} -Wert	Menge des nach 30 Minuten Wasserlagerung vom getrockneten Leichtzuschlag aufgesogenen Wassers
W_{ges}	Gesamtwassergehalt
W_{wirks}	wirksamer (effektiver) Wassergehalt
Z	Zementgehalt

Kleine griechische Buchstaben

α	Winkel allgemein
β	Winkel allgemein

$\varepsilon; \varepsilon_i$	Dehnung allgemein; Dehnung in Richtung i
ε_{iu}	Bruchdehnung in Richtung i
ε_{mi}	Bruchverformung der Matrix in Richtung i
φ, φ_0	Winkel allgemein; Rissneigung
ρ	Dichte allgemein
ρ_a	Kornrohddichte
ρ_{dry}	Trockenrohddichte
ρ_f	Frischbetonrohddichte
ρ_{hd}	Festbetonrohddichte (lufttrocken)
ρ_{lc}	Rohddichte von Leichtbeton allgemein
ρ_{wet}	Rohddichte von feucht oder nass gelagerten Prüfkörpern
σ	Spannung allgemein
σ_0	Oktaedernormalspannung
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Hauptspannungen, Spannungen in den Belastungsrichtungen bei den mehraxialen Versuchen
$\sigma_{i,krit}$	kritische Spannung (Bezug auf die Richtung $i = 1, 2, 3$)
σ_{iu}	Bruchspannung in Richtung i
σ_{oct}	normierte Oktaedernormalspannung, i. d. R. auf f_c' bezogen
T_0	Oktaederschubspannung
T_{oct}	normierte Oktaederschubspannung, i. d. R. auf f_c' bezogen

Große griechische Buchstaben

Δ	Änderung; Differenz; Umrechnungsfaktor
$\Delta V/V$	Volumenänderung
$\Delta V_u/V$	Volumenänderung bei Erreichen der Bruchlast
Θ	Winkel in der Pi-Ebene
Σ	Summe

Abkürzungen und Symbole

Aggr.	Aggregate = (Leicht-)Zuschlag
ALWAC	Leichtbeton mit Leichtsandmatrix (engl.: all lightweight aggregate concrete)
B, C	Beton (engl.: concrete)
BB	Belastungsbürste
BF	Betonverflüssiger
D	Druck; Druckmeridian
DD	zweiachiale Druckversuche; Druck-Druck
DDD	dreiaxiale Druckversuche; Druck-Druck-Druck
dHPC	duktiler Hochleistungsbeton
DMS	Dehnmessstreifen

DP	starre Druckplatte
DZ	zweiachiale Druck-Zug-Versuche; Druck-Zug
EW	Einzelwert
FA	Flugasche
FD	Flüssigkeitsdruck
FM	Fließmittel
FS	Foliensystem
G	Gummischicht
GS	(starre Druckplatte mit) Gleit(folien)system
HF	hochfest
HPC	Hochleistungsbeton (engl.: high performance concrete)
HPLWC, HPLWAC	Hochleistungsleichtbeton (engl.: high performance lightweight aggregate concrete)
HSLWC	hochfester Leichtbeton mit Mischmatrix (engl.: high strength sand (semi) lightweight aggregate concrete)
IWA	induktiver Wegaufnehmer
k. A.	keine Angabe
LB, LC	Leichtbeton (engl.: lightweight (aggregate) concrete)
LK	Leichtkies
LM	Leicht(sand)matrix
LS	Leichtsand
LWAC	Leichtbeton allg.; oft auch Leichtbeton mit Mischmatrix (engl.: lightweight aggregate concrete)
LZ	Leichtzuschlag
max	maximal, Maximal-..., Maximum
MB	Messbügel
min	minimal, Mindest-..., Minimum
MM	Mischmatrix
MW	Mittelwert
NB, NC	Normalbeton
NF	normalfest
NS	natürlicher Sand, Natursand-...
PE	Polyethylenschicht
PK	Prüfkörper
R	Rechnung; Rechenwert
S	Silikonfett; Schmiermittel; (Mikro)Silica; Silicafeststoff
Sch	Scheibe
SF	Mikrosilica (engl.: silica fume)
SLWAC	Leichtbeton mit Mischmatrix (teilweiser oder vollständiger Ersatz des Leichtsand durch natürlichen Sand; engl.: sand/semi lightweight aggregate concrete)
SS	Stempelsystem
SP	starre (Lasteinleitungs-)Platte

Sp.V.	Spannungsverhältnis
Triax.	Triaxial-Prüfmaschine
TZ	Triaxialzelle
V	Versuch
VZ	Verzögerer
W	Wasser; Widerlager; Würfel
W i	Widerlager i
Z	Zement; Zylinder
Z i	Zylinder i
ZZ	zweiachsiges Zugversuche, Zug-Zug
∅	Durchmesser

Definitionen bei den mehraxialen Versuchen

Bezeichnungen am Probekörper und Spannungsverhältnisse

In Bild a sind die Bezeichnungen für die einzelnen Belastungsrichtungen definiert. Die Darstellung des Prüfkörpers entspricht dabei seiner Einbaulage in die Prüfmaschine. Die betragsmäßig maximale Belastung wurde grundsätzlich über die vertikale Achse 1 eingeleitet, die minimale horizontal über die Achse 3.

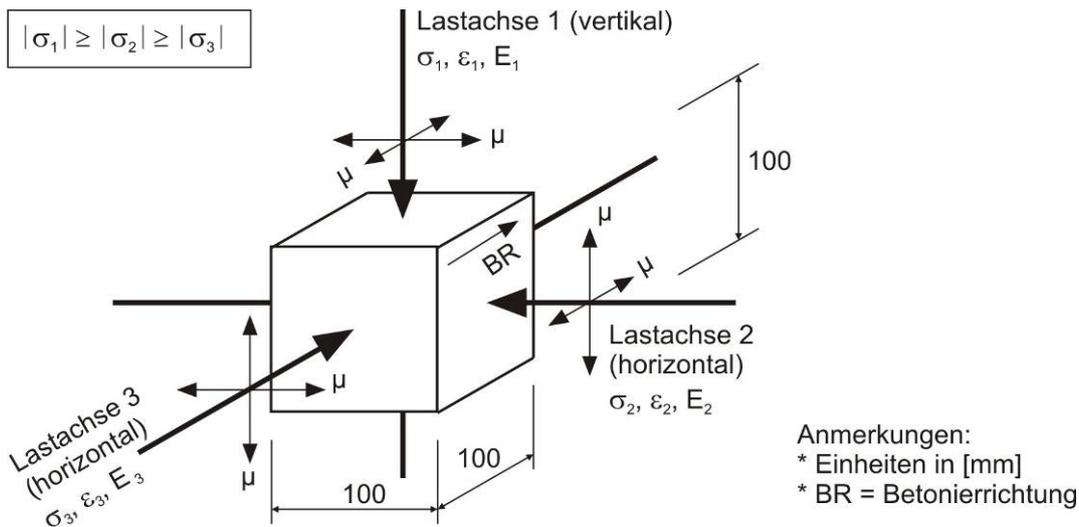


Bild a Richtungsabhängige Bezeichnungen am Probekörper

Die untersuchten mehraxialen Spannungsverhältnisse werden entsprechend Tabelle a abgekürzt.

Tabelle a: Abkürzungen für die Spannungsverhältnisse bei den Druckversuchen

Sp.V. $\sigma_3/\sigma_1 = {}^{1)2)}$	Sp.V. $\sigma_2/\sigma_1 = {}^{1)2)}$						
	0/1	0,05/1	0,20/1	0,40/1	0,60/1	0,80/1	0,95/1
0/1	000	005	020	040	060	080	095
0,05/1	—	—	205	—	605	—	105
0,10/1	—	—	210	—	610	—	110
0,15/1	—	—	215	—	615	—	115

¹⁾ Bsp.: Spannungsverhältnis 210 entspricht $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 1/0,2/0,1$
²⁾ Druckspannungen sind in dieser Arbeit positiv definiert

Verformungsmessstellen

In den Bildern b und c werden die Verformungsmessgeräte einschließlich ihrer Bezeichnung in Abhängigkeit vom jeweiligen Versuchsaufbau dargestellt.

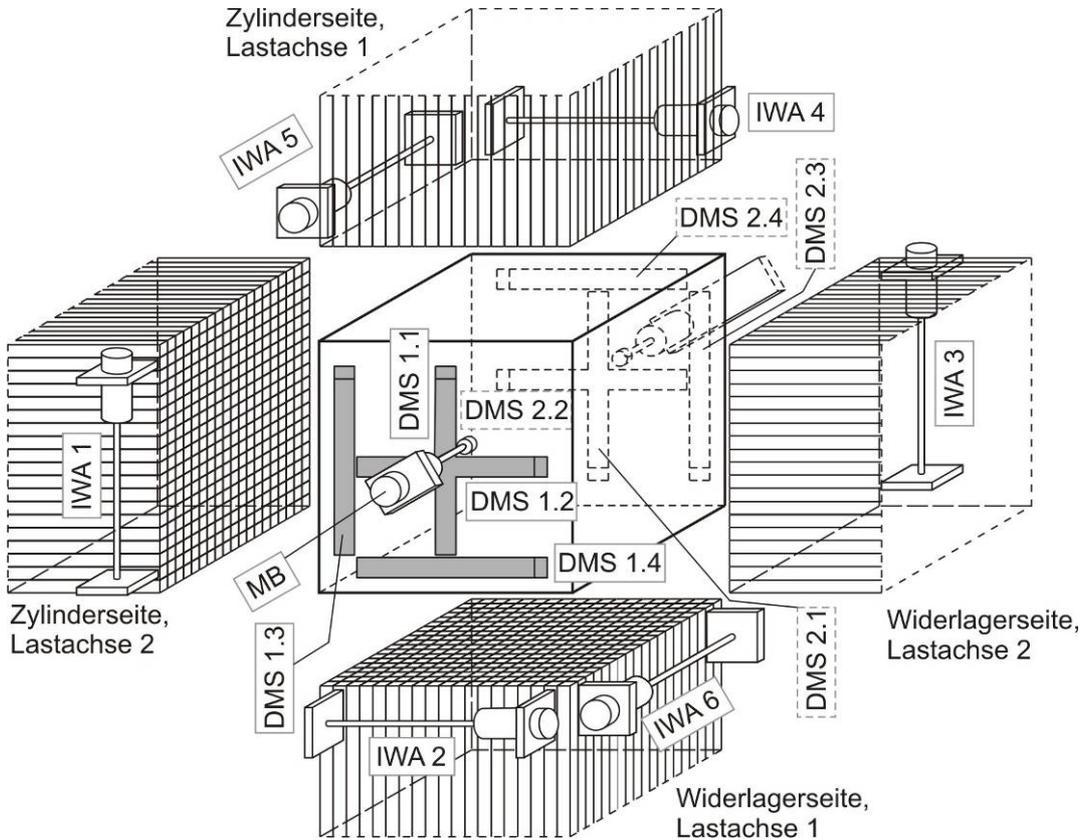


Bild b Bezeichnungen der Verformungsmessgeräte bei ein- und zweiachsialen Druckversuchen

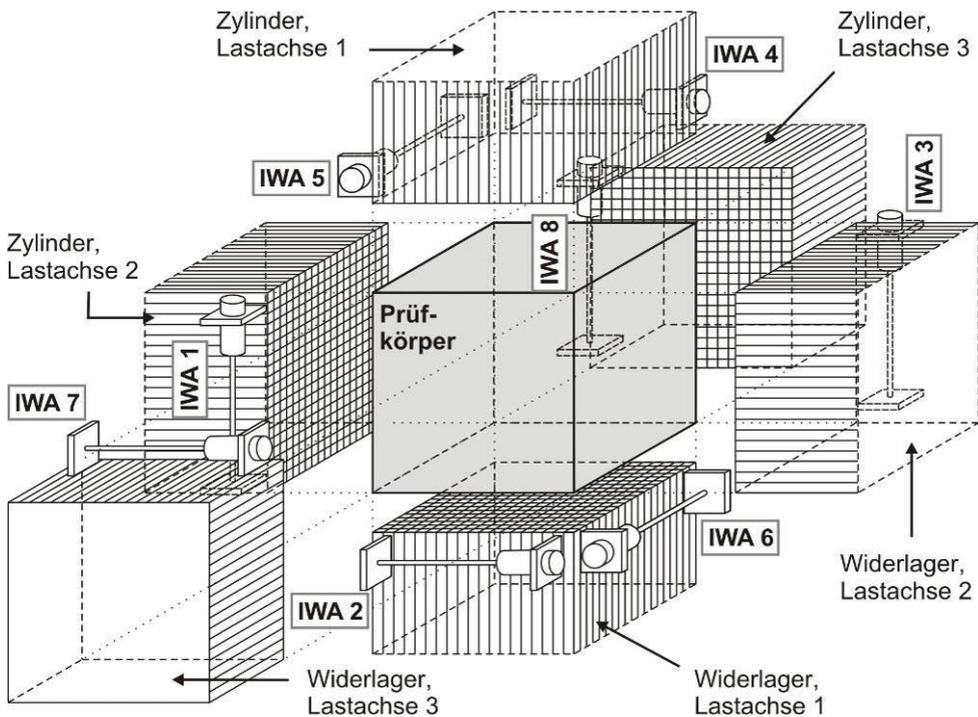


Bild c Bezeichnungen der Verformungsmessgeräte bei den Druck-Druck-Druck-Versuchen

Beschreibung und Darstellung mehraxialer Bruchwerte

Grundsätzlich gilt für diese Arbeit:

- Druckspannungen und -kräfte erhalten ein positives Vorzeichen.
- Der Bezugswert für mehraxiale Versuchswerte ist die Festigkeit f_c' bzw. f_{lc}' . Das ist die einaxiale Druckfestigkeit, die unter den selben Bedingungen – gemeint sind z. B. PK-Form und -Alter, Prüfmaschine, Lasteinleitungsmittel, Belastungsregime – wie die mehraxialen Festigkeiten ermittelt wurde.
- Allgemeine Formeln wie z. B. Gleichung (1.1) ff. enthalten oft die Betonfestigkeit f_c' . Sie gelten natürlich ebenso für Leichtbeton. Der Wert f_c' entspricht dann f_{lc}' .
- Stauchungen oder Volumenverkleinerungen werden durch negative Vorzeichen, Ausdehnung und Volumenvergrößerung durch positive gekennzeichnet.
- Spannungen werden entsprechend ihrer Beträge wie folgt geordnet: $|\sigma_1| \geq |\sigma_2| \geq |\sigma_3|$, d. h. σ_1 ist die größte, σ_3 die kleinste Druckspannungskomponente.

Einige wichtige Begriffe zur Darstellung und Berechnung mehraxialer Bruchwerte im dreidimensionalen Spannungsraum sollen kurz erläutert werden.

- Hauptspannungen σ_1, σ_2 und σ_3
sind hier die Spannungen in Richtung der aufgebrachten Belastung
- Bruchhüllkurve
Die sich bei beliebigen Spannungskombinationen ergebenden Bruchwerte beschreiben eine mindestens dreifach symmetrische, am Punkt der dreiaxialen Zugfestigkeit geschlossene Bruchfläche im Raum. In 2D-Darstellungen sieht man Schnitte durch diese räumliche Hüllkurve.
- Äquisektrix oder hydrostatische Achse
ist ein Spannungsvektor mit $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$, der die Raumdiagonale beschreibt.
- Druckkurve oder Druckmeridian
Die Kurve wird durch Gleichung (1.1) definiert. Auf ihr befinden sich z. B. die einaxiale Druck- und die zweiaxiale Zugfestigkeit.

$$|\sigma_1| \geq |\sigma_2| = |\sigma_3| \quad (1.1)$$

- Zugkurve oder Zugmeridian
Die Kurve wird durch Gleichung (1.2) definiert. Auf ihr befinden sich z. B. die einaxiale Zug- und die zweiaxiale Druckfestigkeit.

$$|\sigma_1| = |\sigma_2| \geq |\sigma_3| \quad (1.2)$$

- Oktaeder-, Pi- oder II-Ebene
ist eine Ebene, deren Normale die Äquisektrix ist.
- Polfigur
entsteht, wenn man die Bruchhüllkurve in Höhe einer II-Ebene schneidet. Polfiguren werden durch die Oktaedernormal- und -schubspannung und den Winkel Θ beschrieben, s. a. Bild d und Gleichungen (1.3)-(1.5).

- Oktaedernormalspannung
$$\sigma_0 = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (1.3) \text{ a}$$

$$\sigma_{oct} = \frac{\sigma_0}{f_c'} \quad (1.3) \text{ b}$$

• Oktaederschubspannung $\tau_0 = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$ (1.4) a

$$\tau_{oct} = \frac{\tau_0}{f_c'} \quad (1.4) \text{ b}$$

• Drehwinkel Θ

Dieser Winkel wird im Hinblick auf seine Orientierung in der Literatur in verschiedener Art und Weise definiert. Üblich ist die z. B. von Ottosen (1979) verwendete Form, Gleichung (1.5) a. Andere Forscher wie z. B. Willam und Warnke (1974) definieren den Drehwinkel entsprechend Gleichung (1.5) b. Diese und weitere Ansätze aus der Literatur wurden in Curbach et al. (2000) verglichen. Zu beachten ist außer der Drehrichtung auch die Vorzeichendefinition für die Spannungen, s. a. Kap. 5.3.2 zum Bruchkriterium für Leichtbetone.

$$\cos(3 \cdot \theta) = \frac{3 \cdot \sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J_{3\sigma}}{J_{2\sigma}^{1,5}} \quad (1.5) \text{ a}$$

$$\cos(\theta) = \frac{2 \cdot \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3}{\sqrt{2 \cdot [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}} \quad (1.5) \text{ b}$$

mit: $J_{2\sigma}, J_{3\sigma}$ 2. und 3. Invariante des deviatorischen Spannungstensors

$$J_{2\sigma} = \frac{3}{2} \cdot \tau_0^2 \quad (1.6)$$

$$J_{3\sigma} = (\sigma_1 - \sigma_0) \cdot (\sigma_2 - \sigma_0) \cdot (\sigma_3 - \sigma_0) \quad (1.7)$$

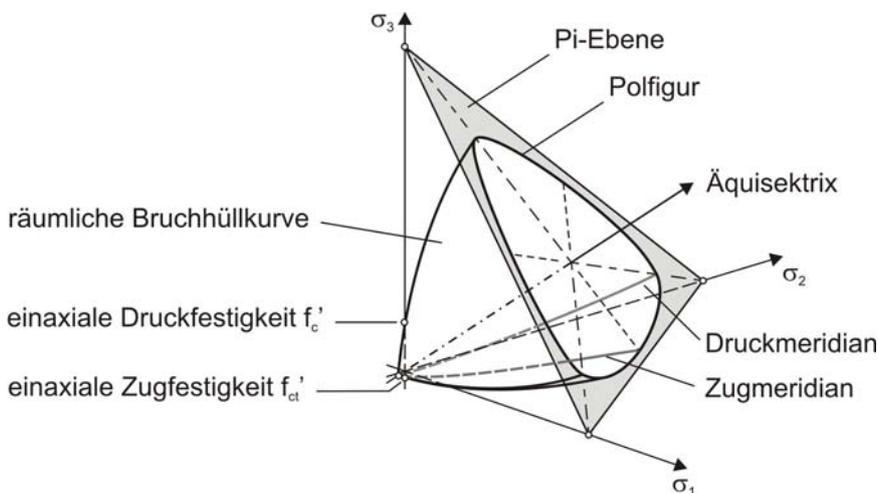


Bild d Bezeichnungen im dreidimensionalen Spannungsraum

Für die Darstellung mehraxialer Bruchwerte gibt es verschiedene Varianten. Die wichtigsten sind:

- zweidimensionale Darstellung im σ_1 - σ_2 -Koordinatensystem

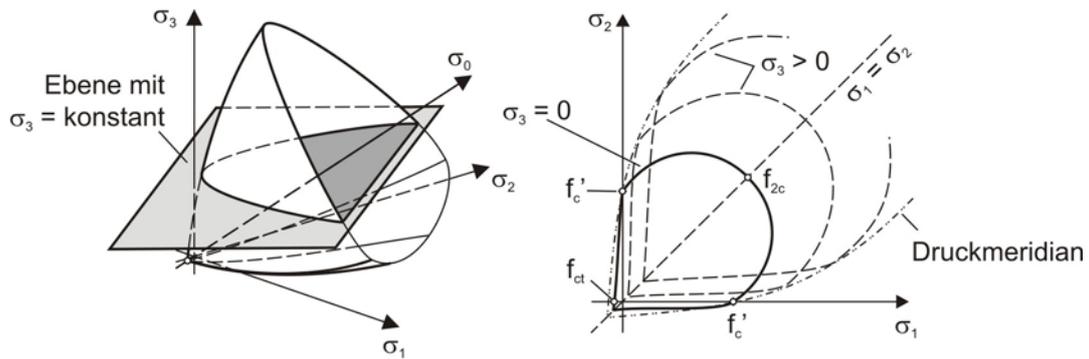


Bild e Darstellung dreiaxialer Bruchwerte in Ebenen mit $\sigma_3 = \text{konstant}$

- Darstellung der Polfiguren in Oktaederebenen

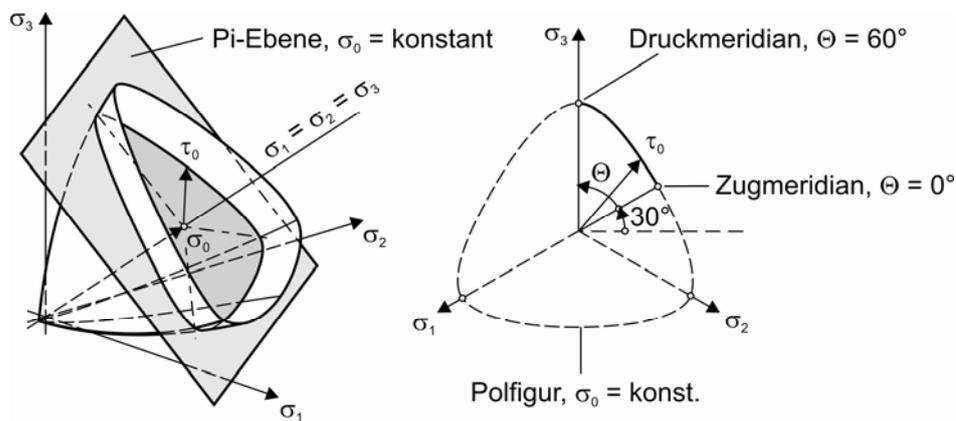


Bild f Darstellung von Polfiguren in der Pi-Ebene

- Abbildung der Meridiane in der Rendulicebene, die durch eine Hauptachse und die Äquisektrix aufgespannt wird

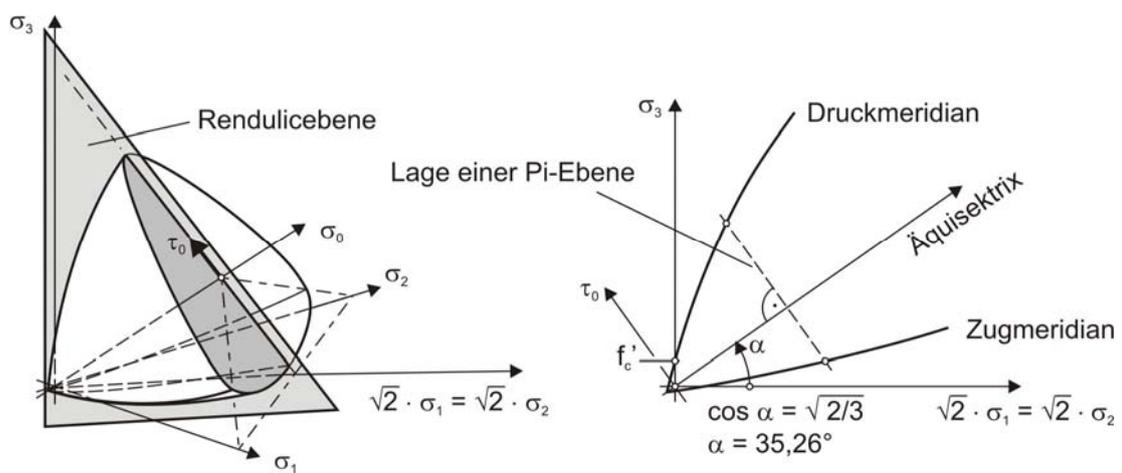
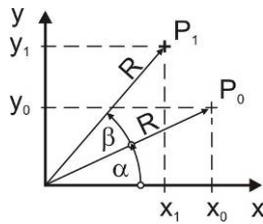


Bild g Druck- und Zugmeridian in der Rendulicebene

Sonstige mathematische Grundlagen

- Drehung von Punkten im kartesischen Koordinatensystem



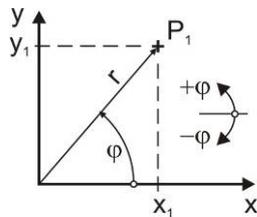
Es gilt: $R_0 \equiv R_1 = R = \sqrt{x_0^2 + y_0^2}$ (1.8)

Und $\sin \alpha = \frac{y_0}{R}$ und $\cos \alpha = \frac{x_0}{R}$

Damit ist $y_1 = \sin(\alpha + \beta) \cdot R = \sin(\alpha + \beta) \cdot \sqrt{x_0^2 + y_0^2}$ (1.9) a

und $x_1 = \cos(\alpha + \beta) \cdot R = \cos(\alpha + \beta) \cdot \sqrt{x_0^2 + y_0^2}$ (1.9) b

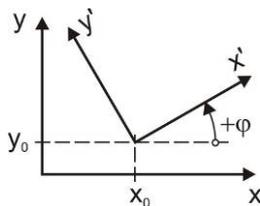
- Zusammenhang zwischen kartesischen und Polarkoordinaten



Es gilt: $x = r \cdot \cos \varphi$ und $y = r \cdot \sin \varphi$ (1.10) a

Und $r = \sqrt{x^2 + y^2}$ und $\tan \varphi = \frac{y}{x}$ (1.10) b

- Zusammenhang zwischen globalem und lokalem Koordinatensystem



Allgemein gilt: $x' = \cos \varphi \cdot (x - x_0) + \sin \varphi \cdot (y - y_0)$ (1.11) a

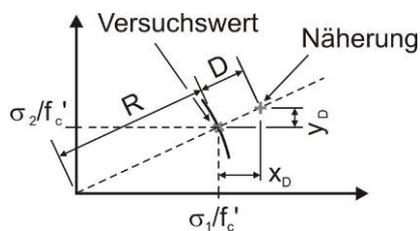
$y' = -\sin \varphi \cdot (x - x_0) + \cos \varphi \cdot (y - y_0)$ (1.11) b

Für $\varphi = 45^\circ$ gilt: $x_0 = y_0 = c$ (1.11) c

$x' = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot (x + y - 2 \cdot c)$ (1.11) d

$y' = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot (x - y)$ (1.11) e

- Abweichung zwischen Versuchswert und berechnetem Wert – prozentualer Fehler F



$D = \sqrt{x_D^2 + y_D^2} = \tau_{oct,Rechnung} - \tau_{oct,Versuch}$ (1.12) a

$R = \sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{f_c'}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_2}{f_c'}\right)^2} = \tau_{oct,Versuch}$ (1.12) b

$F^{[\%]} = \frac{D}{R} \cdot 100 \% = \frac{\tau_{oct,Rechnung} - \tau_{oct,Versuch}}{\tau_{oct,Versuch}} \cdot 100 \%$ (1.12) c

- Summe der kleinsten Fehlerquadrate
Die Güte einer Regressionsfunktion wird durch das Maß der Übereinstimmung zwischen realem Versuchswert und Berechnung bestimmt. Die optimale Lösung ist erreicht, wenn die Summe der kleinsten Fehlerquadrate gleich Null ist, Gleichung (1.13).

$$S = \sum_{i=1}^n (y_{Vi} - y_i)^2 \rightarrow \min ! \quad (1.13)$$

mit: n Anzahl der Werte
y_{Vi} Versuchswert
y_i berechneter Wert

- Standardabweichung s_i
ist ein Maß für die Streuung der Einzelwerte einer Zufallsvariable um einen Mittelwert x.

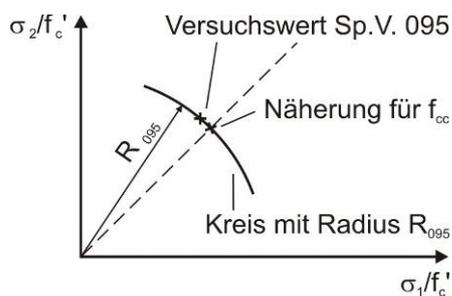
$$s_i = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n - 1}} \quad (1.14)$$

mit: x Mittelwert der Stichprobe
 \bar{x} Einzelwert

- Variationskoeffizient v
ist die Standardabweichung geteilt durch den Mittelwert der Zufallsvariablen, also die relative Standardabweichung.

$$v = \frac{s_i}{x} \cdot 100 [\%] \quad (1.15)$$

- Berechnung des Wertes f_{cc} aus dem bekannten Bruchwert des Spannungsverhältnisses 095 aufgrund der hinreichend genauen Annahme, dass der Bruchwert des Spannungsverhältnisses 095 und der Wert f_{cc} auf dem Umfang desselben Kreises mit dem Radius R₀₉₅ liegen werden



$$R_{095} = \sqrt{\sigma_{1/095}^2 + \sigma_{2/095}^2} = R_{f_{cc}} \quad (1.16) a$$

$$f_{cc} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{\sigma_{1/095}^2 + \sigma_{2/095}^2} \quad (1.16) b$$

2 Einleitung

Heute ist Beton das am meisten eingesetzte Bau- und Konstruktionsmaterial. Er ist aber keineswegs eine Erfindung der Neuzeit, denn Römischer Beton – der Opus Caementitium – ist schon seit über 2000 Jahren bekannt, Bild 1.



Bild 1 Probe eines Opus Caementitium mit natürlichen Leichtzuschlägen, aus Lamprecht (2002)

„Das wohl beeindruckendste Beispiel menschlicher Baukunst ist das Pantheon in Rom“, schreibt Lamprecht sehr treffend in seinem 2002 erschienenen Buch über die Bautechnik der Römer. Die Kuppel des zwischen 118 und 125 n. Chr. erbauten Pantheon überspannt etwa 43 m und war fast 1800 Jahre lang die größte Betonkuppel der Welt, s. u. a. Bild 2, (www-1) und (www-2). Das Interessante ist, dass diese monumentale Kuppel aus Leichtbeton errichtet wurde, Leichtbeton heute aber trotz seiner offensichtlichen Leistungsfähigkeit und Dauerhaftigkeit eher selten eingesetzt wird. Schon zu Beginn des vergangenen Jahrhunderts erkannte man, dass die Schale in drei Bereiche unterteilt werden kann, s. Coarelli (1905) und auch Thode (1975) und Lamprecht (2002). Im unteren Bereich ist sie bis zu 6 m dick, Bild 2 rechts. Hier enthält der Beton Tuffbrocken und Ziegelsplitt. Seine Rohdichte kann mit $1,60 \text{ kg/dm}^3$ abgeschätzt werden. Im mittleren Bereich wurden leichtere Tuffbrocken und Ziegelsplitt, im obersten leichte Tuffbrocken und Bims verwendet. Hier besitzt der Beton der lediglich noch 1,6 m dicken Schale nur noch knapp 60 % der Dichte eines heute üblichen Normalbetons. Durch die Variation der Schalendicke und der Leichtbetonrohichte erreichten die Baumeister, dass in der gesamten Kuppel die Druckkräfte die Zugkräfte deutlich übertreffen, Thode (1975).

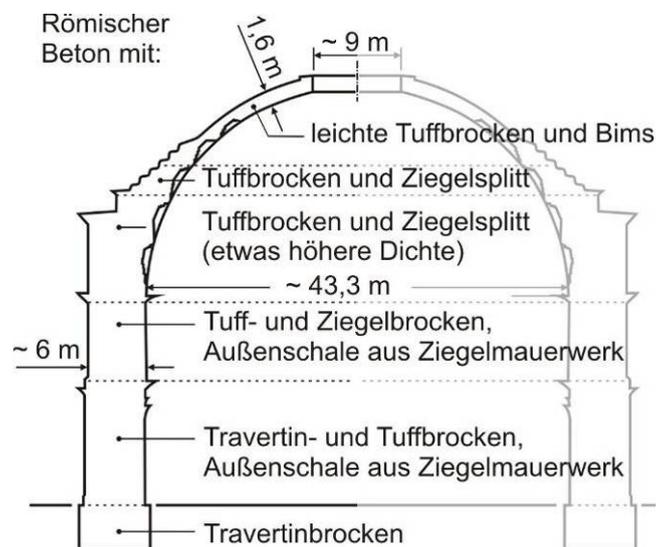


Bild 2 Pantheon; links: (www-3), rechts: Schnitt nach Lamprecht (2002)

Nach dem Niedergang des Römischen Reiches gerieten das Wissen der antiken Baumeister und damit der Beton teilweise in Vergessenheit. Im Mittelalter wurden hydraulische Bindemittel allenfalls noch bei der Errichtung von mehrschaligen Burgmauern verwendet, Ramm (2007). Auch wurden in dieser Zeit vor allem beeindruckende Sakralbauten errichtet – aber nicht aus Beton. Erst die Erfindung des Portlandzementes leitete dessen Renaissance ein. Hierzu leisteten Viele ihren Beitrag, s. beispielsweise wieder Ramm (2007). Genannt sei der Brite James Parker, der 1796 ein

Patent auf ein hydraulisches Bindemittel namens „Romancement“ erhielt und daraufhin mit der fabrikmäßigen Herstellung dieses Baustoffs begann, s. z. B. wieder Ramm (2007). Um die Mitte des folgenden Jahrhunderts begannen mehrere Männer unabhängig voneinander, Eisen in Beton einzulegen. Ramm nennt als Ersten den Franzosen Coignet, der das Dach seines Wohnhauses als flache, eisenbewehrte Betonplatte ausführte. Weitere Anwendungen folgten, die Erforschung des Materialverhaltens wurde vorangetrieben und bald wurden verschiedenste Patente vergeben sowie Bauvorschriften und erste Normen verfasst.

Zu Beginn des 20. Jahrhunderts begann man dann auch mit der Entwicklung erster künstlich hergestellter Leichtzuschläge. In Europa wurde vor allem das Schäumen von Hochofenschlacken untersucht, da in gewaltigen Mengen Eisen produziert wurde und somit die Flugaschen in großer Menge verfügbar waren, Owens (1992). In den USA wurde 1917 mit der Produktion des auch heute noch patentierten Blähzuschlags Haydite begonnen. Das Material ist nach seinem Erfinder S. J. Hayde benannt, der erstmals Tone und Schiefer in einem Drehrohrofen gebrannt hat. Einer der ersten Einsätze des neuen Zuschlags war der Bau des Hochseeschiffes USS Selma, s. z. B. Owens (1992) oder Bardhan-Roy (1992). Das Verfahren wurde in Dänemark aufgegriffen, wo 1931 mit der Produktion von LECA (Lightweight Expanded Clay Aggregate) begonnen wurde. Die künstlich hergestellten Zuschläge ermöglichten höhere Betonfestigkeiten im Vergleich zur Verwendung natürlicher Ressourcen und erschlossen so dem Baustoff neue Anwendungsfelder. Vor allem in Amerika wurde Leichtbeton zunehmend beim Bau hoher Gebäude und Brücken verwendet. In Deutschland "entdeckte" man den Leichtbeton in den 1970er Jahren. Bekannte Beispiele sind die Skiflugschanze in Oberstdorf und die Überdachung der Wartungshalle V des Flughafens Frankfurt/Main.

Seit den Anfängen vor 80 Jahren wurden die Leichtzuschläge ständig weiterentwickelt und spezialisiert. Wichtig war vor allem eine gleich bleibend hohe Qualität der künstlich hergestellten Zuschlagstoffe, damit in umfangreichen Forschungsarbeiten signifikante Materialeigenschaften herausgearbeitet und für den Verbundwerkstoff Leichtbeton Konstruktions- und Bemessungsregeln abgeleitet werden konnten. Das Spektrum der Zuschläge heute ist sehr groß. Es reicht von extrem leichten Körnern für Wärme dämmendes Material über Zuschläge mit kompakter Sinterschale, die durch ihre hohe Festigkeit und ihre optimierten Verbundeigenschaften bestens für die Herstellung von hochfesten Leichtbetonen geeignet sind, bis zu ummantelten Leichtkiesen, die trotz ihrer Porosität bis in große Höhen gepumpt werden können.

Heute wird Leichtbeton in verschiedensten Bauwerken eingesetzt. Vor allem in Nordeuropa und in Nordamerika errichtete man weit gespannte Brücken wie die Benicia-Martinez-Bridge in Kalifornien, deren maximale Spannweite 200 m beträgt (www-4) und (www-5), oder Ölplattformen aus Leichtbeton. Pumpbarkeit und geringeres Eigengewicht bieten Vorteile beim Bau von Hochhäusern. Beim 60-stöckigen Banc of America Corporate Centre in Charlotte/USA wurden Deckenplatten und -träger teilweise mit Leichtbeton vor Ort betoniert (www-6). Auch im Stadion-Bau hat sich der Baustoff etabliert. Beim neuen Wellington-Stadion in Neuseeland wurde ein großer Teil der tragenden Bauteile aus vorgespanntem SLWAC gefertigt (www-7). Auch in deutschen Stadien ist übrigens Leichtbeton zu finden, z. B. bei der Volkswagen Arena in Wolfsburg (Müller/Haist (2005)).

Man muss kein Ingenieur sein, um sich vorstellen zu können, dass die Bauwerke in Bild 3 extrem hohe Beanspruchungen ertragen müssen und können. Zahlreiche weitere beachtenswerte Bauten wurden bisher errichtet, aber noch immer wird das Material oft ignoriert. Beton mit Normalzuschlägen wurde in den vergangenen Jahrzehnten intensiv erforscht und es konnten in vielen Punkten allgemein gültige Gesetzmäßigkeiten erkannt werden. Im Vergleich zu Normalbeton ist Leichtbeton diffiziler. Im Zuge der Ausarbeitung und Einführung der neuen DIN 1045-1, in der nun auch Leichtbeton bis zur Festigkeitsklasse LC 60/66 genormt ist, wurde die Forschung an Leichtbetonen auch in Deutschland forciert. Maßgeblichen Anteil an dem enormen Wissenszuwachs der vergangenen Jahre haben viele Forscher. Stellvertretend für alle möchte ich Faust und König von der Universität Leipzig und Müller (Universität Karlsruhe) mit ihren Mitarbeitern nennen.



Bild 3 Moderne Bauwerke aus Leichtbeton; links oben: Benicia-Martinez-Brücke in Kalifornien/USA ([www-4](#)), rechts oben: Hibernia-Ölplattform im Nordatlantik ([www-8](#)), links unten: Banc of America Corporate Centre in Charlotte/USA ([www-9](#)), rechts unten: Westpac Stadium in Wellington/Neuseeland ([www-7](#))

Obwohl an vielen Stellen im Bauwerk mehraxiale Spannungszustände herrschen, blieben die Kenntnisse zum mehraxialen Tragverhalten von Leichtbeton lückenhaft. Untersuchungen zum mehraxialen Tragverhalten von Beton mit Normalzuschlägen werden schon seit vielen Jahrzehnten durchgeführt. Festigkeitszuwächse und -einbrüche im Vergleich zur einaxialen Druckfestigkeit hängen dabei vorrangig vom Spannungsverhältnis und von der Betonfestigkeitsklasse ab. Auf die Verformungen wirkt sich eine mehraxiale Beanspruchung natürlich ebenfalls aus. Bei neueren Forschungsarbeiten wurden auch Spezialbetone wie hochfeste Betone (HPC) und duktile Hochleistungsbetone mit Faserzusätzen (dHPC) untersucht. Bei Leichtbetonen bestand hingegen weiterhin Forschungsbedarf. Deshalb sollte im Rahmen eines Forschungsprojektes an der TU Dresden das mehraxiale Drucktragverhalten von Hochleistungsleichtbetonen (HPLWAC) untersucht werden.

Die Ergebnisse des Forschungsvorhabens werden in dieser Arbeit vorgestellt. Im Abschnitt Stand des Wissens wird ein Überblick über spezifische Eigenschaften von Leichtzuschlägen und Leichtbeton im Allgemeinen gegeben. Aus der Literatur bekannte Forschungsergebnisse zum Materialverhalten von Leichtbeton unter mehraxialer Beanspruchung werden vorgestellt. Die wichtigsten Randbedingungen und die Bruchfestigkeiten wurden in einer Datensammlung im Anhang zusammengefasst. Anschließend werden die selbst durchgeführten Versuche beschrieben und analysiert. Mathematische Näherungen für die mehraxialen Bruchwerte werden vorgeschlagen. Das Verformungsverhalten der Leichtbetone unter mehraxialem Druck wird analysiert. Die beobachteten Materialeigenschaften werden abschließend zu jedem Teilgebiet mit den Forschungsergebnissen anderer Forscher verglichen, die sich ebenfalls mit Leichtbeton oder auch mit Normalbetonen unterschiedlicher Festigkeit und Zusammensetzung beschäftigt haben.

3 Stand des Wissens

3.1 Allgemeines

Dieses Kapitel besteht aus zwei Teilen. Zum einen wird der Baustoff Leichtbeton näher beleuchtet, zum anderen werden die Problematik der mehraxialen Versuche allgemein und bekannte Forschungsergebnisse mit Leichtbetonen im Speziellen dargestellt.

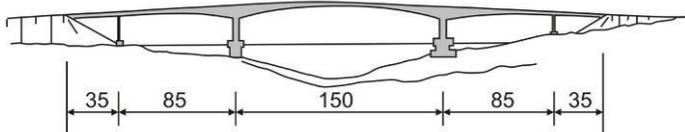
Die wesentliche Eigenschaft von Leichtbeton gab dem Baustoff seinen Namen, denn er ist im Vergleich zu herkömmlichem Normalbeton vor allem leicht. Seine geringere Dichte erhält er durch das gezielte Einbringen von Poren. Man unterscheidet zwischen Korn-, Matrix- und Haufwerksporigkeit oder auch zwischen Leichtbetonen mit offenem oder mit geschlossenem Gefüge. In dieser Arbeit werden Experimente mit kornporigen Betonen – d. h. die Poren entstehen durch poröse Zuschläge – mit geschlossenem Gefüge beschrieben und ausgewertet.

In der DIN 1045-1 wird Leichtbeton als gefügedichter Beton mit einer Trockenrohddichte zwischen 800 und 2000 kg/m³ definiert. Von hochfestem Leichtbeton wird im Allgemeinen ab der Betonfestigkeitsklasse LC 55/60 gesprochen. Beurteilt man Leichtbeton allein nach seiner Druckfestigkeit, wird man dem Potential des Baustoffs allerdings nicht gerecht. Deshalb wurde der Begriff Hochleistungsleichtbeton eingeführt, denn die Leistungsfähigkeit des Materials kann nur durch das Verhältnis von Festigkeit zu Rohddichte angemessen beurteilt werden. Dieser Begriff kann also nicht nur auf hochfeste, sondern auch auf Betone mit niedrigeren Druckfestigkeiten angewendet werden. Faust (2000) definierte Hochleistungsleichtbetone durch Gleichung (3.1) in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit und der Rohddichte.

$$f_{lck}^{HP} \geq 70 \cdot \left(\frac{\rho}{2,2} \right)^{2,5} \quad \text{mit } 1,0 \leq \rho \leq 2,0 \quad (3.1)$$

Wie unterscheiden sich Leichtbeton und Normalbeton? Offensichtlich ist die Tatsache, dass Leichtbeton bei einem verringerten Eigengewicht die gleiche Festigkeit besitzen kann. Das ist ein Vorteil z. B. bei weit gespannten Konstruktionen. Ein Beispiel dafür zeigt Bild 4. Bei gleichen Abmessungen können höhere Nutzlasten ertragen werden oder – wie Müller et al. (2000) treffend formulierten – „je höher der Quotient aus Druckfestigkeit und Trockenrohddichte ist, desto größer ist die Materialersparnis im Verhältnis zum Tragvermögen“. Gleichzeitig ist der Bedarf an Bewehrungsstahl geringer.

Bauwerksentwurf aus C 55



ausgeführte Brücke aus LC 60

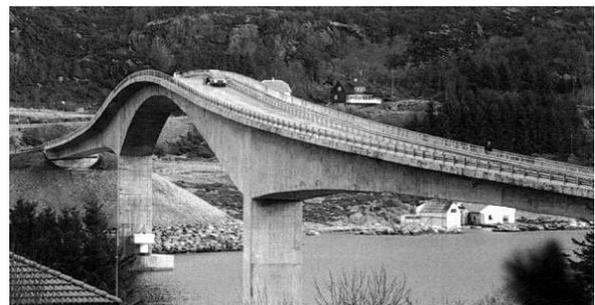
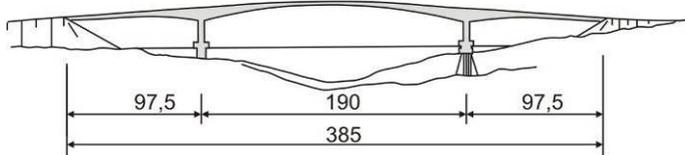


Bild 4 Boknasundet Bridge bei Stavanger – Bauwerksentwurf und ausgeführte Brücke aus hochfestem Leichtbeton, Fergestad/Aas-Jakobsen (1999) und (www-10)

Der Baustoff Leichtbeton unterscheidet sich aber nicht nur im Gewicht von Normalbeton, sondern auch in vielen anderen Materialeigenschaften. Zum Beispiel

- sind E-Modul und Zugfestigkeit geringer,
- sind das Wärmedämmvermögen besser und der Feuerwiderstand höher,
- entsteht eine größere Wärmemenge bei der Hydratation.

Die Materialkosten für die Herstellung von Leichtbeton sind oft höher im Vergleich zu Normalbeton. Dem stehen ein geringeres Transportgewicht und damit weniger Transportkosten bei Fertigteilen entgegen. Bei der Herstellung kann das Saugverhalten der Leichtzuschläge problematisch sein. Positiv hingegen ist die innere Nachbehandlung durch das Wasserspeichervermögen der porösen Zuschläge. Oft wird Natursand zur Ergänzung der feinen Korngruppen oder als vollständiger Ersatz für diese verwendet. Damit geht eine Erhöhung der Druckfestigkeit, des E-Moduls und der Rohdichte des Betons einher. Gleichzeitig verbessern sich die Verarbeitbarkeit und die Oberflächenqualität. Der Wasseranspruch sinkt.

Die Materialeigenschaften von Leichtbeton sind schon lange Gegenstand der Forschung. Frühe Arbeiten von Walz (1965), Walz, Bonzel, Baum (1965), Hanson (1965), Weigler/Karl (1967) und Zelger (1970) seien beispielhaft genannt, aktueller ist z. B. Clarke (1992). Unter den neuen Forschungen ist vor allem die Dissertation von Faust (2000) anzuführen, die in die neue DIN 1045-1 Eingang fand. Im Folgenden wird auf einige Gesichtspunkte näher eingegangen. Besonderes Augenmerk wird dabei auf Blähton und Blähton-Betone gelegt, da dieser Zuschlag von mir für die mehraxialen Versuche gewählt wurde.

3.2 Leichtbeton

3.2.1 Leichtzuschläge

In der DIN 1045-2 wird Leichtzuschlag bzw. leichte Gesteinskörnung wie folgt definiert:

Zuschlag mineralischer Herkunft mit einer ofentrockenen Kornrohddichte $\leq 2000 \text{ kg/m}^3$ bzw. einer ofentrockenen Schüttdichte $\leq 1200 \text{ kg/m}^3$

Die Bandbreite der verfügbaren Leichtzuschläge ist sehr groß. Sie unterscheiden sich u. a. in:

- Herkunft, Ausgangsmaterial, Verarbeitung,
- Form, Gestalt, Oberfläche, Korngröße,
- Kornfestigkeit,
- Kornrohddichte, Kornstruktur, Porosität und Saugeigenschaften.

In Bild 5 erkennt man die Vielfältigkeit der Leichtzuschlagstoffe.



Bims
(www-11)



Tuff
(www-12)



Blähschiefer
(www-13 2003)



Blähton
(www-13 2003)



Kesselsand
(www-13 2003)

Bild 5 Verschiedene Leichtzuschläge

3.2.1.1 Herkunft

Leichte Zuschlagstoffe können in zwei große Gruppen unterteilt werden. Natürliche Leichtzuschläge liegen in geologischen Lagerstätten in poröser Form vor und müssen nicht mehr thermisch oder chemisch weiterverarbeitet werden. Der Ursprung kann wie bei Lavaschlacke und Naturbims vulkanisch sein, es kann sich aber auch um organische oder anorganische Ablagerungen handeln, z. B. Kieselgur und Kalktuff.

Natürliche Ausgangsstoffe künstlich hergestellter Leichtzuschläge können Gesteine oder Sedimente wie Ton, (Ton-)Schiefer und Lehm sein, die thermisch im Drehrohrofen oder auf dem Sinterband bzw. -rost aufbereitet werden. Produkte sind z. B. Perlit (aus Obsidian), Blähton und Blähschiefer, die die heute am weitesten verbreiteten Leichtzuschläge für konstruktive Betone sind. Da natürli-

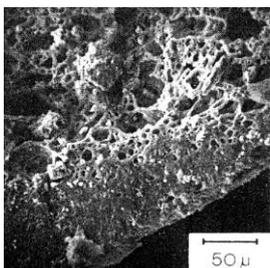
che Ausgangsstoffe stark in ihren Eigenschaften und Zusammensetzungen variieren, sind auch die Eigenschaften der Endprodukte verschieden. Leichtzuschläge aus industriellen Abfällen werden entweder nur gebrochen oder granuliert, z. B. Feuerungsschlacke und Hochofenschlacke, oder in einem Zwischenschritt gesintert oder geschäumt, z. B. Hüttenbims.

3.2.1.2 Äußere und innere Gestalt leichter Zuschläge

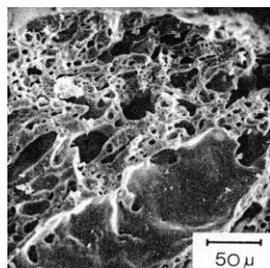
Leichtzuschläge unterscheiden sich schon rein optisch in Form und Oberflächenbeschaffenheit voneinander. Sie sind kugelig, flach und gedrunken, länglich, würfelförmig, splittrig oder bizarr. Die Oberfläche kann mit Begriffen wie glatt und geschlossen, rissig, schiefrig, offenporig oder sinterartig charakterisiert werden. Diese Eigenschaften beeinflussen den Verbund zur Matrix, den Binde-mittelanspruch, die Verarbeitbarkeit und damit die Eigenschaften von Frisch- und Festbeton, um nur einige zu nennen. Splittrige oder bizarre Formen und raue, poröse Oberflächen verbessern durch die mechanische Verzahnung den Verbund mit der Matrix, erhöhen aber Zement- und Wasseranspruch. Runde Körner mit geschlossener oder gesinterteter Oberfläche lassen sich besser verarbeiten und haben meist eine höhere Kornfestigkeit, was sich auf die Druckfestigkeit des Betons auswirkt. König/Tue/Zink (2001) stellten zudem fest, dass bei manchen Zuschlägen puzzolanische Reaktionen in der Kontaktfläche zwischen Zuschlagoberfläche und Zementleim stattfinden. Das bewirkt ein homogeneres Gefüge und eine Festigkeitssteigerung.

Die Kornstruktur von Leichtzuschlägen ist so vielfältig wie die Art der Zuschläge selber. Der Feststoff ist mit Poren mit Durchmessern von wenigen Mikrometern bis zu einigen Millimetern Größe durchzogen und wird durch Kapillaren und Kanäle unterbrochen. Aus diesem Grund unterscheidet man verschiedene Dichten: die Reindichte (Feststoffmasse ohne Kornporen), die Kornroh-dichte ρ_a (ganzes Korn einschließlich Kornporen) und die Schüttdichte. Die Kornroh-dichte steht im direkten Zusammenhang mit dem Potential des Zuschlags, s. Kap. 3.2.1.4. Bei geblähten Zuschlägen nimmt die Kornroh-dichte mit wachsender Korngröße ab. Bei Zuschlägen mit ausgeprägter Sinterhaut sind diese Differenzen in Abhängigkeit vom Korndurchmesser besonders groß. Bei gebrochenen Zuschlägen brechen Körner mit geringerer Dichte leichter und bilden somit den kleineren, leichteren Zuschlag.

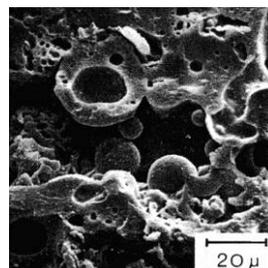
Bei Strukturuntersuchungen an künstlich hergestellten Zuschlägen stellten Neisecke/Schlothfeld (1982/83) fest, dass es das Korn mit einer rundum geschlossenen, glatten und weitgehend gas-, wasser- und wasserdampfundurchlässigen Schale nicht gibt. Zudem sind die Schalenstrukturen von Einzelkorn zu Einzelkorn sehr unterschiedlich ausgebildet. Bild 6 zeigt die untersuchten Kornstrukturen. Bei Blähton und Blähschiefer sind deutliche Unterschiede zwischen dem dichteren Rand- und einem poröseren Kernbereich zu erkennen, wohingegen die Flugasche homogen aufgebaut ist.



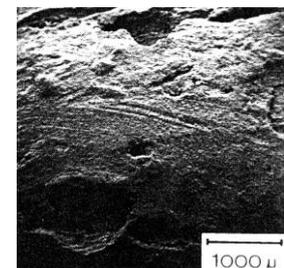
Teil des porösen Kerns und dicht gesinterte Schale eines Blähtons, $\rho_a = 1,4 \text{ g/cm}^3$



Struktur der Randzone eines Blähschiefers, $\rho_a = 0,87 \text{ g/cm}^3$



Struktur des Kerns eines gesinterten Flugasche, $\rho_a = 1,4 \text{ g/cm}^3$



Einbrüche in der Sinterschale eines Blähtons mit $\rho_a = 0,87 \text{ g/cm}^3$

Bild 6 Innere Strukturen von Leichtzuschlägen, Neisecke/Schlothfeld (1982/83)

Die Ergebnisse der Strukturuntersuchungen für Blähton sollen näher vorgestellt werden. Die Sinterschale war oft durch Einbrüche, Risse und Abplatzungen gestört. Ihre Dicke und Dichtheit nahm mit der Kornroh-dichte zu. Bei einem Blähtonkorn von 12 mm Durchmesser hatte die Schale bei einer angenommenen Schalendicke von ca. 0,5 mm – was auch dem höchsten gemessenen Wert

für diese Größe entsprach – eine um 40-60 % höhere Dichte als der Kern. Die Poren in der Sinterhaut hatten einen Durchmesser von 5-10 μ , die Blähporen im Innern des Kornes von bis zu 1000 μ . Die Porengrößenverteilung wurde z. B. von Beck und Faust erforscht (Beck 1999, Faust & Beck 1999 und Faust 2000). Ergebnisse für den Blähton Liapor sind im Bild 7 zu sehen.

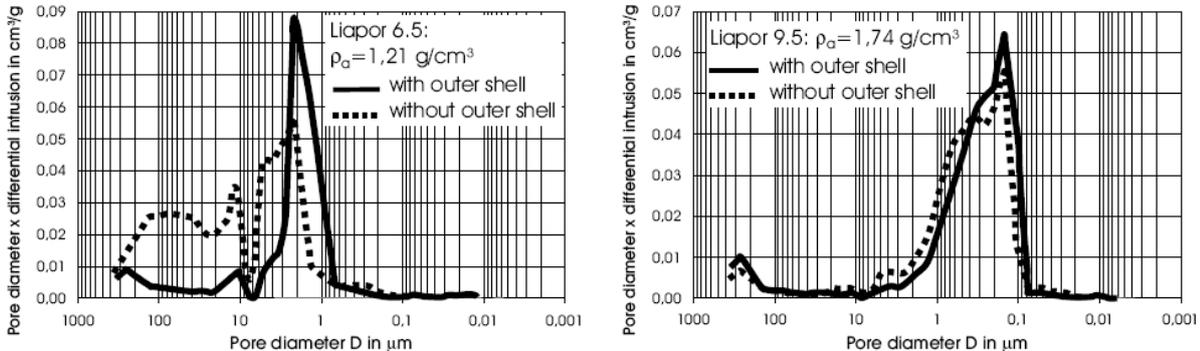


Bild 7 Beispiele für die mögliche Porengrößenverteilung in Blähtonen; links: Liapor 6.5, rechts: Liapor 9.5, Faust (2000)

3.2.1.3 Wasseraufnahme poröser Zuschläge

Poröse Leichtzuschläge saugen bei der Herstellung des Betons eine bestimmte Menge des Anmachwassers auf, wodurch die Verarbeitbarkeit des Frischbetons stark beeinträchtigt werden kann. Positiv ist, dass sich beim Betonieren kein Film aus überflüssigem Wasser auf der Zuschlagoberfläche bildet. Das in den Zuschlägen gespeicherte Wasser steht später bei der Erhärtung des Betons zur Verfügung. Außerdem wird der Beton von innen her vor zu schnellem Austrocknen geschützt (innere Nachbehandlung). König et al. (2001) stellten zudem fest, dass die poröse Oberfläche und das Saugen eine gute mechanische Verzahnung zwischen Zuschlag und Zementstein bewirken können.

Die Menge des aufgesaugten Wassers hängt von der Porenstruktur des Leichtzuschlages, von der Ausgangsfeuchte, der Temperatur und dem Wassergehalt des Zementleims ab. Mit abnehmender Kornrohddichte steigt die auf die Masse bezogene Menge absorbierten Wassers, z. B. Faust/Dehn (1998). Eine Zerstörung der Körner beim Mischen bewirkt folglich eine starke Änderung des Saugverhaltens, da die saugfähige Oberfläche deutlich größer wird – bei kugeligen Zuschlägen um ca. 50 % – und eine fehlende Sinterhaut die Wasseraufnahme erleichtert. Zhang und Giørv (1991-1) untersuchten das Saugverhalten von vier Blähtonen und einer Flugasche an ganzen und an halbierten Zuschlägen. In Bild 8 sind die Mikrostrukturen zweier Zuschläge abgebildet. Vor allem die Unterschiede bei der Ausbildung der Sinterhaut sind deutlich zu sehen.

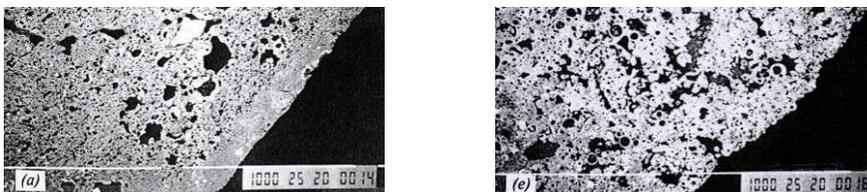


Bild 8 Mikrostrukturen von Leichtzuschlägen; links: Blähton mit $\rho_a = 1,37 \text{ g/cm}^3$; rechts: Flugasche mit $\rho_a = 1,44 \text{ g/cm}^3$; aus Zhang/Giørv (1991-1)

Ausgewählte Ergebnisse der Versuche zur Wasseraufnahme werden in Bild 9 gezeigt. Das Absorptionsvermögen differierte stark von Zuschlag zu Zuschlag. Innerhalb der ersten zwei Minuten wurde grundsätzlich das meiste Wasser aufgesaugt. Nach 30 Minuten hatte der Blähton 3 (ganze Körner) ca. 8 M.-% Wasser absorbiert, die Flugasche 13 M.-%. Wurden die Körner halbiert, saugte die Flugasche ca. 40 M.-% mehr Wasser auf als die unzerstörten Körner, beim Blähton 3 stieg dagegen die Wasseraufnahme um 96 M.-% an, was den Einfluss einer dichten Sinterhaut verdeut-

licht. Beim Blähton 4 und bei der Flugasche wich die Kornform stärker von einer idealen Kugel ab und die Schale war weniger dicht, weniger ausgeprägt oder gar nicht vorhanden. Deshalb waren die Unterschiede im Saugverhalten zwischen ganzen und gebrochenen Körnern nicht so gravierend wie bei den Blähtonen 1-3. Eine allgemeingültige Abhängigkeit zwischen aufgesaugter Wassermenge und Kornrohichte stellten Zhang und Giørnv nicht fest. Lediglich für die vom selben Hersteller stammenden Blähtone 1-3 konnte bei gleicher Korngruppe gesagt werden, dass mit steigender Kornrohichte die Menge des aufgesaugten Wassers abnimmt. Neisecke/Schlothfeld (1982/83) kamen bei ihren Untersuchungen zu ähnlichen Ergebnissen.

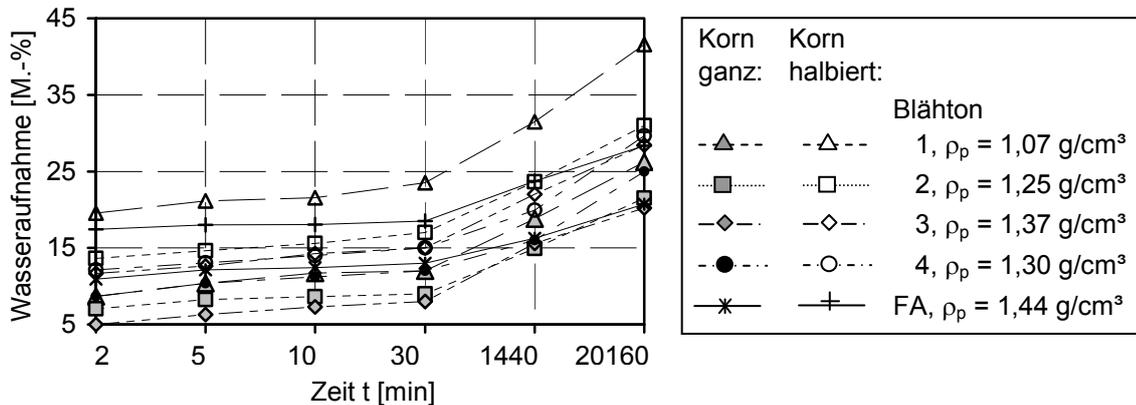


Bild 9 Wasseraufnahme von Leichtzuschlägen, Zhang/Gjørnv (1991)

Die Wasseraufnahme von Leichtkies in reinem Wasser kann in einfachen Experimenten getestet werden. Interessanter ist aber das Saugen in der Zementmatrix. Dazu stellte Müller-Rochholz (1979) definierte Matrices mit w/z-Werten von 0,4 und 0,6 her, denen wassergesättigte oder getrocknete Leichtzuschläge in jeweils zwei verschiedenen Mengen zugegeben wurden. Nach 30, 60 und 90 min wurden Matrix und Kies getrennt. Die Matrix wurde getrocknet und aus der Massedifferenz der Wassergehalt bestimmt. Wie zu erwarten, nahmen die getrockneten Zuschläge bei hohem w/z-Wert das meiste Wasser auf. Allerdings wurde teilweise auch eine Zunahme des Wassergehalts der Matrix nach längerer Zeit beobachtet. Das Verfahren bietet eine Möglichkeit zur Bestimmung des Saugverhaltens, für eine grundsätzliche theoretische Beschreibung reichen die Versuche allerdings nicht aus.

Punkki/Gjørnv (1993) führten ebenfalls Versuche zur Wasseraufnahme eines Leichtkieses in reinem Wasser und in acht verschiedenen zusammengesetzten Betonen durch. Außerdem variierten die Forscher die Mischreihenfolge, Bild 10, und den Zeitpunkt der Zugabe des Fließmittels.

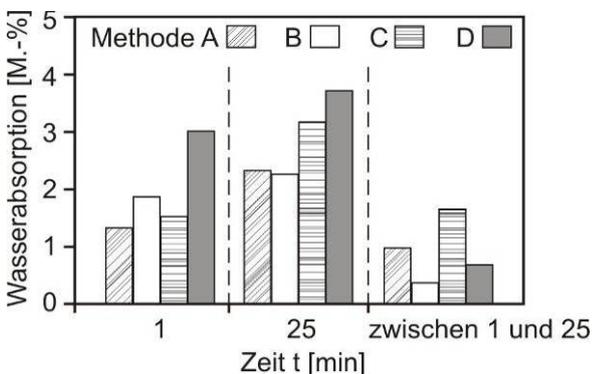


Bild 10 Wasseraufnahme von Leichtkies in Abhängigkeit von der Mischreihenfolge, Punkki/Gjørnv (1993)

Innerhalb der ersten 30 min war die Wasseraufnahme des Leichtkieses sehr hoch. Nach zwei Stunden war sie immer noch nicht vollständig abgeschlossen. Die Saugwassermenge tendierte zu dem Wert hin, der für Leichtkies in reinem Wasser beobachtet wurde. Wie in der Abbildung zu sehen ist, waren die Unterschiede gerade in der für die Verarbeitung des Betons wichtigen Zeit sehr groß. Der üblicherweise beim Projektieren verwendete W_{30} - oder W_{60} -Wert gibt also die Realität

nur ungenügend wieder. Das Problem ist bisher noch nicht zufrieden stellend gelöst. Fest steht aber, dass sowohl Qualität und Volumen der Zementmatrix als auch die Art und Weise der Herstellung großen Einfluss auf die Menge des absorbierten Wassers haben.

Dass die Eigenfeuchte und die Wasseraufnahme von Leichtsand ebenfalls die Betonherstellung und die Eigenschaften des Festbetons beeinflussen, verdeutlicht Bild 11. Der genaue Mechanismus ist aber noch nicht ausreichend erforscht. Ein genormtes Prüfverfahren existiert derzeit nicht.

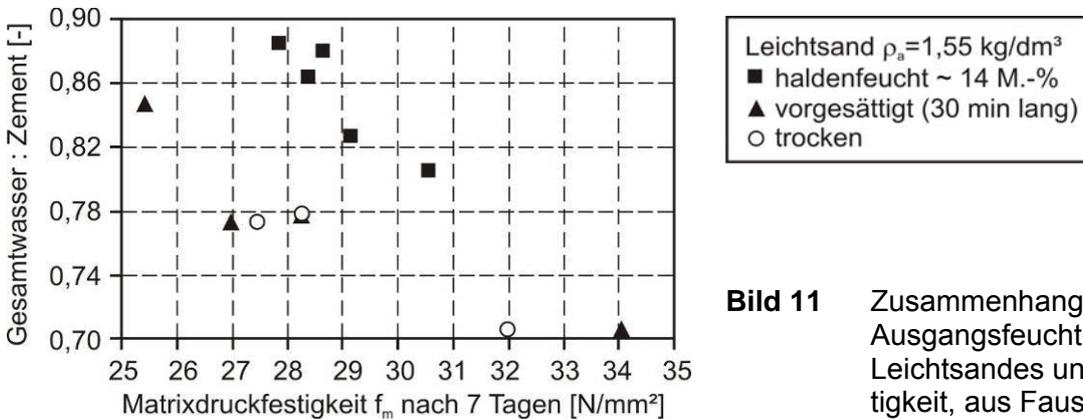


Bild 11 Zusammenhang zwischen der Ausgangsfeuchte eines Blähton-Leichtsand und der Matrixfestigkeit, aus Faust (2000)

Selig (1999) beschäftigte sich im Rahmen einer Diplomarbeit mit diesem Thema, s. a. Faust (2000). Er verglich das BVK-Verfahren für Kesselsande mit drei anderen, nicht explizit genormten Verfahren mit dem Ziel, die Wasseraufnahme von Leichtsanden zu bestimmen. Bei zwei der untersuchten Verfahren sollte das Absorptionsvermögen von Leichtsand in der Matrix beurteilt werden. Dazu wurde einmal der Mörtel mit iterativer Anpassung der Saugwassermenge hergestellt. Bei der zweiten Variante berechnete Selig das aufgesaugte Wasser aus der Frischmörteldichte. Bei der volumetrischen Bestimmung des Saugwassers in einem Standzylinder und beim BVK-Verfahren diene jeweils Wasser als Medium. Die drei zuerst genannten Verfahren lieferten allesamt ähnliche Ergebnisse. Die Werte waren aber deutlich niedriger als die mit dem BVK-Verfahren ermittelten. Nicht geklärt werden konnte, welche Versuchsergebnisse am zuverlässigsten waren. Vor allem die Abhängigkeit der absorbierten Wassermenge von der Ausgangsfeuchte muss noch geklärt werden. Ein weiterer Nachteil ist, dass keine der untersuchten Methoden schnell und einfach beim Entwurf einer Mischung angewendet werden kann. In diesem Punkt besteht also noch Forschungsbedarf.

3.2.1.4 Kornfestigkeit

Vor allem bei geblähten Zuschlägen wie Liapor gilt, dass der Korndurchmesser mit steigender Kornfestigkeit sinkt. Sehr druckfeste Körner mit einer hohen Korndruckfestigkeit haben i. d. R. eine höhere Dichte und ergeben somit einen festern, schwereren und steiferen Beton. Also ist die Korndruckfestigkeit oft entscheidend bei der Wahl des Zuschlages für einen geplanten Leichtbeton. Faust (2000) verglich verschiedene Methoden zur Ermittlung der Kornfestigkeit. Dabei stellte sich heraus, dass die von Meyer (1974) in vergleichenden Versuchen erprobten direkten Prüfmethoden für Tests am Einzelkorn nicht aussagekräftig sind. Dagegen liefert das heute übliche Druckzylinderverfahren brauchbare Werte. Bei dieser Methode wird eine Zuschlagmenge in einen Zylinder gegeben und die Last bestimmt, die benötigt wird, um diese Menge um einen definierten Weg zusammendrücken. Körner mit einer Rohdichte $> 200 \text{ kg/m}^3$ werden in einen Prüfzylinder mit 113 mm Durchmesser auf 100 mm eingerüttelt. In etwa 100 s wird die Menge um 2 mm zusammengedrückt, s. prEN 13055-1 und DIN 4226, Teil 3. Die dazu benötigte Kraft ist der Druckwert D . Das Verfahren ist relativ problemlos durchführbar. Die Werte eignen sich als Anhaltspunkt und als Kriterium bei der Qualitätssicherung in der industriellen Produktion.

Die Leistungsfähigkeit eines Leichtzuschlages kann der Druckwert allerdings nicht ausreichend beschreiben. Deshalb schlägt Faust (2000) eine genormte Zuschlagprüfung in Beton vor, um die Tragfähigkeit bzw. Leistungsfähigkeit von Leichtzuschlägen besser beurteilen und einordnen zu können. Um Verwechslungen auszuschließen, prägte er den Begriff „Potential“ für die Zuschlag-

druckfestigkeit. Mit dem Test sollen Betonfestigkeiten zielsicher hergestellt und die Festigkeitsentwicklung und das Umlagerungsvermögen von der Matrix auf den Zuschlag im Hinblick auf Dauerstandeinflüsse beurteilt werden können. In zahlreichen Versuchen wurde ein eindeutiger Zusammenhang zwischen Kornrohddichte und Zuschlagpotential festgestellt, Gleichungen (3.2) a und b.

$$f_a = f_0 \cdot \left[1 + 2 \cdot (\rho_a - 0,3)^{1,5} \right] \quad \text{für } \rho_a > 0,3 \text{ kg/dm}^3 \quad (3.2) \text{ a}$$

$$f_a = f_0 \quad \text{für } \rho_a \leq 0,3 \text{ kg/dm}^3 \quad (3.2) \text{ b}$$

- mit: f_a Potential des Zuschlags
 f_0 Lochmatrixfestigkeit. Gemeint ist hier die Festigkeit einer Matrix f_m , in der eingebettete Leichtzuschläge als Hohlräume angesehen werden. In Versuchen wurde für die Leichtsandmatrix $f_0 = 17 \text{ N/mm}^2$, für die Mischmatrix: $f_0 = 23 \text{ N/mm}^2$ ermittelt.
 ρ_a Rohdichte des Zuschlags

Die Gleichungen (3.2) berücksichtigen, dass nach einem Überschreiten des Zuschlagpotentials die Bruchfestigkeit des Betons noch nicht erreicht sein muss, wenn die Matrix noch Tragreserven besitzt. Es wurde außerdem festgestellt, dass der Einfluss der Matrix und deren Festigkeit mit zunehmender Kornrohddichte steigen. Das Potential ohne Berücksichtigung der möglichen Lastumlagerung auf die Matrix kann mit Gleichung (3.3) abgeschätzt werden. Die Gleichungen gelten auch für umhüllte Leichtzuschläge und Zuschläge mit ausgeprägter Sinterhaut.

$$f_a = 10 + k \cdot (\rho_a - 0,3) \quad \text{für } \rho_a > 0,3 \text{ kg/dm}^3 \quad (3.3)$$

- mit: k Beiwert in Abhängigkeit von der Matrix; Blähtonsandmatrix: $k = 45$, Matrix mit natürlichem Sand: $k = 63$

Beansprucht man Normalbeton niedrigerer Festigkeit durch Zug, verläuft die Bruchfläche durch die Matrix und entlang der Kontaktfläche Matrix-Zuschlag. Matrix und Kontaktzone sind die Schwachstellen. Bei Hochleistungsbeton und bei Leichtbeton geht die Bruchfläche gleichermaßen durch Matrix und Zuschläge hindurch. Die Zugfestigkeit der Zuschläge f_{at} beeinflusst also die Zugfestigkeit des Betons. Verschiedene Methoden wurden bisher erprobt, um die Kornzugfestigkeit von Leichtzuschlägen zu bestimmen, beispielsweise:

- Bache/Nepper-Christensen (1965/68) und Lydon/Balderan (1980)

$$f_{at} = f_{lct}^{1/V_a} \cdot f_m^{(V_a-1)/V_a} \quad (3.4) \text{ a}$$

- Meyer (1974): Druckzylinderversuche (Bestimmung des Spannungszustandes der punktuell belasteten Körner)

$$f_{at} = 1,18 \cdot e^{\frac{\rho_a}{1,5}} \quad (3.4) \text{ b}$$

- Grübl (1979): Einzelkörner unter zentrischem Zug
- Müller-Rochholz (1979): Zugprüfung an mit Zweikomponentenkleber verbundenen Zuschlagkörnern

$$f_{at} = 2,1 \cdot \rho_a \quad \text{für } \rho_a > 0,3 \quad (3.4) \text{ c}$$

- Faust (2000): Zugprüfung an pelletierten, in Stahlplatten eingeklebten Körnern

$$f_{at} = 2,1 \cdot \rho_a + 1 \quad \text{für } \rho_a > 0,6 \quad (3.4) \text{ d}$$

Eine Auswahl an Versuchswerten und mathematischen Beschreibungen zeigt Bild 12.

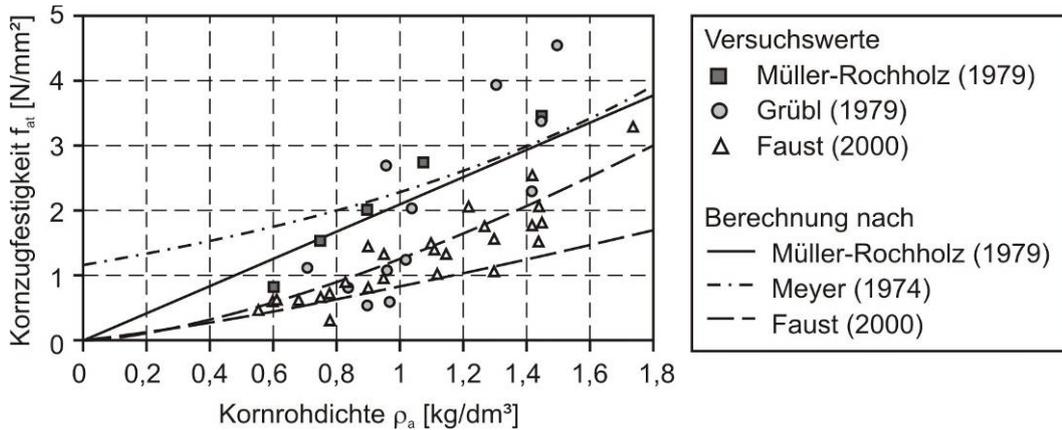


Bild 12 Zuschlagzugfestigkeiten f_{at} , Zusammenstellung aus Faust (2000)

Ebenso existieren auch mathematische Ansätze zu E-Modul und Querdehnzahl von Leichtzuschlägen. Eine Zusammenstellung bekannter Ansätze ist in Faust (2000) zu finden.

Eine Sonderstellung nehmen die Untersuchungen zur mehraxialen Kornfestigkeit von Sell (1974) ein. Ausgangspunkt seiner Versuche war die Feststellung, dass das Versagen von Leichtbeton durch das Verhalten des Leichtzuschlags unter mehraxialer Beanspruchung bestimmt wird, wenn der Bruch des Leichtzuschlagkorns die maßgebende Versagensursache ist.

Sell (1974) führte folgende Tests durch:

- Würfeldruckversuch an plastisch gebundenen und an zementgebundenen Kornmengen → quasi einaxiale Festigkeit,
- Scherversuch an Zuschlag ohne Bindemittel → biaxiale Korn- oder Scherfestigkeit,
- plastisch eingebettete Kornmenge unter allseitigem Druck in einem Drucktopf, s. Bild 13 → triaxiale Kornfestigkeit.

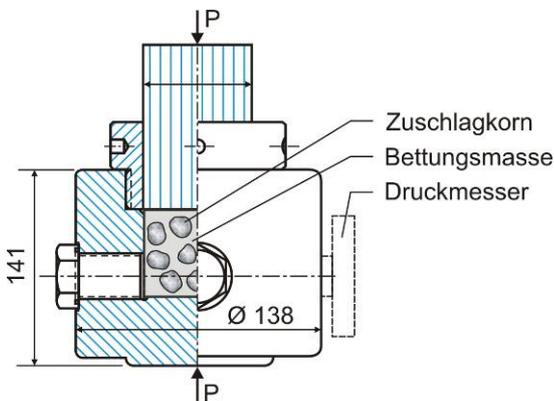


Bild 13 Drucktopf für dreiaxiale Tests an elastisch gebetteten Zuschlagkörnern, Sell (1974)

Sell (1974) untersuchte hauptsächlich zwei Blähtone und einen Blähschiefer in drei verschiedenen Korngruppen. Eine definierte Kornmenge wurde in einen Kunststoff mit ausgeprägtem plastischem Verhalten und ausreichend hoher Festigkeit und – zum Vergleich – in elastischen Silikonkautschuk eingebettet. Das Versagen eines Kornes war durch eine Zacke im σ - ϵ -Diagramm zu erkennen. Beim Test einzelner Korngruppen wurden die fehlenden Korngruppen durch Normalzuschlag ersetzt. Die Ergebnisse sollen kurz zusammengefasst werden, s. a. Bild 14.

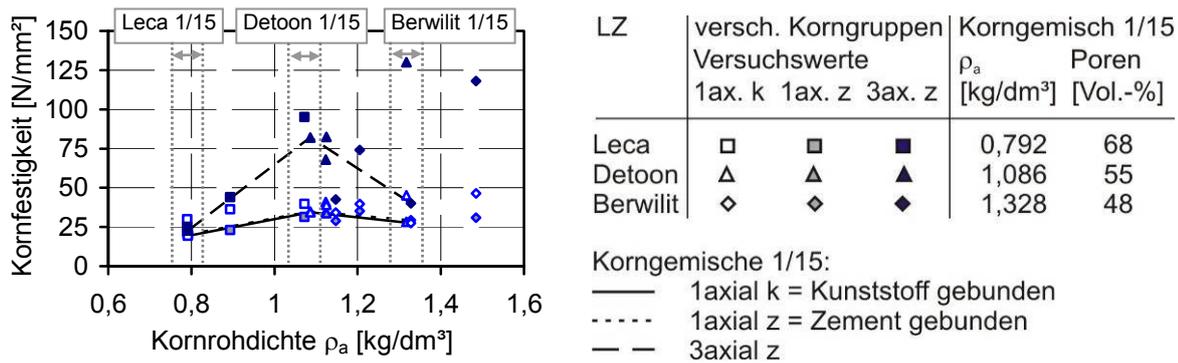


Bild 14 Kornfestigkeiten nach Sell (1974), Auszug

Für eine bestimmte Leichtzuschlagsorte – also gleicher Ausgangsstoff, gleiches Herstellungsverfahren etc. – sank die einaxiale Kornfestigkeit mit zunehmender Korngröße, i. d. R. also auch mit zunehmendem Porengehalt. Die Vermutung, dass grundsätzlich die einaxiale Kornfestigkeit mit abnehmendem Hohlraumgehalt steigt, wurde nicht bestätigt. Ursache könnte die Kornform sein. Eine kugelige Form wie bei Blähton begünstigt höhere Festigkeiten. Die gebrochene, rhombische Form des Berwilit wirkt beispielsweise festigkeitsmindernd. Bei plastischer Bettung war die Festigkeit des Gemisches aus allen drei Korngruppen jeweils kleiner als die Festigkeit der einzelnen Korngruppen, wofür die Steifigkeitsunterschiede im Gesamtsystem bei teilweisem Ersatz mit normalem Kies die Ursache sein dürfte. Die Festigkeit zementgebundener Kornmengen bei alleiniger Verwendung von Leichtzuschlag war etwas höher, die Festigkeiten der einzelnen Kornfraktionen i. d. R. deutlich kleiner als bei Kunststoffbettung. Sell (1974) machte den besseren Verbund zwischen Korn und Matrix bei Verwendung des Kunststoffes dafür verantwortlich.

Zur Ermittlung der Scherfestigkeit wurden die Korngemische ohne Bettungsmasse getestet, auch wenn Sell bekannt war, dass die punktuelle Beanspruchung des Kornes das Verhalten in Beton nur schlecht widerspiegelt. Mit steigender Kornrohddichte stieg die Kornscherfestigkeit. Die Scherfestigkeit des Korngruppen-Gemisches war größer als die der schwächsten Korngruppe alleine.

Weiterhin bestimmte Sell (1974) für alle Korngruppen die relative Stofffestigkeit, die bei der kleinsten Fraktion in fast allen Fällen am höchsten war. Dies widersprach der Vermutung, dass bei gleichen Rohstoffen und gleichem Herstellungsverfahren gleiche Stofffestigkeiten entstehen. Sell sah als Grund den intensiveren Brand bei der Herstellung kleinerer Körner an. Denkbar ist auch, dass während des Brennens bei den größeren Körnern die Wärme weniger intensiv das Innere durchdringt als bei kleineren, da die Schale wärmedämmend wirken kann. Das Innere hätte dann eine geringere Materialfestigkeit.

Bei den Versuchen zur dreiaxialen Korndruckfestigkeit wurde die Bettungsmasse allein und mit unterschiedlichen Mengen eingebetteter Körner (1, 5, 30, 100, 200) geprüft. Analog zur einaxialen Kornfestigkeit ist die dreiaxiale Korndruckfestigkeit nicht direkt abhängig vom Porengehalt des Zuschlags, Bild 14. Allerdings waren die Bruchfestigkeiten stark von der Kornanzahl abhängig. Wegen der teilweise sehr großen Standardabweichungen von bis zu 48 N/mm² (Zuschlag Leca 1/3) sah Sell den 5%-Fraktilwert als maßgebend an. Dieser war allerdings stets kleiner als der Mittelwert der einaxialen Kornfestigkeit.

Diese Forschungsarbeit von Sell (1974) beleuchtet viele Aspekte, die zum Verständnis des Baustoffes Leichtbeton beitragen. Allerdings wurden diese Untersuchungen nicht weitergeführt oder verfeinert. Sinnvoll wären Standardverfahren, um die Korneigenschaften für verschiedene Leichtzuschläge zuverlässig bestimmen, katalogisieren und vergleichen zu können. Hier besteht deutlich Forschungsbedarf.

Als weiterführende Literatur zu leichten Zuschlägen und ihrer Herstellung werden u. a. – in chronologischer Reihenfolge – Reinsdorf (1961), Walz/Bonzel/Baum (1965), Weigler/Karl (1967), Clarke (1993), Faust (2000) oder Curbach/Scheerer (2006) empfohlen.

3.2.2 Herstellen von Leichtbeton

Hochfester Leichtbeton enthält – oder kann enthalten – folgende Komponenten:

- Zuschlag: Leichtzuschlag (LZ) in Form von Leichtkies (LK) in Kombination mit Leichtsand (LS) oder natürlichem Sand (NS),
- Bindemittel: Zement (Z), auch Silica (SF) oder Flugasche (FA),
- Wasser (W),
- Evtl. Zusatzmittel: Betonverflüssiger (BF), Verzögerer (VZ) etc.

Wird ein Leichtbeton ausschließlich mit Leichtzuschlägen hergestellt, spricht man von All Lightweight Aggregate Concrete = ALWAC oder Leichtbeton mit Leichtmatrix (LM). Ersetzt man die feinen Anteile des Leichtzuschlages teilweise oder ganz durch natürlichen Sand, spricht man von (Sand/Semi) Lightweight Aggregate Concrete = (S)LWAC oder Leichtbeton mit Mischmatrix (MM).

Damit Leichtbeton hochfest wird, muss der Leichtzuschlag besondere Anforderungen erfüllen:

- Er muss eine Mindestkornfestigkeit aufweisen und sollte möglichst feinporig sein.
- Eine gedrungene Form und eine dichte Oberfläche bewirken einen geringeren Wasseranspruch bei guter Verarbeitbarkeit.
- Zuschläge, bei denen puzzolanische Reaktionen zwischen Zuschlagoberfläche und Zementleim stattfinden, ergeben ein homogeneres Gefüge mit einem festeren Verbund zwischen Korn und Matrix.

Bei der Zuschlagwahl kann ein Anhaltspunkt das Potential des Leichtzuschlages sein, s. a. Kap. 3.2.1.4, denn die angestrebte Leichtbeton-Druckfestigkeit hängt stark von der Kornfestigkeit ab, was z. B. Grübl (1980) oder Faust/Dehn (1998) festgestellt haben. Ab Erreichen einer zuschlag-spezifischen Grenzfestigkeit kann aber auch durch Erhöhen der Matrixdruckfestigkeit keine signifikante Erhöhung der Betondruckfestigkeit mehr erzielt werden, Bild 15.

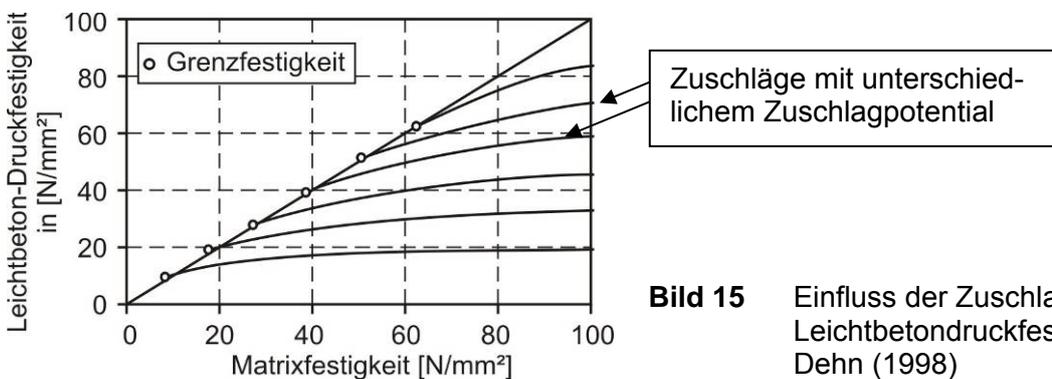


Bild 15 Einfluss der Zuschlagfestigkeit auf die Leichtbetondruckfestigkeit, Faust und Dehn (1998)

Durch Prüfen verschiedener Leichtzuschläge in Verbindung mit einer hochfesten Matrix konnten Faust/Dehn (1998) die Potentiale verschiedener Zuschläge indirekt ermitteln, Bild 16. Der Einfluss der Matrix auf die Leichtbeton-Festigkeit wird in diesem Diagramm ebenfalls noch einmal sehr deutlich.

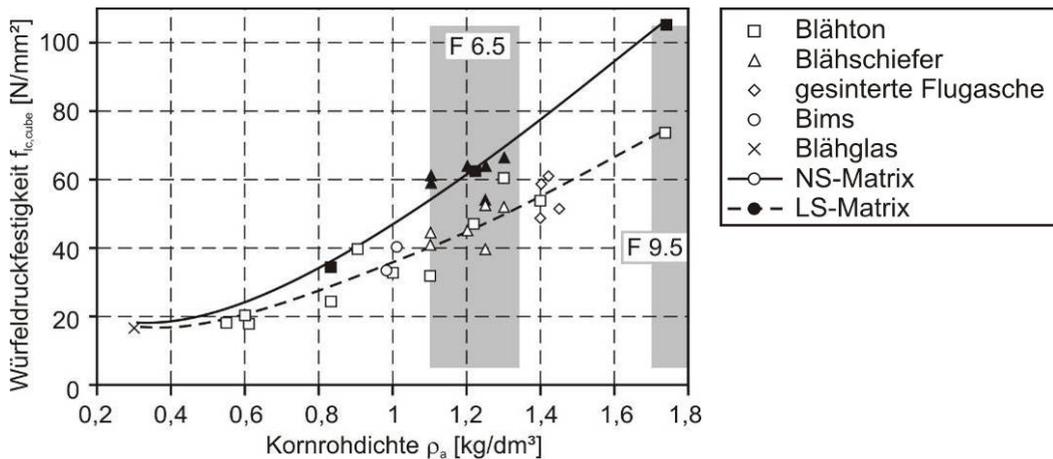


Bild 16 Einfluss des Zuschlagpotentials auf die Leichtbeton-Festigkeit nach Faust/Dehn (1998), ergänzt um die Kornfestigkeiten von Liapor F 6.5 und F 9.5

Im Allgemeinen wird das Größtkorn des Leichtzuschlags auf 8 oder 16 mm begrenzt. Oft werden nur zwei Kornfraktionen eingesetzt, z. B. 0/4 und 4/8 bzw. 0/4 und 8/16 mit Ausfallkörnung. Durch diese Beschränkung können im Transportbetonwerk die Kosten für die Lagerung und die Überwachung der Eigenfeuchte minimiert werden. Sieblinien von Leichtbetonmischungen werden volumenbezogen angegeben, da die Dichte verschiedener Korngruppen bei Leichtzuschlägen differiert. Ebenso wird das Abmessen der Zuschlagmenge nach dem Volumen empfohlen. Damit kann die Zuschlagmenge auch unabhängig von der Eigenfeuchte relativ exakt bestimmt werden.

Die Zugabe von natürlichem Sand verringert den Wasseranspruch. Gleichzeitig verbessern sich die Verarbeitbarkeit des Frischbetons und die Oberflächenqualität des Festbetons. Der Beton wird dichter und fester (mehr zu Festbetoneigenschaften in Kap. 3.2.3).

Bei der Wahl des Zementes und beim Zusatz von Silica gelten dieselben Grundsätze wie bei „normalem“ Hochleistungsbeton. Die angestrebte Festigkeit oder die Festigkeitsentwicklung sind nur zwei Gesichtspunkte, die mit der Zementsorte beeinflusst werden können. Grundsätzlich sollte die Zementmenge zwischen 300 und 450 kg/m³ liegen. Manche Fachleute empfehlen, die Zementmenge auf 400 kg/m³ einzuschränken, da bei Leichtbeton während der Hydratation aufgrund der geringeren Wärmeleitfähigkeit mit einer größeren Wärmeentwicklung zu rechnen ist. Bei mangelnder Erfahrung sollte durch Probemischungen der optimale Zement ausgewählt werden.

Alle bei den mehraxialen Tests untersuchten Betonen enthielten Mikrosilica. Mikrosilica ist ein industrielles Abprodukt, (FIP 1988). Mit einer spezifischen Oberfläche von ca. 20 m²/g ist es bis zu 100-mal feiner als Zement. Es wirkt als Füller, geht puzzolanische Reaktionen ein und führt somit zu einer höheren Dichtigkeit der Matrix und einer höheren Festigkeit des Zementsteins. Der Frischbeton wird zäh und klebrig. Dadurch wird die Gefahr des Aufschwimmens der Leichtzuschläge minimiert und die Verarbeitbarkeit verbessert. In Verbindung mit Leichtzuschlägen 0/4 stellte Faust (2000) allerdings keinen signifikanten Druckfestigkeitsunterschied bei Betonen mit und ohne Silica fest, was sicher nicht losgelöst von der Grenzdruckfestigkeit betrachtet werden kann. Da die Versuche zeitlich begrenzt waren, schränkte Faust diese Feststellung aber ein, da größere Festigkeitssteigerungen auch noch in höherem Betonalter möglich sind. Mehr zum Silica ist z. B. in Sellevold/Radiy (1983), (FIP 1988), Bechtold/Wagner (1996) und Alfes (1998) zu finden.

Der Mischungsentwurf ist wegen des Wassersaugens der porösen Ausgangsstoffe klar abhängig vom verwendeten Zuschlag. Der Wasseranspruch von Leichtbetonmischungen ist grundsätzlich höher als bei Verwendung „normaler“ Zuschläge. Er sinkt z. B. bei größer werdenden Kornrohddichten, dickeren und dichteren Sinterschalen, regelmäßiger, gedrungener und annähernd kugelig Kornform und bei Verwendung von natürlichem Sand. Bei der Kalkulation des Zugabewassers muss das Saugverhalten der Leichtzuschläge und der angestrebte w/b-Wert berücksichtigt werden. Im Allgemeinen wird der W₃₀-Wert – das ist die Menge des nach 30 Minuten Wasserlagerung vom getrockneten Leichtzuschlag aufgesogenen Wassers – zusätzlich zum Anmachwasser als

Saugwasser zugegeben. In diesem Zusammenhang wird auch vom wirksamen Wassergehalt gesprochen. Diesen erhält man aus der Differenz zwischen der Gesamtwassermenge im Frischbeton und dem vom Leichtzuschlag während des Betonierens aufgesogenen Wasser. Mit dieser Methode erhält man aber lediglich einen Anhaltswert über das Saugen von Leichtkies. Laut EN 206-1 soll zur Bestimmung des wirksamen Wassergehalts die Wasseraufnahme des haldenfeuchten Grobzuschlags nach einer Stunde Versuchsdauer verwendet werden. Diese Vorgehensweise liefert sicher realistischere Werte, ist aber mit einem größeren Zeitaufwand verbunden und berücksichtigt immer noch nicht den eventuell verwendeten Leichtsand. Abhilfe könnten eindeutige Angaben des Herstellers des jeweiligen Leichtzuschlages schaffen.

Der w/b-Wert hat bei Leichtbeton eine ebenso große Bedeutung wie bei Normalbeton. Er beeinflusst z. B. Festigkeit und E-Modul der Matrix und somit die Eigenschaften des Festbetons, aber auch die Verarbeitbarkeit und damit die Qualität. In Leipzig wurden umfangreiche Versuche zum w/b-Wert an Mörtelprismen durchgeführt, Selig (1999) und Bild 17. Charakteristisch für die Kurven ist ein Wendepunkt, ab dem die Matrixfestigkeit nur noch geringer steigt, wenn der w/b-Wert sinkt.

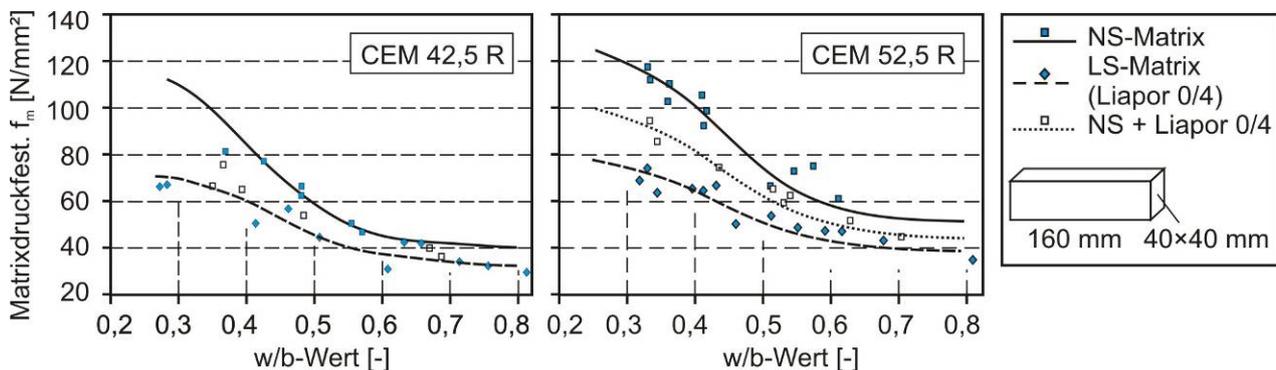


Bild 17 Druckfestigkeiten verschiedener Matrices in Abhängigkeit von der Zementsorte und vom w/b-Wert, aus Faust (2000)

Fließmittel und/oder Verzögerer setzen den Wasseranspruch herab. Da es heute eine Vielzahl von Zusatzmitteln auf der Basis verschiedenster Ausgangsstoffe gibt, werden auch hier Eignungstests empfohlen, um das optimale Produkt zu finden. Verwiesen wird auf Arbeiten von Heinrich/Bonder (1983), Spanka/Thielen/Grube (1995 und 1997) und Bechthold (2000).

Das Wassersaugen der Leichtzuschläge ist nicht nur beim Mischungsentwurf, sondern auch beim Mischen von Leichtbeton das Besondere und Schwierige. Es gibt verschiedene Möglichkeiten, wann und wie das Anmach- und Saugwasser der Mischung zugegeben wird. Ein Überblick bietet u. a. Curbach/Scheerer (2006). Häufig wird der Grobzuschlag ab 4 mm Durchmesser vorgehäst bzw. angefeuchtet, da sich die feineren Korngruppen 0/2 und 0/4 schon während des Mischens weitgehend mit Wasser sättigen und somit die Konsistenz des Frischbetons nicht mehr beeinflusst wird, s. u. a. (Merkblatt III 1974).

Ein spezielles Problem beim Herstellen von Leichtbeton kann das Entmischen und Aufschwimmen der leichten Zuschläge sein. Begünstigt wird dieser Effekt durch eine zu weiche Konsistenz bei Mischungen mit zu hohem Wassergehalt, durch einen großen Rohdichteunterschied bei Verwendung von Natursand und Leichtkies oder durch zu intensives Verdichten. Dem kann neben der richtigen Kalkulation des Zugabewassers auch durch die Zugabe eines Stabilisators begegnet werden. Gute Ergebnisse wurden z. B. mit Luftporenbildnern oder auch Mikrosilica erzielt.

Als Betonierreihenfolge hat sich z. B. folgendes Vorgehen bewährt. Vor dem Betonieren wird die Ausgangsfeuchte bei haldenfeuchten Zuschlägen bestimmt und evtl. die Menge des zuzugebenden Wassers korrigiert. Dann werden die haldenfeuchten Leichtzuschläge mit einem Teil des Anmachwassers vorgemischt. Dabei sollten die Körner nicht zerbrechen, da sich dadurch die Saugwassermenge erhöht (s. Abschnitt 3.2.1.3) und die Kornfestigkeit sinkt. Nun werden der Zement und das restliche Wasser, Silica und die feinen Zuschläge zugegeben. Das Silica sollte mit dem Wasser gemischt werden, damit es sich besser im Frischbeton verteilt. Zuletzt erst gibt man die

Zusatzmittel bei, damit diese nicht primär von den Leichtzuschlägen aufgesaugt werden. Nach Zugabe aller Betonbestandteile wird alles mindestens 90 s gut durchgemischt.

Als Konsistenzmaße empfehlen Weigler/Karl (1989) das Ausbreit- und das Verdichtungsmaß, wobei dem Verdichtungsmaß der Vorzug zu geben ist. Der Ausbreitversuch ist zulässig, allerdings fällt wegen der geringen Rohdichte der Leichtzuschläge das Ergebnis geringer als bei Normalbeton gleicher Konsistenz aus. Die Frischbetonkonsistenz lässt Rückschlüsse auf das Wasseraugverhalten zu. Der Prüfzeitpunkt sollte der vorgesehenen Verarbeitungsdauer angepasst werden. Manchmal ist auch der zeitliche Verlauf der Konsistenzentwicklung interessant. Bei der anschließenden Verdichtung sollte nicht zu lange gerüttelt werden, da dies ein Aufschwimmen der leichten Körner begünstigt, wie schon beschrieben wurde.

Die Nachbehandlung erfordert große Sorgfalt, da zwar die Bereiche im Bauteilinnern durch das gespeicherte Wasser in den porösen Zuschlägen lange feucht bleiben, die äußeren aber schneller austrocknen. Dadurch entsteht ein großer Feuchtegradient. Zugspannungen an der Oberseite können die Folge sein. Während der Hydratation ist mit einer stärkeren Erhitzung als bei vergleichbaren Normalbetonen zu rechnen. Ein zu schnelles Abkühlen der Prüfkörperoberfläche kann zur Rissbildung führen, dem z. B. mit wärmedämmenden Abdeckungen entgegengewirkt werden kann.

Die Lagerung von Probekörpern erfolgt in Deutschland nach DIN 1045-2 sieben Tage feucht und danach bis zum 28. Tag oder bis zum Tag der Prüfung in der Klimakammer bei 65 % relativer Luftfeuchte und 20 °C.

3.2.3 Festbetoneigenschaften

3.2.3.1 Druckfestigkeit und E-Modul

Grundsätzlich steigt die Leichtbeton-Druckfestigkeit mit größer werdender Rohdichte. Ebenso ergeben feinporige, gedrungene Körner mit geschlossener Oberfläche einen festeren Beton als unregelmäßig gebrochene Zuschläge mit offener Porenstruktur.

Die Leichtbeton-Rohdichte kann durch einen schwereren Leichtzuschlag oder durch Beimischen von Natursand erhöht werden. Dabei ergibt sich ein scheinbarer Widerspruch. Leichtbetone mit Leichtmatrix haben ein homogeneres Gefüge als solche mit Natursandmatrix und sollten deshalb auch die höheren Festigkeiten aufweisen. Allerdings wird die größere Inhomogenität der Natursandmatrix durch eine deutlich höhere Matrixfestigkeit ausgeglichen. Zhang und Giørv (1991-2) zeigten in Versuchen, dass die Festigkeit von Leichtbetonen stärker dadurch beeinflusst wird, ob Natursand oder Leichtsand verwendet wird, als durch die Zement- oder Silicamenge. Die Zuschlagfestigkeit ist also entscheidend für die Betonfestigkeit.

Bezüglich der Bewertung von Festigkeitsergebnissen wirken sich wie auch bei Normalbeton die Prüfkörperform und -größe, das Betonalter und die Lagerungsbedingungen aus, um nur einige Einflussfaktoren zu nennen. König et al. (2001) ermittelten für Leichtbeton ein größeres Verhältnis von $f_{Ic,cyl} : f_{Ic,cube}$ als bei Normalbeton. Zum Teil ergaben sich bei Versuchen sogar höhere Zylinderfestigkeiten als Würfeldruckfestigkeiten. Die Forscher führten diesen Effekt auf die geringere Querdehnung bei Erreichen der Maximallast zurück, wodurch die festigkeitssteigernde Wirkung der Querdehnungsbehinderung unter starren Platten an Bedeutung verliert. Deshalb wird auch Kritik an der DIN 1045-1 geübt, da dort das Verhältnis der besagten Druckfestigkeiten durch Gleichung (3.5) festgeschrieben wurde.

$$f_{Ic,cyl} = 0,91 \cdot f_{Ic,cube} \quad (3.5)$$

Nach Siebel (1989) darf bei dieser Problematik aber auch der Größtkorndurchmesser nicht unbeachtet bleiben. Er prüfte das Verhältnis von $f_{Ic,cube200} : f_{Ic,cyl}$ und ermittelte dafür 1,03 bei einem Größtkorndurchmesser d_{GK} von 8 mm und 1,20 für $d_{GK} = 32$ mm.

Abschließend zu diesem Thema noch einige weitere Angaben aus der Literatur.

Slate et al. (1988): $f_{lc,cyl} = 0,86 \cdot f_{lc,cyl100 \times 200}$ Beton niedriger Festigkeit (3.6) a

$f_{lc,cyl} = 0,90 \cdot f_{lc,cyl100 \times 200}$ Beton mittlerer Festigkeit (3.6) b

$f_{lc,cyl} = 0,92 \cdot f_{lc,cyl100 \times 200}$ Beton hoher Festigkeit (3.6) c

Zhang/Giørv (1991-2): $f_{lc,cube100} = 1,1 \cdot f_{lc,cyl100 \times 200} = 1,21 \cdot f_{lc,cyl}$ (3.7) a

$f_{lc,cyl} = 0,9 \cdot f_{lc,cyl100 \times 200} = 0,81 \cdot f_{lc,cube100}$ (3.7) b

Faust (2000): $f_{lc,cyl} = 0,9 \cdot f_{lc,cube100} = 0,95 \cdot f_{lc,cube} = 0,95 \cdot f_{lc,cube200}$ (3.8)

Analog zur Druckfestigkeit wird auch der E-Modul mit steigender Betonrohddichte größer. Aufgrund der wesentlich geringeren Steifigkeit des Korngerüsts ist der E-Modul von Leichtbeton aber geringer als der von Normalbeton gleicher Festigkeit. Verschiedene mathematische Ansätze werden im Kapitel 4.3.3.2 vorgestellt.

Typisch für die Spannungs-Dehnungs-Linie von Leichtbeton ist der fast geradlinige Anstieg bis zum Bruch. Bei Betonen mit Mikrosilica verläuft der ansteigende Ast der σ - ϵ -Linie linearer als bei einem vergleichbaren Beton ohne Silicazusatz. Eine Plateauphase, wie sie vom Normalbeton bekannt ist, gibt es oft nicht. Die Sichtung von Versuchsreihen verschiedener Forscher ergab, dass die Bruchstauchungen von Leichtbeton oft größer sind im Vergleich zu Normalbeton gleicher Festigkeit. Zhang und Giørv (1991-2) stellten bei ihren Versuchen außerdem fest, dass die Bruchdehnung mit steigendem Zementgehalt sank. In Bild 18 sind beispielhaft σ - ϵ -Linien von Betonen ähnlicher Druckfestigkeit aber unterschiedlicher Rohdichte abgebildet. Wie man sieht, reagiert Leichtbeton auch nach dem Überschreiten der Bruchlast sehr spröde.

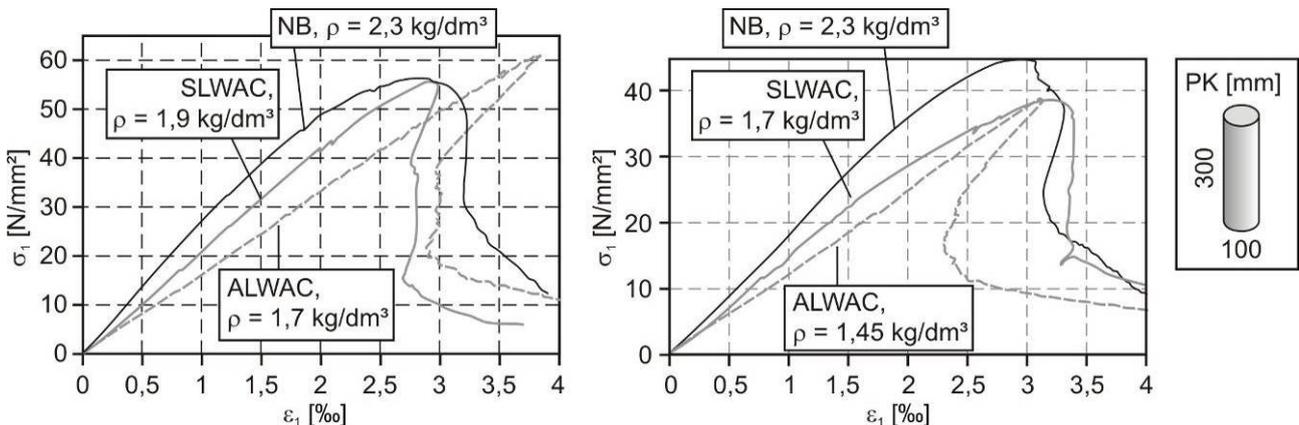


Bild 18 σ - ϵ -Linien von Betonen unterschiedlicher Dichte und ähnlicher Festigkeit, Faust (2000)

Die Sprödeheit verstärkt sich mit abnehmender Trockenrohddichte. Genauer untersuchten dies Wille/Dehn/Tue (2005), indem sie für 15 verschiedene Leichtbetone die charakteristischen Längen ermittelten, Bild 19. Die charakteristische Länge ist ein Maß für die Duktilität eines Werkstoffes. Ein Probekörper der Länge $2 \cdot l_{char}$ hat bei Erreichen der Zugfestigkeit des Materials genau so viel elastische Energie gespeichert, dass sich eine vollständige Bruchfläche ausbilden kann. Je kleiner der Wert ist, desto spröder ist also der Werkstoff. Folgerichtig erhielten die Forscher für die sehr spröden Blähglasmatrixes die kleinsten Werte. Im Diagramm sieht man deutlich den Zuwachs der charakteristischen Länge und der Bruchenergie mit steigender Rohddichte der Gesteinskörnung.

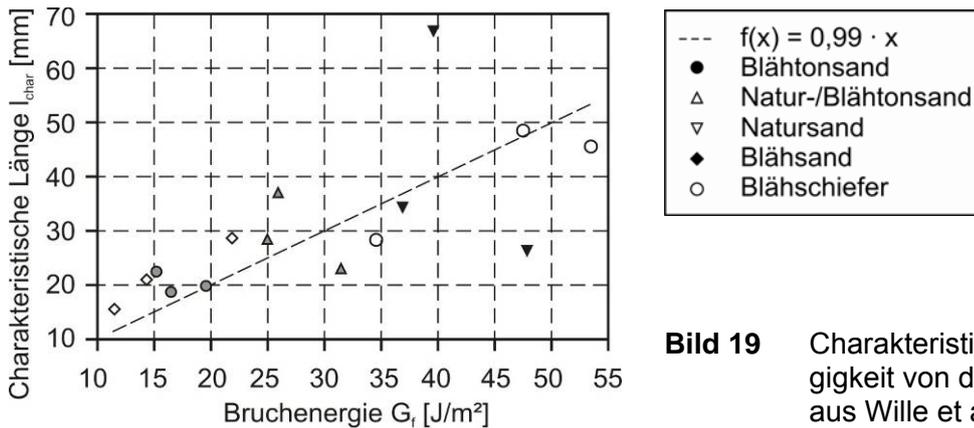


Bild 19 Charakteristische Länge in Abhängigkeit von der Bruchenergie, Auszug aus Wille et al. (2005)

Für den über große Bereiche linearen Zusammenhang zwischen Last und Verformung ist das Steifigkeitsverhältnis der verschiedenen Komponenten zueinander verantwortlich, was u. a. Faust (2000) oder auch König et al. (2000 und 2001) beschrieben haben. Bei Normalbeton konzentrieren sich in der Kontaktzone zwischen steifem Zuschlag und weicherer Matrix erhebliche Spannungen. Damit stellen sich erste Risse bei relativ niedrigem Spannungsniveau ein. Sie pflanzen sich dann – bei moderaten Betonfestigkeiten – allmählich fort, vereinigen sich zu Makrorissen und leiten so das Versagen des Prüfkörpers ein. Die Rissufer sind rau und verzahnt, Bild 20 links. Beim homogenen Leichtbeton bilden sich Risse erst bei einem höheren Lastniveau. Dafür findet dann kaum noch eine Energieumlagerung durch Mikrorissbildung vor dem Bruch statt, da die Rissbildung durch die Leichtzuschlagkörner nicht gestoppt werden kann. Die Rissufer sind i. d. R. glatter als bei Normalbeton, s. Bild 20 rechts. Bei Natursandmatrices reagiert Leichtbeton etwas duktiler. Die steiferen Sandkörner wirken frühzeitig als Rissinitiatoren. Sie bedingen Rissverzweigungen und damit eine sukzessive Rissbildung. Die σ - ϵ -Linie wird völliger, der E-Modul und die Tragfähigkeit im Nachbruchbereich erhöhen sich, s. a. Bild 18. Der in dieser Abbildung ebenfalls zu sehende Snap-Back-Effekt ist laut Faust typisch für Leichtbeton ab einer bestimmten Probekörperschlankheit. Ursache dafür sind elastische Rückverformungen in Bereichen des Probekörpers, die für das Versagen nicht relevant waren. Für nähere Erläuterungen wird auf Faust (2000) verwiesen.

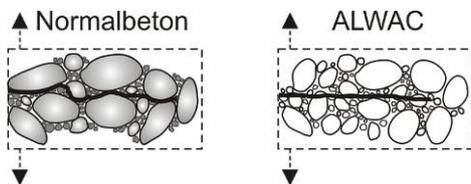


Bild 20 Rissverlauf in Beton, nach Faust (2000)

Auch das Querdehnungsverhalten von Leichtbetonen wurde schon früh untersucht. Weigler und Karl (1967) ermittelten Werte von ca. 0,17-0,23 für normalfesten Leichtbeton. Slate/Nilson/Martinez (1988) erzielten an 10×20-cm-Zylindern Querdehnzahlen zwischen 0,13 und 0,24 für feucht gelagerte und zwischen 0,15 und 0,26 für trocken gelagerte Prüfkörper. Der Mittelwert lag nahe 0,2 unabhängig von Lagerungsart, Betonfestigkeit oder Prüfkörperalter. Dagegen stellte Faust (2000) eine Abhängigkeit von der Art der Matrix fest. Bei ALWAC wurde ein linearer Zusammenhang zwischen Laststeigerung und Querdehnung bis zum Bruch beobachtet, bei SLWAC stiegen die Querdehnungen ab ca. 90 % der Bruchlast überproportional an. Der Grund liegt wieder im größeren Arbeitsvermögen der Natursandmatrix.

3.2.3.2 Bruchmechanismus von Leichtbeton unter Druckbeanspruchung

Der spezifische Versagensmechanismus von Leichtbeton beruht zu einem großen Teil auf den unterschiedlichen Steifigkeiten von Matrix und Zuschlag, Bild 21.

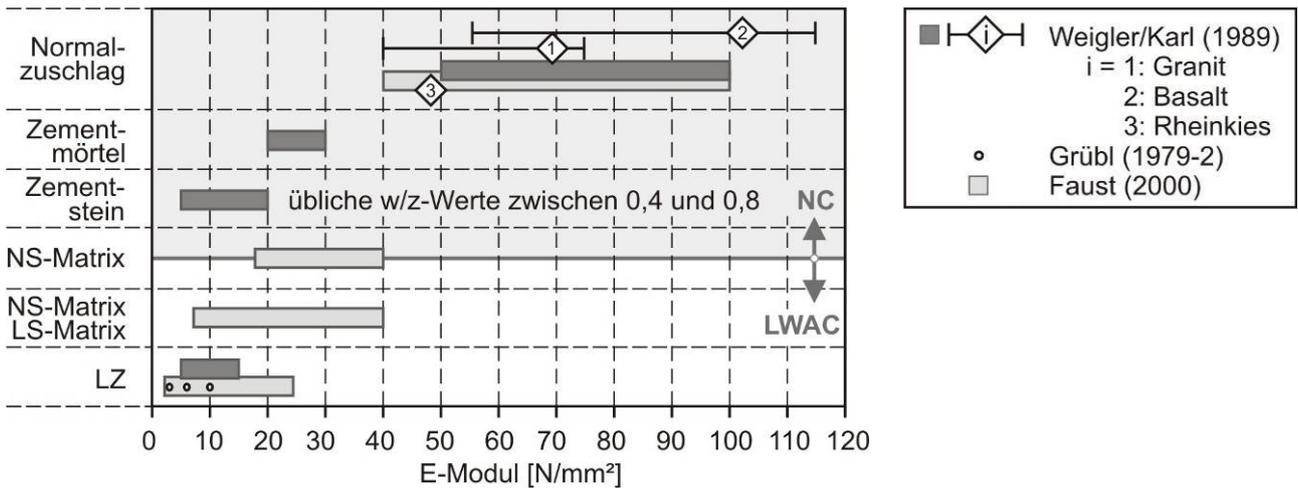


Bild 21 Verschiedene E-Module

Bei Normalbeton ist der Zuschlag deutlich steifer als die Matrix. Druckspannungen werden besonders hin zu den steiferen Bereichen – also den Zuschlägen – umgelenkt. Der Krafffluss ist in Bild 22 links skizziert. Bei hochfesten Betonen werden hochfeste Matrices mit höherem E-Modul verwendet, wodurch der Krafffluss im Querschnitt homogener ist als bei Normalbeton üblicher Festigkeit. Bei Leichtbeton ist der Zuschlag i. d. R. weicher als die Matrix. Drucklasten konzentrieren sich in den Bereichen zwischen den Körnern und werden also bevorzugt innerhalb der Matrix übertragen. Quersugspannungen in Zuschlag und Matrix sind die Folge, Bild 22 rechts. Allerdings variiert das Verhältnis der E-Module von Zuschlag und Matrix sehr stark in Abhängigkeit vom konkreten Leichtzuschlag und dem verwendeten Sand in der Matrix.

Einen wichtigen Beitrag zur Beschreibung des Versagensmechanismus von Leichtbeton unter Druck leistete Gröbl (1979-2). Als Modellelement wählte er eine Scheibe mit einem kreisförmigen Einschluss, die in Bild 23 zu sehen ist. Für Korn und Matrix wurden quasi-elastische Materialeigenschaften und quasi-sprödes Bruchverhalten vorausgesetzt. Die dargestellte Spannungsverteilung spiegelt den zuvor erläuterten Krafffluss im Leichtbeton wider. Bei steigender Belastung beginnt die Rissbildung an den Stellen mit der höchsten Zugbeanspruchung, Punkte 1 und 1' im Bild 23 links. Instabiles Risswachstum folgt. Kräfte, die an den gerissenen Stellen nicht mehr übertragen werden können, werden auf den Zuschlag umgelagert. Die Rissbildung in der Matrix kommt dann zum Stillstand, wenn das Spannungsfeld an der Risspitze den zum Rissfortschritt benötigten Betrag nicht mehr freisetzen kann. Gleichzeitig steigt die Beanspruchung des Zuschlags.

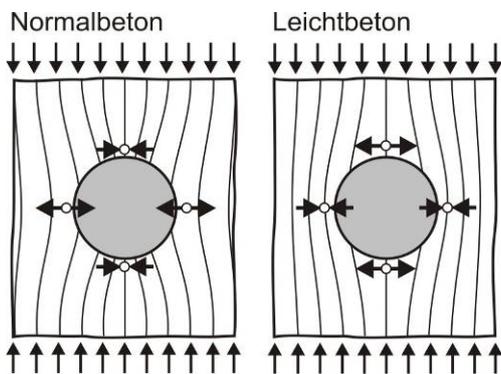


Bild 22 Innere Spannungsverteilung in Abhängigkeit von der Zuschlagsteifigkeit, Gröbl/Springenschmidt (1983)

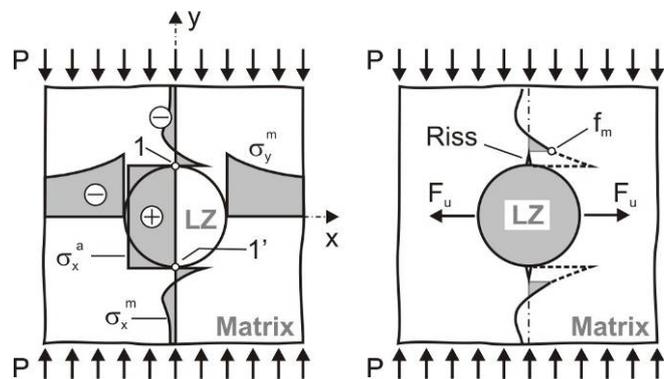
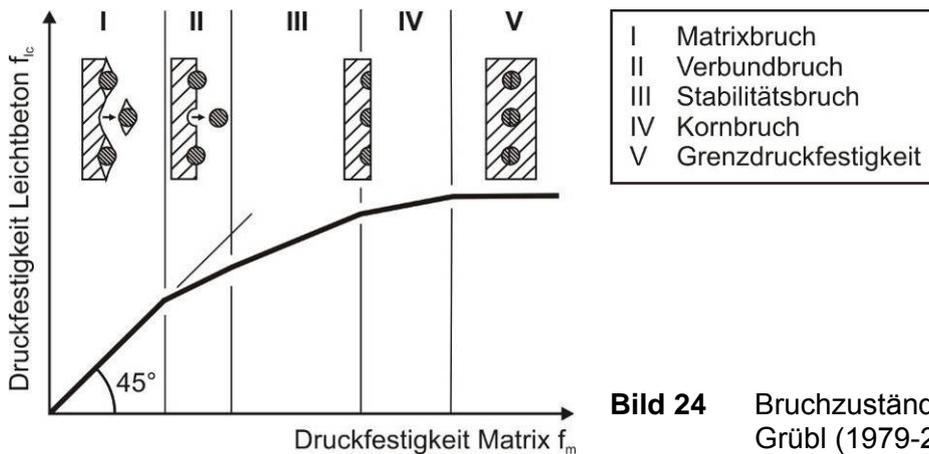


Bild 23 Bruchmodell für Leichtbeton nach Gröbl (1979-2); links: Spannungen im Modellelement, rechts: Kraftumlagerung nach dem Auftreten von Rissen

Grübl unterscheidet fünf Bruchzustände, die in Bild 24 skizziert sind.



Im Laufe seiner Erhärtung kann Leichtbeton alle diese möglichen Bruchzustände durchlaufen. Beim Matrixbruch I sind die E-Module von Matrix und Zuschlag ähnlich. Die Matrixfestigkeit ist kleiner als das Zuschlagpotential, weshalb die Matrix versagt. Diese Versagensart entspricht also dem Bruchverhalten von Normalbeton üblicher Festigkeit. Überschreiten die Querkraftkräfte die Verbundfestigkeit zwischen Matrix und Zuschlag, spricht man vom Verbundbruch II. Es entstehen Risse entlang der Korngrenzen. Der Stabilitätsbruch III tritt besonders bei hohen Konzentrationen von Leichtzuschlägen ein. Die Druckstäbe im Mörtel knicken, bevor in den Zuschlägen die Zugfestigkeit überschritten wird. Übersteigt die Umlagerungskraft die Kornzugfestigkeit, spricht Grübl vom Kornbruch IV. Es entstehen Risse, die sich gerade durch Körner und Matrix fortpflanzen. Die Bruchflächen sind glatt und wenig verzahnt, s. a. Bild 25. Über sie können nur in geringem Maße Kräfte übertragen werden. Die bei hochfesten Leichtbetonen eingesetzten Zuschläge ermöglichen meist einen sehr guten Verbund mit der umgebenden Matrix, weshalb hier der Kornbruch die Haupt-Bruchursache ist. Das Versagen ist spröde. Explosionsartig können sich Bruchstücke schollenförmig abspalten. Beim letzten möglichen Versagensfall V ist die Zugfestigkeit der Matrix deutlich höher als die des Zuschlags. Im Leichtzuschlag entstehen eine sehr hohe Zugkraft und Risse innerhalb des Kornes, auch wenn die Matrix noch ungerissen ist. In diesem Fall ist die Grenzdruckfestigkeit erreicht, die quasi dem Zuschlagpotential entspricht.

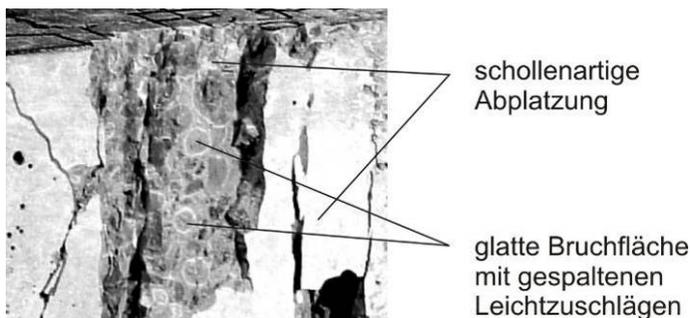


Bild 25 Glatte Bruchflächen nach einem einaxialen Würfeldruckversuch an einem hochfesten Leichtbeton (B 3/II-2, s. Kap. 4)

Faust (2000) untersuchte Matrices mit hoher Zugfestigkeit im Hinblick auf die bekannten Versagensmöglichkeiten. Die Ideen von Grübl wurden bestätigt. Die Zuschläge versagten auf Zug, auch wenn die Matrix noch nicht geschädigt war. Vergleichende Tests mit verschiedenen Leichtzuschlägen, Matrices und den daraus hergestellten Betonen ergaben maximale Betonfestigkeiten in Höhe des Zuschlagpotentials. Im Bild 26 sind Arbeitslinien eines Leichtzuschlages, von drei verschiedenen Natursandmatrices und den daraus hergestellten Leichtbetonen mit einem Leichtkiesanteil von 40 Vol.-% zu sehen. Die Festigkeit der Leichtbetone erreichte in allen Fällen maximal die Kornfestigkeit des Leichtzuschlages.

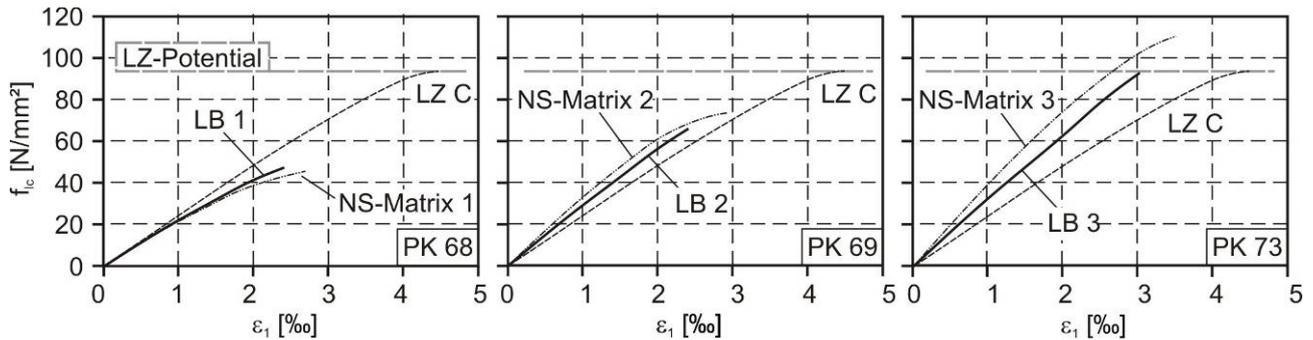
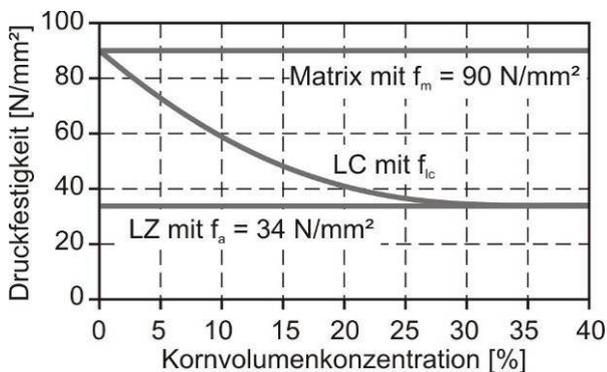


Bild 26 Arbeitslinien des Leichtzuschlags C und verschiedener Matrices und Leichtbetone, Auszug aus Faust (2000)

Modellierungen ließen demgegenüber die Schlussfolgerung zu, dass bei abnehmendem Leichtzuschlaganteil auch höhere Festigkeiten als die des Zuschlages möglich sind, Bild 27. Faust gibt folgende Formel zur Berechnung der Leichtbetonfestigkeit an:



$$f_{ic}(V_a) = (f_m - f_a) \cdot \left(1 - \frac{V_a}{0,4}\right)^3 + f_a \quad (3.9)$$

mit: $V_a \leq 0,4$ Kornvolumenanteil
 $f_m \geq 90 \text{ N/mm}^2$ Matrixfestigkeit
 f_a Leichtzuschlagfestigkeit bzw. Zuschlagpotential

Bild 27 Druckfestigkeit von Leichtbeton in Abhängigkeit vom Kornvolumenanteil, Faust (2000)

Die Grenzfestigkeit $f_{ic,lim}$ am Übergang von Bruchzustand I zu Bruchzustand II (Bezeichnungen analog zu Grübl) beschreibt Faust mit Gleichung (3.10).

$$f_{ic,lim} = E_a \cdot \varepsilon_{m1} = f_m \quad \text{mit } f_a \geq f_m \quad (3.10)$$

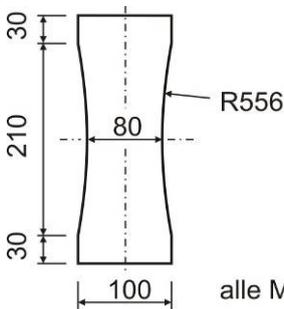
mit: $f_{ic,lim}$ Grenzfestigkeit
 ε_{m1} Bruchstauchung der Matrix
 E_a E-Modul des Zuschlags
 f_m Festigkeit der Matrix

Die Grenzfestigkeit war schon in Bild 15 dargestellt. Unterhalb der Grenzfestigkeit reagiert Leichtbeton ähnlich wie Normalbeton. Faust nennt diesen Bereich zuschlagunabhängig. Oberhalb des Wertes kommen immer mehr die typischen Leichtbetoneigenschaften zum Tragen, das Bruchverhalten ist zuschlagabhängig.

3.2.3.3 Zug- und Spaltzugfestigkeit

Bei der Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit von Beton stellt sich als erstes die Frage nach einer günstigen Probekörperform. In Deutschland sind zentrische Zugversuche nicht in einer Norm festgeschrieben. In den Erläuterungen zur DIN 1048 (Bunke 1991) werden die üblichen Standardzylinder empfohlen. Geeigneter sind aber Prüfkörper mit konstanter Querschnittsschwächung, um Brüche im Störbereich in der Randzone zu vermeiden. Verschiedene Prüfkörperformen wurden in Curbach/Scheerer (2006) zusammengestellt. Allerdings sind Geometrien mit Querschnittsschwächung nicht genormt, weshalb die verschiedenen Zugfestigkeiten, die in der Literatur zu finden sind, untereinander nicht ohne weiteres verglichen werden können. Wille/Dehn/Tue (2005) opti-

mierten mittels FEM eine Zugsylinderform, die eine höhere Tragfähigkeit der Lasteinleitungsbereiche bedingt und die Ausbildung eines einaxialen Zugspannungszustandes im mittleren Teil des Zylinders unter Berücksichtigung fertigungs- und messtechnischer Randbedingungen ermöglicht. Die Geometrie dieses Probekörpers ist in Bild 28 dargestellt.



alle Maße in [mm] **Bild 28** Optimierter Zugsylinder von Wille/Dehn/Tue (2005)

Die zuverlässige Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit im Experiment ist schwierig, da schon eine geringe Außermittigkeit bei der Lasteinleitung zu einer deutlichen Verringerung der Zugtragfähigkeit führt, z. B. Cattaneo/Rosati (1999). Bei Prismen aus hochfestem Beton stellten die Forscher bei einer nur leicht geneigten Lasteinleitung um bis zu 20 % geringere Zugfestigkeiten im Vergleich zum Idealfall fest. Bei Zylindern ermittelten sie bis zu 40 % geringere Werte im Vergleich zur zentrischen Beanspruchung. Für Leichtbeton liegen keine Vergleichsstudien vor. Es kann aber davon ausgegangen werden, dass (hochfester) Leichtbeton ebenso empfindlich auf Abweichungen von der idealen Lasteinleitung reagiert. Unter diesem Gesichtspunkt sind also Versuchswerte, Streuungen und Berechnungsvorschriften zu bewerten.

Die Zug- und die Spaltzugfestigkeit von Leichtbeton sind im Allgemeinen geringer als die von Normalbeton gleicher Festigkeit. Hauptursache ist die geringere Zugfestigkeit der Leichtzuschläge gegenüber Normalzuschlägen. Bei Natursandmatrices ist mit höheren Festigkeiten zu rechnen. Nach König/Grimm (2000) streuen die Zugfestigkeiten hochfester Leichtbetone stärker als die hochfester Normalbetone. Deshalb, und weil der Versuch in der Praxis leichter durchführbar ist, wird i. A. der Spaltzugversuch zur Bestimmung der Zugfestigkeit bevorzugt.

Interessant ist die Aussage von Grübl (1980), dass die große Differenz der Zugfestigkeiten von Leicht- und Normalbeton gleicher Druckfestigkeit in hohem Betonalter deutlich abnimmt, Bild 29, obwohl der Einfluss der Nacherhärtung bei vergleichbaren Matrices ähnlich groß ist.

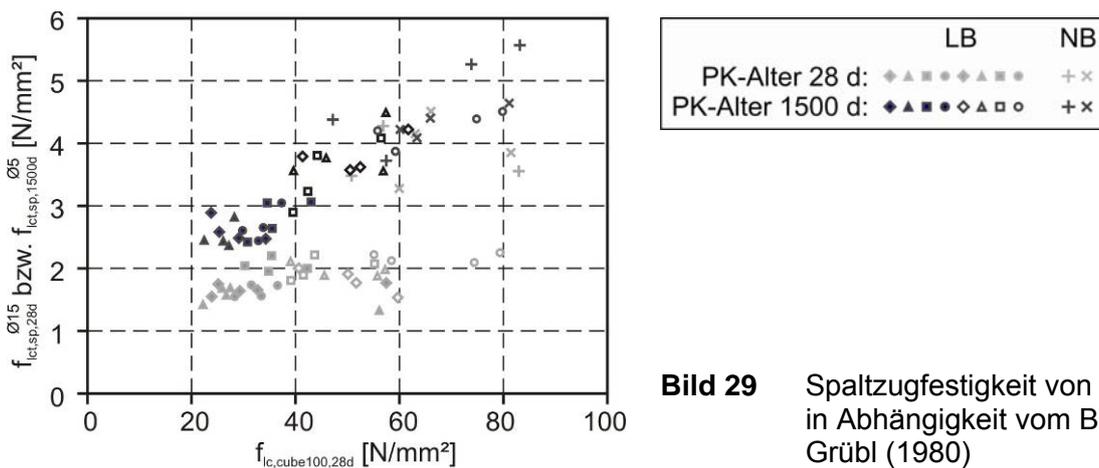
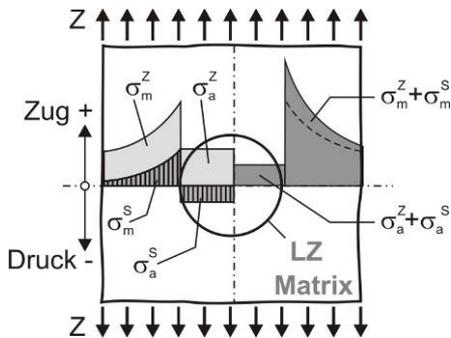


Bild 29 Spaltzugfestigkeit von Leichtbetonen in Abhängigkeit vom Betonalter, aus Grübl (1980)

Grübl begründete den Unterschied wie folgt. Bei einer Zugbeanspruchung entsteht durch den Steifigkeitsunterschied zwischen Zuschlag und Matrix eine ungleichmäßige Spannungsverteilung mit Spannungsspitzen besonders in der Kontaktzone zwischen Matrix und Zuschlag, Bild 30. Diese Zugspannungen σ^p werden in jungem Betonalter durch Schwindspannungen σ^s verstärkt. Auch diese sind in der Kontaktzone Matrix-Zuschlag besonders groß, da dort durch das Saugen der Leichtzuschläge der Matrix zusätzlich Wasser entzogen wird. Die Matrix wird also zusätzlich gezo-

gen, der Leichtzuschlag gedrückt. Beim Zugversuch versagt nun zuerst der Zementstein, bevor infolge des geschwächten Querschnitts die Zugtragfähigkeit des Leichtzuschlages erreicht wird. Der Zugfestigkeitsunterschied zwischen Leicht- und Normalzuschlag ist im Alter von 28 Tagen also nicht ausschlaggebend für die geringere Zugfestigkeit von Leichtbeton. In hohem Betonalter hat sich ein Feuchtigkeitsgleichgewicht im Betonkörper eingestellt. Schwindspannungen wurden weitgehend durch Relaxation abgebaut. Die Zugfestigkeit f_{ict} ist nun stärker von den Einzelkomponenten Matrix- und Leichtzuschlagzugfestigkeit abhängig. Faust (2000) bestätigte diese Feststellungen durch Versuche und Computersimulationen im Wesentlichen auch für hochfeste Leichtbetone.



σ^P Zugspannung aus äußerer Last
 σ^S Schwindverkleinerung
 Index m Matrix
 Index a Korn (Leichtzuschlag)

Bild 30 Spannungsverteilung im Modellelement bei äußerer Zuglast und Schwindverkleinerung, Gröbl (1980)

Ein weiterer Grund für die relativ geringen Zugfestigkeitsunterschiede von Normal- und Leichtbeton unterer und mittlerer Festigkeitsklassen (Bild 29) ist die niedrige Matrixzugfestigkeit, weswegen der schwächende Einfluss der Leichtzuschläge erst bei höheren Festigkeitsklassen deutlicher zum Tragen kommt. Dies belegen auch die Spaltzugversuche von Siebel (1989), Bild 31. In diesem Zusammenhang ist die Kritik von z. B. König/Tue/Zink (2001) an der in DIN 1045-1 empfohlenen Berechnung der Zugfestigkeit von Leichtbeton durch Abminderung der Normalbetonzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Trockenrohdichte zu sehen, Gleichung (3.11). Die Rechenvorschrift widerspricht dem beobachteten Trend, dass der Unterschied zwischen den Zugfestigkeiten von Normal- und Leichtbetonen mit sinkender Druckfestigkeit abnimmt.

$$f_{ictm} = f_{ctm} \cdot \eta_1 = f_{ctm} \cdot \left(0,40 + 0,60 \cdot \frac{\rho}{2200} \right) \quad (3.11)$$

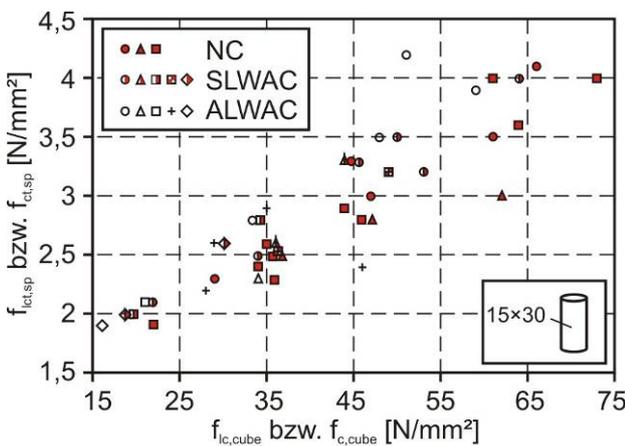


Bild 31 Spaltzugfestigkeiten von NC und LWAC aus Siebel (1989)

Die Tatsache, dass die Zugfestigkeiten von Leichtbeton stark vom Feuchtigkeitshaushalt beeinflusst werden, bestätigten schon viele Forscher. Lewis und Blakey hatten schon 1965 herausgefunden, dass luftgetrocknete Spaltzugkörper nur 80 % der Festigkeit von feucht gelagerten Spaltzugkörpern erreichen. Auch Neisecke/Schlothfeld (1982/83) erzielten mit einem Blähtonzuschlag deutlich höhere Spaltzugfestigkeiten bei wassergelagerten Proben als bei Lagerung nach DIN 1045-2. Faust (2000) beobachtete in Abhängigkeit von der gewählten Matrix eine Verringerung der Zugfestigkeit um 50-60 % (ALWACs) bzw. um 75-80 % (SLWACs), wenn die Probekörper ca. einen Monat trocken statt kontinuierlich in feuchter Umgebung gelagert wurden. Die unterschiedlichen Eigenspannungszustände infolge differierender Lagerungsbedingungen wirken sich

besonders stark bei Leichtsandmatrices und bei Prüfkörpern mit kleinen Abmessungen aus. Wille/Dehn/Tue (2005) verglichen ebenfalls Zug- und Spaltzugfestigkeiten von trocken und feucht gelagerten Proben. Die höheren Zugfestigkeiten wurden generell bei den feucht gehaltenen Probekörpern erzielt, bei denen sich kein festigkeitsmindernder Eigenspannungszustand infolge Trocknungsschwindens ausbilden konnte. Beim einaxialen Zugversuch unterschieden sich die Festigkeiten in Abhängigkeit von der Lagerung um den Faktor 1,1-1,5, beim Spaltzugversuch um 1-1,45. Die zentrische Zugfestigkeit war mit 98-140 % der Spaltzugfestigkeit in der Regel größer als letztere, was die Aussagen von Faust bestätigt, der zur Abschätzung Gleichung (3.12) empfiehlt. Die in der Norm angegebene Gleichung (3.13) unterschätzt also die möglichen Zugfestigkeiten stark.

$$f_{lct,ax} = 1,2 \dots 1,3 \cdot f_{lct,sp} \quad (3.12)$$

$$f_{lct,ax} = 0,9 \cdot f_{lct,sp} \quad (3.13)$$

Abschließend soll die Tatsache erwähnt werden, dass die Streubreite der möglichen Spaltzugfestigkeiten mit abnehmender Rohdichte deutlich geringer wird, s. König/Tue/Zink (2001) und Bild 32. Dies führten die Forscher darauf zurück, dass auch die Spanne möglicher Festigkeiten bei kleinen Rohdichten viel geringer ist als bei großen. Die Umhüllende $f_{lct,sp,max}$ in Bild 32 soll als Abschätzung der maximal möglichen Spaltzugfestigkeit eines Leichtbetons bei bekannter Rohdichte dienen. Es wird grundsätzlich die experimentelle Ermittlung der Spaltzugfestigkeit empfohlen.

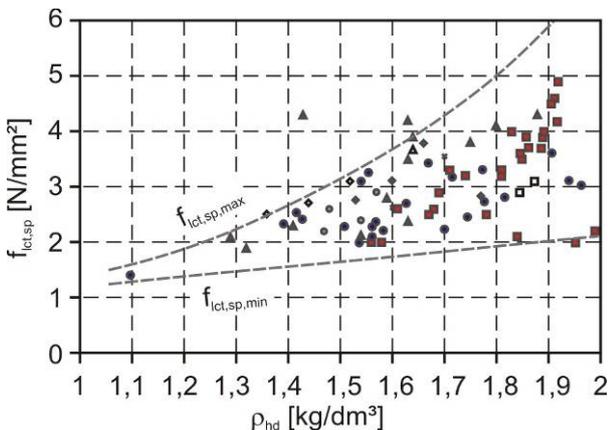


Bild 32 Spaltzugfestigkeit von Leichtbeton in Abhängigkeit von der Festbetonroh-dichte, Faust (2000) und König et al. (2001)

3.2.3.4 Schwinden, Kriechen, Quellen

Das zeitabhängige Verformungsverhalten von Leichtbeton wurde schon von vielen Forschern untersucht. Allerdings sind die Aussagen oft konträr, was bei dem breiten Spektrum an möglichen Leichtzuschlägen, Betonzusammensetzungen, Lagerungsbedingungen, Prüfzeiträumen und Probekörperformen nicht verwundert. Hier sollen nur kurz einige Aussagen zusammengestellt werden. Ausführlicher wurden die im Folgenden genannten Arbeiten in Curbach/Scheerer (2006) behandelt. Auch Faust (2000) ist als weiterführende Quelle zu nennen, da er eine umfangreiche Literaturstudie und eigene Versuche durchführte.

Grundsätzlich ist es schwer, eine allgemeingültige Aussage zur absoluten Höhe der zeitabhängigen Verformungen zu treffen, denn diese sind direkt abhängig vom konkret verwendeten Leichtzuschlag, seinem Wasserspeichervermögen, seiner Steifigkeit und von der Matrix, was schon sehr früh u. a. von Walz/Bonzel/Baum (1965) oder Heufers (1969) herausgefunden wurde. Im Vergleich zu Normalbeton ergaben Versuche mit Leichtbeton ähnliche Schwindverformungen und Endschwindmaße (Walz et al. (1965)), aber auch größere (Walz; Weigler/Karl (1967), Zelger (1970), Faust (2000)) oder kleinere Werte (Hanson (1965) oder Zelger (1970)). Die Kriechverformungen wurden für verschiedenste Leichtbetone ebenfalls in unterschiedlicher Höhe ermittelt: kleiner als bei vergleichbaren Kiessandbetonen u. a. von Walz et al. (1965) und Sickert et al. (1999), größer von Weigler/Karl (1967) oder sowohl als auch z. B. von Walz (1970) und Zelger (1970). Es sei an-

gemerkt, dass die aufgezählten Literaturquellen nur eine Auswahl bekannter Forschungsergebnisse sind. Trotz der Unterschiede kann man tendenziell sagen, dass:

- vorgehäste oder gesättigte Leichtzuschläge Quellen erzeugen und den zeitlichen Ablauf von Schwinden und Kriechen beeinflussen (Heufers (1969), Rostásy/Teichen/Alda (1974), Schmidt-Döhl/Thienel (1995-98), Sickert/Schwesing/v. Haza-Radlitz (1999), Faust (2000)),
- Leichtzuschläge den Schwindprozess verzögern, aber kaum das Endschwindmaß beeinflussen (Walz et al. (1965), Heufers (1969) und Faust (2000)),
- bei einem höheren Anteil an Leichtzuschlägen die zeitabhängigen Verformungen größer werden (Sickert, Schwesing und von Haza-Radlitz (1999)),
- die zeitabhängigen Verformungen mit steigender Betonfestigkeit oder bei Zusatz von Natursand geringer werden (u. a. Weigler/Karl (1967)),
- die Kriechverformungen hauptsächlich von den Matriceigenschaften beeinflusst werden und nur zweitrangig vom Vorhandensein von Leichtzuschlägen (Sickert et al. (1999)) und
- Betone mit gebrochenen Leichtzuschlägen stärker schwinden und kriechen als Betone aus Leichtzuschlägen mit ausgeprägter Sinterhaut (Heufers (1969) und Weigler/Karl (1972)).

In Bild 33 sind einige Forschungsergebnisse für Leichtbeton exemplarisch dargestellt, ergänzt durch Werte eines hochfesten Normalbetons.

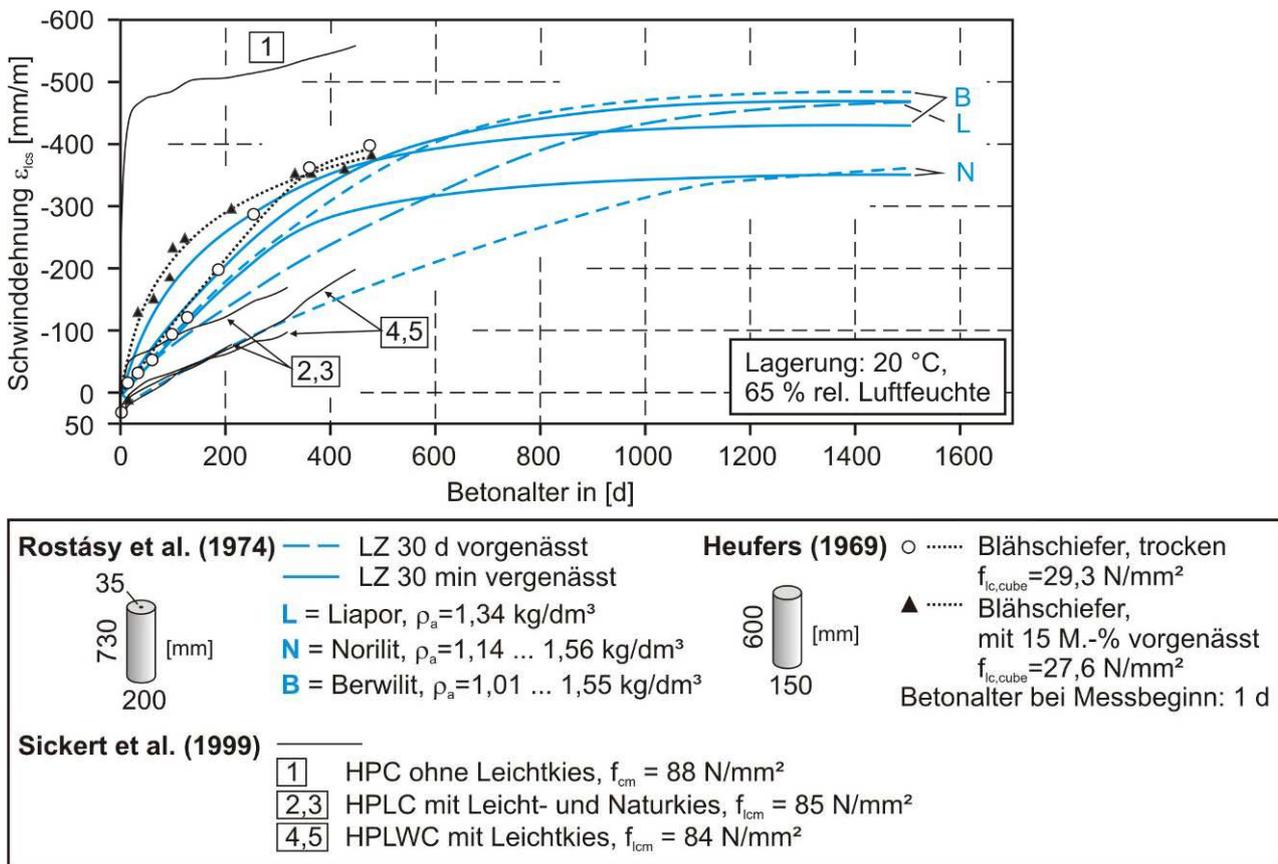


Bild 33 Schwinden von Leichtbetonen ergänzt durch Werte eines HPC

Anzumerken bleibt, dass beachtet werden muss, was für ein Normalbeton bei den jeweiligen Vergleichen herangezogen worden war, da die zeitabhängigen Verformungen auch bei Normalbeton von vielen Faktoren abhängen, wie z. B. von der Betonfestigkeit, den Zuschlägen oder den Erhärtungsbedingungen.

3.3 Mehraxiale Druckversuche

3.3.1 Historie

In ersten Tests mit Normalbeton untersuchte Föppl (1900) die so genannte Umschlingungsfestigkeit bei einem Spannungsverhältnis von $\sigma_1 = \sigma_2$ an Würfeln mit einer Kantenlänge von 7 cm in einer nach ihm benannten Prüfmaschine. Die Umschlingungsfestigkeit betrug das 1,8-Fache der einaxialen Festigkeit. Diese Versuche gelten als Beginn der Erforschung des Materialverhaltens von Beton unter mehraxialen Spannungszuständen. Zahlreiche Forschungsprojekte wurden seit dieser Zeit zu diesem Thema durchgeführt. Stellvertretend für mehraxiale Versuche an Normalbetonen seien – in chronologischer Reihenfolge – die Forschungsarbeiten von Kupfer (1973), Schickert/Winkler (1977) und van Mier (1984) genannt. Zusammenfassungen sind u. a. in Eibl/Iványi (1976) und Curbach et al. (1999, 2000) zu finden. Das mehraxiale Tragverhalten von Stahlfaserbeton untersuchten u. a. Kless (1988) und Curbach/Speck (2000) an der TU Dresden. Für hochfeste Betone liegen u. a. Ergebnisse von Chen (1984), Li/Ansari (1999), Rogge (2000) und Curbach et al. (2000) vor. Erste Resultate zum mehraxialen Materialverhalten von UHPC sind in Speck (2008) veröffentlicht. Bekannte Ergebnisse aus mehraxialen Druckversuchen an Leichtbetonen sind in Kap. 3.3.3 zusammengefasst. Trotz der insgesamt großen Anzahl an Versuchsergebnissen kann aber bisher keine allgemeingültige Aussage zum mehraxialen Tragverhalten von Beton getroffen werden. Das liegt vor allem daran, dass die erzielten Festigkeiten und Verformungen stark von der Betonart – also Normalbeton, Hochleistungsbeton, Leichtbeton etc. – abhängen, zum anderen aber auch von der Versuchsmaschine, den Lasteinleitungsmitteln, der Prüfkörperform und dem Prüfkörperalter. Einen Einblick in diese Problematik vermittelt das folgende Kapitel.

3.3.2 Versuchstechnik

Für mehraxiale Versuche haben sich zwei verschiedene Typen von Mehraxialprüfmaschinen bewährt – mehraxiale Prüfrahmen oder Triaxialzellen, s. a. Curbach et al. (2000) und Hampel (2006). Bedingt durch ihre Geometrie werden in Triaxialzellen zylindrische Prüfkörper (auch Hohlzylinder) getestet, Bild 34. Die axiale Last wird mit einer vertikalen Presse eingetragen. Der horizontale Druck wird durch eine Flüssigkeit (Öl oder Wasser) in der Druckkammer erzeugt. Um ein Eindringen der Druckflüssigkeit in die Probe zu verhindern, wird diese meist mit einer Gummihülle abgedichtet. Der genaue Einfluss der Hülle auf Bruchwerte und Verformungen konnte noch nicht eindeutig verifiziert werden. Weiche Hüllen können bei hohen Drücken zerstört werden, steife wirken u. U. umschnürend und damit festigkeitssteigernd, Li/Ansari (1999). Die möglichen Spannungs-kombinationen sind auf $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ bzw. $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$ beschränkt. Es können also nur Bruchwerte auf der sogenannten Druck- oder der Zugkurve erzielt werden (s. Bilder d-g in Kap. 1). Letztere Variante wurde kaum untersucht, da die Querdrücke, die in den Zellen erzeugt werden können, häufig nicht ausreichen, um ein Versagen des Prüfkörpers herbeizuführen, Hampel (2006).

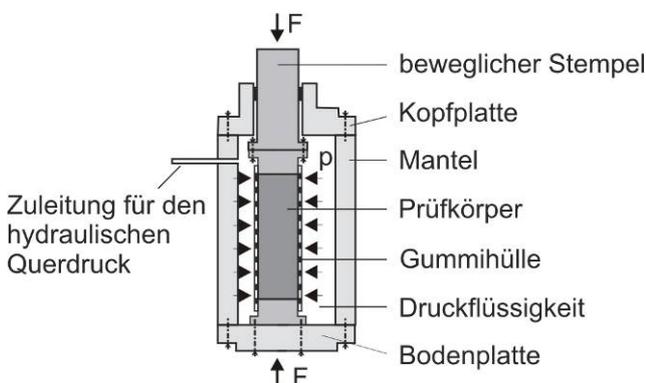


Bild 34 Schema einer Triaxialzelle

Beliebige Spannungs-kombinationen können in einteiligen oder mehrteiligen mehraxialen Prüfrahmen an prismatischen Prüfkörpern getestet werden. Diese Rahmen sind entweder für zwei- oder drei-axiale Tests ausgelegt. Durch die Eigenverformung der Prüfmaschine – diese setzt sich hauptsächlich aus den Verformungen der Kraftmessdose, der Adapterteile auf Zylinder- und Widerlagerseite und der Lasteinleitungsmittel zusammen – werden die Versuchsergeb-

nisse beeinflusst. Bei mehrteiligen Rahmen sind die einzelnen Achsen entkoppelt. Wenn je Achse zwei Zylinder vorhanden sind, wird die Probe im Idealfall zentrisch belastet. Nachteilig bei den bisher gebauten mehrteiligen Rahmen sind die geringere Leistungsfähigkeit und die geringere Eigensteifigkeit im Vergleich z. B. mit der einteiligen Maschine, die im Otto-Mohr-Labor der TU Dresden steht. Bei einteiligen Rahmen beeinflussen sich die Lastachsen gegenseitig. Ist je Achse nur ein Zylinder vorhanden, wird bei mehraxialer Belastung die Probe in die starre Widerlagerecke gedrückt, was ein Spannungs- und Dehnungsgefälle innerhalb des Prüfkörpers zur Folge hat, Bild 35.

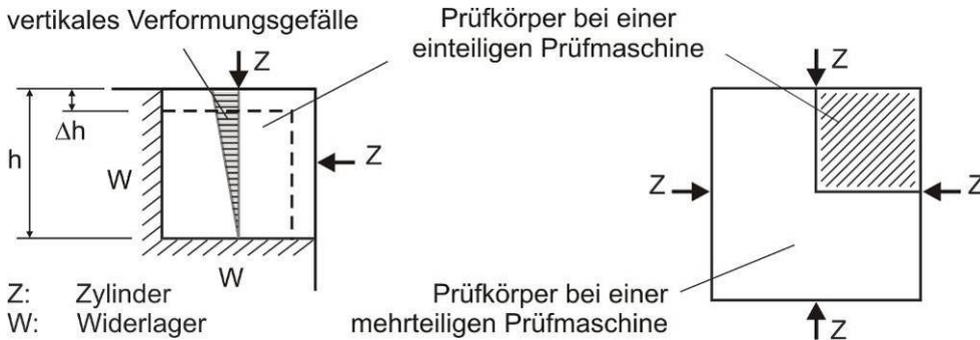


Bild 35 Verformungsgefälle bei mehraxialer Belastung in einer einteiligen Prüfmaschine (Bsp. vertikale Achse) und Vergleich zu einem mehrteiligen Rahmen

Belastungszyklen können weg-, dehnungs- oder kraftgesteuert gefahren werden. Für die Erfassung des Nachbruchbereichs ist die Kraftsteuerung ungeeignet, da die Prüfmaschine nicht sensibel genug auf die Verformungssprünge bei der fortschreitenden Prüfkörperzerstörung reagieren kann. Gute Ergebnisse werden hierfür mit einer Steuerung über sich während des Versuches ändernde Materialparameter wie die Querdehnzahl oder den E-Modul erzielt, z. B. Faust (1998).

Ein grundsätzliches Problem bei Versuchen ist die Schaffung eines definierten Spannungszustandes im Probekörper. Bei sehr großen Prüfkörpern stellt sich – abgesehen von den Randbereichen – in großen Teilen der Probe der gewünschte eindeutige Spannungszustand ein. In den meisten Fällen werden aber aufgrund beschränkter Platz- und Kraftkapazität kleinformige Probekörper untersucht. Also muss ein geeignetes Lasteinleitungsmittel gewählt werden. Hintergrund der verschiedensten Entwicklungen in diesem Bereich war das Bestreben, die Behinderung der Querdehnung der Betonprobe durch starre Lastplatten zu minimieren. Starre Druckplatten werden bei der einaxialen Regeldruckprüfung verwendet. Die hohe Endflächenreibung erzeugt quasi Kraftschluss zwischen Platte und Probe, wodurch die Querdehnung an den belasteten Seiten fast völlig behindert wird. Dies wirkt festigkeitserhöhend, Bild 36. Bei mehraxialen Versuchen bewirken starre Platten außerdem eine starke gegenseitige Beeinflussung der Lastachsen, was schon Hilsdorf (1965) feststellte. Deshalb führte man Versuche mit Gleitschichten zwischen Platte und Beton durch, z. B. Niwa et al. (1967) mit Gummi, Opitz (1969) mit einer aufgelösten Gleitschicht, Mills/Zimmermann (1970) mit Teflon oder Erdei (1979) mit Metallfolien. Probleme waren u. a. die nicht ausreichenden Steifigkeiten der Gleitschichten bei höheren Lasten und die fehlende Möglichkeit, Zugkräfte übertragen zu können. Gerstle et al. (1978, 1980) testeten u. a. mit Flüssigkeit gefüllte Belastungskissen. Die Störfelder in den Ecken und die Steifigkeit der Membran blieben hier ungelöste Fragen. Durchgesetzt haben sich dagegen Bürsten- und Stempelsysteme. Die ersten Belastungsbürsten entwickelte Hilsdorf (1965). Die Einzelborsten sollten sich durch ihre verringerte Steifigkeit der Querverformung des Prüfkörpers während des Versuchs anpassen. Zudem können Zugkräfte relativ einfach in eine Probe eingeleitet werden, wie z. B. Curbach/Hampel (1999) bei Druck-Zug-Versuchen an HPC zeigten. Nachteilig kann die konzentrierte Lasteinleitung unter den Borstenköpfen sein. Bei Stempelsystemen, wie sie Schickert (1973) und Schickert/Winkler (1977) verwendeten, werden solche Spannungsspitzen vermieden, problematisch war aber u. a. das mögliche Verkanten der Stempel. Die gesamte, hier nur kurz angerissene Problematik wurde schon von vielen Forschern ausführlich behandelt, erläutert und zusammengefasst. Genannt werden sollen u. a. Schickert (1973) und Schleeh (1975). Weiterführende Informationen enthalten auch Opitz (1969), Gerstle et al. (1978, 1980) oder Curbach et al. (2000). Das völlige Aufheben der Dehnungsbehinderung ist meiner Meinung nach noch nicht gelungen, da sich keines der bekannten Lasteinlei-

tungsmittel ideal dem sich während eines Versuches ständig wechselnden Verformungs- und Steifigkeitsverhalten eines inhomogenen Materials wie Beton anpassen kann.

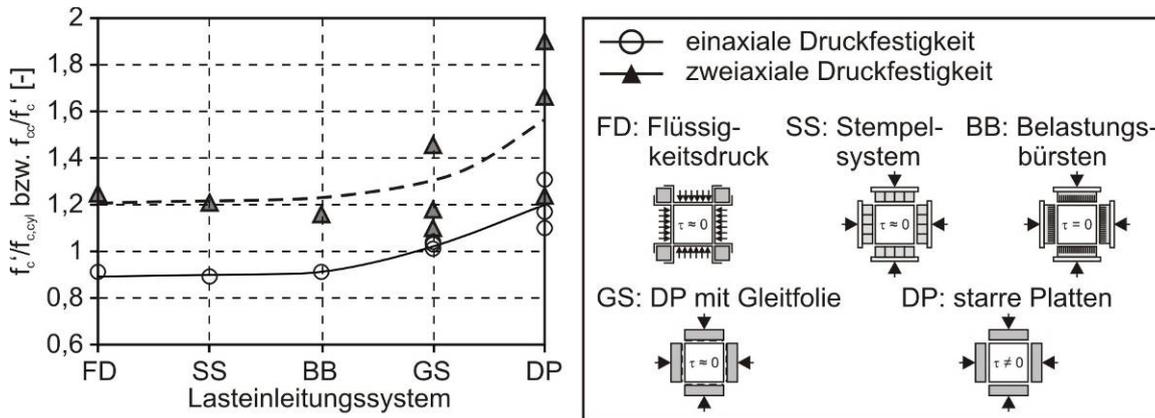


Bild 36 Zusammenhang zwischen einaxialer und zweiaxialer Festigkeit und unterschiedlichen Lasteinleitungssystemen, nach Gerstle et al. (1978)

Bei der Verformungsmessung wird grundsätzlich zwischen direkten und indirekten Methoden unterschieden. Genauere Informationen sind den angegebenen Quellen zu entnehmen. Die Aufzählung ist natürlich nicht vollständig.

Direkte Methoden:

- Dehnmessstreifen (DMS) auf der Probenoberfläche, z. B. Curbach et al. (1999, 2000, 2006), Hussein/Marzouk (2000),
- Fotogrammetrie (Probenoberfläche), z. B. Curbach et al. (2000), Curbach/Scheerer (2006),
- DMS in Nuten oder Bohrlöchern, z. B. Schickert/Winkler (1977),
- Innenmesselemente, z. B. Hütter/Renz (1976) und Skade (1983),
- induktive Wegaufnehmer (IWA) auf der Probenoberfläche, z. B. Opitz (1970), Curbach et al. (2000), Curbach/Speck (2002).

Indirekte Methoden:

- Vorschubmessung, z. B. Grübl/Springenschmidt (1983) und van Mier (1984),
- Messung der Bürstenquerdehnung bei Belastungsbürsten, z. B. Linse (1978), Curbach et al. (2000),
- fotogrammetrische Beobachtung der Lasteinleitung, s. z. B. Curbach/Scheerer (2006).

Bei ein- und zweiaxialen Versuchen können auf der Probenoberfläche DMS angebracht werden, mit denen die real auftretenden Verformungen direkt gemessen werden. Allerdings nehmen die DMS bei einem Verwölben der Oberflächen Dehnungen in zwei Raumrichtungen auf, Bild 37. Nachteilig ist, dass Risse die DMS zerstören können und dann keine weiteren Messwerte geliefert werden.

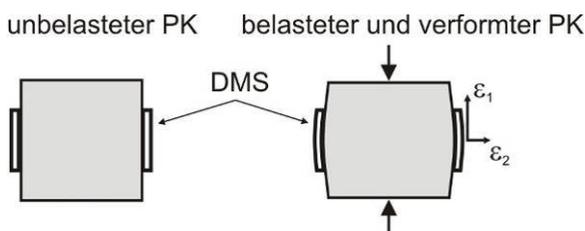


Bild 37 Dehnungsmessung mit DMS und Einfluss des Verwölbens der Oberfläche unter Last

Bei der Fotogrammetrie können mit modernen Auswertungsverfahren die Verformungen getrennt nach den Hauptrichtungen ausgewiesen werden. Allerdings war der technische Aufwand für das Verfahren selbst zur Zeit der Untersuchung hoch und die Auswertung langwierig und komplizierter als bei DMS oder IWA. Alle direkten Methoden, die eine Störung des Betongefüges bedingen, sind nicht zu empfehlen. Die Gefügestörung beeinflusst das Tragverhalten der gesamten Probe. Zudem ist die Wahl des Trägermaterials schwierig, da es i. d. R. nicht dem des Betons entspricht. Bei Innenmesselementen ist die genaue Lage des Messmittels sicher.

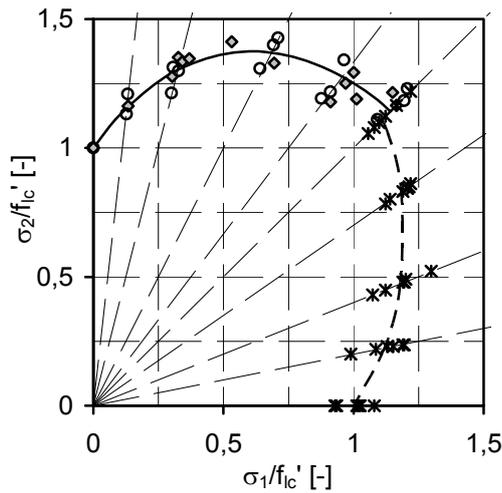
Indirekte Methoden kommen zum Einsatz, wenn die Prüfkörperoberflächen durch Lasteinleitungsmittel belastet werden und nicht mehr offen sichtbar bzw. zugänglich sind. Bei der Vorschubmessung beinhalten die Messwerte außer der Verformung des Prüfkörpers die Grenzflächenverformung und die Verformung der Lasteinleitungsmittel. Nach umfangreichen Eichversuchen mit verschiedenen Materialien und Spannungsverhältnissen können diese zusätzlichen Anteile teilweise rechnerisch eliminiert werden. Ein weiterer Nachteil ist der hohe Platzbedarf innerhalb des Prüfraumes. Wird die Bürstenquerdehnung aufgezeichnet, kann bei Kenntnis des Verformungsverhaltens der Bürsten die Verformung an der belasteten Prüfkörperoberfläche berechnet werden. Diese Methode wurde von Linse (1978) entwickelt und bisher auch bei vielen Dresdner Mehraxial-Versuchen angewendet. Bisher konnten aber noch nicht alle Probleme ausreichend geklärt werden, s. a. Kap. 6.

3.3.3 Zweiaxiale Druckversuche an Leichtbetonen

In diesem Kapitel werden die mir bekannten Versuche kurz in chronologischer Reihenfolge mit den wichtigsten Randbedingungen vorgestellt. Ausführlichere Angaben sind in den entsprechenden Originalquellen nachzulesen. Es ist zu beachten, dass in manchen Fällen die Bruchwerte aus Diagrammen heraus gemessen werden mussten und nicht Wertetabellen entnommen werden konnten. Hinweise zu dieser Problematik sind der Zusammenstellung im Anhang A5 zu entnehmen. Außerdem waren die Angaben zu den Zuschlägen oder Betonrohddichten oft unvollständig oder teilweise nicht eindeutig.

Frühe Versuche mit einem Leichtmatrixbeton sind von Niwa/Kobayashi/Koyanagi (1967) bekannt. Der Leichtzuschlag Lionite hatte ein Größtkorn von 15 mm. (Anm.: Nach Lazarus (1993) handelt es sich bei diesem Leichtzuschlag um einen geblähten (Ton-)Schiefer.) Die Würfel mit einer Kantenlänge von 10,5 cm wurden 27 Tage in Wasser und am letzten Tag vor dem Test an der Luft im Feuchtraum gelagert. Es wurden mehrere Chargen betoniert, da maximal 16 Würfel pro Charge hergestellt werden konnten. Der Beton hatte eine Festigkeit von $f_{1c,cyl100 \times 200} = 31,6 \text{ N/mm}^2$ bzw. von $f_{1c}' = 29,8 \text{ N/mm}^2$. Dabei ist f_{1c}' die in der Mehraxialmaschine ermittelte Druckfestigkeit. Die Lasten wurden über starre Platten und eine 0,23 mm dicken Gummischicht in Kombination mit Siliconfett in die Proben eingeleitet. Die Spannungsverhältnisse $\sigma_2/\sigma_1 = 0; 1/9; 1/4; 1/2; 3/4; 1$ wurden proportional oder über Lastpfade angesteuert. Die Auswertung ergab keine signifikanten Festigkeitsunterschiede in Abhängigkeit von der Lastgeschichte, Bild 38. Die maximale Festigkeitssteigerung von 40 % gegenüber der einaxialen Bezugsfestigkeit f_{1c}' wurde bei einem Spannungsverhältnis von $\sigma_2/\sigma_1 = 0,5$ registriert. Die zweiaxiale Festigkeit f_{1cc} gaben Niwa et al. mit $f_{1cc} = 1,2 \cdot f_{1c}'$ an. Aussagen zu eventuell ermittelten Verformungen wurden nicht getroffen.

Opitz (1970) testete Blähton-Scheiben – $f_{1c,cube200} = 22,5 \text{ N/mm}^2$ – 35 oder 36 Tage nach dem Betonieren. In drei Chargen wurden 20er Würfel hergestellt, daraus vier gleich große Scheiben gesägt, von denen die mittleren zwei zweiaxial getestet wurden. Die Versuche mit proportionaler Laststeigerung wurden in einer Biaxial-Prüfmaschine mit zwei voneinander unabhängigen 600-kN-Pressen durchgeführt. Die Prüfmaschine ist in Opitz (1969) näher beschrieben. Als Lasteinleitung verwendete Opitz starre Platten mit einem Foliensystem. Die Verformungen zeichneten auf den unbelasteten Seitenflächen je vier Einzel-DMS und ein DMS-Kreuz und quer dazu ein Lateral-Extensometer auf. In den Spannungsverhältnissen $\sigma_2/\sigma_1 = 0; 0,2; 0,4; 0,7; 1$ wurden je Lastkombination und Charge zwei Scheiben proportional belastet. Opitz stellte keine signifikanten Abweichungen zwischen den Ergebnissen an Leichtbeton und an Normalbeton fest, s. a. Opitz (1969). Die maximale Festigkeitssteigerung von 18 % wurde bei einem Sp.V. von $\sigma_2/\sigma_1 = 0,4$ erzielt. Die Umschlingungsfestigkeit betrug das 1,12-Fache der einaxialen Festigkeit, Bild 38.



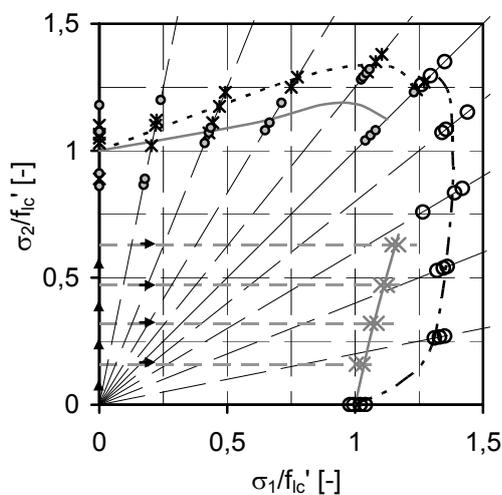
Versuche von Niwa et al.
 ○ ALWAC, proportionale Laststeigerung
 ◇ ALWAC, Lastpfad
 — ALWAC, Bruchkurve
 $f_{ic}' = 29,8 \text{ N/mm}^2$, $f_{icc} \approx 1,40 \cdot f_{ic}'$, $f_{ic2ax,max} \approx 1,20 \cdot f_{ic}'$
 PK: 10,5er Würfel mit Lionite als LZ

Versuche von Opitz
 - - * - - SLWAC, $\rho_f = 1,57 \text{ kg/dm}^3$
 $f_{ic}' = 16,5 \text{ N/mm}^2$, $f_{icc} \approx 1,12 \cdot f_{ic}'$, $f_{ic2ax,max} \approx 1,18 \cdot f_{ic}'$
 PK: 20×20×5 cm große Scheiben mit Blähtonkies

Bild 38 Bruchwerte der Druck-Druck-Versuche von Niwa et al. (1967) (links oben) und Opitz (1970) (rechts unten)

Zelger (1970) gab unter Verweis auf amerikanische Versuche für die zweiachsigkeit f_{icc} eine Festigkeitssteigerung von 8 % im Vergleich zum einaxialen Versuch an. Die Angabe bezog sich auf Leichtbetone mit einer Druckfestigkeit von ca. 30 N/mm².

Taylor/Jain/Ramey (1972) testeten drei Blähschiefer-Leichtbetone – $d_{GK} = 9,5 \text{ mm}$ – mit einaxialen Zylinder-Druckfestigkeiten $f_{ic,cyl100 \times 200}$ zwischen 14 und 35 N/mm² unter zweiachsigkeit Druckbelastung, Bild 39. Die 5×5×100-cm-Prismen wurden bis zum 27. Tag nass gelagert. Dann wurden die sehr kleinen Würfel mit 5 cm Seitenlänge zugesägt. Anschließend wurde die Nasslagerung bis einen Tag vor den mehraxialen Tests fortgeführt. Das Prüfkörperalter zum Zeitpunkt der mehraxialen Tests ist aus der vorliegenden Quelle nicht ersichtlich. Die Forscher führten zweiachsigkeit Druckversuche mit den Spannungskombinationen $\sigma_2/\sigma_1 = 0; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8; 1$ (a) unter proportionaler Laststeigerung und (b) mit definierten Lastpfaden jeweils mit Belastungsbürsten oder starren Platten durch. Bei Variante (a) wurden 3-4 Würfel pro Spannungsverhältnis und Lasteinleitungsmittel zerstört, bei Variante (b) nur 1-2. Verformungen wurden nicht gemessen. Im Gegensatz zu Opitz unterschieden sich die Bruchhüllkurven der Leichtbetone deutlich von Normalbeton. Die Differenzen betrafen sowohl die Festigkeitssteigerung bei Erhöhung des Spannungsverhältnisses σ_2/σ_1 als auch die Beträge des maximalen Festigkeitszuwachses und der zweiachsigkeit Festigkeit f_{icc} . Die maximale Festigkeitssteigerung wurde bei $\sigma_2/\sigma_1 = 0,8$ beim Beton mit der kleinsten Druckfestigkeit erzielt. Die Bruchwerte, die mit starren Lasteinleitungsplatten ermittelt wurden, lagen erwartungsgemäß deutlich über den Werten aus den Tests mit Belastungsbürsten. Im Gegensatz zu Niwa et al. (1967) ergaben sich auch klare Unterschiede in Abhängigkeit von der Lastgeschichte.



○ ALWAC 1, proportionale Belastung
 × ALWAC 1, Lastpfad
 $f_{ic} = 13,8 \text{ N/mm}^2$, $\rho_f = 1,52 \text{ kg/dm}^3$
 $f_{icc} = 1,31 \cdot f_{ic}'$, $f_{ic2ax,max} = 1,38 \cdot f_{ic}'$

- - * - - ALWAC 2
 $f_{ic} = 24,1 \text{ N/mm}^2$, $\rho_f = 1,58 \text{ kg/dm}^3$
 $f_{icc} = 1,24 \cdot f_{ic}'$, $f_{ic2ax,max} = 1,34 \cdot f_{ic}'$

● ALWAC 3:
 $f_{ic} = 34,5 \text{ N/mm}^2$, $\rho_f = 1,64 \text{ kg/dm}^3$
 $f_{icc} = 1,16 \cdot f_{ic}'$, $f_{ic2ax,max} = 1,29 \cdot f_{ic}'$

Anm.: Die Relation zwischen f_{ic} und f_{ic}' wird in der Originalquelle nicht angegeben.
 PK: 5er Würfel mit Blähschiefer

Bild 39 Bruchwerte aus den DD-Versuchen von Taylor et al. (1972), Lasteinleitung mit Bürsten

Kurze Zeit nach Taylor/Jain/Ramey veröffentlichten Atan/Slate (1973) Ergebnisse zweiaxialer Druckversuche an einem ALWAC und einem SLWAC. Als Leichtzuschlag wurde Blähschiefer mit einem Größtkorndurchmesser von 2 cm verwendet, was äußerst ungünstig war, da die gesägten Scheiben nur 1,3 cm dick waren. Die Prüfkörper waren zum Zeitpunkt der mehraxialen Tests sieben Tage alt und wassergesättigt. Die Laststeigerung erfolgte proportional in den Kombinationen $\sigma_2/\sigma_1 = 0; 0,2; 0,5; 1$. Mittels Stahlbürsten wurden mindestens drei Prüfkörper pro Spannungsverhältnis untersucht. Die Bruchkurven der beiden Leichtbetone waren sehr unterschiedlich, Bild 40 links. Beim SLWAC betrug die zweiaxiale Druckfestigkeit $f_{lcc} = 1,28 \cdot f_{lc}'$ und entsprach damit der größten erzielten Festigkeitssteigerung gegenüber dem einaxialen Fall überhaupt. Mit dem Leichtmatrixbeton konnte bei $\sigma_2 = 0,4-0,5 \cdot \sigma_1$ der maximale Festigkeitszuwachs von ca. +24 % erzielt werden, f_{lcc} war dann nur noch um etwa 14 % höher als die einaxiale Druckfestigkeit. Die extrem großen Streuungen der Einzelwerte könnten aus dem ungünstigen Verhältnis von Größtkorn zu Scheibendicke und den Gefügestörungen infolge des Durchtrennens großer Zuschlagkörner beim Sägen resultieren. Atan/Slate werteten auch die Verformungen unter mehraxialer Beanspruchung aus, Bild 40 rechts. Die σ - ε -Linien verlaufen größtenteils geradlinig. Die betragsmäßig größeren Verformungswerte wurden beim ALWAC gemessen. Eine Plateauphase in der Nähe der Bruchlast – wie bei Normalbeton zu beobachten – bildete sich nicht aus.

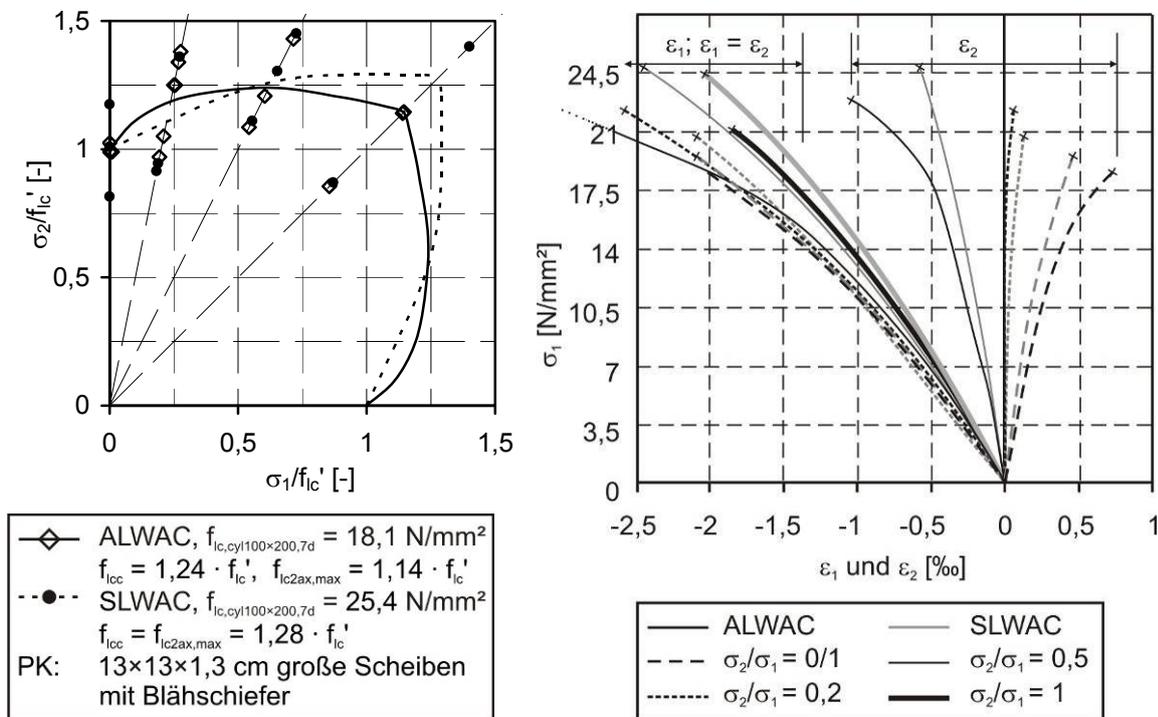


Bild 40 Bruchwerte und Verformungen aus den Druck-Druck-Versuchen von Atan/Slate (1973)

Linse/Stegbauer (1976) untersuchten je einen Leichtbeton, einen Gasbeton, einen Zementstein und einen Gips. Der Mischmatrixbeton besaß eine einaxiale Zylinderfestigkeit von 25 N/mm^2 , f_{lc}' betrug $27,4 \text{ N/mm}^2$. Zuschläge waren Liapor-Blähton 4/8 (5F) und 8/16 (5G) sowie Quarzsand und Quarzmehl. Durch die Wahl der Spannungscombinationen $\sigma_2/\sigma_1 = 0; 0,5; 1$ (ZZ); $-0,05; -0,1; -0,2$ (DZ); $0; 0,2; 0,5; 1$ (DD) erhielten die Forscher Bruchwerte und Spannungs-Dehnungs-Beziehungen im gesamten zweiaxialen Spannungsraum. Je Lastkombination wurden sechs Scheiben á $20 \times 20 \times 5 \text{ cm}$ mit Belastungsbürsten getestet. Das mittlere Prüfkörperalter betrug 28 Tage. Wegen der hohen Prüfkörperzahl wurden insgesamt sechs Chargen betoniert. Mit insgesamt sechs induktiven Dehnungsgebern wurden die Verformungen aufgezeichnet. Die Bruchwerte, die σ - ε -Linien und die Bruchverformungen für den Leichtbeton sind in Bild 41 abgebildet. Wie erwartet versagten alle Materialien spröde ohne nennenswerte plastische Dehnungen, wenn mindestens eine Zugkraft auf den Probekörper einwirkte. Unter zweiaxialer Druckbeanspruchung war das Ausmaß der plastischen Verformungen vor dem Bruch abhängig vom Material. Der Leichtbeton zeigte nur eine ge-

ringe Plastizität. Mit steigendem Druckanteil in der zweiten Achse wurden die plastischen Verformungsanteile größer.

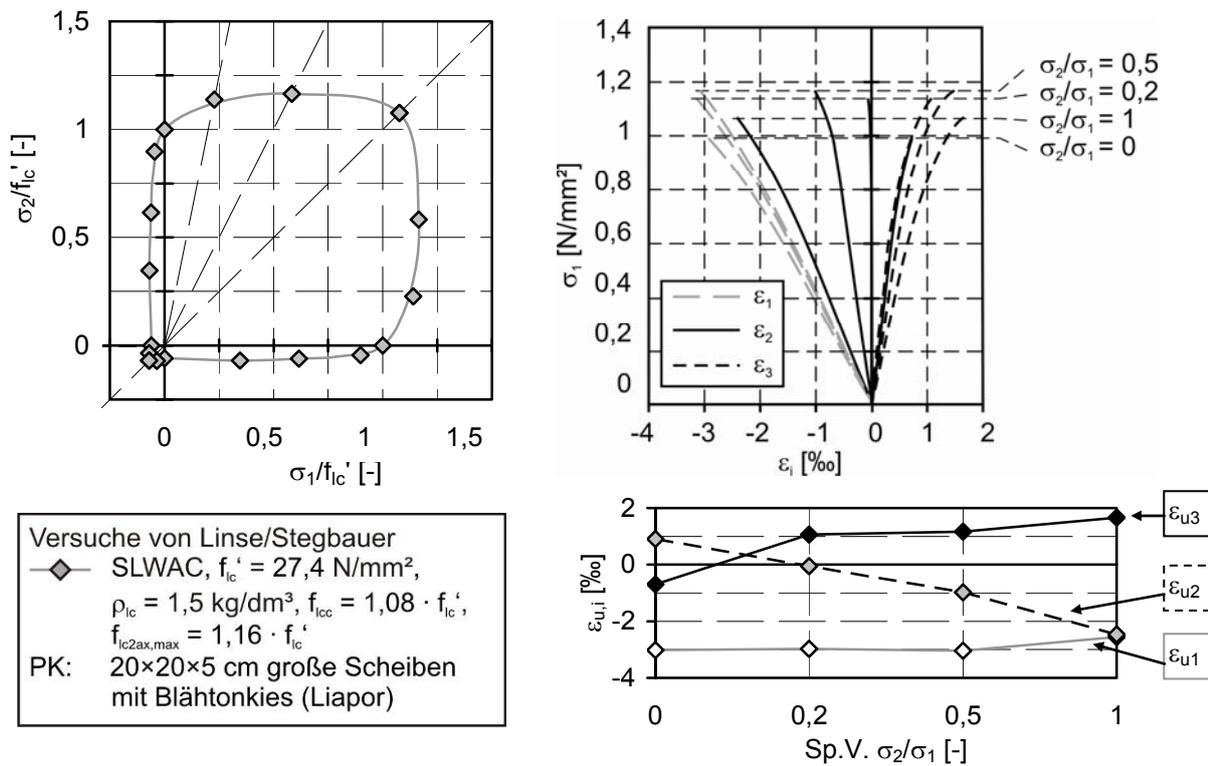


Bild 41 Bruchwerte, σ - ϵ -Linien und Bruchverformungen aus den zwei axialen Druckversuchen von Linse/Stegbauer (1976), Lasteinleitung mit Bürsten

Erwähnt werden sollen die Tests von Thienel (1994) zum DD-, DZ- und ZZ-Tragverhalten von verschiedenen Betonen und Mörteln unter erhöhten Temperaturen. Unter den untersuchten Materialien befand sich auch ein Leichtbeton mit Mischmatrix, an dem zwei axiale Druckversuche durchgeführt wurden. Die Prüfkörper wurden sieben Tage unter Wasser und dann bis zum Zeitpunkt der mehraxialen Tests nach 90 Tagen bei 20°C und 65 % relativer Luftfeuchte aufbewahrt. Es wurden nur einige wenige Versuche bei Raumtemperatur durchgeführt, weshalb hier nicht näher darauf eingegangen wird. Einzelne Werte sind in Bild 44 zu sehen.

In den vergangenen Jahren wurden von verschiedenen Forschern erhebliche Differenzen im mehraxialen Bruch- und Verformungsverhalten von Hochleistungsbeton im Vergleich zu Normalbeton mit geringeren Festigkeiten festgestellt, u. a. Curbach/Hampel (1999) und Hampel (2006). Auch beim Leichtbeton wurden solche Unterschiede vermutet. Einen ersten Anhaltspunkt dafür lieferten die Versuche von Hussein/Marzouk (1998, 2000). Sie testeten zwei HPC, einen HSLWC mit Blätschiefer als Grobzuschlag ($d_{GK} = 9 \text{ mm}$) und einen NC unter zwei axialer Beanspruchung und ermittelten sowohl die Gestalt der Bruchhüllkurve als auch σ - ϵ -Linien. Die Scheiben wurden in Plexiglasformen hergestellt, die 56 Tage im Wasserbad verblieben. Anschließend wurden die Probekörper im Klimaraum bis kurz vor der Prüfung nach 91 Tagen aufbewahrt. Bei den zwei axialen Druckversuchen ($\sigma_2/\sigma_1 = 0; 0,2; 0,5; 1$) wurden je zwei Scheiben geprüft und je drei bei den Druck-Zug-Versuchen ($\sigma_2/\sigma_1 = -0,05; -0,1; -0,2$) und den Zug-Zug-Versuchen ($\sigma_2/\sigma_1 = 0; 0,5; 1$). Die Belastung wurde mit Belastungsbürsten eingetragen. Die Bruchwerte und daraus resultierende Trendkurven sind in Bild 42 zu sehen. Hussein/Marzouk ermittelten für die Betone mit Normalzuschlägen einen maximalen Festigkeitszuwachs beim Spannungsverhältnis $\sigma_2/\sigma_1 = 0,5$ und für den Mischmatrixbeton bei ca. $\sigma_2/\sigma_1 = 0,7$. Der NC wies mit 31 % den niedrigsten Zuwachs gegenüber f_c' auf, was allerdings im Widerspruch zu anderen bekannten Forschungsergebnissen wie z. B. von Curbach et al. (2000) oder Hampel (2006) steht. Auch die über weite Teile fast gleiche Bruchkurve bei den beiden HPC entspricht nicht den Erfahrungen aus den Dresdner Versuchen. Die Verfor-

mungen wurden mit DMS auf den lastfreien Seitenflächen und mit einem Wegaufnehmer quer dazu registriert. Die σ - ε -Linien des Mischmatrixbetons sind im Bild 43 dargestellt.

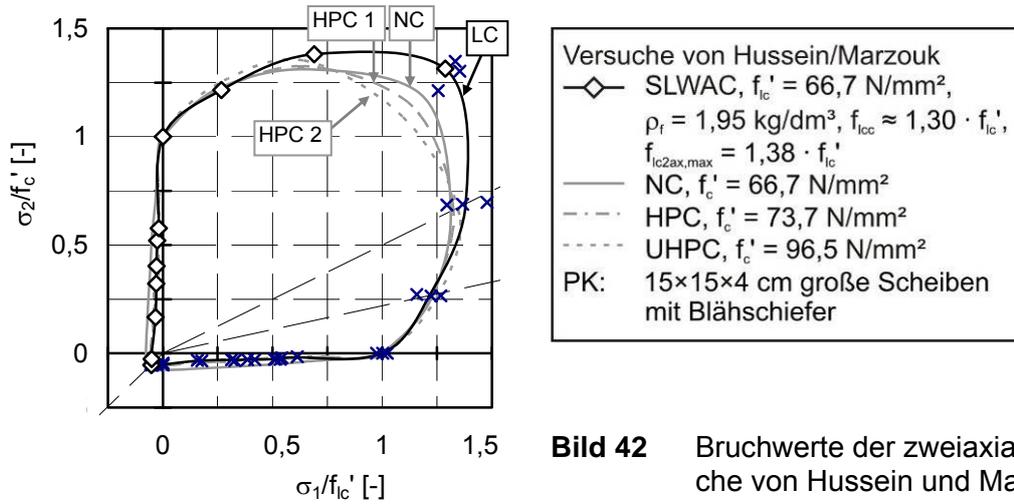


Bild 42 Bruchwerte der zwei axialen Druckversuche von Hussein und Marzouk (2000)

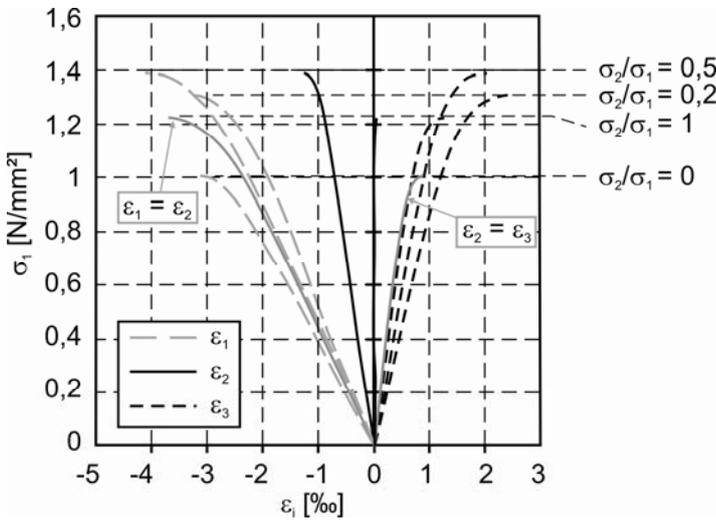


Bild 43 σ - ε -Linien aus den zwei axialen Druckversuchen an einem SLWAC von Hussein/Marzouk (2000)

Bild 44 fasst die vorgestellten Ergebnisse der DD-Versuche an Leichtbetonen zusammen.

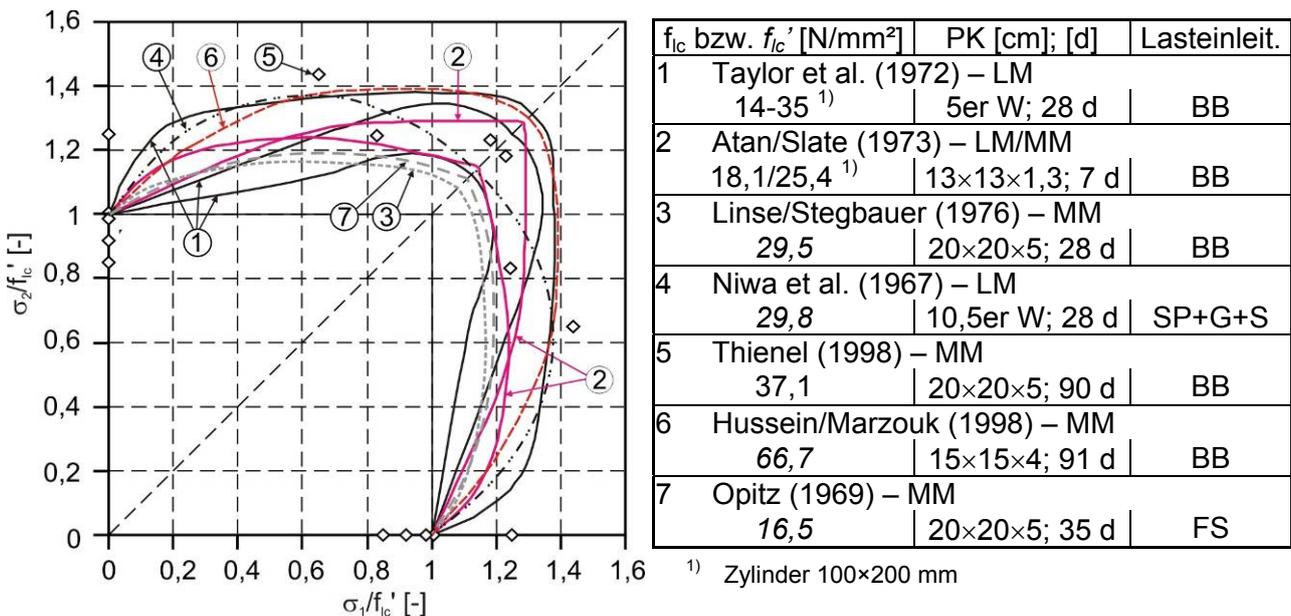


Bild 44 Bekannte Versuche an Leichtbeton unter zwei axialer Druckbeanspruchung

3.3.4 Dreiaxiale Druckversuche an Leichtbetonen

Hanson (1963) testete ALWACs aus acht verschiedenen Leichtzuschlägen mit $d_{GK} = 1,9$ cm und zwei Normalbetone als Referenz in einer Triaxialzelle nach 28 Tagen. Als Betonfestigkeit strebte er 24 N/mm^2 bzw. 35 N/mm^2 an. Bei der zweiten Gruppe wurden zudem die Erhärtingsbedingungen variiert. Die Leichtzuschläge waren aus fünf verschiedenen Tonschiefern, einem Schiefer, einem Ton und einer Hochofenschlacke hergestellt, s. Tabelle 62 im Anhang A5.1. Bei den dreiaxialen Druckversuchen wurden je zwei 10 cm hohe und 5 cm dicke Zylinder pro Lastpfad und Erhärtingsbedingung untersucht. Zuerst wurde der Radialdruck bis auf einen der vier vorgesehenen Werte zwischen 0 und $1/3 \cdot f_{ic,cyl}$ erhöht und dann bei konstanter Radiallast die Vertikalspannung σ_1 bis zum Bruch gesteigert. Alle Versuchswerte können dem Druckmeridian zugeordnet werden. Hanson stellte relativ große Streuungen bei den einaxialen Bruchwerten an den kleinen Zylindern fest, was er auf die im Vergleich zur Prüfkörpergröße großen Zuschläge zurückführte. Deshalb verwendete er $f_{ic,cyl100 \times 200}$ als Bezugsgröße und nicht wie sonst üblich f_{ic}' , da so die Abweichungen geringer waren. In Bereichen niedriger Bruchspannungen reagierten alle Leichtbetone ähnlich, Bild 45. Mit Zunahme des Querdrucks wurden aber die Unterschiede deutlich größer. Bei hohen Lateralspannungen wies der Normalbeton höhere Festigkeitssteigerungen auf als die Leichtbetone. Mit den bis zur Prüfung nass gelagerten Zylindern wurden grundsätzlich geringere Bruchwerte als mit den trockenen Proben erzielt. Verformungen wurden nicht gemessen.

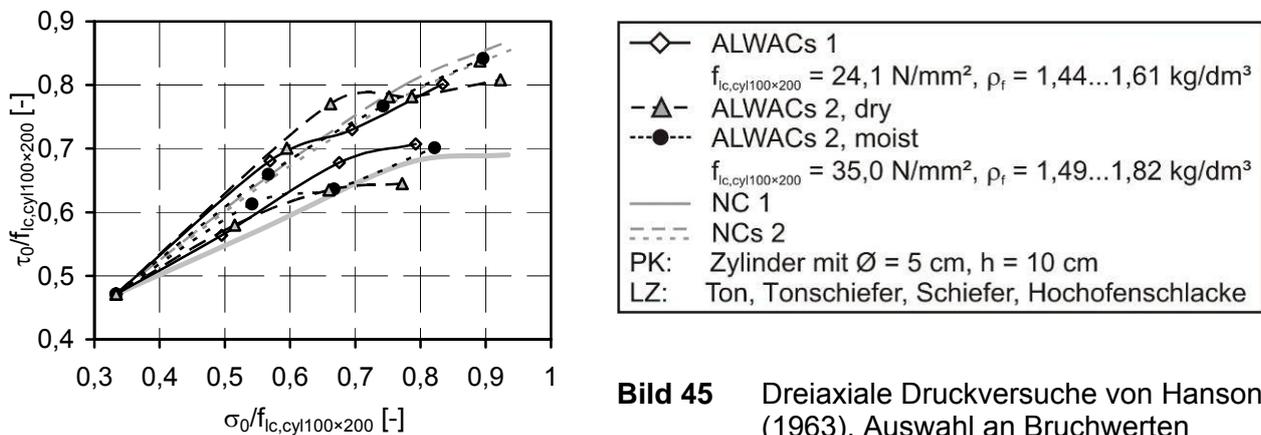


Bild 45 Dreiaxiale Druckversuche von Hanson (1963), Auswahl an Bruchwerten

Sims/Krahl/Viktory (1966) stellten sehr kleine Zylinder mit einem Durchmesser von 1,27 cm und einer Höhe von 2,54 cm aus Mörtel mit Blähtonzuschlägen her, die aus Prismen herausgetrennt und mit oder ohne Schutzhülle in einer Triaxialzelle getestet wurden. Die Versuche sind aber aufgrund der geringen Prüfkörperabmessungen nicht aussagekräftig und werden deshalb nicht näher vorgestellt.

Schon in Kapitel 3.3.3 wurden die zweiaxialen Druckversuche von Niwa/Kobayashi/Koyanagi (1967) vorgestellt. Die Forscher führten auch eine große Anzahl dreiaxialer Druckversuche durch. Bei den meisten erfolgte zuerst eine Laststeigerung entlang der Äquisektrix bis zu einem vorgegebenen Lastniveau A-F. Anschließend wurde ein Pfad in der Oktaederebene verfolgt. Bruchwerte und Lastpfade sind in Bild 46 skizziert.

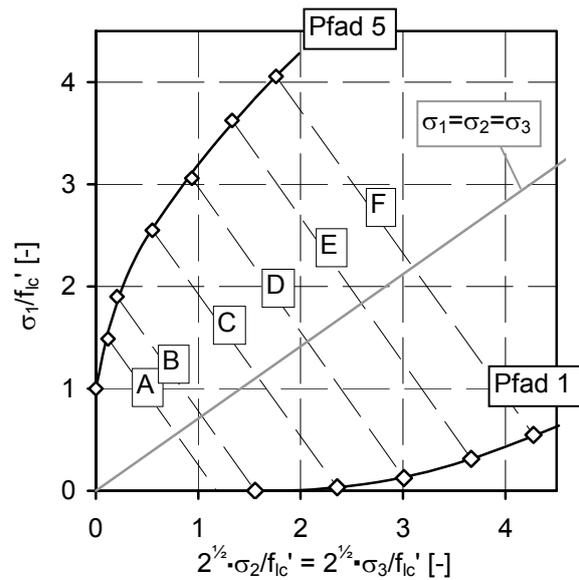
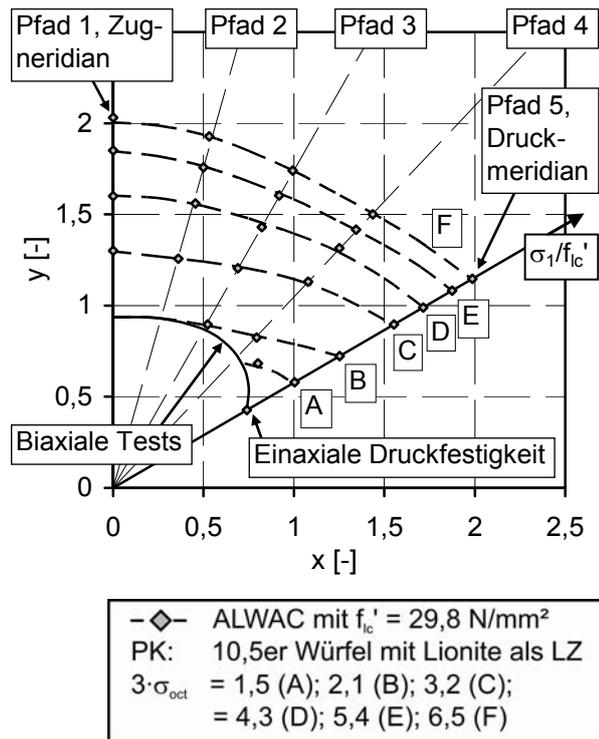
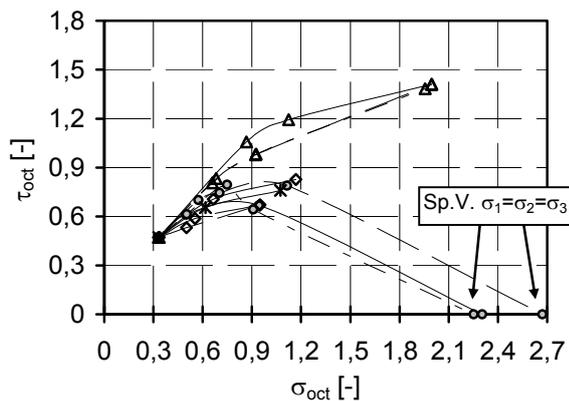


Bild 46 Ergebnisse der dreiaxialen Druckversuche von Niwa et al. (1967)

Grübl/Springenschmidt (1983) führten dreiaxiale Druckversuche an Mischmatrixbetonen durch. Sie testeten vier verschiedene Leichtzuschläge, die aber nicht näher benannt wurden, und mehrere Betonzusammensetzungen. Die 10er Würfel für die DDD-Versuche wurden aus einem größeren Block herausgesägt. Pro Spannungsverhältnis $(\sigma_2 = \sigma_3)/\sigma_1 = 0; 0,05; 0,1; 0,25; 1$ wurden nach 90 Tagen zwei Prüfkörper getestet. Die Einzelwerte streuten zum Teil erheblich. Die mittleren Bruchwerte sind im Bild 47 dargestellt. Die Prüfkörperverformungen wurden indirekt über das Messen der Querverformung der Bürsten und den Kolbenvorschub aufgezeichnet. Auf Grund der Fülle der Verformungsdaten wird hier auf eine Abbildung verzichtet und auf die Originalquelle verwiesen.



- SLWAC LZ 1
 $f'_{lc} = 13,5 \dots 15,2 \text{ N/mm}^2$, $\rho_{dry} = 1,22 \dots 1,24 \text{ kg/dm}^3$
- ✕ SLWAC LZ 2
 $f'_{lc} = 31,3 \text{ N/mm}^2$, $\rho_{dry} = 1,42 \text{ kg/dm}^3$
- △ SLWAC LZ 3
 $f'_{lc} = 32,9 \dots 47,5 \text{ N/mm}^2$, $\rho_{dry} = 1,61 \dots 1,64 \text{ kg/dm}^3$
- ◇ SLWAC LZ 4
 $f'_{lc} = 16,9 \dots 27,2 \text{ N/mm}^2$, $\rho_{dry} = 1,37 \dots 1,39 \text{ kg/dm}^3$
- PK: 10er Würfel
- *) ρ_{dry} aus Mischungsentwurf abgeschätzt!

Bild 47 Ergebnisse der dreiaxialen Druckversuche von Grübl/Springenschmidt (1983)

Einen Sonderfall der dreiaxialen Beanspruchung von Leichtbeton stellen die Versuche von Bjerkeli, Jensen und Lenschow (1983) dar. Sie testeten einen NC, einen HPC und einen SLWAC ($f'_{lc, cube} = 65 \text{ N/mm}^2$ bei $\rho_{lc} = 1950 \text{ kg/m}^3$) unter Wasserdruck. Anlass für die Versuche waren bis zu 300 m tief auf dem Meeresgrund stehende Plattformen zur Erdölförderung, s. a. Bild 3. In dieser Tiefe stellt der Wasserdruck eine enorme Belastung dar. Die statischen Druckversuche und die Langzeittests in verschiedenen Wassertiefen fanden in Meerwasser statt. Da die Versuchsbedingungen einen Sonderfall dreiaxialer Belastung darstellen, wird nicht näher auf die einzelnen Werte eingegangen. Genaueres ist in Bjerkeli/Jensen/Lenschow (1983) nachzulesen.

Etwa gleichzeitig wie Gröbl/Springenschmidt untersuchten Berra/Fatticioni/Ferrara (1984-1, -2) das dreiaxiale Tragverhalten eines Leichtbetons mit dem Blähtonzuschlag Leca, $f_{lc,cyl160 \times 320} = 15 \text{ N/mm}^2$, eines Leichtbetons mit gesinterter Flugasche (Lytag) und $f_{lc,cyl160 \times 320} = 32,4 \text{ N/mm}^2$ sowie je eines Normalbetons, Schwerbetons (Baryt) und Mörtels. Bei den mehraxialen Versuchen wurden 10er Würfel nach 56 Tagen geprüft. Die Laststeigerung erfolgte zunächst bis zu einem festgelegten Niveau $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Dann wurde entweder die vertikale Last (Pfad 1) oder die beiden horizontalen Lasten (Pfad 2) bis zum Versagen des Prüfkörpers erhöht. Die Bruchwerte beschreiben also den Druck- und den Zugmeridian. Die Kräfte wurden über starre Platten eingetragen. Mehrere Polyethylenschichten mit Schmiermittel sollten die Endflächenreibung minimieren. Für die Verformungsmessung standen zwei induktive Wegaufnehmer zur Verfügung.

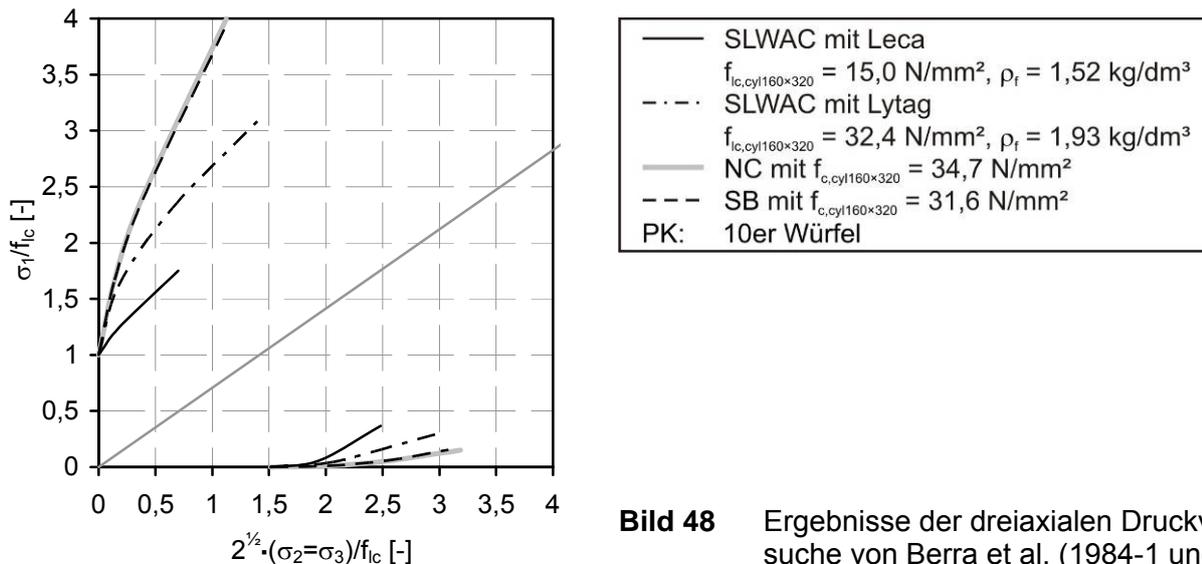


Bild 48 Ergebnisse der dreiaxialen Druckversuche von Berra et al. (1984-1 und -2)

Hoff (1992) entwickelte leistungsfähige Leichtbetone für den Einsatz in arktischen Gewässern. Für die u. a. durchgeführten dreiaxialen Druckversuche in einer Triaxialzelle wurden je Spannungsverhältnis und Mischmatrixbeton zwei Zylinder mit $h = 20 \text{ cm}$ und $\varnothing = 10 \text{ cm}$ hergestellt. Als Leichtkies wurden ein gebrochener Leichtzuschlag aus den USA (SLWAC 1) und pelletierter Leichtzuschlag aus Japan (SLWAC 2+3) getestet. Fehlstellen an der Prüfkörperoberfläche wurden mit einem hochfesten Gipsputz versiegelt. Hoff wollte herausfinden, wie groß eine vertikale Druckbelastung in verschiedenen Wassertiefen sein darf. Deshalb wurde beim Versuch zuerst der Radialdruck auf eines der insgesamt vier Lastniveaus gesteigert und anschließend der Axialdruck bis zum Bruch. Die Ergebnisse sind in Bild 49 zu sehen. Verformungen wurden nicht aufgenommen.

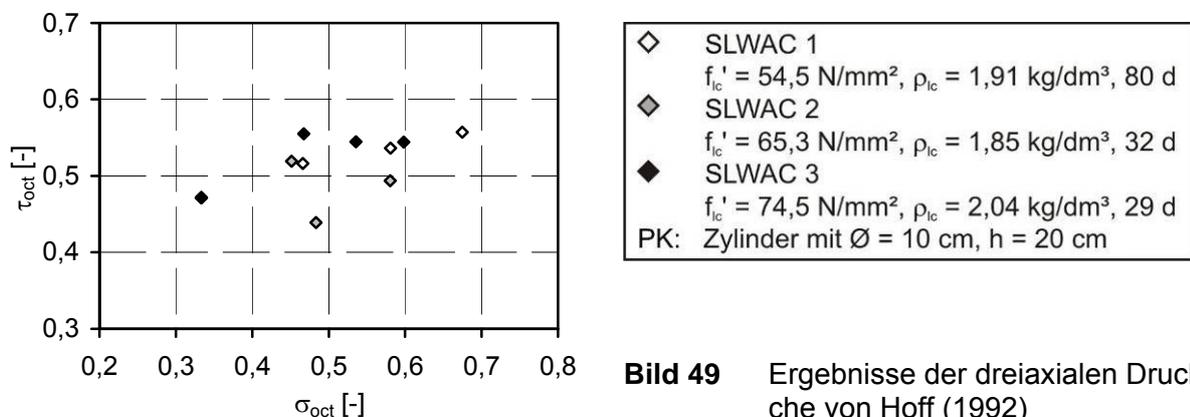


Bild 49 Ergebnisse der dreiaxialen Druckversuche von Hoff (1992)

In Bild 50 sind die bekannten dreiaxialen Versuchswerte zusammengefasst. Normiert sind die Versuchswerte im Bild 173 im Anhang A5.3 abgebildet.

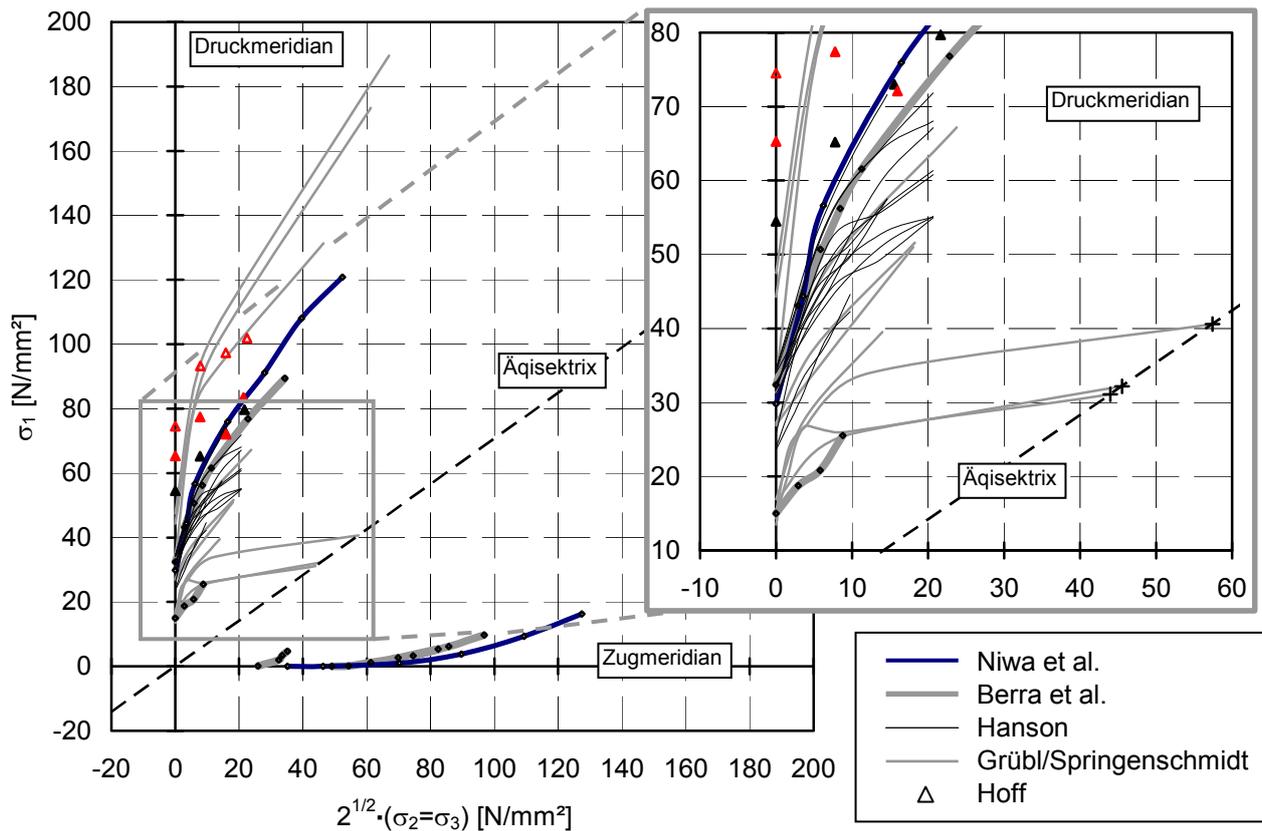


Bild 50 Zusammenfassung bekannter dreiaxialer Versuchswerte

3.3.5 Bruchkriterien für Leichtbeton unter mehraxialer Druckbeanspruchung

Ein Stoffgesetz soll einen Zusammenhang zwischen Spannungen und Dehnungen für ein Material beschreiben. Ganz allgemein kann man zwischen zähen und spröden Werkstoffen unterscheiden. Zu den zähen Werkstoffen mit eher regelmäßigem Aufbau gehört z. B. Stahl. Zähne Materialien verhalten sich unter Last weitgehend kontinuierlich, d. h. z. B. dass Druck- und Zugfestigkeit gleich groß sind. Vor dem Bruch beginnt der Werkstoff zu fließen. Mit Hilfe einer Vergleichsspannung können mehraxiale Spannungszustände auf den einaxialen Fall zurückgeführt werden. Spröde Materialien mit unregelmäßigem Aufbau reagieren dagegen diskontinuierlich. Sie versagen ohne Vorankündigung. Zu dieser Gruppe wird i. A. der Beton gezählt, auch wenn schon Eibl/Iványi (1976) erklärt haben, dass eine Stoffgruppe „körnige Materialien“ am zutreffendsten wäre.

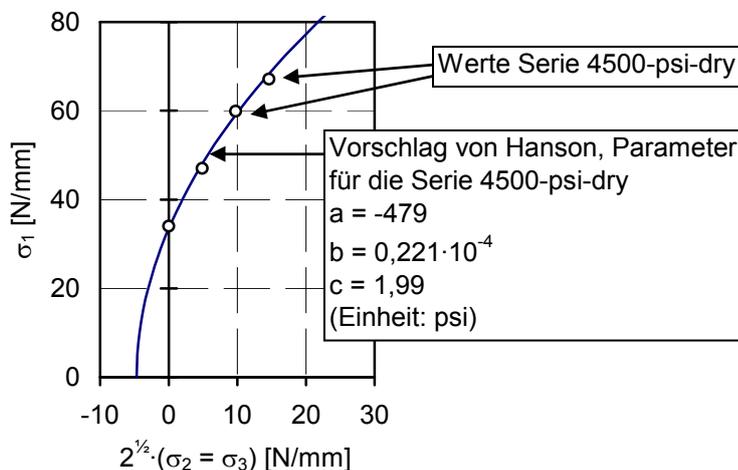
Bis heute ist es noch nicht gelungen, ein allgemeines Stoffgesetz für Beton aufzustellen. Allerdings gibt es eine Vielzahl von meist empirischen Ansätzen. Die historischen Festigkeitshypothesen werden nach der jeweils definierten Grenzbedingung unterschieden. Eine gute Einführung in das Thema gibt z. B. Läßle (2006). Die folgende Aufzählung ist unvollständig und soll nur einen kleinen Einblick in die Materie geben. Die älteste Formulierung ist die Schubspannungshypothese nach Coulomb (1736-1806; www-7). Das daraus entwickelte Mohr-Coulomb'sche Bruchkriterium besagt, dass die maximal aufnehmbare Schubspannung von der auf die betrachtete Ebene wirkenden Normalspannung abhängt. Die Haupt-Normalspannung-Hypothese von Lamé, Clapeyron und Rankine aus dem Jahre 1858 besagt, dass ein Bauteil aufgrund der größten Normalspannung versagt. Beltrami definierte als Grenzwert eine maximale Verformungsenergie. Zur weiterführenden Lektüre sind Paul (1968) und Eibl/Iványi (1976) empfehlenswert. Mit diesen Hypothesen kann aber i. d. R. das mehraxiale Tragverhalten von Beton nicht zutreffend beschrieben werden. Außer den klassischen Bruchhypothesen existiert noch eine Vielzahl weiterer Verfahren, mit deren Hilfe versucht wird, das Versagen von Beton zu verifizieren. Dazu zählen bruchmechanische Ansätze, rheologische Modelle, mathematisch-physikalische Modelle oder strukturorientierte Modelle.

Inzwischen wurden weltweit von verschiedenen Forschern Bruchkriterien vorgestellt, die anhand von realen Versuchsergebnissen verifiziert wurden. Allgemein beschreibt ein Bruchkriterium die Bruchbedingung, bei deren Erreichen der Werkstoff versagt. Stellt man die Gesamtheit der Bruchbedingungen im Raum dar, erhält man für Beton einen mit Bezug auf die Raumdiagonale mindestens dreifach symmetrischen, trichterförmigen Körper, s. a. Bilder d-g im Kap. 1. Diese Gebilde sollten einige Grundsätze widerspiegeln.

- Die Bruchfestigkeit von Beton ist von der Größe der hydrostatischen Spannung abhängig.
- In der Zugrichtung schließt sich die Bruchfläche bei Erreichen der dreiaxialen Zugfestigkeit. Dieser Wert wird zumeist geschätzt, da er versuchstechnisch nur äußerst schwierig zu bestimmen ist. Als hinreichend genau kann gesagt werden, dass Beton im Zugbereich dann versagt, wenn eine der drei möglichen Hauptspannungen die einaxiale Zugfestigkeit erreicht. Auch sonst stützt man sich im Zugbereich fast immer auf Annahmen, da nur wenige oder keine Versuchswerte bekannt sind.
- Der hydrostatische Druckbereich kann durch Versuche gut erfasst werden. Bruchwerte direkt auf der hydrostatischen Achse sind aber i. d. R. unbekannt, weshalb die meisten mathematischen Formulierungen Hüllkurven ergeben, die in Richtung hydrostatischer Druck geöffnet sind. Eine in Druckrichtung durch eine Kappe abgeschlossene Fließfläche stellen z. B. Sfer et al. (2002) vor.
- In Richtung der Äquisektrix wird die Form der Hüllkurve durch zwei Kurven bestimmt – den Druck- und den Zugmeridian. Diese Erzeugenden verlaufen gekrümmt und ungleich.
- Senkrecht zur Äquisektrix beschreiben Polfiguren die Bruchhüllkurve. Diese sollten in der Pi-Ebene stetig sein.

Eine ausführliche Zusammenstellung älterer Bruchkriterien beinhaltet Eibl/Iványi (1976). Einige speziell für das Bauwesen interessante Ansätze zur Beschreibung inelastischen Materialverhaltens hat Weber (2005) vergleichend betrachtet. Die Arbeit von Speck (2008) ist zu empfehlen, wenn man einen Überblick über einige neuere Bruchkriterien im Zusammenhang mit der mathematischen Beschreibung des Baustoffs Beton gewinnen möchte. Curbach et al. (2000) kalibrierten die Bruchkriterien von Willam/Warnke (1974) und Ottosen (1979) für hochfeste Betone. Hampel (2006) wandelte die Formulierung von Dahl (1992) so ab, dass mit ihr die realen HPC-Versuchswerte besser beschrieben werden können. Speck (2008) erweiterte das Ottosen-Kriterium für sprödere Normalbetone und anisotrope Materialien.

Speziell für Leichtbetone sind kaum Formulierungen bekannt. Von Hanson (1963) sind die ersten systematischen Versuche mit verschiedenen Leichtbetonen bekannt. Anhand seiner Versuchswerte schlug er Gleichung (3.14) für die Beschreibung des Druckmeridians vor. Die Beiwerte a-c ermittelte er empirisch. Für einen speziellen Leichtbeton sind Versuchswerte und Berechnungsvorschlag in Bild 51 zu sehen.



$$\sigma_3 = b \cdot \sigma_3^c + a \quad (3.14)$$

Bild 51 Druckmeridian nach Hanson (1963)

Niwa/Kobayashi/Koyanagi (1967) entwickelten ein Bruchkriterium für Leichtbeton unter dreiaxialer Druckbeanspruchung. In der mir vorliegenden Veröffentlichung werden die Versuche beschrieben und die Bruchwerte aus den Versuchen abgebildet. Zu den Parametern des Kriteriums gibt es keine Angaben.

Eine weitere Quelle zu dem Forschungsvorhaben konnte nicht eingesehen werden. Berra/Fattigioni/Ferrara (1984-1) formulierten Rechenvorschriften für den Druck- und den Zugmeridian anhand der von ihnen selbst durchgeführten Versuche, Gleichungen (3.15) und (3.16).

Druckmeridian:
$$\frac{\sigma_1}{f_{lc}} = 1 + K_1(P) \cdot \left(\frac{\sigma_2}{f_{lc}} \right)^{K_2(P)} \quad (3.15)$$

Zugmeridian:
$$\frac{\sigma_1}{f_{lc}} = \sqrt[{\kappa_4(P)}]{\frac{1}{K_3(P)} \cdot \left(\frac{\sigma_2}{f_{lc}} - K_5(P) \right)} \quad (3.16)$$

mit: $\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3$ oder $\sigma_1 \leq \sigma_2 = \sigma_3$

f_{lc} einaxiale Druckfestigkeit von Leichtbeton

$K_i(P)$ Parameter in Abhängigkeit von der Zuschlagporosität P (quadratische Polynome)

Die Parabeln zur Bestimmung der K_i -Parameter wurden in den Quellen (1984-1 und -2) nicht veröffentlicht, weswegen das Versagenskriterium nicht mit anderen Versuchswerten verglichen werden kann. Der Ansatz der Porosität kann im speziellen Fall sinnvoll sein. Eine Verallgemeinerung für beliebige Leichtbetone erscheint vor dem Hintergrund der Untersuchungen von Sell (1974) zur mehraxialen Kornfestigkeit fraglich, s. a. Kap. 3.2.1.4 und Bild 14.

Um die mehraxialen Verformungen von Normalbeton beschreiben zu können, wurden ebenfalls schon viele Modelle erdnen, s. wieder Eibl/Iványi (1976) mit einem Überblick über ältere, grundlegende Arbeiten zu diesem Thema. Bis heute konnte sich aber kein Modell für Normalbeton durchsetzen. Formulierungen speziell für Leichtbeton sind mir nicht bekannt.

In neueren ausführlicheren Werken zum Leichtbeton fehlen meist konkrete Angaben zum mehraxialen Tragverhalten oder es wird Forschungsbedarf postuliert, z. B. bei Faust (2000). Im State-of-the-art report (1999) des fib nimmt das Thema mit Teilflächenbelastung und Umschnürung lediglich eine halbe Seite ein. Deshalb wurden die Versuche, die im Folgenden vorgestellt und ausgewertet werden, durchgeführt, um das Wissen in diesem Teilgebiet zu erweitern.

4 Eigene Versuche mit Hochleistungsleichtbetonen

Im vorhergehenden Kapitel wurden wichtige Materialeigenschaften von Leichtbeton kurz beschrieben. In vielen Punkten bestehen Unterschiede zu herkömmlichem Normalbeton oder zu hochfestem Beton. Es wurden gesicherte Erkenntnisse, aber auch ungeklärte Aspekte herausgearbeitet. Bezüglich des mehraxialen Tragverhaltens konnten einige wenige Quellen gefunden werden. Eine Verallgemeinerung dieser Ergebnisse ist aber schwierig. Oft wurden nur wenige Prüfkörper untersucht. Teilweise waren die Versuchstechnik oder die Geometrie der Probekörper ungünstig. Die Betonfestigkeit war i. A. eher gering. Einige Forscher stellten mit kombinierten Versuchsprogrammen zwar punktuell Unterschiede zu Betonen mit Normalzuschlägen fest. Inwiefern aber z. B. die Leichtbeton-Druckfestigkeit oder die Art der Matrix das mehraxiale Materialverhalten grundsätzlich beeinflussen, wurde nicht systematisch geklärt. Bruchkriterien für Leichtbeton wurden bisher nur von zwei Forscherteams angegeben. Die Angaben in den dazu vorliegenden Literaturquellen sind allerdings lückenhaft. Diese Arbeit soll einen Beitrag leisten, diese Wissenslücke zu schließen.

4.1 Versuchsprogramm

Bei den eigenen Versuchen sollten Hochleistungsleichtbetone mit verschiedenen Betonfestigkeiten und Matrices untersucht werden. Die Anzahl der Spannungsverhältnisse und Prüfkörper sollten gesicherte Aussagen zum mehraxialen Bruch- und Verformungsverhalten unter zwei- und dreiaxialen Druckspannungs-Kombinationen liefern. Versuche mit einer oder mehreren Zugkomponenten wurden im Rahmen des von der DFG finanzierten Arbeitsprogramms nicht durchgeführt, sollten aber in Zukunft ergänzt werden. Tabelle 1 gibt einen Überblick über die durchgeführten Versuche.

Tabelle 1: Versuchsprogramm

Beton	B 1	B 2	B 3	B 4	B 5	B 6
Leichtkies	F 6.5		F 9.5		F 8	
Sand ¹⁾	LS	NS	LS	NS	LS	NS
Routineversuche	alle B 1	alle B 2	alle B 3	alle B 4	×	×
Zweiachiale Versuche	B 1/I	B 2/I	B 3/I	B 4/I	×	×
Dreiaxiale Versuche	B 1/II-1 und -2	B 2/II-1 und -2	B 3/II-1 und -2	B 4/II-1 und -2	-	-

¹⁾ LS: Leichtsand, NS: Natursand

Mit „Routineversuche“ sind standardisierte Versuche nach DIN EN 206 und nach DIN 1045-2 zur Verifizierung der Materialkennwerte von Beton gemeint. Im Einzelnen wurden ermittelt:

- die einaxiale Druckfestigkeit $f_{ic,cube}$ am 15er Würfel (7 und 28 Tage alt),
- die einaxiale Zylinderdruckfestigkeit f_{ic} am Standardzylinder mit $\varnothing = 15$ cm und $h = 30$ cm nach 28 Tagen,
- der E-Modul E_{ic} am Zylinder mit $\varnothing = 15$ cm und $h = 30$ cm nach 28 Tagen,
- die einaxiale Zugfestigkeit $f_{ict,ax}$ am Zylinder mit Einschnürung (Skizze in Tabelle 13) mit $\varnothing_{Rand} = 15$ cm, $\varnothing_{Mitte} \approx 11,7$ cm und $h = 30$ cm nach 28 Tagen,
- die Spaltzugfestigkeit $f_{ict,sp}$ am 10er Würfel nach 28 Tagen,
- die Rohdichte ρ_{hd} und die Trockenrohddichte ρ_{dry} .

In der Regel wurden je drei Prüfkörper getestet. Im Anhang A2.2 und im Forschungsbericht von Curbach/Scheerer (2006) sind nähere Angaben zu finden.

Bei den zwei axialen Druckversuchen entsprechen die Spannungsverhältnisse denen, die sich bei den bisher in Dresden durchgeführten mehraxialen Untersuchungen bewährt haben, Tabelle 2 und Curbach et al. (2000) oder Hampel (2006). Bei diesen Forschungsarbeiten hatte sich herausgestellt, dass mit den gewählten Kombinationen der zwei axiale Druckspannungssektor vollständig beschrieben werden kann.

Tabelle 2: Spannungsverhältnisse bei den zwei axialen Druckversuchen

Richtung 1 vertikal σ_1	Richtung 2 horizontal σ_2	Sp.V. $\sigma_2/\sigma_1 =$	Abkürzung	
1	-	0/1	000	
	$0,05 \cdot \sigma_1$	0,05	005	
	$0,2 \cdot \sigma_1$	0,2	020	
	$0,4 \cdot \sigma_1$	0,4	040	
	$0,6 \cdot \sigma_1$	0,6	060	
	$0,8 \cdot \sigma_1$	0,8	080	
	$0,95 \cdot \sigma_1$	0,95	095	

Das mittlere Betonalter je Spannungsverhältnis und Beton betrug ca. 28 Tage. Je Beton und Lastkombination wurden i. d. R. sechs Würfel getestet, Tabelle 3. Bei den Betonen B 5 und 6 war die Anzahl etwas geringer, da sie lediglich als Ergänzung zum Versuchsprogramm gedacht waren. Vereinzelt konnten z. B. aufgrund von Unregelmäßigkeiten bei der Versuchsdurchführung oder infolge von Beschädigungen an Prüfkörpern nicht alle Ergebnisse in die Versuchsauswertung einfließen. Entsprechende Anmerkungen sind im Text und vor allem im Anhang A3 zu finden.

Tabelle 3: Anzahl der getesteten Probekörper bei den zwei axialen Druckversuchen

Sp.V.	Beton	B 1/l	B 2/l	B 3/l	B 4/l	B 5	B 6
	Anzahl getesteter Würfel (Anzahl auswertbarer Versuche)						
000	6	6	8	6	4	5 (4)	
005	6	6	6	6	5	4	
020	6	6	6	6	4	4	
040	6	6	6	6	4	4	
060	6	6	6	7 (6)	4	4	
080	6	6	6	6	4	4	
095	6	6	6	6	4	4	
Summe je Beton	42	42	44	43 (42)	29	29 (28)	
Gesamtanzahl aller zwei axialer Versuche						229 (228)	

Die Spannungsverhältnisse für die drei axialen Druckversuche, Tabelle 4, wurden ebenfalls schon in den vorangegangenen Forschungsvorhaben untersucht. Auch sie wurden zugunsten der besseren Vergleichbarkeit der Ergebnisse aus Versuchen mit verschiedenen Betonsorten beibehalten. Die erzielten Bruchwerte lagen in der Nähe der Meridiane. Dies ist für die mathematische Beschreibung günstig, da die Meridiane die Gestalt der räumlichen Hüllkurve bestimmen und in vielen Bruchkriterien explizit definiert sind. Außerdem kann davon ausgegangen werden, dass die räumli-

che Bruchhüllkurve keinerlei Unstetigkeiten aufweist, weshalb die Form der Hüllkurve an den Meridianen mit den etwas abweichenden Versuchswerten sogar besser abgeschätzt werden kann. Die exakte Platzierung der Werte auf einer Meridiankurve ist also nicht zwingend nötig, da sie mit geeigneten Regressionen berechnet werden kann. Die Anzahl der durchgeführten dreiaxialen Druckversuche kann Tabelle 5 entnommen werden.

Tabelle 4: Spannungsverhältnisse bei den dreiaxialen Druckversuchen

Richtung 1 vertikal σ_1	Richtung 2 horizontal σ_2	Richtung 3 horizontal σ_3	Sp.V. $\sigma_3/\sigma_2/\sigma_1 =$	Abkürzung	
1	-	-	0/0/1	000	
	0,2 · σ_1	0,05 · σ_1	0,05/0,2/1	205	
		0,1 · σ_1	0,1/0,2/1	210	
		0,15 · σ_1	0,15/0,2/1	215	
	0,6 · σ_1	0,05 · σ_1	0,05/0,6/1	605	
		0,1 · σ_1	0,1/0,6/1	610	
		0,15 · σ_1	0,15/0,6/1	615	
	0,95 · σ_1	0,05 · σ_1	0,05/0,95/1	105	
		0,1 · σ_1	0,1/0,95/1	110	
		0,15 · σ_1	0,15/0,95/1	115	

Tabelle 5: Anzahl der getesteten Probekörper bei den dreiaxialen Druckversuchen

Sp.V.	Beton Charge	B 1/II		B 2/II		B 3/II		B 4/II	
		-1	-2	-1	-2	-1	-2	-1	-2
Anzahl getesteter Würfel (Anzahl auswertbarer Versuche)									
000		3	3	3	3	3 (2)	3	3	3
205		3	3	3	3	3 (2)	3	3	4
210		3	3	3	3	3	3	3	3
215		3	3	3	3	3	3	3	4
605		3	3	4	4	4	4 (3)	3	3
610		3	4	3	3	3	5 (4)	3	3
615		4	4	4	3	3	3	3	3
105		3	3	3	4	3	3	3	4 (3)
110		3	3	3	3	3	3	3	3
115		3	3	3	3	3	3	3	3
Summe je Beton		31	32	32	32	31 (29)	33 (31)	30	33 (32)
Gesamtanzahl aller dreiaxialer Versuche									254 (249)

Das mittlere Betonalter betrug je Spannungsverhältnis und Beton ca. 28 Tage. Stellt man den Beton mittwochs her, schwankt das Prüfkörperalter zwischen 26 und 30 Tagen, da die Würfel inner-

halb von fünf Tagen getestet werden sollten. Braucht man mehr als eine Woche für die mehraxialen Tests an einem Beton, würde das Prüfkörperalter auf unter 23 Tage sinken oder auf über 33 Tage steigen, s. a. Curbach et al (2000). In diesen Fällen dürfte der Einfluss des Prüfkörperalters nicht mehr vernachlässigbar sein. Um das Problem zu umgehen, wurden für die dreiaxialen Versuche je Beton zwei Chargen betoniert, da pro Spannungskombination und Beton insgesamt sechs Versuchswerte vorliegen sollten. Je Charge und Spannungsverhältnis wurden dann i. d. R. drei Würfel getestet. Da stets einige Würfel mehr als erforderlich hergestellt wurden, konnten wenn nötig auch einige Zusatzversuche durchgeführt werden, Tabelle 5.

Außer den Standardversuchen und den mehraxialen Drucktests wurden Ergänzungsversuche zum Einfluss der Prüfkörperform und des Prüfkörperalters auf die einaxiale Druckfestigkeit und zur Verformungsmessung mittels Fotogrammetrie durchgeführt. Näheres dazu kann in Curbach/Scheerer (2006), dem Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben CU 37/5-1, nachgelesen werden.

4.2 Versuchstechnik

4.2.1 Prüfmaschine

Die in Dresden eingesetzte Mehraxial-Prüfmaschine, Bild 52, wurde in den 70er Jahren des vergangenen Jahrhunderts gebaut und 1996 mit Mitteln der DFG modernisiert. Es handelt sich um einen 16 Tonnen schweren einteiligen Rahmen aus Stahlguss mit je einem starren Widerlager und einem Zylinder je Achse. Jeder Zylinder kann 5000 kN Druck oder 500 kN Zug erzeugen. Je Lastrichtung gibt es einen separaten servo-hydraulischen Regelkreis. Die Kräfte können wahlweise kraft-, weg- oder dehnungsgesteuert eingetragen werden.

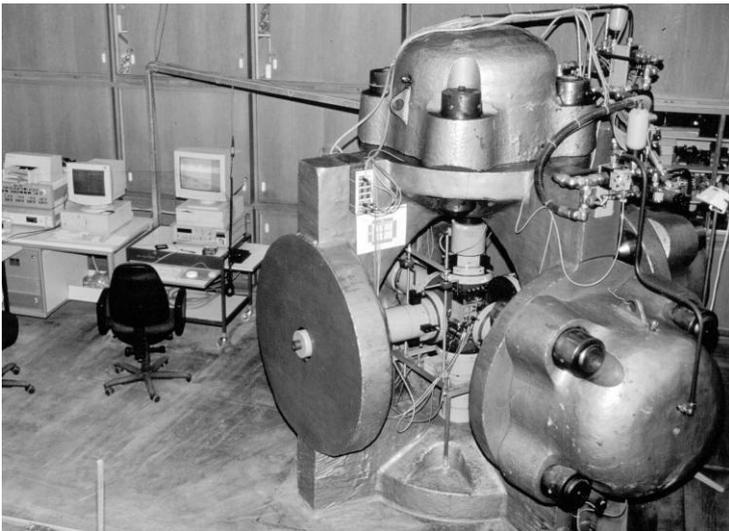


Bild 52 Triaxial-Prüfmaschine im Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden

Eichversuche im Rahmen der Modernisierungsmaßnahme – Curbach/Hampel (1999), Curbach et al. (2000) und Hampel (2006) – ergaben eine maximale Rahmenverformung von 0,05 % unter Vollast. Die gegenseitige Beeinflussung der Lastachsen ist also relativ klein. Bei den dreiaxialen Druckversuchen an Hochleistungsbetonen wurden 3,5 mm als maximale Gesamtverformung in einer Lastachse gemessen, Curbach et al. (2000). Dieser Wert wurde aufgrund der geringeren Lasten bei den Leichtbeton-Versuchen auch beim kritischsten Spannungsverhältnis nicht erreicht.

Bei den Versuchen in der Triaxial-Maschine wurden die Druckkräfte je Belastungskreis mit separaten Kraftmessdosen erfasst. Die Belastungszylinder wurden mit einer kombinierten Weg-Kraft-Steuerung gefahren. Die Steigerung der vertikalen Hauptlast erfolgte über den Maschinenweg. Mit dieser sensiblen Methode kann die schnell fortschreitende Schädigung im Bereich der Bruchlast und grundsätzlich auch im Nachbruchbereich berücksichtigt werden. Die Maschinendaten wurden im Sekundentakt mit einem Echtzeitmessgerät aufgenommen und an die Steuerung übergeben. Innerhalb von Sekundenbruchteilen wurde daraufhin die zweite und evtl. dritte Achse kraftgesteuert nachgeregelt. Damit hatten die vom Spannungsverhältnis abhängigen Eigenverformungen der Maschine keinen Einfluss auf die Einhaltung des gewünschten Spannungsverhältnisses. Durch die

Modernisierung erfolgte das Nachregeln innerhalb von Sekundenbruchteilen. Die angestrebte proportionale Laststeigerung konnte also gewährleistet werden.

Die kombinierte Steuerung ist auch der Grund dafür, dass das Spannungsverhältnis $\sigma_2/\sigma_1 = 0,95$ und nicht die reine zweiaxiale Druckfestigkeit geprüft wurden. Bei gleichen Spannungen $\sigma_1 = \sigma_2$ könnte nicht vorausgesagt werden, ob der Prüfkörper in der ersten oder in der zweiten Achse versagen wird. Bei Versagen in der kraftgesteuerten Achse wären vor allem andere Verformungen zu erwarten als bei Versagen in der weggesteuerten Achse. Um bei allen Versuchen die gleiche Steuerung der das Versagen auslösenden Kraft garantieren zu können, wurde die Spannung σ_2 immer geringfügig kleiner als σ_1 gewählt.

4.2.2 Lasteinleitung

Als Lasteinleitungsmittel für mehraxiale Versuche werden im Otto-Mohr-Labor seit einigen Jahren Belastungsbürsten eingesetzt, Bild 53. Eine Stahlbürste besteht aus 19×19 Borsten, die am unteren Ende mit der Grundplatte verschweißt sind. Eine einzelne Borste besitzt einen Querschnitt von 5×5 mm und eine freie Länge von 70 mm. Der Spalt zwischen den Borsten beträgt je 0,2 mm. Die Bürsten wurden aus Maraging-Stahl mit einer Zugfestigkeit von 1900 N/mm^2 angefertigt. Die einzelnen Borsten wurden nach einer thermischen Behandlung geschliffen und in die Bürstenblockrahmen vergossen. Abschließend wurde der Block komplett mit Grundplatte geschliffen, so dass eine völlig ebene Oberfläche entstand.

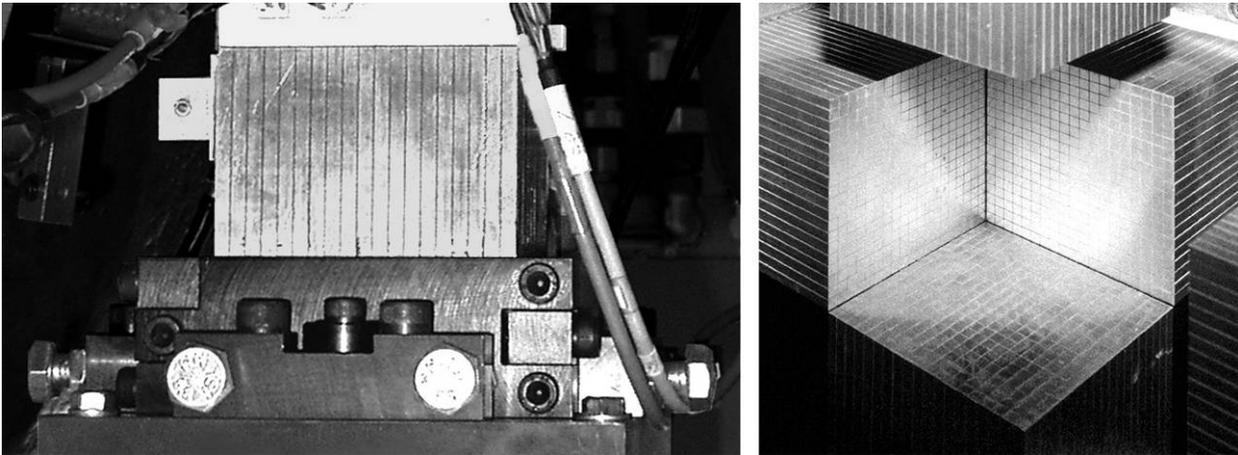


Bild 53 Belastungsbürsten für mehraxiale Versuche

Im Idealfall sollen solche Bürsten die Querdehnung des Betons beim Druck- oder Zugversuch nicht behindern, s. a. Bild 36 im Kap. 3.3.2. D. h., dass für jeden Beton und für jedes Spannungsverhältnis Bürsten mit spezieller Steifigkeit notwendig wären, was aber in der Praxis derzeit nicht umsetzbar ist. Außerdem kann dieser Nachteil im Vergleich zu den Problemen bei anderen Lasteinleitungssystemen als sehr gering angesehen werden. Ausführlich diskutierten diese Problematik u. a. Curbach et al. (2000). In dieser Quelle werden auch die verschiedenen Verformungsanteile behandelt, die aus dem Maschinenrahmen, aus der Grenzfläche zwischen Bürste und Beton und aus der gesamten Belastungseinrichtung inklusive Bürsten und Kraftmessdose etc. resultieren. Deshalb wird dieses Thema an dieser Stelle nicht weiter vertieft.

4.2.3 Verformungsmessung

Grundsätzliche Varianten der Verformungsmessung wurden in Kap. 3.3.2 kurz vorgestellt. Bei Mehraxial-Versuchen am Institut für Massivbau der TU Dresden hat sich bei ein- und zweiaxialen Tests die Kombination aus Dehnmessstreifen DMS auf der Probe und induktiven Wegaufnehmern IWA indirekt an den Belastungsbürsten und direkt an der Probe in der unbelasteten Richtung (Messbügel MB) bewährt. Bei den dreiaxialen Versuchen kamen nur noch IWA zum Einsatz. Als Ergänzung wurden photogrammetrische Verfahren getestet, die aber noch keine befriedigenden Ergebnisse geliefert haben. Der Messaufbau ist im Kap. 1 in den Bildern b und c skizziert. In Bild

54 sieht man zwei Aufnahmen des Versuchsstandes im Labor (jeweils einaxiale Versuche). Die Verformungsmessstellen und die zugehörigen Bezeichnungen sind Tabelle 6 zu entnehmen.

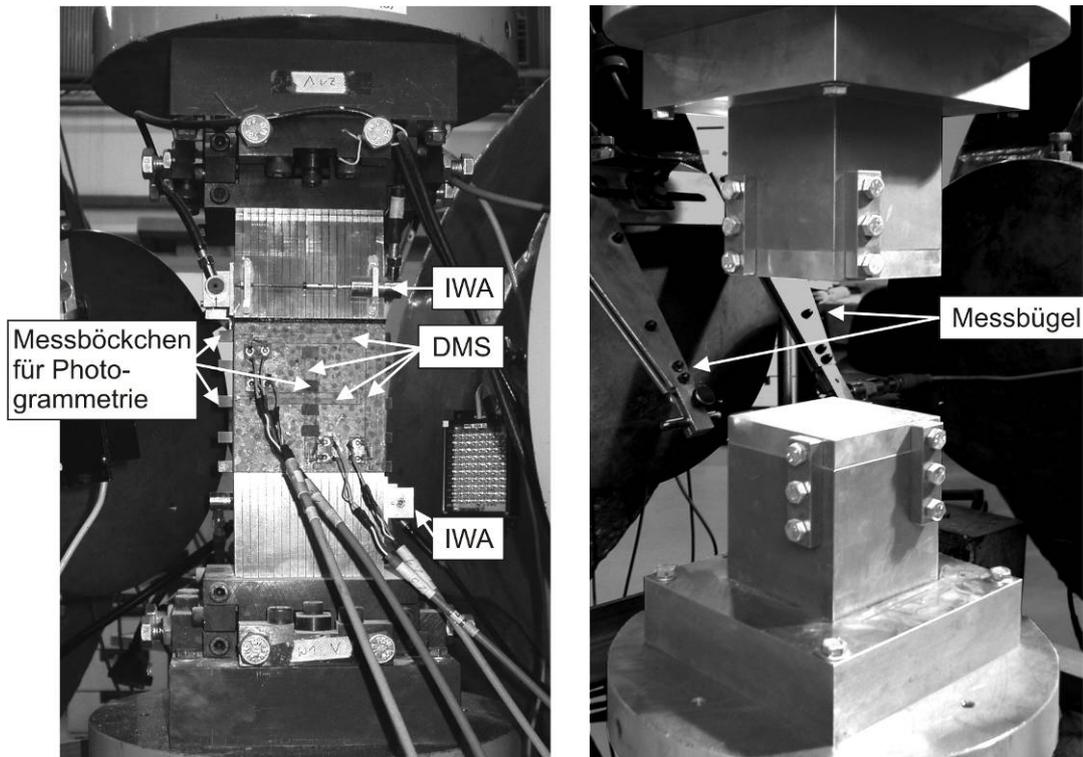


Bild 54 Messmittel bei Versuchen in der Triaxial-Maschine

Tabelle 6: Verformungsmessstellen bei den Versuchen in der Triaxial-Maschine

Mess- stelle	Anordnung parallel zu Richtung				
	1 (vertikal, Hauptlast)		2 (horizontal, Last entsprechend des Sp.V.)		3 (horizontal, Last entsprechend des Sp.V.)
	Vorderseite (1)	Rückseite (2)	Vorderseite (1)	Rückseite (2)	
Einaxiale Versuche in der Triaxial-Maschine					
DMS	1.1, 1.3	1.2, 1.4	2.1, 2.3	2.2, 2.4	-
IWA	-	-	2	4	MB, 5, 6
Zweiaxiale Versuche					
DMS	1.1, 1.3	1.2, 1.4	2.1, 2.3	2.2, 2.4	-
IWA	1	3	2	4	MB, 5, 6
Dreiaxiale Versuche					
IWA	1, 3, 8		2, 4, 7		5, 6

Bei den ein- und zweiaxialen Druckversuchen wurden die DMS auf der unbelasteten Betonoberseite und der gegenüberliegenden Fläche in einem vorgegebenen Raster appliziert. Zuerst musste die Betonoberseite geschliffen, gesäubert und gegebenenfalls entfettet werden. In einem markierten Raster wurde Spezialkleber aufgetragen und der Dehnmessstreifen appliziert. Später erfolgten das Aufkleben der Lötstützpunkte und das Anlöten der Kabel. Für alle Tests wurden Einzel-DMS und DMS-Kreuze der Firma Preußner Messtechnik mit einer aktiven Gitterlänge von 60 mm verwendet. Die Anordnung der DMS ist Bild b (Kap. 1) und Bild 54 zu entnehmen.

Die Halterungen für die IWA wurden bei allen Versuchen an den jeweils zweiten Borsten vom Bürstenrand aus gesehen angeklebt. Gemessen wurde die Bürstenquerdehnung, aus der indirekt unter Ansatz einer mathematischen Näherung für die Biegelinie der Borste auf die Verformung des Prüfkörpers in der Kontaktzone Beton-Lasteinleitungsmittel geschlossen werden konnte. Das Verfahren wurde von Linse (1978) vorgeschlagen und wurde in der Vergangenheit von vielen Forschern aufgegriffen, s. z. B. Curbach et al. (2000). Es wird im Anhang A4 kurz vorgestellt. Die Anordnung der IWA ist wieder in den Bildern b und c im Kap. 1 dargestellt.

Der so genannte Messbügel wurde nur bei den ein- und zweiaxialen Versuchen eingesetzt. Mit Hilfe dieses Wegaufnehmers konnte die Ausdehnung des Würfels im Zentrum der unbelasteten Seitenflächen gemessen werden. Dazu wurde eine Aufhängung konstruiert, die es erlaubte, den Wegaufnehmer ohne Zwängungen in Richtung der Achse 3 zu platzieren, Bild 54 rechts. Das Zentrieren wurde durch je einen Messpunkt erleichtert, der direkt neben dem DMS-Kreuz kurz vor Versuchsbeginn aufgeklebt wurde.

Alle Verformungsdaten wurden über ein Vielstellenmessgerät im Sekundentakt abgefragt und auf dem Messrechner gespeichert. Je Messstelle und Versuch wurde so ein kompletter Datensatz erzeugt. Auch Zeiten und Kräfte wurden im Protokoll gespeichert.

4.2.4 Versuchsdurchführung

Bei den ein- und zweiaxialen Druckversuchen wurden die Würfel bis auf wenige Ausnahmen so eingebaut, dass die geschliffene Betonoberseite die unbelastete Rückseite („Seite 2“) bildete. Eine einheitliche Einbaulage gewährleistete, dass eventuell durch das Schleifen entstandene Gefügestörungen oder ein Steifigkeitsgefälle als Folge der nicht immer homogenen Verteilung der Leichtzuschläge im Würfel alle Versuchsergebnisse gleichermaßen beeinflussen.

Zu Beginn eines jeden Versuches wurden die Oberflächen der Lasteinleitungsmittel zunächst optisch parallel zur konkreten Probe ausgerichtet. Dazu wurden die Kugelkalotten, die sich an jeder Zylinder- und Widerlagerseite befinden, über je vier Schrauben gelockert und verstellt, s. Bild 55 und Bild 56. Den einzigen Festpunkt ohne Kalotte bildete das Widerlager 1 mit der unteren vertikalen Bürste. Diese konnte als Einzige nicht gekippt sondern nur horizontal verdreht und verschoben werden. Waren die Widerlagerseiten eingerichtet und justiert, wurde der Würfel mit einer sehr geringen vertikalen Kraft festgeklemmt, um die Dehnmessstreifen verkabeln zu können. Nach einem Nullabgleich am unbelasteten Würfel wurde mit der Feinjustierung der Bürsten mit Hilfe der DMS zuerst in horizontaler, dann in vertikaler Richtung begonnen. Bei jedem Arbeitsgang wurde die Last langsam auf 30 kN gesteigert. Die DMS erlaubten die Kontrolle, ob dabei die Verformung des Würfels homogen über den gesamten Querschnitt anstieg. Wurde ein Dehnungsgefälle beobachtet, wurde der Probekörper entlastet und die Kalotte auf der Zylinderseite neu positioniert, Bild 56. Diese Arbeitsgänge wurden so oft wiederholt, bis sich ein homogener Dehnungszustand unter der Vorlast im Würfel einstellte. Abschließend wurden der Messbügel angebracht und die Messbereiche der IWA eingestellt.

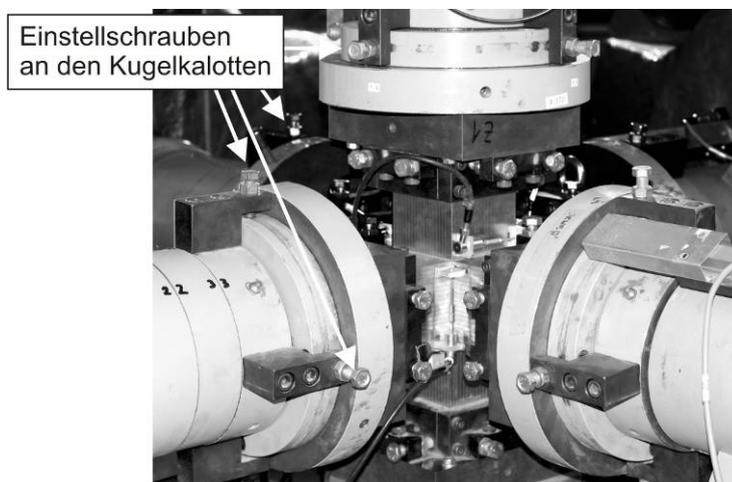


Bild 55 Beispiel für den mehraxialen Versuchsaufbau, hier: dreiaxiale Druckversuche

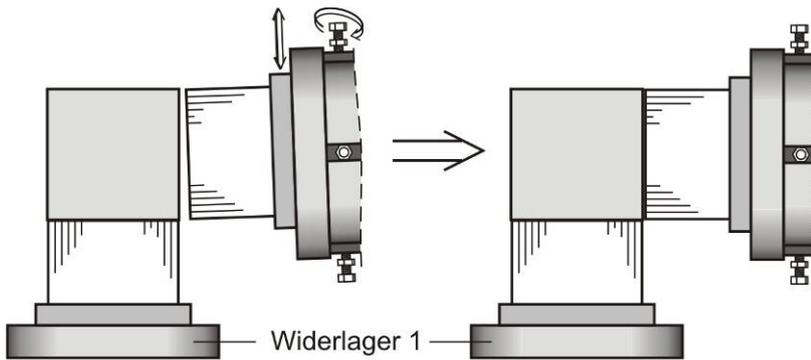


Bild 56 Ausrichten einer Kalotte

Bei den dreiaxialen Druckversuchen war der Prüfraum so beengt, dass vor jedem Versuch die untere Widerlagerbürste gelockert und verschoben werden musste, um einen Würfel ein- oder ausbauen zu können. Danach wurden die Widerlagerbürsten optisch ausgerichtet. Die Feinausrichtung konnte nun aber nicht mit Hilfe der DMS kontrolliert werden. Stattdessen wurde mit 0,2 mm dünnen Metallstreifen getestet, ob sich der Abstand zwischen Bürste und Würfel beim langsamen Be- oder Entlasten gleichmäßig veränderte. Nacheinander wurden so alle Bürsten ausgerichtet. Zum Schluss wurde der Messbereich der IWA überprüft und eventuell korrigiert.

Jeder Versuch begann mit einer weggesteuerten Rampe auf 5 bzw. 10 kN im Hauptbelastungskreis 1. Bei mehraxialen Versuchen wurde gleichzeitig der zweite und eventuell der dritte Kreis weggesteuert entsprechend des angestrebten Spannungsverhältnisses nachgeregelt. In der anschließenden Haltezeit wurde mit einer kraftgesteuerten Rampe unter Beibehaltung des Lastniveaus F_1 das Spannungsverhältnis exakt eingestellt. Im nächsten Schritt wurde die Vertikallast kraftgesteuert mit 1000 N/s auf 20 kN erhöht. Währenddessen wurden die Variablen für das Steuerprogramm definiert und die benötigten Eingangswerte protokolliert. Eine kurze Pause erlaubte eine letzte Kontrolle des Versuchsraumes und der Messmittel. Anschließend wurde die Last 1 weggesteuert bis zum Versagen des Prüfkörpers erhöht. Bei der Festlegung der Vorschubgeschwindigkeit orientierte ich mich an der jeweiligen Betonfestigkeit und am Spannungsverhältnis. So konnte die Versuchsdauer gesteuert werden. Da die Leichtbetone unter einaxialer Druckbeanspruchung sehr spröde versagten, betrug hier die Vorschubgeschwindigkeit 0,002 mm/s. Bei den zweiaxialen Versuchen wurde die Geschwindigkeit auf 0,003 mm/s erhöht. Der längste Versuch dauerte 12 Minuten und 7 Sekunden (Beton B 4/I, Sp.V. 095). Da sich bei den dreiaxialen Versuchen vor allem bei den Mischmatrixbetonen und hohen hydrostatischen Spannungen sehr lange Versuchszeiten und demzufolge ein erhöhter Anteil an nicht erfassbaren Kriechverformungen abzeichneten, wurde der Zylinder 1 zunächst mit 0,004 mm/s vorgefahren, bis ca. 70-80 % der Bruchlast erreicht waren. Dann wurde die Laststeigerung mit 0,003 mm/s bis zum Bruch fortgesetzt. Der zweite (und dritte) Belastungskreis wurde in allen Fällen entsprechend des Spannungsverhältnisses kraftgesteuert nachgeregelt. Mit maximal 22 Minuten und 34 Sekunden (Beton B 4/II-1, Sp.V. 215) dauerten die dreiaxialen Versuche teilweise trotzdem sehr lange.

Das Versuchsende wurde durch verschiedene Grenzwerte definiert. Ein dynamischer Kraftsprung von ≥ 7 kN sollte den Beginn des Auseinanderbrechens des Würfels signalisieren. Außerdem wurden maximale Weggrößen festgesetzt, um die Prüfmaschine und die Lasteinleitungsmittel nicht zu gefährden. Selbstverständlich konnte der Versuch auch manuell gestoppt werden. Mit dem beschriebenen Versuchsaufbau konnte der Nachbruchbereich bei den zweiaxialen Druckversuchen nur im Ansatz, bei den dreiaxialen gar nicht untersucht werden, da sich bei großen Wegen die Bürsten gegenseitig zerstören würden. Hier besteht Forschungsbedarf.

4.3 Versuchskörper

4.3.1 Eigenschaften des verwendeten Leichtzuschlags

Bei der Wahl des Leichtzuschlags standen zwei Argumente im Vordergrund – es sollten hohe Betonfestigkeiten herstellbar sein und der Leichtzuschlag sollte sich in der Praxis bewährt haben. Beide Bedingungen erfüllen die Blätone Liapor. Das Produkt wird in Deutschland hergestellt und ist in verschiedenen Kornfestigkeiten als Leichtsand und Leichtkies erhältlich. Die Kornfestigkeit ist

ausreichend, um hochfeste Leichtbetone herstellen zu können, was viele Forschungsarbeiten und Anwendungen bisher belegt haben. Das Produkt wird schon seit mehreren Jahrzehnten hergestellt und weiterentwickelt, wodurch eine gleich bleibende, gute Qualität vorausgesetzt werden konnte.

Liapor wird aus ca. 200 Millionen Jahre alten Tonen hergestellt, (Liapor 1998). Die Rohstoffe werden im Tagebau gefördert, anschließend gebrochen, gemahlen, getrocknet und zu kleinen Kügelchen granuliert bzw. pelletiert. Im Drehrohrofen verbrennen die organischen Bestandteile bei ca. 1200 °C. Die Kugeln blähen sich auf. Gleichzeitig schmilzt die Oberfläche und es entsteht die charakteristische Sinterhaut, s. a. Bild 6 und Bild 8 in Kap. 3.2.1. Die runden Liaporperlen sind feinporig und gleichzeitig sehr druckfest. Die Oberfläche ist relativ glatt. Der Liapor-Sand besteht aus gebrochenen Blähtonkugeln. Zwischen Zementstein und Leichtzuschlag finden puzzolanische Reaktionen statt, die den Verbund zum Zementstein erhöhen.

Einige spezielle Eigenschaften des verwendeten Liapors sollen kurz vorgestellt werden. Zum Zeitpunkt der Planung der mehraxialen Versuche kamen für die angestrebten Betonfestigkeiten die Leichtkiese F 6.5, F 8 und F 9.5 aus dem Lieferprogramm der Firma Liapor in Frage. In Anlehnung an Faust/Dehn (1998) und Bild 16 konnte mit Leichtbetonfestigkeiten zwischen 40 N/mm² für einen Leichtmatrixbeton mit F 6.5 und 100 N/mm² für einen Mischmatrixbeton mit F 9.5 gerechnet werden. Tabelle 7 zeigt, dass auch bei industriell hergestellten Leichtzuschlägen die Kornfestigkeit Schwankungen unterworfen ist. Bei der Analyse von Ergebnissen anderer Forscher, die ebenfalls Liapor als Zuschlag verwendet haben, muss man sich dieser Schwankungen bewusst sein. Die kursiv gedruckten Werte (Quelle: Liapor (1999/2000)) sind grundsätzlich die Bezugsgrößen in dieser Arbeit, da der Großteil der Zuschläge in den Jahren 2001/02 geliefert wurde.

Tabelle 7: Übersicht über die Kornrohdichten der verwendeten Leichtzuschläge

Zuschlag	Kornrohdichte ρ_a in [kg/dm ³] und Standardabweichung ^{2) 3)}			
	Liapor (1999/2000) ²⁾	(www-13 2002) ³⁾	(www-13 2005) ³⁾	Eigene Versuche
F 6.5 4/8	1,168 (27,8)	1,225 ± 0,125	¹⁾	1,04
F 9.5 4/8	1,57 (-)	1,825 ± 0,125	1,70 ± 0,10	1,55
F 8 4/8	1,45 (74,8)	-	1,50 ± 0,10	-
K-Sand 0/4	1,509 (37,0)	1,60 ± 0,1	1,50 ± 0,20	-

¹⁾ Korngruppe 0/4 nicht im Lieferprogramm

²⁾ Standardabweichung in [%]

³⁾ Standardabweichung in [kg/dm³]

Die Sinterhaut entsteht beim Blähen, Bild 6. Ihre Dicke ist abhängig von der Kornrohdichte. Zhang und Giørv (1991-1) untersuchten u. a. die Mikrostruktur von Liaporperlen F 6, 7 und 8 und stellten fest, dass die Dicke der Sinterhaut zwischen < 0,1-0,3 mm variierte, Kap. 3.2.1.3. Je größer die Kornrohdichte war, umso ausgeprägter war auch die Sinterhaut. Gleichzeitig verlangsamte sich die Wasseraufnahme. Wichtig für die Herstellung von Leichtbeton ist die Erkenntnis, dass halbierte Körner ca. die doppelte Wassermenge innerhalb von 30 min im Vergleich zu ganzen Perlen saugen, obwohl bei annähernd kugelförmiger Gestalt halbierte Körner nur eine um ca. 50 % größere Oberfläche haben. Auch dafür ist die Sinterhaut verantwortlich. Das Wasseraufnahmevermögen der Leichtzuschläge ist eine sehr unbestimmte Größe beim Mischungsentwurf. Wie im Kapitel Stand der Kenntnis nachzulesen ist, haben sich bisher viele Forscher dieses Themas angenommen. Eine einfach anzuwendende, allgemeingültige Gesetzmäßigkeit wurde aber noch nicht gefunden. Grundsätzlich verhält sich jeder Leichtzuschlag anders. Oft wird empfohlen, die Wasseraufnahme von getrocknetem Leichtkies nach 30 Minuten zu bestimmen und diesen Wert dem Anmachwasser zuzuschlagen. Für den 30-Minuten-Wert liefert der Hersteller Angaben. In eigenen Versuchen mit Liapor wurden allerdings abweichende Werte festgestellt, zumal der Zuschlag beim Betonieren haldenfeucht verwendet werden sollte. Die Ergebnisse für die Leichtkiese F 6.5 und F 9.5 sind in den folgenden Diagrammen zu sehen.

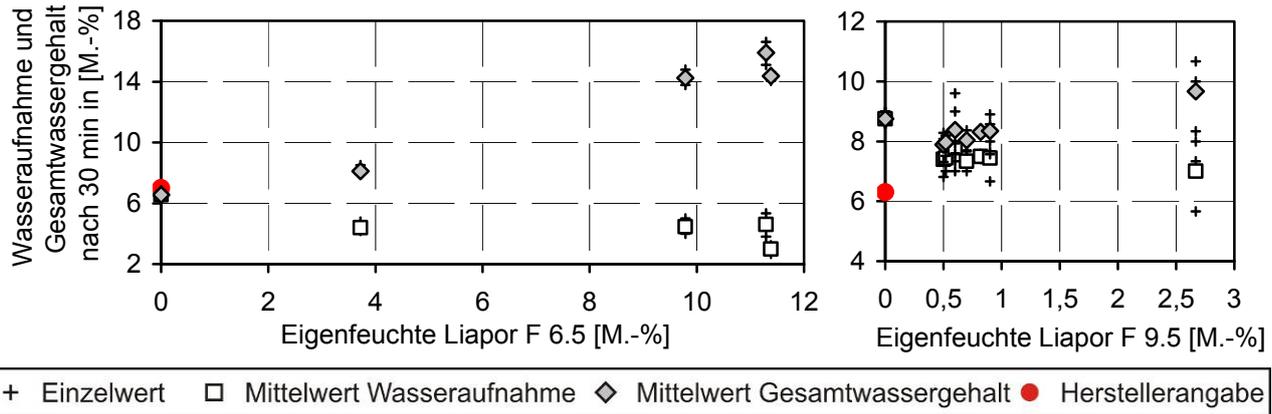


Bild 57 Wasseraufnahme und Gesamtwassergehalt von haldenfeuchtem Liapor F 6.5 und F 9.5

Das Saugen von Leichtsand wird im Allgemeinen beim Mischungsentwurf nicht beachtet. Ich stellte aber fest, dass die Eigenfeuchte und das Wasseraufnahmeverhalten des Leichtsand es nicht vernachlässigt werden sollte, da sich Schwankungen beim Wasseranspruch der Leichtmatrixbetone ergaben, die ich u. a. auf die unterschiedlichen Ausgangsfeuchten des Sandes zurückgeführt habe. Konkrete quantitative Angaben zum Saugen des verwendeten K-Sandes 0/4 sind nicht bekannt. Der einzige Anhaltspunkt ist eine Angabe von Thienel (2005), der von 25-35 M.-% Wasseraufnahme bei diesem Sand sprach. Es ist aber nicht bekannt, auf welche Eigenfeuchte und Kornrohddichte diese Angabe zutrifft. Dieses Problem sollte in Zukunft gelöst werden.

4.3.2 Betonzusammensetzung und Herstellung der Probekörper

Zu den Mischungsentwürfen wurden etliche Vorversuche im Hinblick auf die angestrebten Betonfestigkeiten und die Verarbeitbarkeit gemacht. Bei den Hauptversuchen wurden die Rezepturen für die einzelnen Chargen eines Betons weitestgehend konstant gehalten. Im Folgenden werden kurz die Betonbestandteile vorgestellt, für ausführlichere Angaben s. Curbach/Scheerer (2006).

Als Zement wurde CEM I 42,5 R der Firma Lafarge verwendet, der sich bei vorangegangenen Forschungsvorhaben schon mehrfach bei der Herstellung von hochfestem Beton bewährt hatte. Alle Betone enthalten 10 M.-% (bzgl. der Zementmenge) Elkem-Mikrosilica von Woermann. Das Silica wurde in einer Suspension zugegeben, damit es sich besser im Frischbeton verteilte. Der Zusatz von Mikrosilica bewirkt zum einen eine Steigerung der Matrixfestigkeit, zum anderen – und das ist besonders bei Leichtbeton vorteilhaft – eine zähere Konsistenz des Frischbetons, die dem Aufschwimmen des Leichtzuschlages entgegenwirkt.

Zur Reduzierung des Wasseranspruches wurde das Fließmittel FM 30 auf der Basis von Naphthylsulfonat (ebenfalls von der Firma Woermann) zugegeben, da mit diesem Zusatzmittel bei den Betonversuchen die besten Ergebnisse erzielt worden waren. Bei den Mischungen mit F 6.5 und F 8 wurde als weiteres Zusatzmittel Verzögerer benötigt. Gewählt wurde mit VZ 32 auch hier wieder ein Produkt der Firma Woermann. Auch der Beton B 3/II-1 enthält Verzögerer, die zugegebene Menge war allerdings ursprünglich nicht vorgesehen. Der Vergleich mit den Versuchswerten der anderen beiden Chargen des Betons B 3 ergab aber keine abweichenden Festbetoneigenschaften, weshalb die Mischung nicht wiederholt wurde.

Leichtsand und Leichtkiese wurden uns von der Firma Liapor zur Verfügung gestellt. Die Zuschläge wurden alle im Werk Pautzfeld hergestellt. Der Natursand 0/4 stammte aus den Lagerstätten bei Ottendorf-Okrilla nahe Dresden.

Die Leichtbetone sollten untereinander vergleichbar sein. Deshalb wurde bei allen Mischungen ein Sand : Kies-Verhältnis von 45 : 55 Vol.-% angestrebt. Vertretbare Abweichungen von maximal $\pm 4\%$ von dieser Vorgabe entstanden, weil die Zuschläge im Labor nach dem Gewicht abgemessen wurden, da die teilweise großen Schwankungen bei der Zuschlag-Eigenfeuchte unterschätzt worden waren. Im Nachhinein empfehle ich das Abmessen nach dem Volumen, da so die Vorga-

ben aus dem Mischungsentwurf exakter umgesetzt werden können. Die Leichtzuschläge wurden haldenfeucht mit schwankender Eigenfeuchte verarbeitet, Tabelle 8 und Anhang A2.2, was die Voraussage der benötigten Wassermenge erschwerte, s. Bild 57 und entsprechende Erläuterungen im Kap. 3.2 zu diesem Thema. Dieses Vorgehen sollte der Realität in der Praxis näher kommen. Für die bessere Reproduzierbarkeit erscheint es nach der Auswertung der Versuche sinnvoller, mit getrockneten und dann definiert vorgehästeten Leichtzuschlägen zu arbeiten.

Tabelle 8: Schwankungsbereich der Eigenfeuchte der verwendeten Zuschläge

	Leichtsand	Natursand	Leichtkies		
			F 6.5	F 8	F 9.5
Eigenfeuchte in [M.-%]	5,71 – 20,85	0,83 – 7,77	0,63 – 9,33	8,12 – 17,16	2,4 – 18,34

Anfangs wurde mit den Herstellerangaben für die Saugwassermenge getrockneter Leichtzuschläge kalkuliert, später mit eigenen Versuchswerten, die parallel und teilweise auch nachträglich ermittelt wurden. Wie schon angesprochen, konnte das Saugen des Leichtsand es bei der Projektierung nicht berücksichtigt werden. Da das Saugverhalten also nur annähernd abgeschätzt werden konnte, wurde von der ursprünglich kalkulierten Wassermenge ein Teil zurückbehalten und nur bei Bedarf der Mischung zugeführt. Trotzdem unterschieden sich die Konsistenzen der Mischungen, was natürlich auch Auswirkungen auf die Festbetoneigenschaften hatte, s. u. a. Bild 11 in Kap. 3.2.1.3. Dies ist vor allem bei der Auswertung der dreiaxialen Druckversuche zu beachten, da hier – wie beschrieben – aus versuchstechnischen Gründen je Beton zwei Chargen hergestellt wurden. Die in den Mischungsrezepturen im Anhang A2 angegebenen Wassermengen wurden aus der Gesamtwassermenge abzüglich einer zuschlagspezifischen Saugwassermenge ermittelt und gingen dann in den w/b-Wert und den effektiven w/b-Wert ein. Dass so die Realität nicht optimal wiedergespiegelt wird, soll ein Zahlenbeispiel belegen. Für den Beton B 6 wird ein sehr hoher w/b-Wert von fast 0,7 angegeben. Das Ausbreitmaß der Mischung lag aber bei lediglich 42 cm. Grund war die mit etwa 17 M.-% sehr hohe Eigenfeuchte des Leichtkieses F 8, die in der Stoffraumrechnung als quasi frei verfügbare Wassermenge angesehen wird. Diesem Wert steht eine Saugwassermenge von 5,8 M.-% gegenüber. Tabelle 9 gibt einen Überblick über alle Mischungszusammensetzungen. Die Einzelwerte für jede Charge sind Anhang A2 zu entnehmen. Der Luftporengehalt wurde einheitlich mit 1,5 % angenommen.

Nach den Vorversuchen und einem Literaturstudium entschied ich mich für folgende Mischreihenfolge: Der haldenfeuchte Leichtkies wurde zwei Stunden mit 3-4 Litern des kalkulierten Zugabewassers vorgehästet. Anschließend wurde er mit einem weiteren Teil des kalkulierten Wassers und dem Zement kurz durchgemischt. Die Mischung ruhte nun vier Minuten, damit sich der Wassergehalt des Leichtkieses den geänderten Bedingungen anpassen konnte. Das Saugen wurde so schon zum größten Teil während des Mischens abgeschlossen. Jetzt wurden Sand, Silicafume, mit Wasser vermisches Fließmittel und eventuell Verzögerer mit dem restlichen Anmachwasser zugegeben und mindestens zwei Minuten lang gemischt. Bei offensichtlich zu steifer Konsistenz wurde etwas Wasser nachdosiert. Dann ruhte die Mischung 15 Minuten. Nach kurzem Durchmischen wurde das Ausbreitmaß bestimmt. Wenn nötig wurde durch Nachdosieren von Wasser die Konsistenz verbessert. Der Frischbeton wurde nun in Stahlformen gegeben und auf dem Rütteltisch verdichtet. Die Verdichtungszeit war von der Probekörpergröße abhängig (s. Angaben im Anhang A2). Die Proben verblieben bis zum nächsten Tag in der Form unter feuchten Tüchern. Dann wurden sie ausgeschalt und in der Klimakammer bis zum 7. Tag unter feuchten Tüchern und danach bis zum 28. Tag bzw. bis zur Prüfung bei 65 % relativer Luftfeuchte und 20 °C aufbewahrt.

Tabelle 9: Mischungsdaten für die mehraxialen Druckversuche, Mittelwerte über alle Chargen

Beton	Betone 1		Betone 2		Betone 3		Betone 4		Beton 5		Beton 6	
Bestandteile in [kg/m ³] (links) bzw. [dm ³ /m ³] (rechts)												
Z	456	147	480	155	460	148	480	155	443	143	425	137
S	46	20	48	21	46	20	48	21	44	19	43	18
FM 30	22	18	23	19	26	21	27	22	24	20	24	20
VZ 32	5	4	7	6	-	-	-	-	3	2	1	1
NS 0/4	-	-	680	256	-	-	718	270	-	-	682	256
LS 0/4	353	234	-	-	387	257	-	-	388	257	-	-
LK 4/8	F 6.5				F 9.5				F 8			
	391	335	414	354	525	334	524	334	454	313	393	271
W _{ges}	272	272	224	224	268	268	247	247	276	276	321	321
Verhältnis NS:LS:LK; jeweils linke Spalte [M.-%], jeweils rechte Spalte [Vol.-%]												
NS	-	-	62	42	-	-	58	45	-	-	63	49
LS	47	41	-	-	42	43	-	-	46	45	-	-
LK	53	59	38	58	58	57	42	55	54	55	37	51
a ₁₅ [cm]	44,3		44,5		40,5		47,0		38,0		42,0	

Die möglichen Schwierigkeiten bei der Kalkulation und beim Herstellen von Leichtbeton wurden ausführlich erläutert. Nun sollen abschließend mögliche Auswirkungen auf die fertigen Probekörper kurz dargelegt werden. Detaillierte Anmerkungen und Hinweise sind im Anhang oder in Curbach/Scheerer (2006) nachzulesen. An wichtigen Stellen finden sich Bemerkungen natürlich auch in dieser Arbeit.

Durch das Vornässen des Leichtkieses können sowohl das Quellen als auch das Entstehen von Schwindrissen an der Oberfläche bei fortschreitender Erhärtung und Austrocknung begünstigt werden. Vor allem bei den in den sehr heißen Sommern hergestellten Betonen war die Gefahr des vorzeitigen Austrocknens und damit der Rissbildung groß. Trotz intensivster Nachbehandlung wurden in seltenen Fällen feine Risse auf den Oberflächen von Würfeln festgestellt, Bild 58. Außerdem können Quell- und Schwindvorgänge die Ursache für ein Verwölben von Würfeloberflächen sein, wodurch das exakte Ausrichten der Belastungsbürsten bei den mehraxialen Tests erschwert wurde, da die Würfel kipelten. In seltenen Extremfällen verursachten diese Verwölbungen eindeutig inhomogene Verformungszustände und einseitiges Versagen. Die Auswirkungen waren vor allem bei den einaxialen Versuchen zu spüren, da hier der stützende Querdruck fehlte. Die entsprechenden Bruchwerte waren i. d. R. niedriger, die Rissbilder einseitig, s. a. Bild 75 rechts.



Bild 58 Feine oberflächliche Risse, hier aufgeweitet nach einem Druck-Druck-Versuch (B 1/II-1, PK 15)

Bei sehr weichem Frischbeton kam es vereinzelt zum Aufschwimmen der leichten Grobzuschläge, eventuell verbunden mit Fehlstellen, Bild 59. Teilweises Entmischen kann zu einem Steifigkeitsgefälle im Prüfkörper führen und sich auf das Bruch- und Verformungsverhalten auswirken. Durch kürzere Verdichtungszeiten wurde versucht, das Problem bei den betroffenen Mischungen zu lösen. Bei der Versuchsauswertung wurde das Phänomen an den entsprechenden Stellen berücksichtigt.

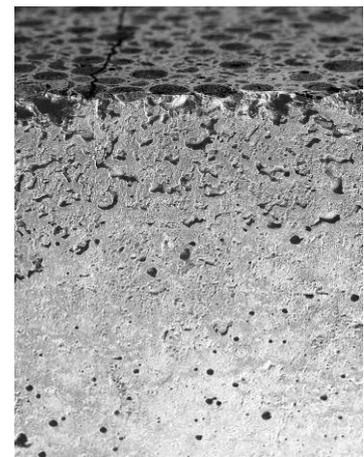
Als letzte Schwierigkeit soll ein Wechsel des Schalöls beim Beton B 1/II-1 genannt werden. Das Ergebnis war eine besonders raue Prüfkörperoberfläche bei einem Teil der Würfel, Bild 60, wodurch zum einen das Applizieren der DMS erschwert wurde, zum anderen aber vor allem Spannungsspitzen in den Probekörper bei Belastung der entsprechenden Flächen eingetragen wurden. Bei den nachfolgend hergestellten Chargen wurde wieder das alte Produkt verwendet.



Bild 59 Leichte Entmischungen, Betonoberseite PK 16, B 3/II-1



Bild 60 Mangelnde Qualität der PK-Oberfläche durch ungeeignetes Schalöl, Beton B 1/II-1



4.3.3 Festbetoneigenschaften der untersuchten Leichtbetone

4.3.3.1 Druckfestigkeit

In Tabelle 10 und in Bild 61 sind die einaxialen Druckfestigkeiten aus den begleitenden Versuchen zur Bestimmung der Festbetonkennwerte zusammengestellt. Es handelt sich i. d. R. um den Mittelwert aus drei Versuchen. Ebenso aufgeführt ist der Wert f_{1c}' . Das ist die Bruchfestigkeit, die beim Spannungsverhältnis $\sigma_3/\sigma_2/\sigma_1 = 0/0/1$ in der Mehraxialmaschine erhalten wurde. Dieser Wert ist die Bezugsfestigkeit für die mehraxialen Bruchwerte. Standardabweichung und Variationskoeffizient sind Tabelle 29 im Anhang A2 zu entnehmen ebenso wie Einzelwerte und Kommentare zu den Versuchen und die Werte $f_{1c,cube100}$, die bei manchen Betonen ermittelt wurden, Tabelle 30.

Erwartungsgemäß streuten die Einzelwerte aus den Druckfestigkeitsprüfungen bei den Leichtmatrixbetonen tendenziell stärker als bei den Mischmatrixbetonen. Die Spanne bei den Einzelwerten $f_{1c,cyl}$ war geringer als bei $f_{1c,cube}$. Für eine mathematische Beschreibung der Tendenzen reichen die

wenigen Zahlenwerte allerdings nicht aus. Wichen die einzelnen Bruchwerte $f_{ic,cube}$ in seltenen Fällen sehr stark voneinander ab, lag das i. d. R. an einer ungenügenden Qualität eines oder mehrerer Prüfkörper. Deshalb wurden bei den folgenden Betrachtungen die stark abweichenden Werte bei den betroffenen Betonen B 2/I, B 3/II-1 und B 5 gestrichen. Die homogeneren Zylinderfestigkeiten eigneten sich dagegen gut zur Charakterisierung der Festbetoneigenschaften.

Mit den von mir gewählten Betonzusammensetzungen ergaben sich tendenziell höhere Druckfestigkeiten bei steigender Betonrohddichte ρ_{hd} bzw. ρ_{dry} , Bild 62 links, und bei steigender Leichtzuschlag-Festigkeit und gleichzeitig ähnlichen Matrices. Da die exakte Kornfestigkeit der Leichtzuschläge nicht bekannt war, wird in Bild 62 rechts der Zusammenhang zwischen Betondruckfestigkeit und dem nach Gleichung (3.3) berechneten Zuschlagpotential wiedergegeben.

In Bild 63 werden einige Beziehungen zwischen den verschiedenen Leichtbeton-Druckfestigkeiten veranschaulicht. Tabelle 11 erläutert diese Verhältnisse quantitativ etwas näher. Die konkreten Einzelwerte sind im Anhang A2 zusammengestellt.

Tabelle 10: Druckfestigkeiten und E-Module der Betone, i. d. R. Mittel aus drei Einzelversuchen

Beton	Rohddichte		Einaxiale Druckfestigkeit				Matrix	E-Modul E_{ic} [N/mm ²]
	ρ_{hd} ¹⁾ [kg/dm ³]	ρ_{dry} ²⁾ [kg/dm ³]	$f_{ic,cube7d}$ [N/mm ²]	$f_{ic,cube}$ [N/mm ²]	f_{ic}' [N/mm ²]	f_{ic} [N/mm ²]		
B 1/I	1,60	1,45	44,6	44,6	39,5	51,4	LM	15.100
B 1/II-1	1,56	1,44	43,5	48,9	36,2	43,6		13.800
B 1/II-2	1,58	1,46	47,0	52,5	42,0	46,0		15.400
Mittelwert	1,58	1,45	45,0	48,7	39,2	47,0		14.767
B 2/I	1,89	1,76	51,2	56,4	49,3	57,9	MM	25.900
B 2/II-1	1,92	1,85	59,3	67,4	58,4	67,1		25.200
B 2/II-2	1,82	1,72	48,9	61,7	47,5	54,6		21.700
Mittelwert	1,87	1,78	53,2	61,9	51,7	59,8		24.267
B 3/I	1,81	1,62	70,2	77,5	66,6	78,4	LM	20.900
B 3/II-1	1,82	1,68	57,3	68,1	54,1	64,2		18.900
B 3/II-2	1,85	1,75	66,5	71,2	61,1	78,5		21.200
Mittelwert	1,83	1,69	64,7	72,2	60,6	73,7		20.333
B 4/I	2,10	1,92	71,8	96,2	76,2	86,2	MM	28.900
B 4/II-1	2,10	1,92 ³⁾	84,3	91,8	87,9	93,0		30.600
B 4/II-2	2,13	1,95 ³⁾	84,0	103,9	79,0	93,5		31.100
Mittelwert	2,11	1,93	80,0	97,3	81,1	90,9		30.200
B 5	1,67	1,48	51,8	52,3	56,0	66,7	LM	18.200
B 6	2,06	1,85	73,6	75,2	67,1	82,5	MM	29.600

¹⁾ Mittel der Zylinder und 15er Würfel; ²⁾ Mittel der 15er Würfel; ³⁾ Näherung da nicht gemessen

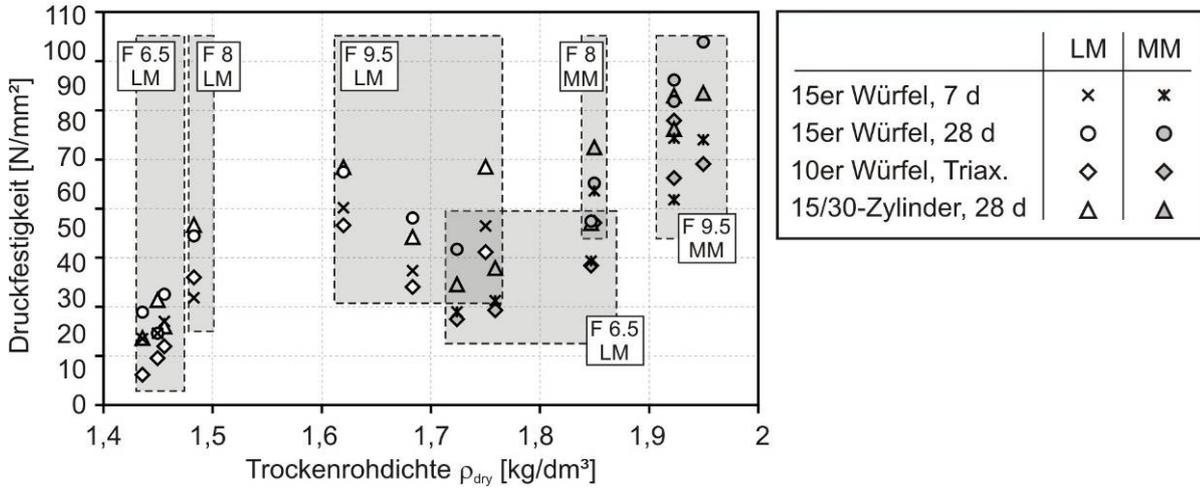


Bild 61 Druckfestigkeiten aller Betone, i. d. R. Mittelwert aus drei Versuchen

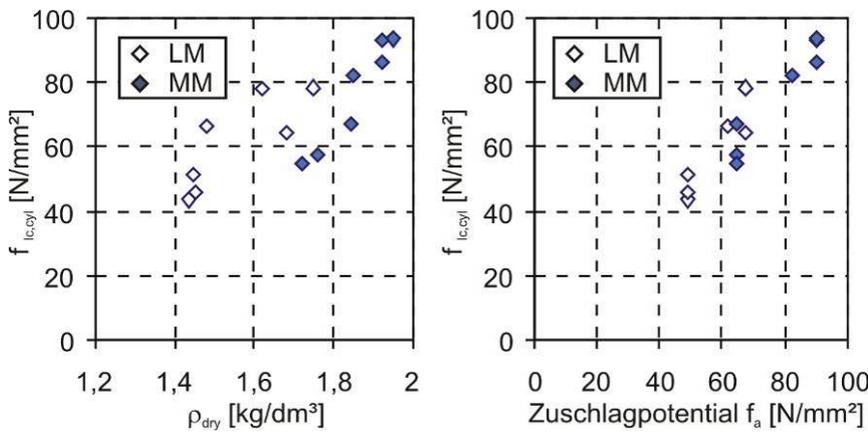


Bild 62 Zusammenhang zwischen $f_{ic,cyl}$ und Trockenrohddichte ρ_{dry} bzw. Zuschlagpotential f_a

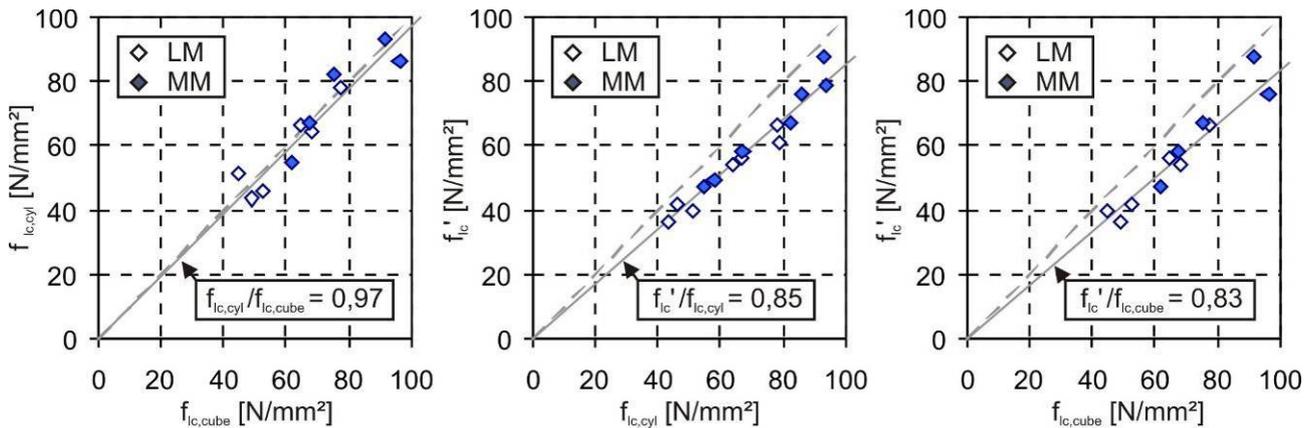


Bild 63 Beziehungen zwischen der Zylinder- und der Würfeldruckfestigkeit sowie der einaxialen Druckfestigkeit f'_{ic} , die in der Triaxial-Maschine ermittelt wurde

Tabelle 11: Beziehungen zwischen den verschiedenen Leichtbeton-Druckfestigkeiten

	Alle Leichtbetone	Leichtmatrixbetone			Mischmatrixbetone		
	Mittelwert	MW	min EW	max EW	MW	min EW	max EW
$f_{lc}/f_{lc,cube}$	0,97	0,98	0,87	1,15	0,96	0,88	1,10
f_{lc}'/f_{lc}	0,85	0,83	0,77	0,91	0,87	0,81	0,95
$f_{lc}'/f_{lc,cube}$	0,83	0,82	0,74	0,89	0,84	0,76	0,96

Für alle Leichtbetone erhält man die geringste Streuung bei den Verhältniswerten für den Zusammenhang zwischen der Zylinderfestigkeit und der in der Triaxial-Maschine an 10er Würfeln ermittelten Druckfestigkeit. Im Mittel erreicht f_{lc}' 85 % der Zylinderdruckfestigkeit. Die Werte der Leichtmatrixbetone liegen um 2 % darunter, die der Betone mit Mischmatrix um 2 % darüber. Die untere Grenze markiert der Beton B 1/I mit 77 %, die obere der Beton B 4/II-1 mit 95 %. Die anderen Verhältnisse $f_{lc}'/f_{lc,cube}$ und $f_{lc,cube}/f_{lc,cyl}$ ergeben ein weniger einheitliches Bild. Besonders hervorzuheben ist, dass bei einigen Betonen die Zylinderdruckfestigkeit größer als die Bruchfestigkeit der 15er Würfel war. Im Mittel ergab sich ein Verhältnis von $f_{lc,cyl} \approx 0,97 \cdot f_{lc,cube}$, Gleichung (4.1) a, was deutlich über dem in DIN 1045-1 definierten Verhältniswert von 0,91 liegt, Gleichung (4.1) b. Dies deckt sich mit den Beobachtungen von Siebel (1989), Gleichung (4.1) c, und von König/Tue/Zink (2001), die in ihren Versuchen ebenfalls höhere Zylinder- als Würfelfestigkeiten ermittelten.

$$\text{Scheerer} \quad f_{lc,cyl} = 0,97 \cdot f_{lc,cube} \quad (4.1) \text{ a}$$

$$\text{DIN 1045-1} \quad f_{lc,cyl} = 0,91 \cdot f_{lc,cube} \quad (4.1) \text{ b}$$

$$\text{Siebel (1989)} \quad f_{lc,cyl} = 0,9 \dots 1 \cdot f_{lc,cube} \quad (4.1) \text{ c}$$

Die Einordnung der Leichtbetone in Druckfestigkeitsklassen kann wie bei Normalbeton auch anhand der Druckfestigkeit von 15er Würfeln oder von Standardzylindern ($h = 30 \text{ cm}$ und $\varnothing = 15 \text{ cm}$) erfolgen. Nach DIN 1045-1, Tabelle 11, kann die charakteristische Festigkeit aus dem Mittelwert f_{lcm} mit Gleichung (4.2) berechnet werden.

$$f_{lck} = f_{lcm} - 8 \text{ N/mm}^2 \quad (4.2)$$

In Tabelle 12 sind die erreichten Festigkeitsklassen tabelliert. Bis auf zwei Ausnahmen kann bei Zugrundelegen der Zylinderdruckfestigkeit die gleiche oder eine höhere Betonfestigkeitsklasse als bei Bezug auf die Würfeldruckfestigkeit erreicht werden. Dies deckt sich mit der Empfehlung von König/Tue/Zink (2001), die vorgeschlagen haben, die Festigkeitsklasse anhand der Zylinderdruckfestigkeit zu bestimmen, um die sehr konservative Annahme nach Gleichung (4.1) b (DIN 1045-1) zu umgehen.

Tabelle 12: Einteilung der Leichtbetone in die Festigkeitsklassen nach DIN 1045-1 und -2

Beton	Festigkeits- klasse	Maßgebliches Kriterium		Hochfester Leichtbeton
		f_{lck} in [N/mm ²]	$f_{lck,cube}$ in [N/mm ²]	
B 1/I	40/44	43,4		-
B 1/II-1	35/38	35,6	40,9	-
B 1/II-2	40/44		44,5	-
B 2/I	45/50	49,9	- ¹⁾	-
B 2/II-1	55/60	59,1		X
B 2/II-2	45/50	46,6	53,7	-
B 3/I	70/77	70,4		X
B 3/II-1	55/60	56,2	60,1	X
B 3/II-2	70/77	70,5	- ¹⁾	X
B 4/I	80/88		88,2	X
B 4/II-1	80/88	85,0		X
B 4/II-2	80/88	85,5	95,9	X
B 5	55/60	58,7		X
B 6	70/77	74,5		X

¹⁾ nicht gemessen

In Tabelle 12 wurde außerdem ergänzt, ob ein Leichtbeton als hochfest gilt oder nicht. Die Definition "Hochleistungsleichtbeton" ist allerdings aussagekräftiger. So werden Leichtbetone bezeichnet, die bezüglich ihrer Rohdichte eine sehr hohe Druckfestigkeit aufweisen, s. a. Kap. 3.1. Schon Sell (1974) definierte mit dem Quotienten aus Druckfestigkeit und Trockenrohichte den Festigkeitsmodul als Charakteristikum für konstruktive Leichtbetone. Mitte der 1970er Jahre erlaubten die vorhandenen Leichtzuschläge die Herstellung von Betonen mit einem Festigkeitsmodul von $24 \cdot 10^2$ m. Sell prognostizierte für die Zukunft Leichtbetone mit Festigkeitsmoduln von $40 \cdot 10^2$ m bei Einsatz neuartiger, künstlich hergestellter Leichtzuschläge.

Heute wird stattdessen die Druckhöhe als Maß für die Leistungsfähigkeit definiert, Gleichung (4.3). Die Zahlenwerte unterscheiden sich lediglich in der Zehnerpotenz. Eine andere Formulierung favorisierten z. B. Faust (2000) und König et al. (2001). Danach handelt es sich um einen Hochleistungsleichtbeton, wenn nach Gleichung (3.1) eine Mindestdruckfestigkeit bei gegebener Rohdichte oder eine maximale Rohdichte bei bekannter Druckfestigkeit eingehalten wird. Alle für die mehraxialen Versuche hergestellten Betone erfüllten das Kriterium, s. Bild 64 und Tabelle 31 im Anhang A2.1. Die maximal erzielte Druckhöhe von 4,4 bei den Betonen B 4/II bestätigt übrigens auch die Voraussage von Sell.

$$\text{Druckhöhe}^{[km]} = \frac{f_{lck}^{[N/mm^2]}}{10 \cdot \rho_{dry}^{[kg/dm^3]}} \quad (4.3)$$

$$f_{lck}^{HP} \geq 70 \cdot \left(\frac{\rho_{dry}}{2,2} \right)^{2,5} \quad (3.1)$$

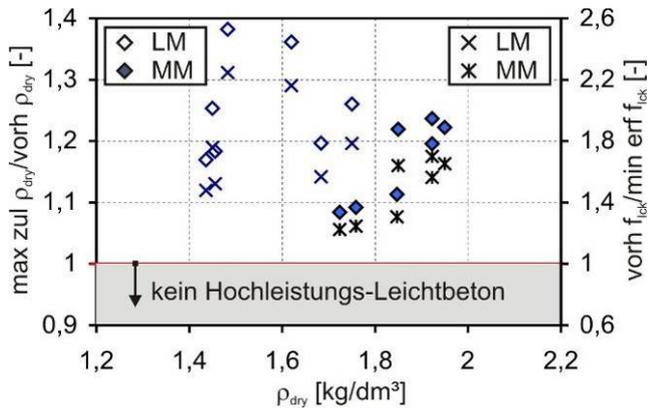


Bild 64 Abgrenzung der Leichtbetone nach der Leistungsfähigkeit

4.3.3.2 E-Modul

In der rechten Spalte in Tabelle 10 sind die Mittelwerte der E-Module aller Betone zusammengestellt. Es handelt sich dabei um den statischen Druckelastizitätsmodul nach DIN 1048. Es wurden jeweils drei Zylinder mit $\varnothing = 150$ mm und $h = 300$ mm im Alter von 28 Tagen geprüft. Im Bild 65 sind die E-Module aller hergestellter Leichtbetone über die Zylinderdruckfestigkeiten, die Trockenrohddichten der Betone und über die Kornrohddichten der Leichtkiese aufgetragen. Einzelwerte sind wieder in Anhang A2.2, Variationskoeffizienten und Standardabweichung in Tabelle 32, Anhang A2.1 zu finden. Im linken Bild ist der Berechnungsansatz nach DIN 1045-1 für Betone mit Normalzuschlag ergänzt.

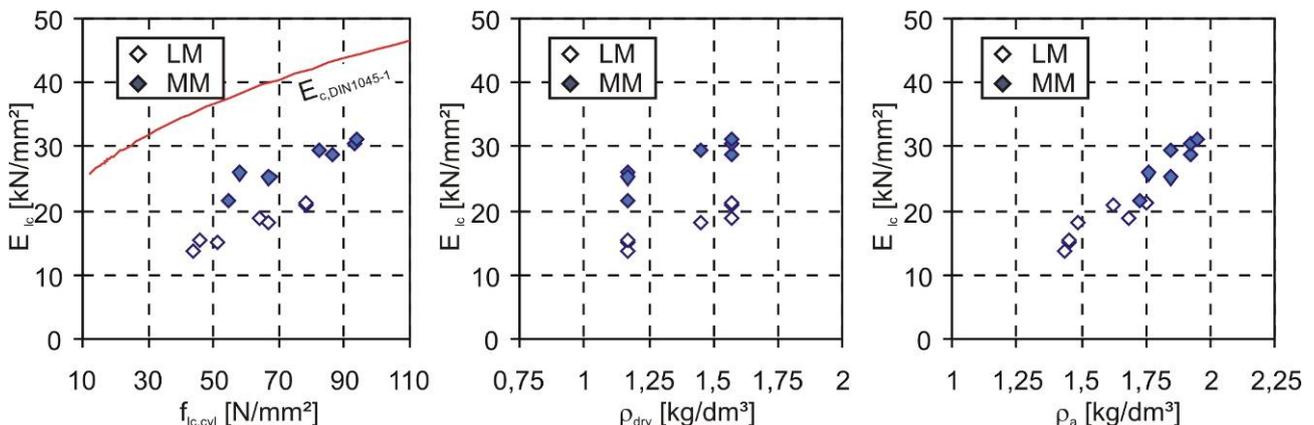


Bild 65 Zusammenhang zwischen E-Modul und Zylinderfestigkeit (links), Trockenrohddichte (Mitte) bzw. Kornrohddichte (rechts)

Wie erwartet stiegen die Werte für den E-Modul mit der Zylinderfestigkeit, der Trockenrohddichte und der Kornrohddichte. Die Leichtmatrixbetone hatten bei gleichen Bezugswerten niedrigere E-Module als solche mit Mischmatrix.

Die Gleichungen (4.4)-(4.7) zur Berechnung des E-Moduls von Leichtbeton entstammen verschiedenen Quellen. Es soll geprüft werden, inwiefern mit ihnen die Versuchswerte berechnet werden können.

Pauw (1960/61) (mit Gl. (3.8)):
$$E_{ic} \cong 0,04 \cdot \rho^{1,5} \cdot \sqrt{0,812 \cdot f_{ic,cyl}} \quad (4.4)$$

Slate et al. (1988):
$$E_{ic} = \left(3320 \cdot \sqrt{f_{ic,cyl}} + 6895 \right) \cdot \left(\frac{\rho}{2320} \right)^{1,5} \quad (4.5)$$

Zhang/Gjørsv (1991-2):
$$E_{ic} = 1190 \cdot \sqrt[3]{0,8 \cdot f_{ic,cyl}^2} \quad (4.6)$$

$$\text{ACI 318-95:} \quad E_{lc} = 0,0427 \cdot \sqrt{f_{lc,cyl} \cdot \rho^3} \quad (4.7)$$

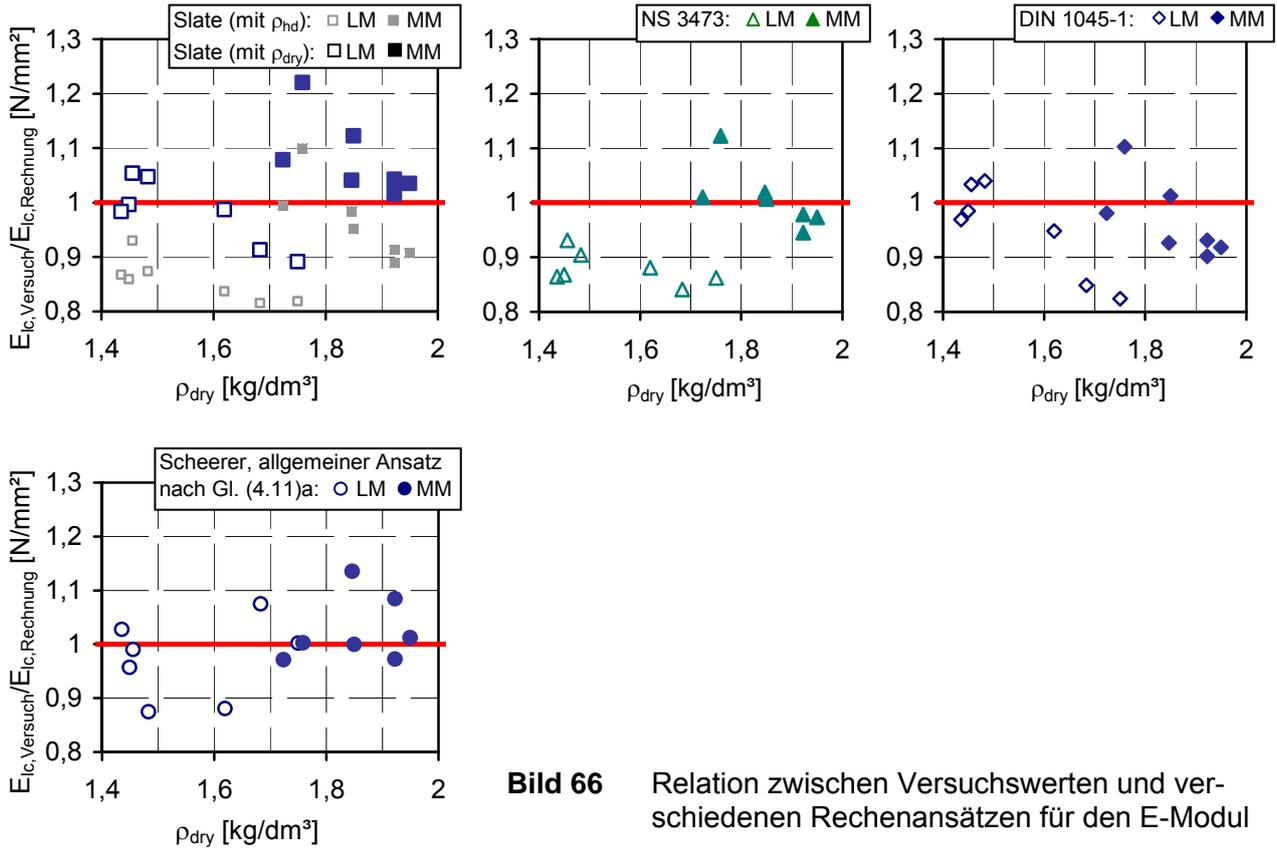
$$\text{NS 3473 (1998):} \quad E_{lc} = 9500 \cdot \left(\frac{f_{lc,cyl}}{0,9}\right)^{0,3} \cdot \left(\frac{\rho}{2400}\right)^{1,5} \quad (4.8)$$

$$\text{u. a. DIN 1045-1;} \\ \text{König et al. (2001):} \quad E_{lc} = 9500 \cdot (f_{lcm})^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{\rho_{dry}}{2200}\right)^2 \quad (4.9)$$

Die Formulierungen stammen aus Normen und einigen Forschungsarbeiten. Dabei ist nicht bei jeder Quelle klar ersichtlich, ob es sich um die Trockenrohddichte oder um die Festbetonrohddichte handelt. In den meisten Fällen wird mit letzterem Wert gerechnet. Dies ist insofern ungünstig, weil bei den verschiedenen Lagerungsbedingungen, wie z. B. nach DIN 1045 oder nach Feuchtlagerung, der Feuchtigkeitsgehalt stark schwanken kann. Massekonstanz stellt sich u. U. erst nach langer Zeit ein. Die Trockenrohddichte ist demgegenüber schnell und eindeutig feststellbar. Formulierungen, in denen wie bei Gleichung (4.6) die Rohddichte des Betons nicht vorkommt, können für die allgemeine Anwendung nicht empfohlen werden, da sie an den Betonen der jeweilig zugrunde liegenden Versuche geeicht wurden und nur für ähnliche Festigkeiten, Zuschläge und Betonzusammensetzungen brauchbare Werte liefern.

Die beste Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechenansatz ergab Gleichung (4.5) von Slate et al. (1988), wenn ρ_{dry} anstatt ρ_{hd} (wie von den Forschern vorgeschlagen) eingesetzt wurde. Die Ansätze nach DIN 1045-1, s. Gleichung (4.9), und Norwegischem Standard ergaben im Mittel gleich gute Näherungen. Im Bereich niedriger Trockenrohddichten $\rho_{dry} \approx 1,45 \text{ kg/dm}^3$ konnten die Versuchswerte mit Gleichung (4.9) sehr gut beschrieben werden. Bei steigender Trockenrohddichte lagen die realen Werte unter den Vorausgesagten, wobei die Betone mit Mischmatrix zutreffender beschrieben wurden. Der Norwegische Standard traf bei Mischmatrixbetonen deutlich besser zu als bei denen mit Leichtmatrix, die in allen Fällen unterschätzt wurden. Ansonsten waren keine signifikanten Tendenzen bezüglich einer Abhängigkeit von der Zylinderfestigkeit oder der Leistungsfähigkeit der Leichtbetone feststellbar. In Bild 66 ist der Sachverhalt grafisch veranschaulicht. Die genauen Mess- und Rechenwerte sind in Tabelle 33 im Anhang A2.1 zusammengefasst.

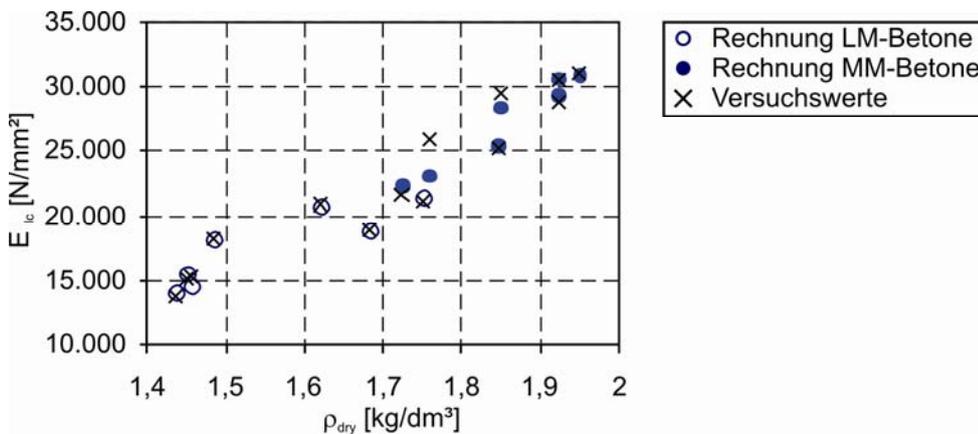
In Bild 66 wurde ein weiterer Berechnungsansatz entsprechend Gleichung (4.10) a ergänzt, der die E-Module der getesteten Blähton-Betone deutlich besser beschreibt als die oben vorgestellten Näherungen. Im Vergleich zum Ansatz aus der deutschen Norm war die Summe der Differenzen zwischen Versuchswert und Rechnung für alle untersuchten Liapor-Betone um 35 % geringer. Im Mittel betrug die Abweichung pro Beton $1,1 \cdot 10^3 \text{ N/mm}^2$. Die Unterschiede sind also immer noch deutlich, aber kleiner als bei allen anderen Ansätzen. Bei getrennter Betrachtung von Leichtmatrix- und Mischmatrixbetonen kann die Berechnung noch optimiert werden, Gleichungen (4.10) b und c. Dieses Vorgehen erscheint auch bei Betrachtung der Vergleiche mit den anderen vorgestellten Ansätzen sinnvoll, da die in Bild 66 dargestellten Verhältniswerte fast immer deutlich in zwei Gruppen in Abhängigkeit von der Matrix zusammengefasst werden können. Zahlenwerte sind wieder dem Anhang zu entnehmen. Inwiefern sich die speziellen Ansätze für die Blähton-Betone für die Berechnung der E-Module von Betonen mit anderen Leichtzuschlägen eignen, kann nicht abgeschätzt werden, da keine entsprechenden Versuche durchgeführt wurden.



Blähton-Betone allgemein:
$$E_{ic} = 3000 \cdot (f_{lcm,cyl}^{[N/mm^2]})^{0,23} \cdot (\rho_{dry}^{[kg/dm^3]})^{1,94} \quad (4.10) a$$

Blähton-Betone mit LM:
$$E_{ic} = 1500 \cdot (f_{lcm,cyl}^{[N/mm^2]})^{0,55} \cdot (\rho_{dry}^{[kg/dm^3]})^{0,47} \quad (4.10) b$$

Blähton-Betone mit MM:
$$E_{ic} = 2200 \cdot (f_{lcm,cyl}^{[N/mm^2]})^{0,55} \cdot (\rho_{dry}^{[kg/dm^3]})^{0,22} \quad (4.10) c$$

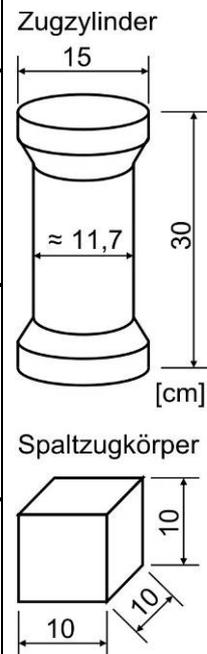


4.3.3.3 Einaxiale Zugfestigkeit und Spaltzugfestigkeit

Bei fast allen Leichtbeton-Chargen wurden die zentrische Zugfestigkeit an Zylindern mit Einschnü- rung, Bild 69, und die Spaltzugfestigkeit an 10er Würfeln ermittelt. In Tabelle 13 sind die Ver- suchswerte aus den zentrischen Zugversuchen und den Spaltzugversuchen zusammengestellt. Bild 68 verdeutlicht Zusammenhänge zwischen den Zugfestigkeiten und der Zylinderfestigkeit, der Trockenrohdichte und der Kornrohdichte.

Tabelle 13: Spaltzugfestigkeit und zentrische Zugfestigkeit aller Leichtbetone, i. d. R. Mittelwert aus drei Versuchen

Beton	Dichte ¹⁾		Spaltzugfestigkeit 10er Würfel, 28 d alt			Zentrische Zugfestigkeit Zugzylinder, 28 d alt ²⁾			Matrix
	P_{hd}	ρ_{dry}	$f_{lct,sp}$	s_i	$\pm v$	$f_{lct,ax}$	s_i	$\pm v$	
	[kg/dm ³]		[N/mm ²]		[%]	[N/mm ²]		[%]	
B 1/I	1,60	1,45	2,2	0,1	4,5	1,1	0,2	18,5	LM
B 1/II-1	1,56	1,44	2,1	0,2	7,8	1,2	0,1	6,4	
B 1/II-2	1,58	1,46							
Mittel	1,58	1,45	2,2	0,1	6,2	1,2	0,1	12,4	
B 2/I	1,89	1,76	4,0	0,1	1,5	2,3	0,3	13,8	MM
B 2/II-1	1,92	1,85	4,0	0,3	7,3	2,6	1,5	58,1	
B 2/II-2	1,82	1,72	2,8	0,2	7,7	1,7	1,0	58,5	
Mittel	1,87	1,78	3,6	0,2	5,5	2,2	0,9	43,4	
B 3/I	1,81	1,62	2,8	0,6	19,4	2,1	0,1	3,5	LM
B 3/II-1	1,82	1,70	2,7	0,4	15,6	2,0	0,1	6,2	
B 3/II-2	1,85	1,75							
Mittel	1,83	1,69	2,7	0,5	17,5	2,1	0,1	4,8	
B 4/I	2,10	1,92	3,7	0,3	8,1	3,1	0,3	8,4	MM
B 4/II-1	2,10	1,92	4,2	0,7	15,5	3,1	0,4	13,6	
B 4/II-2	2,13	1,95							
Mittel	2,11	1,93	3,9	0,5	11,8	3,1	0,3	11,0	
B 5	1,67	1,48	2,3	0,4	17,4	1,7	0,1	8,6	LM
B 6	2,06	1,85	3,5	0,1	3,3	3,1	0,3	10,1	MM



¹⁾ s. Tabelle 10; Kursive Werte wurden nicht gemessen, sondern aus den anderen Versuchswerten abgeleitet.

²⁾ Nähere Angaben zur Lage des Bruches bei den Zugzylindern sind im Anhang nachzulesen.

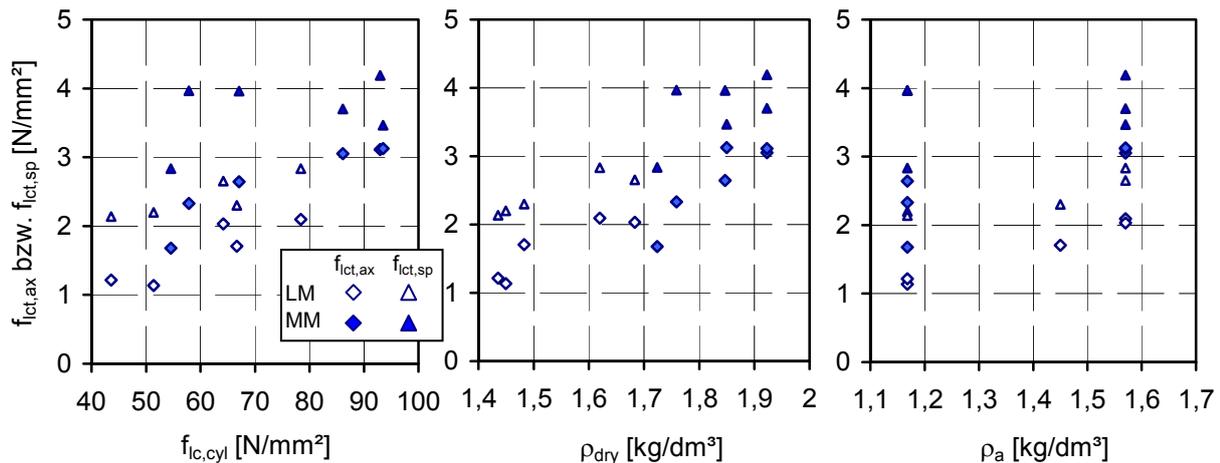


Bild 68 Zusammenhang zwischen Zug- und Spaltzugfestigkeiten und Zylinderfestigkeit (links), Trockenrohddichte (Mitte) und Kornrohddichte (rechts)

Grundsätzlich lagen die Werte der zentrischen Zugfestigkeiten unter denen der Spaltzugfestigkeiten. Sowohl die Zug- als auch die Spaltzugfestigkeiten stiegen mit größer werdender Zylinderfestigkeit und Trockenrohddichte und damit auch mit höherer Kornrohddichte an. Erwartungsgemäß waren die Betone mit Mischmatrix zugfester als die Betone mit Leichtmatrix, die eine vergleichbare Menge desselben Leichtkieses beinhalten.

Die Einschnürung bei den Zugzylindern wurde durch ein entsprechendes Stahleinbauteil in einer Standardzylinderform erzeugt. Brüche in der Klebefuge oder in deren unmittelbarer Nähe konnten dadurch meist vermieden werden. Im Bild 69 links ist ein Zugkörper mit den an beiden Enden angeklebten Lasteinleitungsplatten zu sehen. Der rechte Teil des Bildes zeigt eine für hochfesten Leichtbeton typische Bruchfläche. Die Oberfläche ist relativ glatt und wenig verzahnt. Der finale Riss ging gleichermaßen durch Matrix und Zuschläge hindurch.

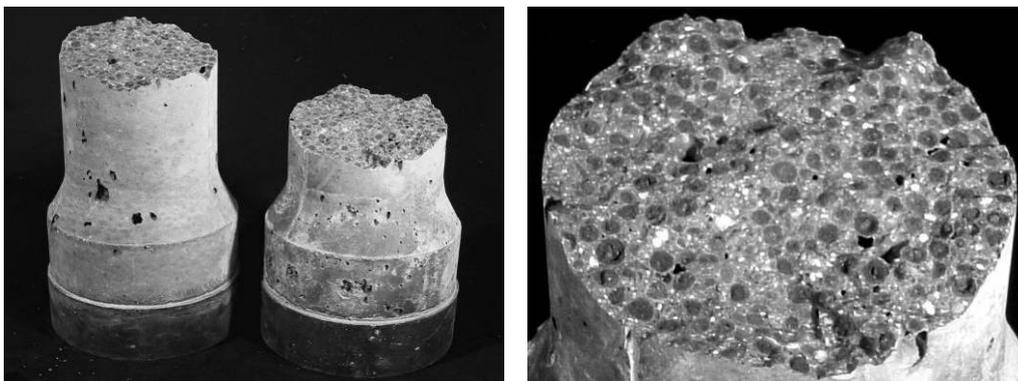


Bild 69 Bruchbild eines Zugzylinders, Beton B 2/II-1 (Mischmatrixbeton)

Für die Prognose der zentrischen Zugfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit sind verschiedene Ansätze bekannt. An dieser Stelle wird kurz auf den Vorschlag von Grübl (1980) und auf die DIN 1045-1 eingegangen. Grübl befasste sich ausführlich mit den Bruchmechanismen von Leichtbeton, s. a. Kap. 3.2.3.3, und entwickelte Gleichung (4.11) für die Abschätzung der Leichtbeton-Zugfestigkeit. Das Ergebnis ist abhängig vom E-Modul E_c und von der Festbetonrohddichte ρ_{hd} . Laut DIN 1045-1 soll die Leichtbeton-Zugfestigkeit entweder aus der im Versuch ermittelten Spaltzugfestigkeit, Gleichung (4.12) a, oder mittels eines Abminderungsbeiwertes η_1 aus der Zugfestigkeit von Normalbeton berechnet werden, Gleichungen (4.12) b und c. Als Materialkennwerte wer-

den die Zylinderdruckfestigkeit und die Trockenrohdichte benötigt. (Anmerkung zu den Formeln: E-Module und Festigkeiten sind jeweils in [N/mm²], die Rohdichte in [kg/m³] einzusetzen.)

Grübl (1980):
$$f_{lct,ax} = \left(\frac{E_{lc}}{4440 \cdot \rho_{hd}^{1.5}} \right)^2 \quad (4.11)$$

DIN 10415-1:
$$f_{lct} = 0,9 \cdot f_{lct,sp} \quad \text{oder} \quad (4.12) a$$

$$f_{lctm} = 0,3 \cdot f_{lck}^{2/3} \cdot \left(0,4 + \frac{0,6 \cdot \rho_{dry}}{2200} \right) \quad \text{für } f_{lck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad (4.12) b$$

$$f_{lctm} = 2,12 \cdot \ln \left(1 + \frac{f_{lcm}}{10} \right) \cdot \left(0,4 + \frac{0,6 \cdot \rho_{dry}}{2200} \right) \quad \text{für } f_{lck} > 50 \text{ N/mm}^2 \quad (4.12) c$$

Um die Anwendbarkeit der Formeln beurteilen zu können, wurden die berechneten Werte zusammen mit den Versuchsdaten in Bild 70 visualisiert.

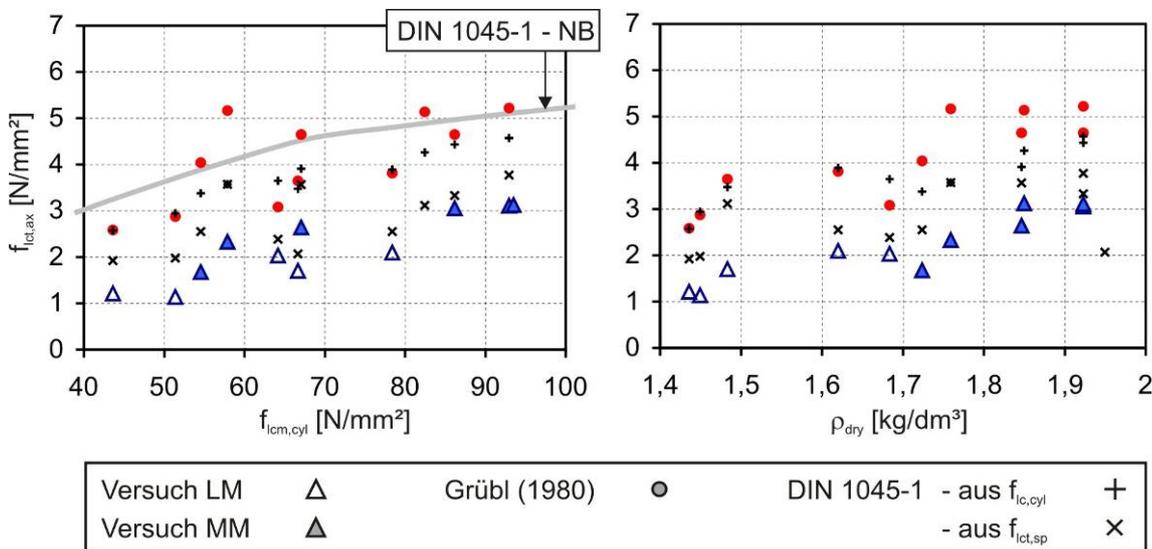


Bild 70 Vergleich der Leichtbeton-Zugfestigkeiten mit bekannten Berechnungsansätzen

Offensichtlich liegen alle im Versuch ermittelten Zugfestigkeiten unterhalb der mit den Gleichungen (4.11) und (4.12) berechneten Werte. Die Zugfestigkeiten der Leichtmatrixbetone lagen im Mittel bei lediglich 49 % der laut DIN 1045-1, Gleichungen (4.12) b und c zu erwartenden Werte, die der Betone mit Mischmatrix etwas höher bei ca. 65 %. Mit dem Vorschlag von Grübl werden die realen Werte im Durchschnitt noch etwas schlechter getroffen. Vergleicht man die Zugfestigkeitsdaten mit den 5%-Quantilwerten nach DIN 1045-1, s. Gleichung (4.13), ergibt sich für die Betone mit Mischmatrix 0,98 als Verhältnis von Versuchswert zu Quantilwert. Lediglich der Beton B 2/II-2 weicht deutlich von diesem Verhältnis ab. Die Zugfestigkeiten der LM-Betone erreichen im Schnitt 70 % dieses 5%-Quantilwertes.

5%-Quantil nach DIN 1045-1
$$f_{lct;0,05} = 0,7 \cdot f_{lctm} \quad (4.13)$$

Diese eher niedrigen Werte liegen trotzdem im Rahmen der bekannten, möglichen Zugfestigkeiten von Leichtbetonen mit vergleichbarer Zylinderfestigkeit bzw. Rohdichte. Die Höhe der zentrischen Zugfestigkeit wird – wie schon in Kap. 3.2.3.3 beschrieben – stark von den Rahmenbedingungen während der Prüfung beeinflusst. Festigkeitsmindernd wirken schon geringste Exzentrizitäten, die oft nicht vollständig ausgeschlossen werden können. Zum Zweiten verhindert die gewählte Prüfkörperform zwar i. d. R. einen Bruch in der Nähe der Klebefuge. Umlenkkräfte an den Ausrundungen können aber lokale Zugspannungsspitzen zur Folge haben. Ein Indiz dafür war die Tatsache, dass der Bruch oft am oberen oder unteren Ende der konstanten Querschnittsverjüngung auftrat.

Eine dritte Ursache für die geringen zentrischen Zugfestigkeiten könnten die Lagerungsbedingungen bis zur Prüfung gewesen sein. Bei entsprechend dicken Probekörpern ist nach drei Wochen Trockenlagerung mit einem Feuchtegefälle über den Querschnitt zu rechnen. Die Leichtzuschläge im Innern des Zylinders bewirken zwar eine innere Nachbehandlung durch ihr Wasserspeichervermögen und damit eine höhere Festigkeit, in den Außenbereichen ist aber das Austrocknen und Schwinden schon weiter fortgeschritten. Der daraus resultierende Eigenspannungszustand wird durch eine äußere Zugbelastung verstärkt. Folglich sinkt die Bruchlast.

Auch für die Abschätzung der Spaltzugfestigkeit findet man unterschiedliche Ansätze in der Literatur. Einige repräsentative werden hier kurz vorgestellt und auf ihre Anwendbarkeit auf die in dieser Arbeit untersuchten Betone überprüft, Bild 71. E-Module und Festigkeiten sind wieder jeweils in [N/mm²], die Rohdichte in [kg/m³] einzusetzen.

Grübl (1980):
$$f_{lct,sp} = 1,13 \cdot \left(\frac{E_{lc}}{4440 \cdot \rho_{hd}^{1,5}} \right)^2 \quad (4.14)$$

Zhang/Giørv (1991-2):
$$f_{lct,sp} = 0,23 \cdot \sqrt[3]{(1,25 \cdot f_{lc,cyl})^2} = 0,267 \cdot \sqrt[3]{f_{lc,cyl}^2} \quad (4.15)$$

ACI 318-95:
$$f_{lct,sp} = 0,415 \cdot \sqrt{f_{lc,cyl}} \quad \text{für ALWAC} \quad (4.16) \text{ a}$$

$$f_{lct,sp} = 0,473 \cdot \sqrt{f_{lc,cyl}} \quad \text{für SLWAC} \quad (4.16) \text{ b}$$

König, Tue, Zink (2001):
$$f_{lct,sp} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{lc,cyl}} \quad (4.17)$$

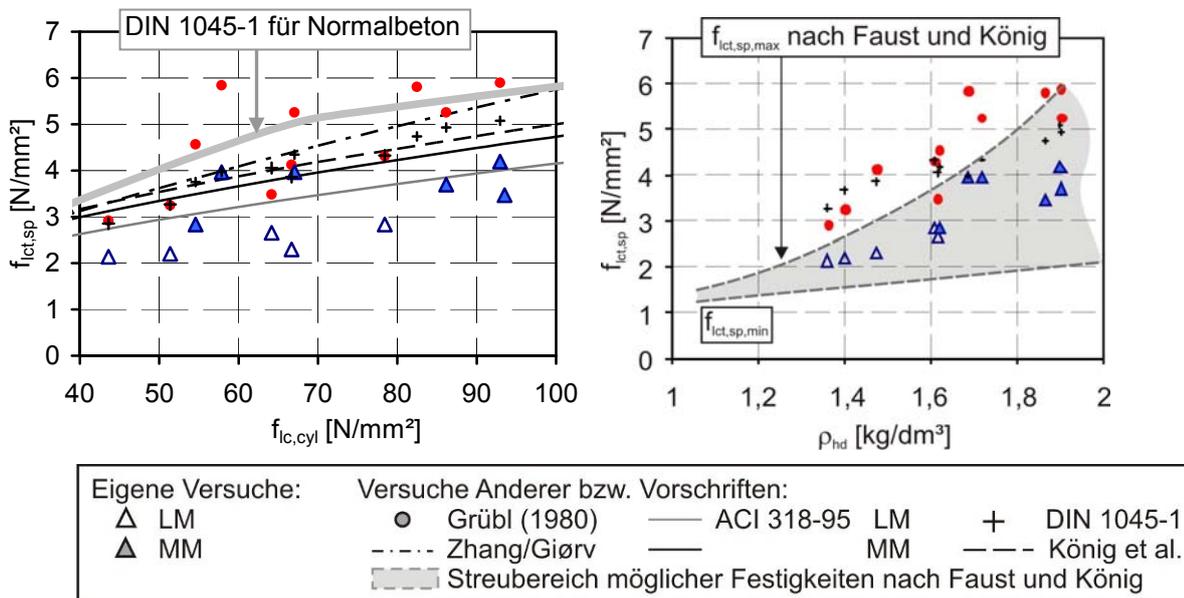


Bild 71 Vergleich der Leichtbeton-Spaltzugfestigkeiten mit bekannten Berechnungsansätzen

Bild 71 demonstriert, dass die im Versuch ermittelten Spaltzugfestigkeiten geringer sind als die mit den Gleichungen (4.14) bis (4.16) berechneten Werte. Die beste Beschreibung gelang mit dem Ansatz aus dem ACI 319-95. Die mittlere Abweichung aller Betone betrug hier 16 %, bei den Mischmatrixbetonen sogar nur noch 8 %. Die Abweichung zur deutschen Norm belief sich im Mittel auf 27 %. Solch relativ geringe Spaltzugfestigkeiten, wie sie bei den Dresdner Versuchen ermittelt worden sind, wurden auch schon von anderen Forschern publiziert, s. a. Kap. 3.2.3.3. Dass die für die hier untersuchten Hochleistungs-Leichtbetone bestimmten Spaltzugfestigkeiten realistisch sind, beweist auch ein Vergleich mit Faust, König u. a. (2000, 2001), Bild 71 rechts. Dort sind die Ver-

suchswerte zusammen mit dem von den Forschern angegebenen Streubereich möglicher Leichtbeton-Spaltzugfestigkeiten dargestellt.

Abschließend werden mathematische Ansätze zur Näherung der Zugfestigkeiten der im Rahmen dieses Forschungsprojektes untersuchten Hochleistungs-Leichtbetone vorgestellt. Der Berechnungsansatz für die einaxiale Zugfestigkeit orientiert sich an der DIN 1045-1, s. Gleichungen (4.12) b und c. Die Vorteile dieser Formeln liegen meines Erachtens darin, dass sowohl die Trockenroh-dichte als auch die Zylinderdruckfestigkeit in die Gleichungen einfließen, also die zwei Materialkennwerte, die die Leistungsfähigkeit des Baustoffes charakterisieren. Auch die Zweiteilung des Formelapparates analog zu DIN 1045-1 wurde beibehalten, denn so wird bei hochfesten Normalbetonen dem weniger progressiven Ansteigen der Zugfestigkeit im Vergleich zur Druckfestigkeit Rechnung getragen. Dies bietet sich auch bei Leichtbeton an.

Zentrische Zugfestigkeit:

Blähton-Betone mit LM:
$$f_{lctm} = 0,3 \cdot f_{lck}^{2/3} \cdot \frac{0,59 \cdot \rho_{dry}}{2200} \quad \text{für } f_{lck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad (4.18) \text{ a}$$

$$f_{lctm} = 2,12 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_{lcm}}{10}\right) \cdot \frac{0,59 \cdot \rho_{dry}}{2200} \quad \text{für } f_{lck} > 50 \text{ N/mm}^2 \quad (4.18) \text{ b}$$

Blähton-Betone mit MM:
$$f_{lctm} = 0,3 \cdot f_{lck}^{2/3} \cdot \frac{0,75 \cdot \rho_{dry}}{2200} \quad \text{für } f_{lck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \quad (4.18) \text{ c}$$

$$f_{lctm} = 2,12 \cdot \ln\left(1 + \frac{f_{lcm}}{10}\right) \cdot \frac{0,75 \cdot \rho_{dry}}{2200} \quad \text{für } f_{lck} > 50 \text{ N/mm}^2 \quad (4.18) \text{ d}$$

Für die Spaltzugfestigkeit lieferte ein einfacher Produktansatz in Anlehnung an Gleichung (4.12) a gute Ergebnisse.

Spaltzugfestigkeit:

Blähton-Betone allgemein: $f_{lct,sp} = 1,34 \cdot f_{lct,ax}$ bzw. $f_{lct,ax} = 0,75 \cdot f_{lct,sp}$ (4.19)

Alle Beiwerte wurden anhand der eigenen Versuchswerte optimiert. Sie sollten also in dieser Form auch nur für Liapor-Leichtbetone mit ähnlicher Zusammensetzung verwendet werden. Differenzen sind vor allem bei abweichenden Erhärtungsbedingungen oder Kornvolumenanteilen zu erwarten. Vergleichend sind Rechen- und Versuchswerte in Bild 72 zu sehen.

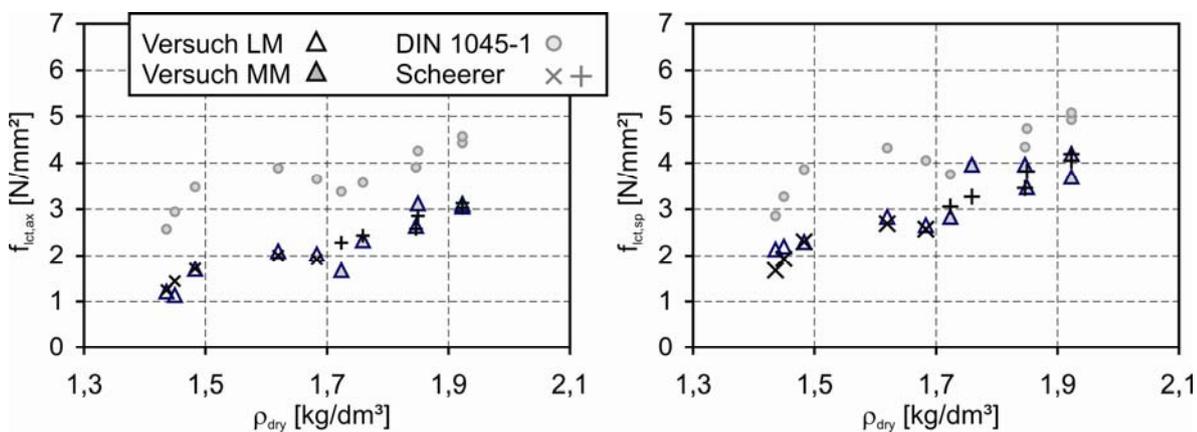


Bild 72 Vergleich der Berechnungsansätze entsprechend der Gleichungen (4.18) und (4.19) mit den Versuchswerten

5 Mehraxiales Tragverhalten – Bruchfestigkeit

5.1 Bruchbilder

5.1.1 Erkenntnisse aus vorangegangenen Versuchen

In der Dresdner Triaxial-Maschine wurden vor den Tests mit Hochleistungs-Leichtbetonen u. a. Normalbetone verschiedener Festigkeiten ohne und auch mit Faserzusatz untersucht. Bruchwerte und Verformungen unterschieden sich sehr deutlich bei den verschiedenen Betonsorten, die Bruchformen wiesen hingegen Parallelen auf.

Grundsätzlich war die Orientierung der Risse immer vom Spannungsverhältnis abhängig. Die Betonfestigkeit beeinflusste die Rissneigung nicht. Die Gestalt der Bruchflächen und die Art und Weise der Zerstörung eines Prüfkörpers war aber von der Matrix abhängig. Im Bild 73 links sieht man einen höherfesten Normalbeton ohne Silica nach einer Druck-Druck-Belastung mit $\sigma_2 = 0,95 \cdot \sigma_1$. Die Bruchflächen sind rau. Der Rissverlauf wird offensichtlich von den groben Zuschlagkörnern bestimmt, was z. B. schon Skade (1983) bei mehraxialen Druckversuchen festgestellt hatte. Bei hochfesten Normalbetonen mit hochfester Matrix, wie sie von Curbach et al. (2000) untersucht wurden, bildeten sich glatte Gleitflächen aus. Bei den von den Forschern durchgeführten zwei-axialen Druckversuchen wurden die Würfel oft in mehrere Teile gespalten, mittleres Foto im Bild 73. Die Risse durchtrennten Zuschläge und Matrix gleichermaßen. Bei den dreiaxialen Versuchen waren die Bruchlasten um ein Vielfaches höher als bei den zwei-axialen. Trotzdem war die Zerstörung der Prüfkörper i. d. R. geringer, was aber vor allem daran lag, dass bedingt durch den Versuchsaufbau die Versuche kurz nach Erreichen der Bruchlast abgebrochen worden sind. Bei den dreiaxialen Versuchen drückten sich die Einzelborsten vor allem bei den höchsten Betonfestigkeiten deutlich in die Würfeloberflächen ein, was bei den zwei-axialen Versuchen fast nie beobachtet werden konnte. Besonders beim Beton C 90/105 entstanden treppenartige Risse, die die Ausrichtung von Bruchflächen erahnen lassen, Bild 73 rechts.



HPC 55/67 ohne Silica, Sp.V. 095

HPC 70/85 mit Silica, Sp.V. 095

HPC 70/85 mit Silica, Sp.V. 210

Bild 73 Bruchbilder verschiedener HPC nach zwei- oder dreiaxialen Druckversuchen mit Belastungsbürsten in der Triaxial-Prüfmaschine, s. a. Curbach et al. (2000)

Verursacht werden diese treppenartigen Risse durch die konzentrierte Lasteinleitung unter den Borstenköpfen. Bei geringen Lasten stehen die Borsten parallel zueinander senkrecht auf den Würfelseitenflächen auf. Wird die Last gesteigert, baut sich direkt unter den Borstenköpfen ein lokaler mehraxialer Druckspannungszustand auf, wie er auch von Versuchen mit starren Platten bekannt ist. Gleichzeitig dehnt sich der Prüfkörper quer zur Hauptbelastungsrichtung aus. Die Borstenköpfe folgen dieser Bewegung und erzeugen unterhalb der Borstenzwischenräume Querspannungen. Die Einzelborsten wirken also als Rissinitiatoren. Die Borstenverformungen waren zum Teil mit bloßem Auge sichtbar. Im Bild 74 erkennt man deutlich die aufgeweiteten Spalten zwischen den Einzelborsten bei sehr hohen Lasten (jeweils linke Detailaufnahmen, hier kurz vor Erreichen der Bruchlast bei einem zwei-axialen Druckversuch). Die jeweils rechten Aufnahmen zeigen die entlastete Bürste nach dem Versuch. Die Spaltbreiten haben sich wieder verringert, die in Richtung W1 ausgelenkte horizontale Bürste W2 hat sich wieder etwas nach oben bewegt.

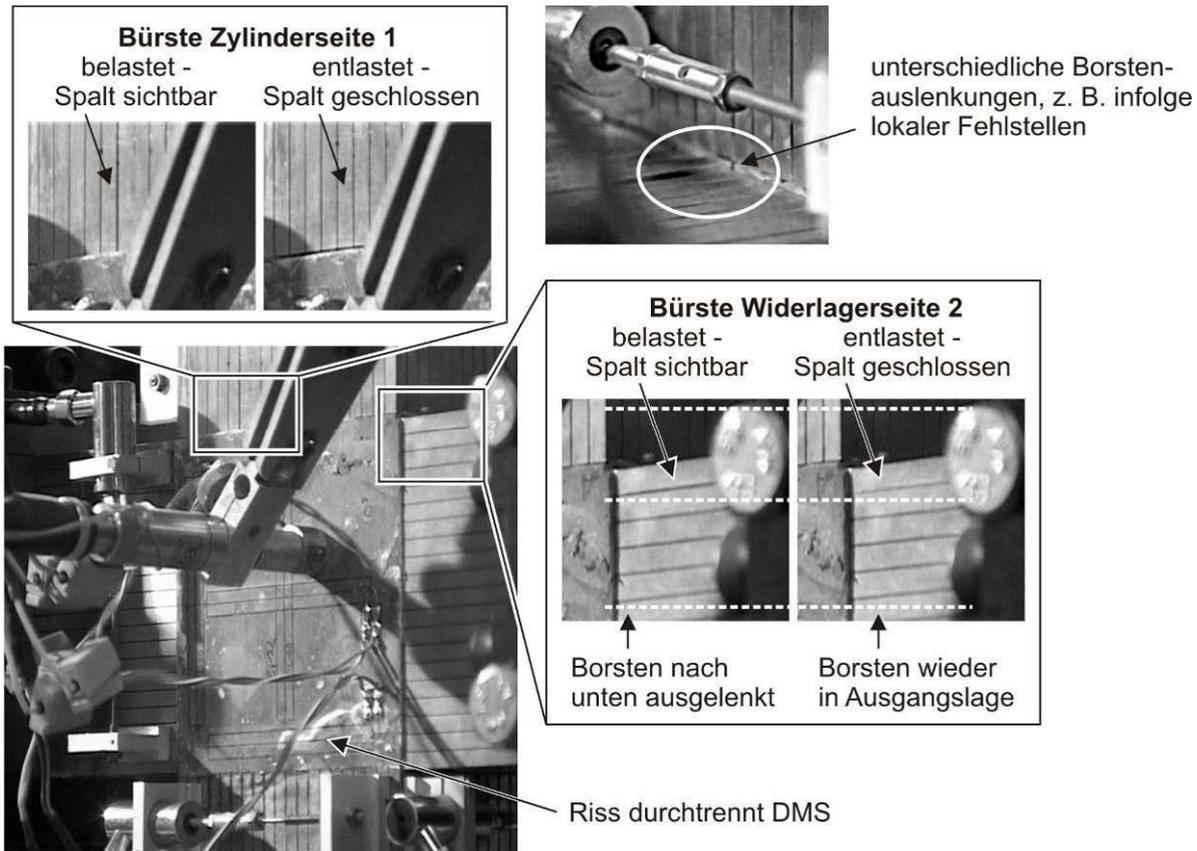
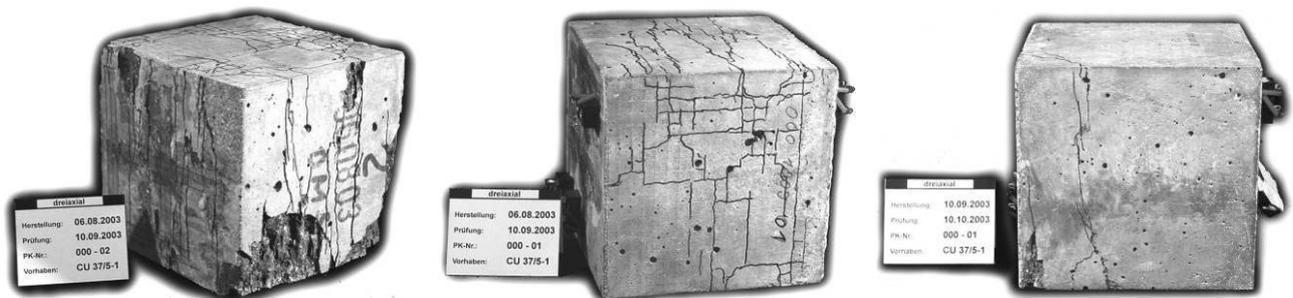


Bild 74 Mit bloßem Auge sichtbare Borstenverformung bei einem Druck-Druck-Versuch

In Richtung Prüfkörpermitte klingen diese Störeinflüsse durch die Lasteinleitungsmittel schnell ab. Im Innern des Probekörpers ist der Spannungszustand annähernd homogen.

5.1.2 Einaxiale Druckversuche

Typische Bruchbilder von Leichtbetonwürfeln nach einaxialer Belastung mit Belastungsbürsten sind in Bild 75 zu sehen.



gleichmäßige Belastung, Ansicht
des Würfels in Einbaulage

gleichmäßige Belastung, Ansicht
der mit σ_1 belasteten Oberseite

ungleichmäßig eingetragene ein-
axiale Belastung

Bild 75 Bruchbilder nach einaxialen Drucktests mit Belastungsbürsten in der Triaxial-Maschine

Die Bürsten verminderten die Behinderung der Querdehnung des Betons gegenüber üblichen Tests mit starren Platten deutlich. Deshalb bildeten sich bei den einaxialen Druckversuchen Risse und Bruchflächen annähernd parallel zur Belastungsrichtung, Bild 75 links. Bei gleichmäßiger Lasteinleitung ähnelten sich die Rissverläufe auf allen vier unbelasteten Seitenflächen. Auf den Seiten, auf denen die Last eingetragen worden war, entstanden ebenfalls Risse, die i. d. R. entlang der Borstenzwischenräume verliefen, mittleres Foto in Bild 75. Der Grund dafür war die hohe Last-

konzentration unter den Einzelborsten und die daraus resultierenden oberflächennahen Querkzugspannungen, wie zuvor schon beschrieben wurde. Im rechten und linken Foto sieht man zudem lokale Betonausbrüche jeweils oben und unten auf den senkrechten Seiten nahe der belasteten, horizontalen Flächen. Diese Beobachtungen decken sich mit den Forschungsergebnissen von van Mier (1984). Van Mier vermaß u. a. die Weite von Rissen, die sich bei einaxialen Versuchen mit Bürsten gebildet hatten, in verschiedenen horizontalen und vertikalen Schnitten. Die größten Rissweiten fand er am Rande des Prüfkörpers direkt unter der Lasteinleitung, wo sich auch kleinere Betonstücke abgelöst hatten. Die kleineren Rissweiten registrierte er im Zentrum der belasteten Oberflächen und in Schichten, die weiter von der Lasteinleitung entfernt waren.

Aus einer inhomogenen Belastung resultiert hingegen nicht nur ein geringerer Bruchwert, sondern auch ein einseitiges Rissbild, Bild 75 rechts, und – was im Zuge der weiteren Versuchsanalyse festgestellt wurde – erwartungsgemäß voneinander abweichende σ - ε -Linien für die einzelnen Dehnmessstreifen, s. a. Kap. 6.

Nach einem einaxialen Druckversuch waren die Probekörper oft stärker zerstört als nach einem zweiaxialen, vor allem aber als nach einem dreiaxialen Druckversuch. Da kein stützender Druck in horizontaler Richtung vorhanden war, konnte sich die gespeicherte Energie plötzlich entladen. Oft wurden Bruchstücke förmlich abgesprengt. Zudem wurden die einaxialen Versuche meist nicht sofort nach Erreichen der Bruchlast abgebrochen wie die mehraxialen Versuche. Auch dies bedingt größere Rissweiten und eine vermehrte Schädigung.

Alle Leichtbetone versagten unter einaxialem Druck auf ähnliche Art und Weise. Auf allen unbelasteten Seitenflächen waren nahezu parallele Risse entstanden, die den Probekörper in mehrere längliche Einzelteile aufspalteten. Ähnliche Abbildungen sind in Niwa et al. (1967) zu finden. Beim Vergleich mit Veröffentlichungen anderer Forscher wurden aber durchaus auch Unterschiede festgestellt. Hampel (2006) beobachtete bei z. B. HPC-Würfeln auf allen unbelasteten Prüfkörperseiten ein V-förmiges Bruchbild, das auch typisch für dreiaxiale Druckversuche ist. Solche Unterschiede bei einaxialen Bruchbildern verschiedener Betonsorten hatten zuvor auch schon andere Forscher festgestellt. Hussein/Marzouk (2000) beschrieben ein V-förmiges Rissbild bei Normalbeton. Der von ihnen getestete HSLWC versagte hingegen durch Spaltung in mehrere Einzelteile, wobei die Bruchflächen wie bei den Dresdner Versuchen nahezu parallel zueinander verliefen.

5.1.3 Zweiaxiale Druckversuche

Beispielhafte Bruchbilder für jedes getestete zweiaxiale Spannungsverhältnis zeigt Bild 76.

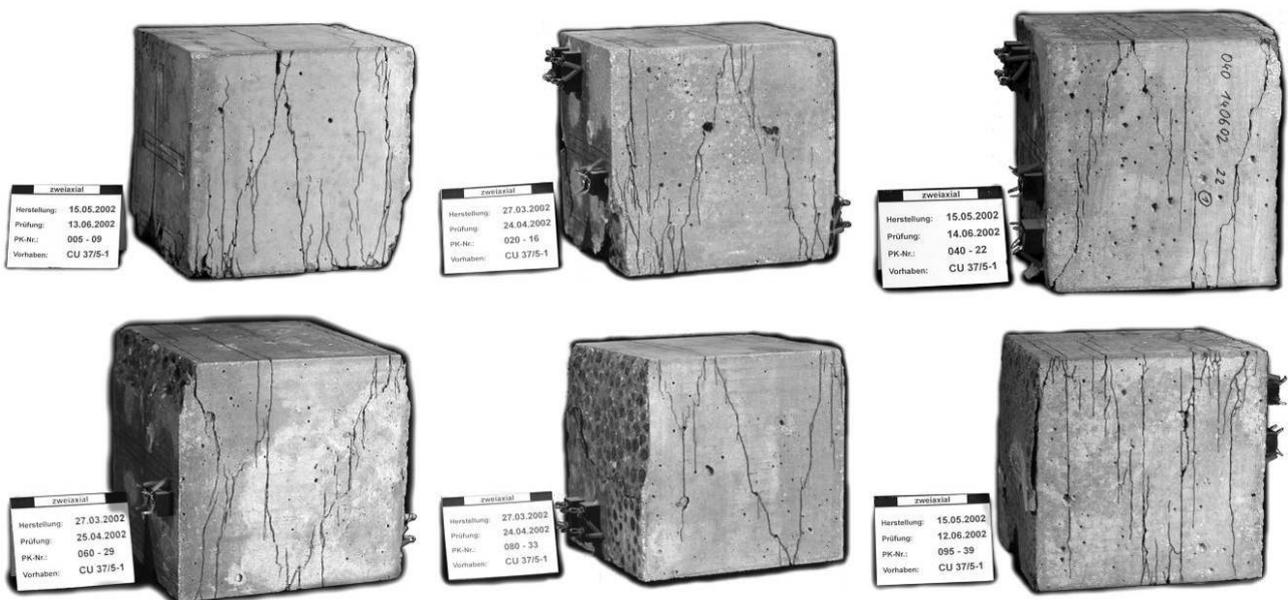


Bild 76 Zweiaxiale Druckversuche, Beispiele für Bruchbilder für alle Spannungsverhältnisse

In Bild 77 sind exemplarisch alle Seiten eines zwei axial getesteten Würfels in einer Abwicklung dargestellt. Bezüglich des Bruchbildes waren keine signifikanten Unterschiede in Abhängigkeit von der Betonfestigkeit oder der Betonzusammensetzung erkennbar. Der Grad der Schädigung war in Richtung Betonieroberseite meist etwas größer als in Richtung Betonierunterseite. Wahrscheinliche Ursache dürfte ein in manchen Fällen vorhandenes Steifigkeitsgefälle infolge des Verdichtungsprozesses gewesen sein.

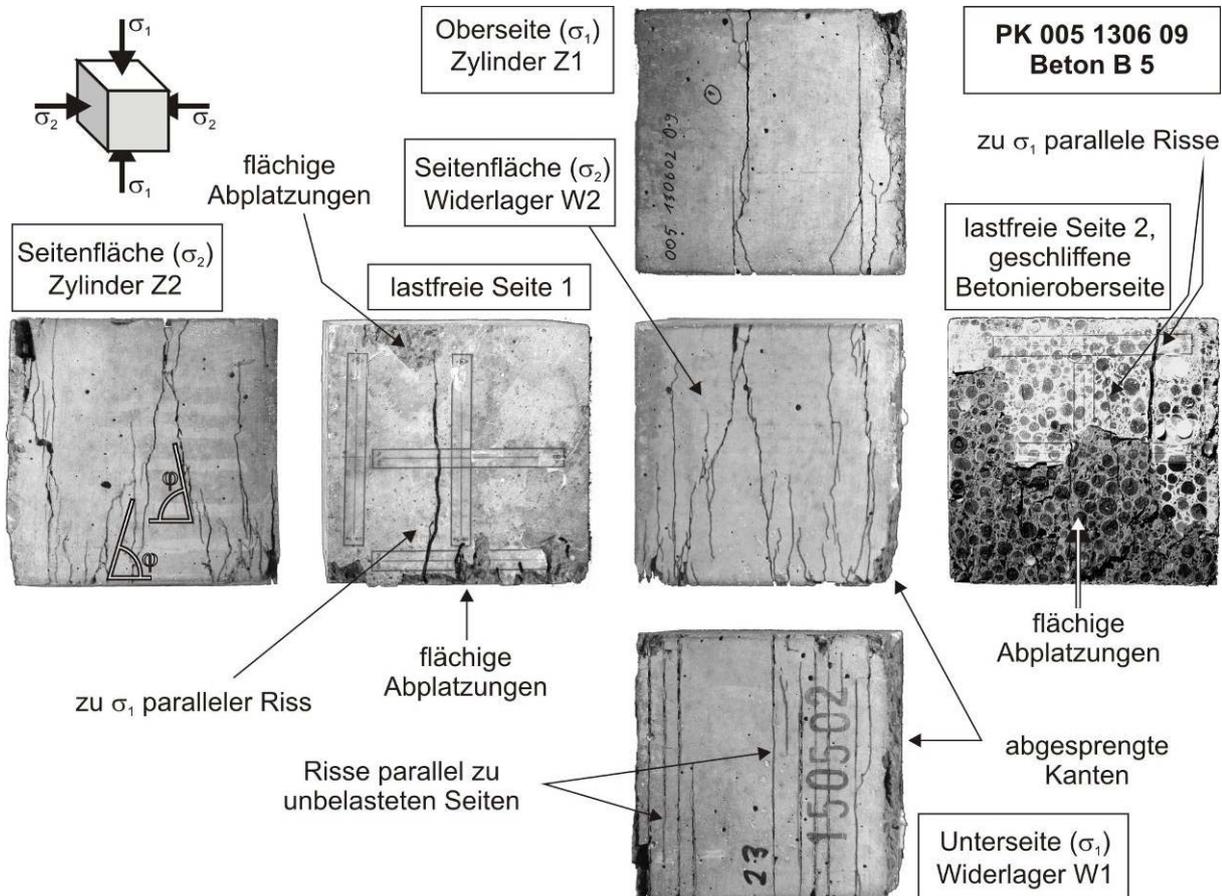


Bild 77 Typisches Bruchbild nach einem zwei axialen Leichtbeton-Druckversuch, Abwicklung

Auf der Ober- und der Unterseite des Würfels – W1 und Z1, hier lagen die Bürsten der Hauptbelastungsrichtung an – sind Risse parallel zu den unbelasteten Seiten zu sehen. Diese Tendenz wurde auch bei den erwähnten Dresdner Versuchen mit anderen Betonen beobachtet und in den vorangegangenen Forschungsarbeiten ausführlich erläutert. Dadurch, dass sich die Borsten unter der Drucklast und infolge der Querdehnung des Betons verformen und schief stellen, entstehen Spannungsspitzen besonders an den Rändern der unbelasteten Oberflächen des Würfels, wodurch sich dort die Risse konzentrieren und die Kanten abplatzen können. Eine Vorstellung der wirkenden Kräfte vermittelt das Detail im Bild 74 oben rechts, wo die Verformungen der Randborsten deutlich mit bloßem Auge erkennbar sind. Zudem verwölben sich die Seitenflächen, was sich in Rissen auf diesen freien Flächen oder auch im plattigen Ablösen größerer Betonstücke äußern kann. Beide Effekte sind in Bild 77 illustriert.

Beim Spannungsverhältnis 0,95 mit $\sigma_2 \approx \sigma_1$ wurden diese annähernd parallelen Risse bezüglich der vertikalen Hauptbelastungsrichtung 1 auf allen vier belasteten Seitenflächen beobachtet. Bei einaxialem Druck wird ein Würfel in Lastrichtung gestaucht, rechtwinklig dazu dehnt er sich allseitig aus. Den vertikalen Druckspannungen stehen also horizontale Zugspannungen entgegen. Sie bewirken Risse parallel zur Lastrichtung. Da die Zugspannungen aber in der σ_2 - σ_3 -Ebene in alle Richtungen wirken können, bilden sich keine Gleitebenen quer durch den ganzen Prüfkörper hindurch wie bei den mehraxialen Versuchen, sondern einzelne Bruchstücke. Bei der Lastkombination $\sigma_2 \approx \sigma_1$ erfährt der Probekörper quasi in zwei Raumrichtungen die gleiche Stauchung, quer dazu

dehnt er sich aus. Die in Richtung 3 entstehenden Zugspannungen bedingen wieder Risse parallel zur Hauptbelastungsrichtung. Da sie aber nun gerichtet wirken, können sich Gleitebenen bilden, die den gesamten Prüfkörper in mehrere parallele plattige Stücke spalten, Bild 78.

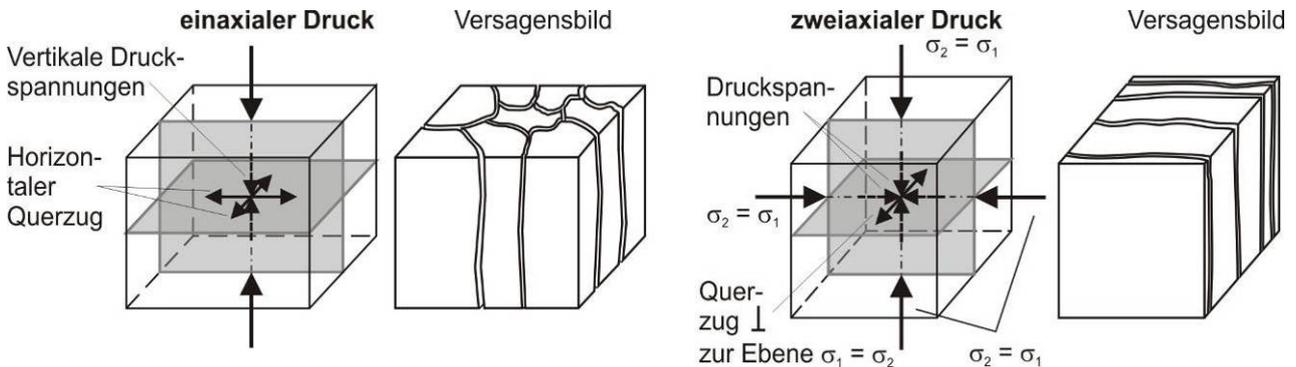


Bild 78 Prinzipskizze typischer Versagensbilder (Sp.V. 000 und ca. 095) für Leichtbeton

Bei allen anderen biaxialen Spannungsverhältnissen verliefen die Risse auf den Seitenflächen W2 und Z2 i. d. R. etwas gegeneinander geneigt. Der Rissverlauf lässt die Ausrichtung so genannter Gleitebenen erahnen. Solche Gleitebenen beobachteten schon verschiedene Forscher bei zweiachsialen Druckversuchen mit Belastungsbürsten, s. a. Bild 73 oder Bild 79. Da die Leichtbetonwürfel aber fast nie bis zur vollen Zerstörung infolge zunehmender Entfestigung im Nachbruchbereich belastet wurden, haben sich die entstandenen Risse nur selten zu Ebenen vereinigt. Je nach Spannungscombination waren diese schrägen Risse und somit auch die Gleitebenen unterschiedlich geneigt. Die Winkel φ (Definition s. Bild 77) wurden für einen Teil der zweiachsial getesteten Würfel ausgemessen, Bild 80 und Tabelle 45 ff. im Anhang A3.1.2. Die Werte schwankten zwischen 75° und 83° . Die größten Neigungswinkel entstanden bei den Spannungsverhältnissen $\sigma_2/\sigma_1 = 0,4$ und $0,6$. Ergänzt wurde Bild 80 durch die Rissneigungen, die Curbach et al. (2000) für hochfeste Normalbetone dokumentiert haben. Diese Betone verhielten sich über weite Bereiche ähnlich wie die Hochleistungsleichtbetone. Für Spannungsverhältnisse zwischen $\sigma_2/\sigma_1 = 0,05$ und $0,6$ ergaben sich Rissneigungen zwischen 73° und 92° .

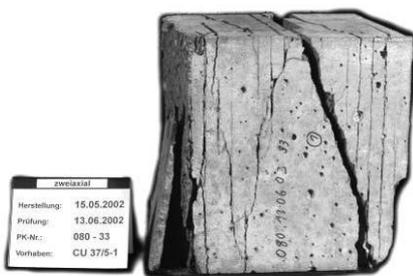


Bild 79 Gleitebenen bei einem Leichtbetonwürfel nach einem zweiachsialen Druckversuch

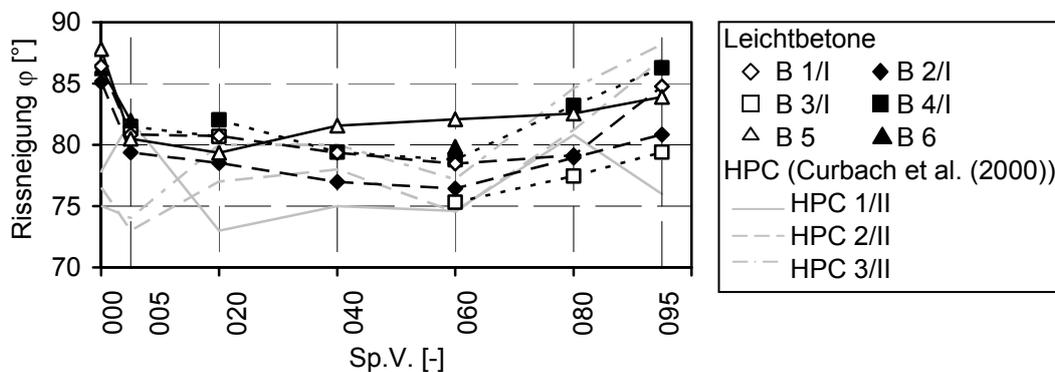


Bild 80 DD-Versuche, Riss- bzw. Rissebenenneigung φ auf den mit σ_2 belasteten Seitenflächen (Beachte: Winkel wurden nicht bei allen Probewürfeln gemessen.)

5.1.4 Dreiaxiale Druckversuche

Bei den dreiaxialen Druckversuchen ergaben sich ähnliche Bruchbilder wie bei den zweiaxialen Tests. Allerdings war der Grad der Zerstörung i. d. R. geringer als bei diesen, da die Versuche meist kurz nach Erreichen der Bruchlast abgebrochen wurden. Deshalb waren potentielle Bruchebenen nur angedeutet. Der stützende Druck in der dritten Richtung verhinderte das Abspalten von Betonscheiben. Der von vielen Forschern vorausgesagte und wahrscheinliche Zermalmungsbruch unter höchsten Spannungen wurde nicht festgestellt. Für diesen Versagensmechanismus waren die hydrostatischen Drücke, die bei den mehraxialen Versuchen erreicht worden waren, einfach zu gering. Allerdings zeigte sich die fortschreitende innere Zerstörung des Gefüges insbesondere an zusammengebrochenen großen Leichtkieskörnern, Bild 81, was sich auch in den Volumenänderungskurven für die DDD-Versuche niederschlug.

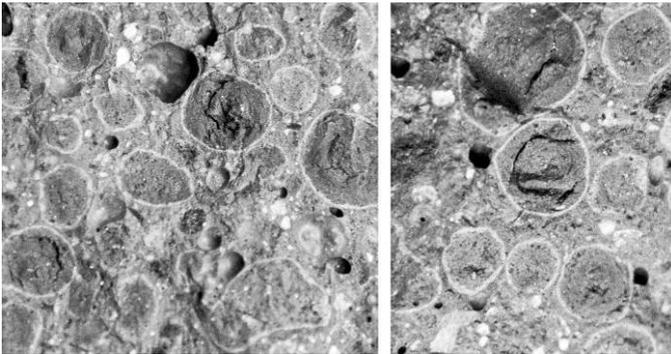


Bild 81 Zerbrochene Leichtkieskörner nach hoher Druckbelastung bei einem Würfel aus Beton B 4/II

In Bild 82 ist die Abwicklung eines Würfels mit den typischen Rissverläufen zu sehen. Unterschiede in Abhängigkeit von Betonfestigkeit oder Matrix wurden nicht festgestellt.

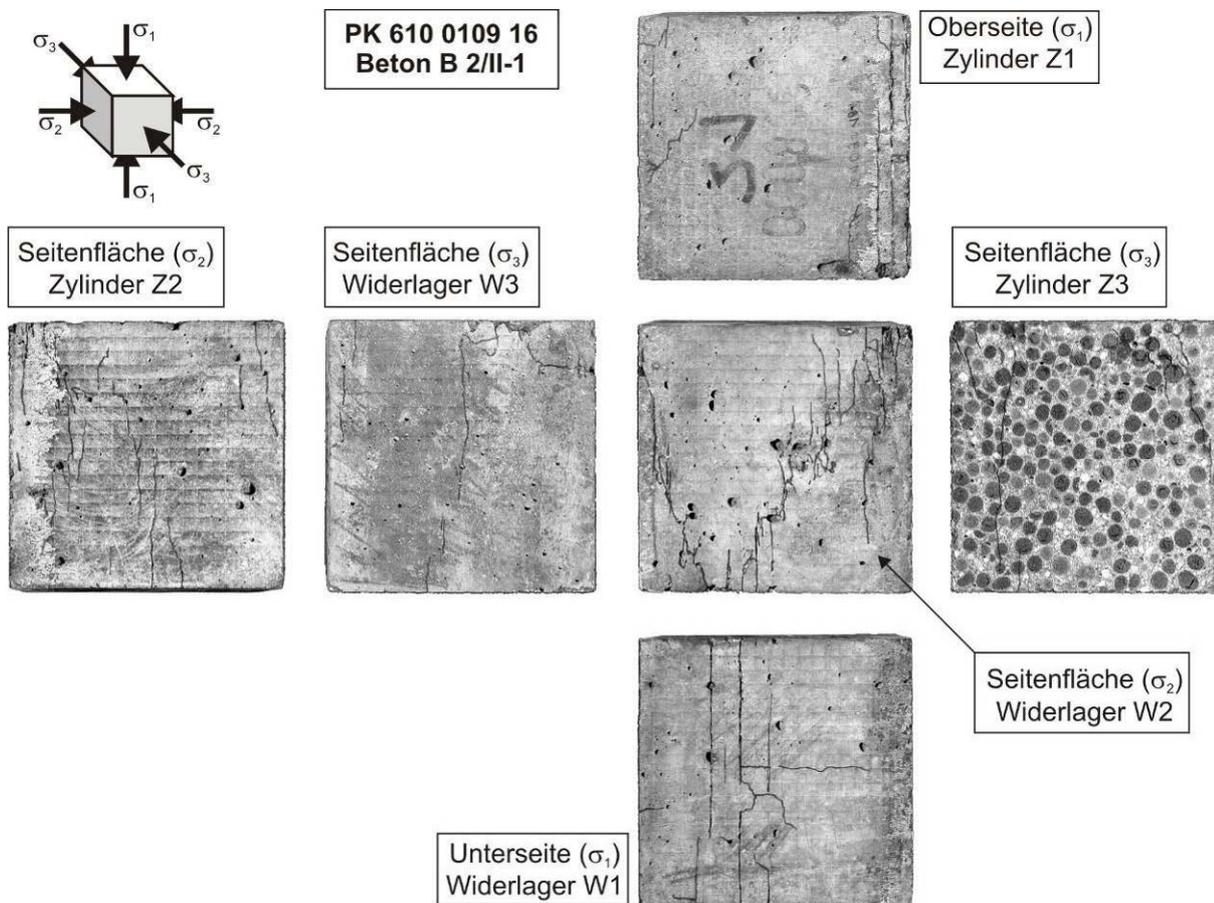


Bild 82 Typisches Bruchbild für einen dreiaxialen Leichtbeton-Druckversuch, Abwicklung

Die Risse auf den mit der höchsten Lastkomponente σ_1 beanspruchten Flächen waren analog zu den zwei axialen Versuchen parallel zu den Würfelrändern ausgerichtet und verliefen meist entlang der Borstenzwischenräume. Die Ursachen dafür wurden zuvor schon beschrieben.

Auf den mit der zweitgrößten Spannung σ_2 beanspruchten Flächen zeigten sich schräge Risse, die allerdings oft deutlich stärker geneigt waren als bei den DD-Versuchen. Diese Beobachtung deckt sich mit den Erfahrungen von Curbach et al. (2000) bzw. Hampel (2006) aus Tests an HPC. Bei hohen Komponenten $\sigma_2 = 0,95 \cdot \sigma_1$ ähnelten die Risse erwartungsgemäß denen auf den Flächen Z1 und W1. Beim Spannungsverhältnis 215 zeigten sich auf allen vier gering belasteten Seiten viele stark verzweigte Risse ohne klare Rissebenen, s. Bild 83 oben rechts.

Weniger streng orientierte, nur schwach geneigte bis senkrechte Risse waren für alle Spannungs-kombinationen für die am wenigsten belasteten Flächen typisch.

Stellvertretend für alle dreiaxialen Versuche ist in Bild 83 für jedes Spannungsverhältnis ein Prüfkörper nach dem Bruch abgebildet. Tendenziell waren bei den höheren Spannungsverhältnissen die Risse weniger deutlich ausgeprägt. Gleichzeitig ist aber anzunehmen, dass die Leichtzuschläge im Innern stärker zerstört waren. Zudem zeigte sich bei Spannungsverhältnissen mit hohen hydrostatischen Drücken – also i. d. R. bei DDD-Versuchen an Leichtbetonen hoher Festigkeit – nach dem Versuch die typische Rasterung an den Oberflächen, die durch das Eindringen der Einzelborsten in das Material entstanden war. Die im Abschnitt 5.1.1 erläuterten treppenförmigen Risse sind vor allem bei den Fotos mit den Spannungsverhältnissen $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 1/0,6/\sigma_3$ zu sehen. Dieser Effekt wurde bei den Leichtbetonen erst bei den dreiaxialen Versuchen beobachtet, da bei niedrigeren Lasten die unter den Borsten entstehenden Querkzugspannungen nicht ausreichten, um dort als konkrete Rissinitiatoren zu wirken.

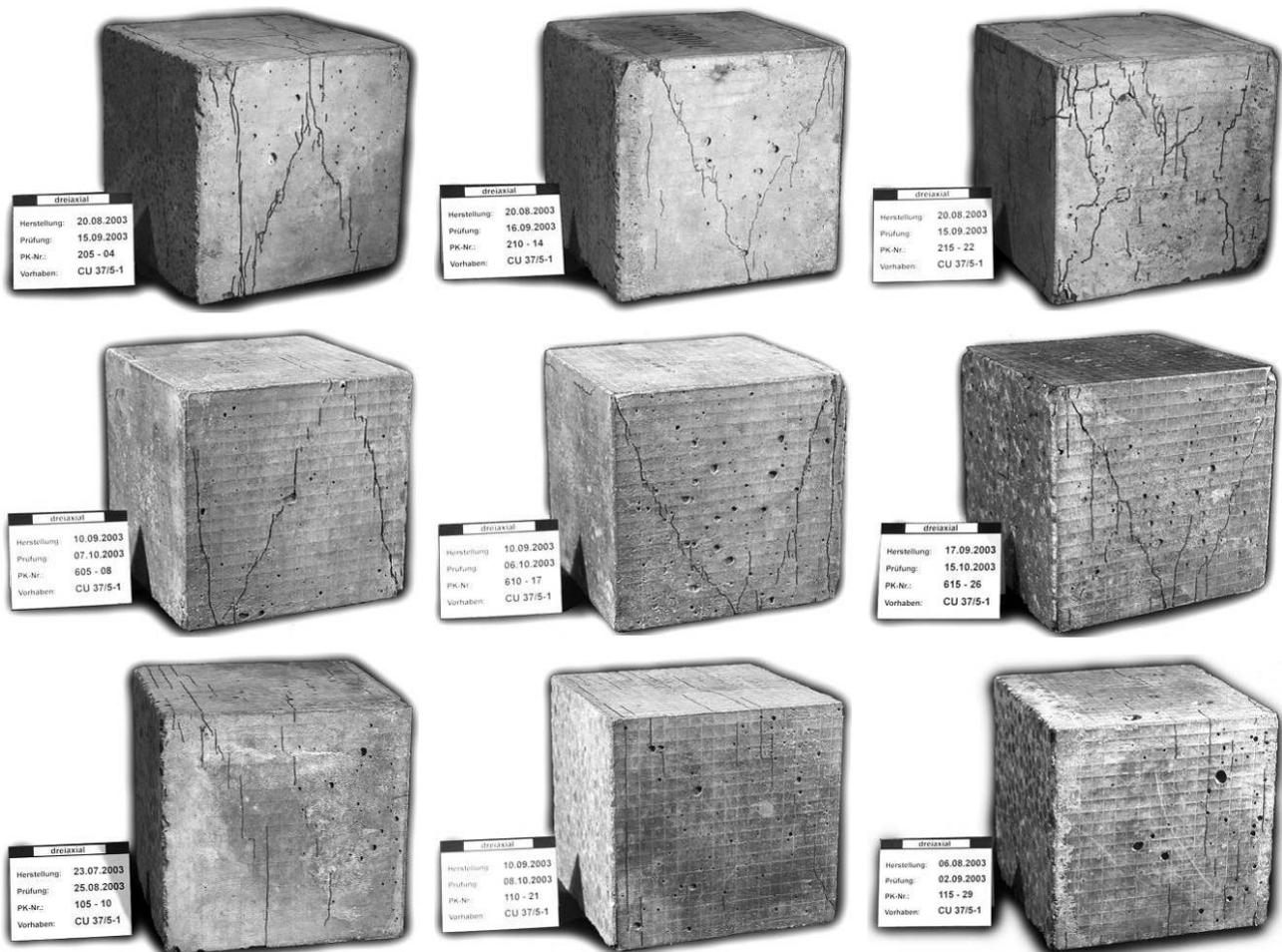


Bild 83 Dreiaxiale Druckversuche, Beispiele für Bruchbilder für alle Spannungsverhältnisse

Analog zu den Versuchen an HPC wurde mit zunehmenden Bruchlasten das vermehrte Ablösen der Prüfkörperkanten beobachtet, die aufgrund der etwas kleineren Bürstenabmaße unbelastet waren, Bild 84.



Bild 84 Abgeplatzte Kanten und Borstenabdrücke, B 4/II-1

5.2 Bruchfestigkeiten bei zweiaxialer Druckbelastung

5.2.1 Versuchswerte

Die Bruchwerte aller untersuchter Leichtbetone sind in den folgenden Bildern dargestellt. Druckspannungen und Druckkräfte werden mit positivem Vorzeichen angegeben. Bei den Betonen B 1/I-4/I wurden i. d. R. sechs Würfel je Spannungsverhältnis getestet, bei den Betonen B 5 und B 6 nur vier, da diese Versuche als nachträgliche Ergänzung in das Versuchsprogramm aufgenommen worden waren, s. auch Abschnitt 4.1. Bei jedem Beton wurden die Trockenrohddichte, die einaxiale Zylinderdruckfestigkeit und die einaxiale Druckfestigkeit f_{lc}' ergänzt. Diese Druckfestigkeit wurde bei einaxialen Druckversuchen in der Triaxial-Maschine mit Belastungsbürsten als Lasteinleitungsmittel ermittelt und dient als Bezugswert für alle mehraxialen Versuchsergebnisse. In den ersten drei Bildern sind die Absolutwerte für die einzelnen Betone in Abhängigkeit vom jeweils verwendeten Leichtkies dargestellt. Im Bild 88 erscheinen in jeweils einem gemeinsamen Diagramm die absoluten und die normierten Mittelwerte der Bruchfestigkeiten je Spannungsverhältnis für alle Leichtbetone. Trendlinien wurden ergänzt. In Tabelle 14 sind die mittleren Bruchwerte je Spannungsverhältnis und Beton aufgelistet. Die Einzelwerte und Bemerkungen zu den Versuchen sowie weitere Angaben wie Prüfkörperalter, Anzahl der getesteten Prüfkörper oder Variationskoeffizient sind in Anhang A3 nachzulesen.

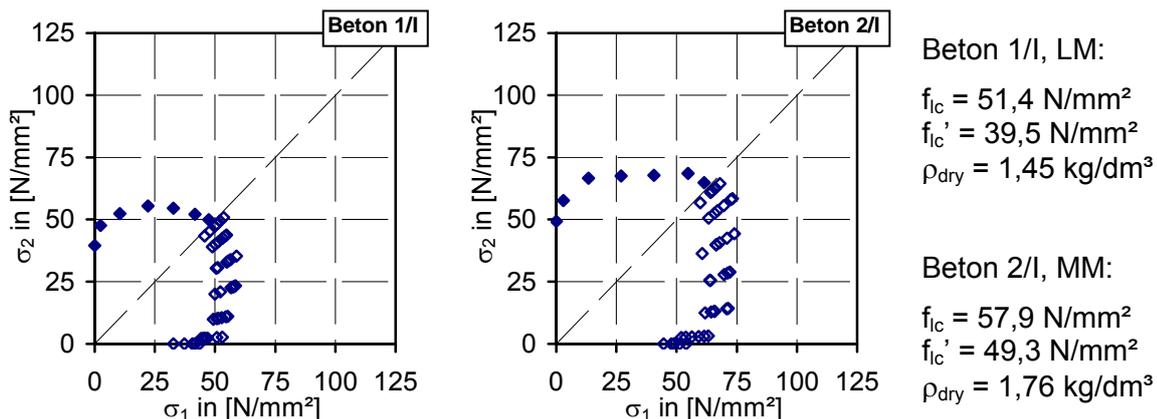


Bild 85 Zweiaxiale Druckfestigkeit der Leichtbetone 1/I und 2/I mit Liapor F 6.5 als Leichtkies

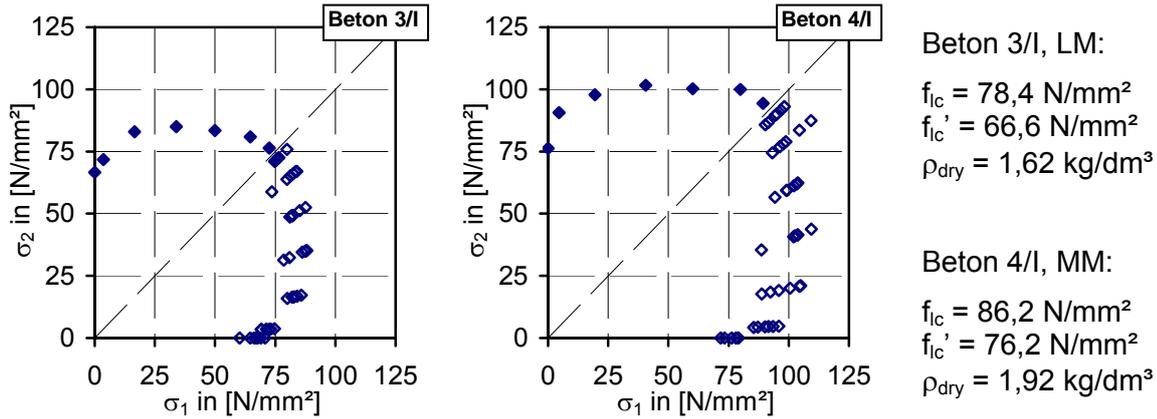


Bild 86 Zweiaxiale Druckfestigkeit der Leichtbetone 3/I und 4/I mit Liapor F 9.5 als Leichtkies

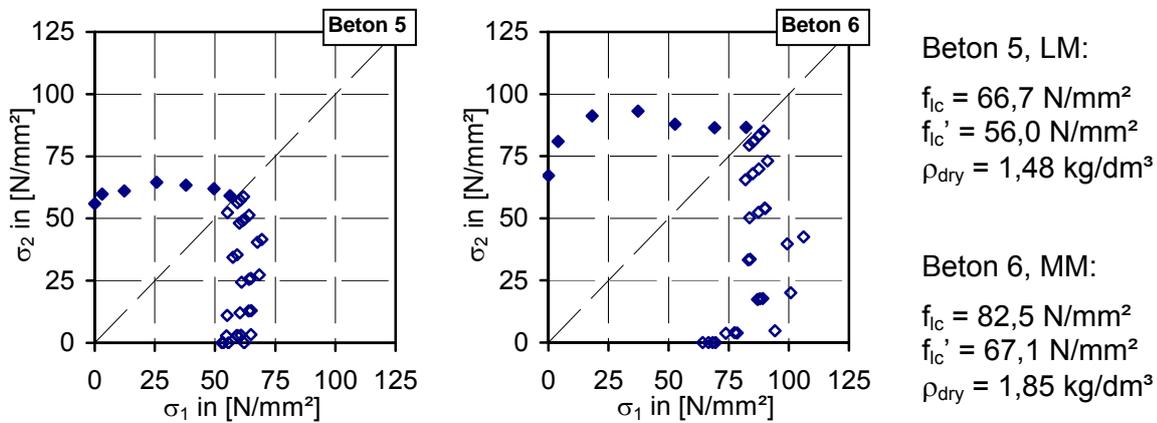


Bild 87 Zweiaxiale Druckfestigkeit der Leichtbetone 5 und 6 mit Liapor F 8 als Leichtkies

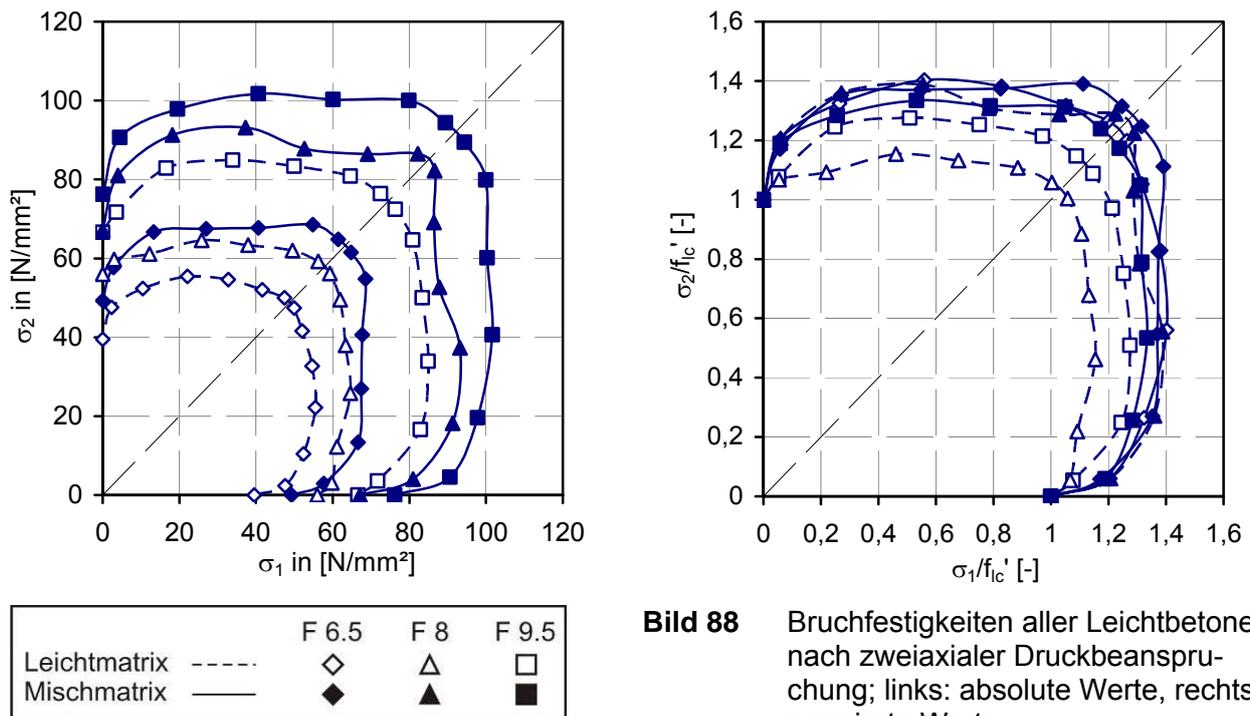


Tabelle 14: Ergebnisse der zweiaxialen Druckversuche, alle Betone

Sp.V.	Bruchspannungen in [N/mm ²]					
	σ_{1u}	σ_{2u}	σ_{1u}	σ_{2u}	σ_{1u}	σ_{2u}
LM-Betone	B 1/l		B 3/l		B 5	
000	39,5	0	66,6	0	56,0	0
005	47,6	2,4	71,7	3,6	59,8	3,0
020	52,3	10,5	82,9	16,6	61,1	12,2
040	55,4	22,1	84,9	33,9	64,6	25,8
060	54,6	32,7	83,4	50,0	63,4	38,0
080	52,0	41,6	80,8	64,6	61,9	49,5
095	50,0	47,4	76,4	72,5	59,2	56,2
MM-Betone	B 2/l		B 4/l		B 6	
000	49,3	0	76,2	0	67,1	0
005	57,7	2,9	90,6	4,5	81,0	4,1
020	66,7	13,3	97,8	19,6	91,3	18,2
040	67,5	27,0	101,7	40,6	93,2	37,3
060	67,7	40,6	100,3	60,1	87,8	52,7
080	68,5	54,8	100,0	79,9	86,4	69,1
095	64,8	61,5	94,3	89,4	86,5	82,2

Die Gestalt der zweiaxialen Hüllkurve von Beton wird im Druck-Druck-Quadranten durch die einaxiale und die zweiaxiale Druckfestigkeit f_{ic}' und f_{icc} und den bei einem bestimmten Spannungsverhältnis ermittelten maximalen Festigkeitszuwachs $f_{ic,2ax,max}$ charakterisiert. Dieser maximale Festigkeitszuwachs ist meist nicht mit der Festigkeit f_{icc} identisch. Diese Kennwerte sind in Tabelle 15 für alle Leichtbetone zusammengestellt. Für die zweiaxiale Druckfestigkeit wurde als Näherung der Bruchwert aus dem Sp.V. 095 angegeben, da f_{icc} nicht direkt getestet wurde.

Tabelle 15: Kennwerte der zweiaxialen Hüllkurven

Beton	f_{ic}'	f_{icc} ¹⁾	$f_{ic,2ax,max}$	f_{icc}/f_{ic}'	$f_{ic,2ax,max}/f_{ic}'$	$f_{ic,2ax,max}$ bei Sp.V.
	[N/mm ²]			[-]		
Beton 1/l	39,5	50,0	55,4	1,26	1,40	040
Beton 2/l	49,3	64,8	68,5	1,31	1,39	080
Beton 3/l	66,6	76,4	84,9	1,15	1,28	040
Beton 4/l	76,2	94,3	101,7	1,24	1,33	040
Beton 5	56,0	59,2	64,6	1,06	1,15	040
Beton 6	67,1	86,5	93,2	1,29	1,39	040

¹⁾ näherungsweise der Bruchwert aus dem Sp.V. 095

Aus Bild 88 und Tabelle 15 kann man auf Gemeinsamkeiten und Unterschiede beim zweiaxialen Druck-Tragverhalten von Hochleistungsleichtbetonen schließen. Man sieht aber auch, dass der

Beton B 5 sich von den anderen Betonen unterscheidet. Deshalb wird dieser Beton vorerst nicht mit betrachtet und anschließend behandelt.

Die absolute maximale Festigkeitssteigerung aller Leichtbetone im Vergleich zur einaxialen Bezugsgröße f_{ic}' wurde mit + 40 % beim Beton B 1/I bei der Lastkombination $\sigma_2/\sigma_1 = 0,40$ beobachtet. Der geringste maximale Zuwachs ergab sich beim Beton B 3/I mit + 28 % beim selben Spannungsverhältnis. Der Mischmatrixbeton B 2/I besaß beim Spannungsverhältnis 0,95 eine um 31 % höhere Bruchfestigkeit als beim einaxialen Druckversuch. Dies war die größte Festigkeitssteigerung aller Leichtbetone bei dieser Spannungs-kombination nahe der zweiaxialen Druckfestigkeit f_{icc} , die sich bei der Spannungs-kombination $\sigma_1 = \sigma_2$ ergeben würde. Dagegen wurde für den Beton B 3/I mit + 15 % der geringste Festigkeitszuwachs bei der Lastkombination $\sigma_2 = 0,95 \cdot \sigma_1$ ermittelt.

Da die Gestalt der gesamten Bruchhüllkurve von vielen verschiedenen Faktoren beeinflusst wird, soll das zweiaxiale Tragverhalten der getesteten Leichtbetone nach verschiedenen Gesichtspunkten analysiert werden.

Einaxiale Festigkeit des Betons. Im Bild 89 sind die Bruchfestigkeiten $f_{ic,095}$ beim Sp.V. 095 – das entspricht in etwa f_{icc} – und die maximal erreichten Festigkeiten bei kombinierter Druck-Druck-Belastung $f_{ic,2ax,max}$ – i. d. R. beim Sp.V. 040 – für alle Betone jeweils bezogen auf die einaxiale Festigkeit f_{ic}' dargestellt. Grundsätzlich nehmen beide Größen mit zunehmender einaxialer Betonfestigkeit ab, wobei es nicht von Belang ist, ob die Werte bezüglich der Zylinderdruckfestigkeit oder der Festigkeit f_{ic}' betrachtet werden. Bei ähnlichen Betonfestigkeiten ist die zweiaxiale Festigkeit von Betonen mit Leichtmatrix geringer als die von Betonen mit Mischmatrix. Auf die maximal bei den zweiaxialen Versuchen erreichte Festigkeit trifft dies ebenfalls zu. Es kann angenommen werden, dass außer der Betondruckfestigkeit auch die Betonzugfestigkeit eine Rolle spielt. Im einaxialen Fall wird das Verhältnis von Druck- zu Zugfestigkeit bei Leichtbeton mit zunehmender Betondruckfestigkeit kleiner. Ein Zusammenhang zur Festigkeitssteigerung bei zweiaxialer Druckbeanspruchung ist denkbar. Dieser gedanke sollte in Zukunft weiter verfolgt werden.

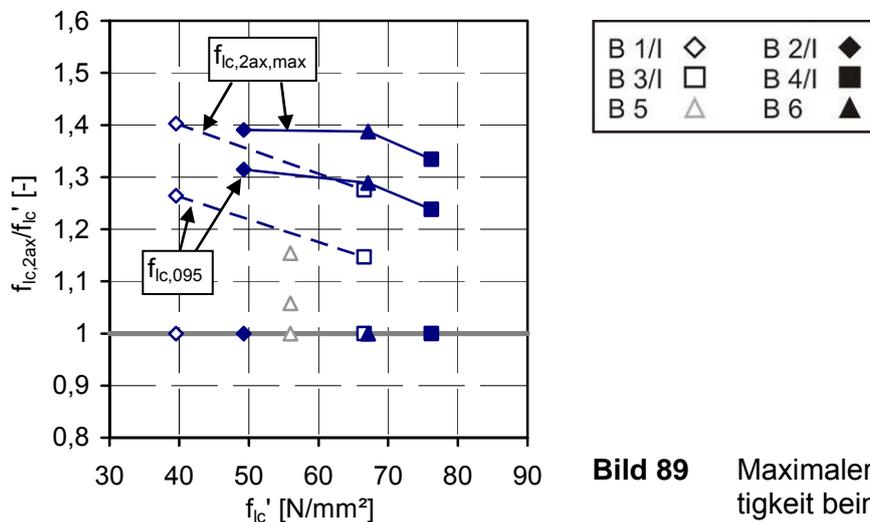


Bild 89 Maximaler Festigkeitszuwachs und Festigkeit beim Sp.V. 095, normierte Werte

Zusammensetzung der Matrix. Die Gestalt der Bruchkurve wird eindeutig von der Zusammensetzung der Matrix bestimmt. In Bild 90 links sind zwei Leichtbetone mit ähnlicher einaxialer Festigkeit dargestellt, deren Hüllkurven sich deutlich voneinander unterscheiden.

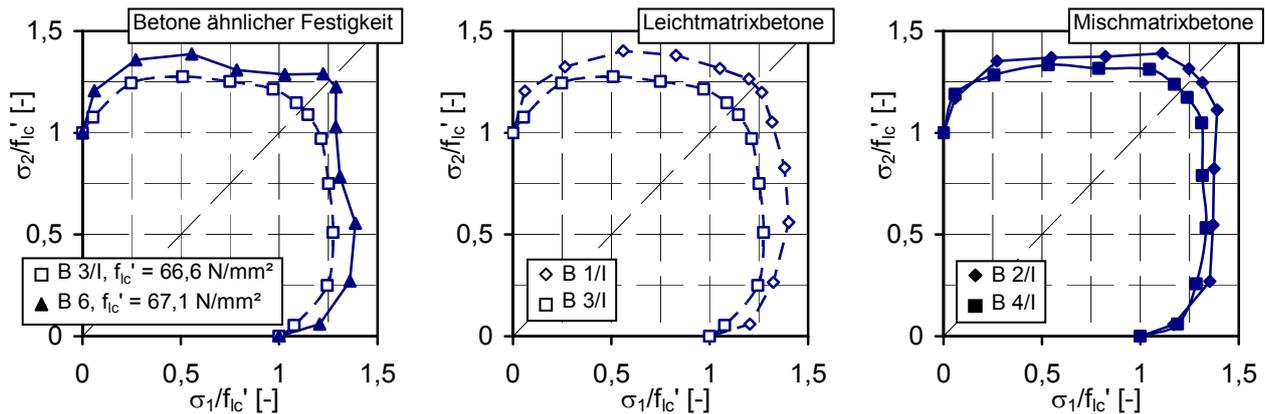


Bild 90 Bruchhüllkurven von Leichtbetonen in Abhängigkeit von der Matrix

Leichtsandbetone besitzen eine gedrungene Hüllkurve, wie sie von hochfesten Normalbetonen bekannt ist. Die Bruchkurve von Mischmatrixbetonen rechts im Bild 90 ähnelt der von Normalbetonen niedrigerer Festigkeit oder auch der von Betonen mit gesteigerter Duktilität. Dieser Unterschied spiegelt sich auch im Festigkeitsabfall zwischen den Bruchwerten $f_{lc,2ax,max}$ und $f_{lc,095}$ wider. Bei den Betonen mit Leichtmatrix betrug der Festigkeitszuwachs bei nahezu zweiachsigem Druck nur noch ca. 50 % gegenüber $f_{lc,2ax,max}$, bei den Betonen mit Natursandmatrix immerhin noch 75 % des maximal erreichten Zuwachses. Das Spannungsverhältnis σ_2/σ_1 , bei dem die maximale Festigkeitssteigerung erzielt wurde, betrug außer beim Beton B 2/I bei allen Betonen $\sigma_2/\sigma_1 = 0,40$. Nach dem Literaturstudium war die maximale Festigkeitssteigerung bei den Mischmatrixbetonen bei einem höheren Spannungsverhältnis vermutet worden. Betrachtet man aber einerseits die lang gezogene Form der Hüllkurven der Betone B 2/I, B 4/I und B 6 und andererseits die geringen Festigkeitsunterschiede zwischen den Spannungsverhältnissen 040 bis 080 vor allem bei den Betonen B 2/I und B 4/I – $\Delta\sigma_1 = 1,0 \text{ N/mm}^2$ bei Beton B 2/I und $\Delta\sigma_1 = 1,7 \text{ N/mm}^2$ bei Beton B 4/I – kann man schlussfolgern, dass der maximale Festigkeitszuwachs durchaus auch bei einem anderen Spannungsverhältnis innerhalb des angesprochenen Bereiches liegen könnte, als bei dem exakten Versuchswert, der ermittelt wurde. Die Bruchkurve des Betons B 6 weicht in ihrer Form etwas von den anderen Betonen ab, was auf die großen Streuungen innerhalb der Spannungsverhältnisse 005 bis 040 zurückgeführt werden kann. Eine weitere Unsicherheit bei diesem Beton ist die geringere Anzahl der getesteten Würfel.

Leichtbeton-Rohdichte. Wenn die Kennwerte der zweiachsiglen Hüllkurve durch die einaxiale Druckfestigkeit und die Art der Matrix beeinflusst werden, muss auch ein Zusammenhang zur Betonrohddichte bestehen, da Betonfestigkeit und Rohddichte von Leichtbetonen einander bedingen, s. Bild 91 oben links. Mit steigender Rohddichte verringern sich f_{icc} und $f_{lc,2ax,max}$, wenn die Betone ähnliche Matrices besitzen. Interessant ist auch die Darstellung der Kennwerte in Relation zur Druckhöhe, die als Maß für die Leistungsfähigkeit eines Leichtbetons eingeführt wurde, Gleichung (4.3) und Bild 91 oben rechts. Mit einer höheren Leistungsfähigkeit (unter einaxialem Druck) geht eine verminderte Festigkeitssteigerung bei zweiachsigler Druckbeanspruchung einher.

Eigenschaften des verwendeten Leichtkieses. Für die hier untersuchten Betone gilt, dass sowohl der maximale Festigkeitszuwachs als auch die zweiachsigle Festigkeit mit steigender Kornrohddichte und damit steigender Korndruckfestigkeit sinken, Bild 91 unten links. Die exakte Kornfestigkeit der Blähton-Zuschläge ist nicht bekannt und kann nur abgeschätzt werden, z. B. mit Gleichung (3.3) für das Zuschlagpotential nach Faust (2000), Bild 91 rechts unten. Die Abbildung zeigt aber auch, dass die Art des verwendeten Leichtkieses nicht losgelöst von der Art der Matrix betrachtet werden kann. Zu dem sicher sehr interessanten Zusammenhang zwischen einaxialer und mehraxialer Korndruckfestigkeit sowohl unter Druck- als auch unter Zugbeanspruchung gibt es derzeit keine Erkenntnisse, die sich auf die verwendeten Zuschläge übertragen ließen. Sicher ist aber, dass auch die Kornzugfestigkeit die mögliche Festigkeitssteigerung vor allem bei zweiachsigler Druckbeanspruchung beeinflusst. Hier besteht Forschungsbedarf.

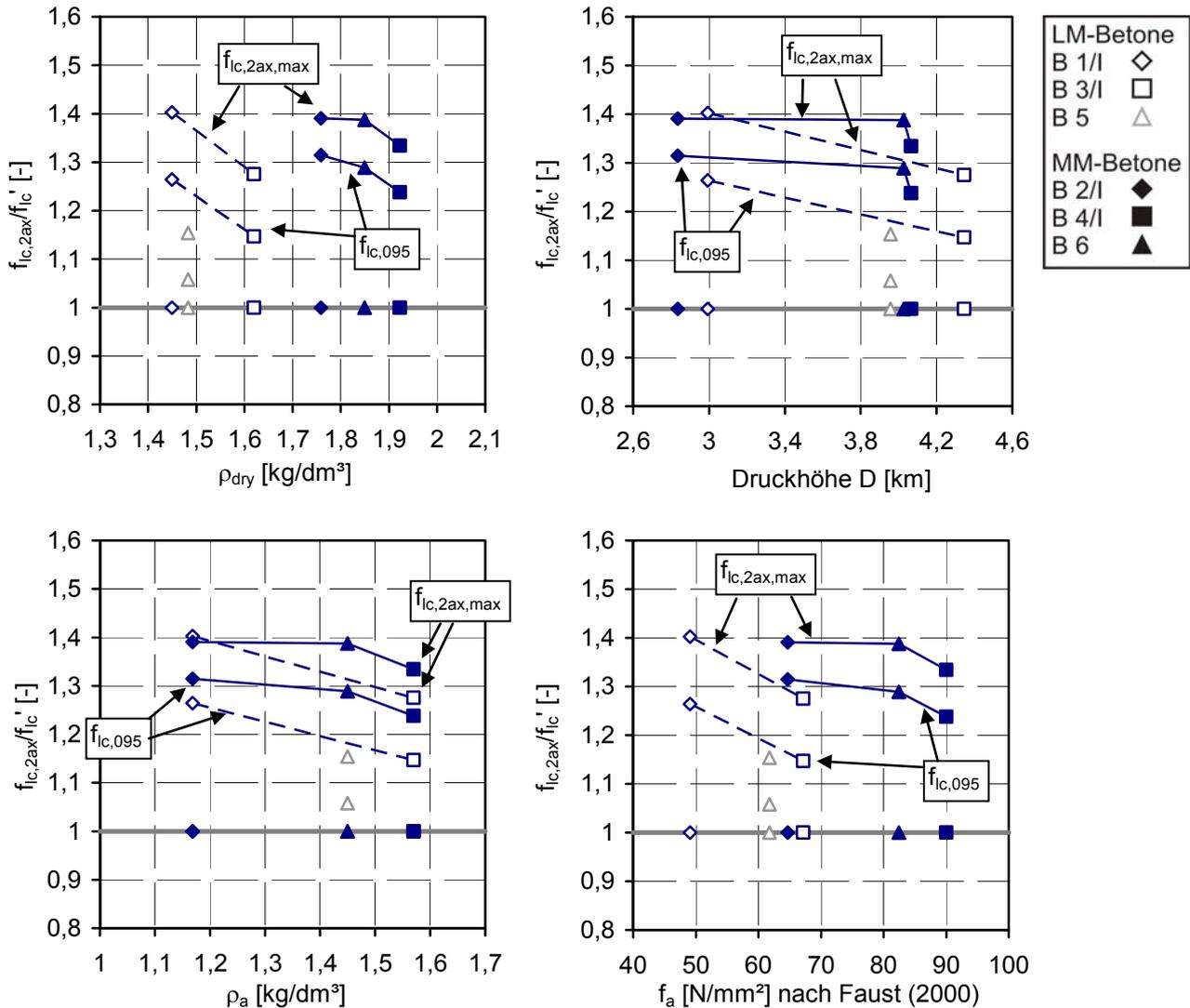


Bild 91 Biaxiale Kennwerte in Abhängigkeit von Trockenrohddichte (links oben), Druckhöhe (rechts oben), Kornrohddichte (links unten) und Zuschlagpotential (rechts unten)

Bei den bisherigen Erläuterungen fällt auf, dass sich der Beton B 5 nicht in die allgemeinen Tendenzen einordnen lässt. Theoretisch müsste die Hüllkurve des B 5 zwischen denen der anderen beiden Betone mit Leichtsandmatrices liegen, was bei Betrachtung der Absolutwerte der Fall ist, bei den normierten Werten allerdings nicht. Auffällig ist vor allem die äußerst geringe Festigkeitssteigerung beim Spannungsverhältnis 020 um 9 %. Bei allen anderen Leichtbetonen wurde eine Steigerung zwischen 24 und 36 % registriert. Bei höheren Spannungsverhältnissen ähnelt die Bruchhüllkurve des Betons B 5 wieder denen der Betone B 1/I und B 3/I. Auch die Bruchwerte beim Spannungsverhältnis 005 scheinen bezüglich der Festigkeitssteigerung um 7 % gegenüber f_{lc}' gering, allerdings sind Parallelen zu Beton B 3/I zu erkennen, der eine Steigerung um lediglich 8 % aufwies. Bei allen anderen Leichtbetonen wurden Werte zwischen 17 und 21 % registriert.

Die Ursache für das abweichende Verhalten des Betons B 5 konnte im Rahmen der Auswertung der Versuche nicht eindeutig festgestellt werden. Ein möglicher Grund ist die Tatsache, dass für die einaxialen Druckversuche meist Prüfkörper von besonders guter Qualität ausgewählt wurden, da bei den vorangegangenen Dresdner Forschungsprojekten beobachtet worden war, dass schon bei sehr geringem Druck in einer zweiten Richtung die Streuung der Bruchwerte bei Prüfkörpern minderer Qualität deutlich niedriger ausfiel als beim einaxialen Druckversuch, bei dem Spannungsspitzen wegen fehlender Umlagerungsmöglichkeiten besonders bei spröden Materialien schnell zum Bruch führten. War nun die Qualität der Würfel des Betons B 5 für die einaxialen

Druckversuche sehr gut, kann f_{ic}' "zu hoch" ausfallen. Die Vergleichbarkeit mit den anderen Betonen wird zusätzlich erschwert, da pro Spannungsverhältnis nur vier statt der üblichen sechs Prüfkörper getestet wurden. Letztlich besteht auch noch die Möglichkeit, dass der Leichtzuschlag F 8 ein von den anderen beiden Blähtonzuschlägen F 6.5 und F 9.5 abweichendes Tragverhalten besitzt, auch wenn die Kiese aus denselben Rohstoffen mit demselben Verfahren hergestellt wurden. Diese Möglichkeit untermauern die Versuche von Sell (1974), der u. a. unterschiedliche relative Stofffestigkeiten in Abhängigkeit von der Korngruppe künstlich hergestellter Leichtzuschläge desselben Herstellers festgestellt hat. Eine Gesetzmäßigkeit konnte allerdings nicht gefunden werden. Auch die Betonfeuchte beeinflusst mehraxiale Festigkeiten u. U. recht deutlich, Weigler/Karl (1989). Da der Leichtkies F8 eine extrem hohe Eigenfeuchte besaß, kann darin eine weitere Ursache für das ungewöhnliche Materialverhalten liegen. Leider kann auch dieser Aspekt im Nachhinein nicht genauer überprüft werden.

Um die Werte für den Beton B 5 bei der weiteren Auswertung berücksichtigen zu können, wird vorgeschlagen, die einaxiale Festigkeit f_{ic}' von 56 N/mm² auf 47,7 N/mm² nach unten zu korrigieren, so dass sich beim Spannungsverhältnis 0,20 eine Festigkeitssteigerung ergibt, die im Mittel der der Betone B 1/I und B 3/I entspricht. Dadurch verschiebt sich die Hüllkurve in den Bereich zwischen den anderen Betonen mit Leichtsandmatrix, Bild 92. Die Werte erscheinen nun plausibel.

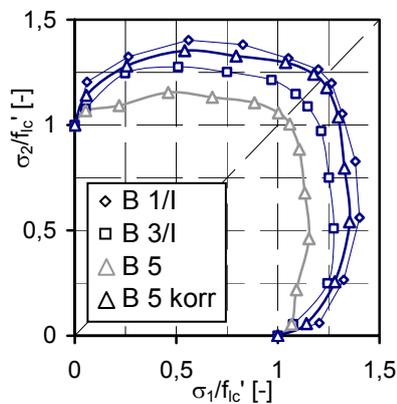


Bild 92 Zweiaxiale Hüllkurven der Leichtmatrixbetone mit korrigierter Linie für den Beton B 5, normierte Darstellung

Abschließend soll kurz auf die Streuung der Versuchswerte innerhalb der Spannungsverhältnisse eingegangen werden. Als Kennwert dient der Variationskoeffizient v , Bild 93 und Tabelle 16, der nach Gleichung (1.15), Kap. 1, bestimmt wurde. Grundsätzlich nimmt die Streuung mit zunehmender Spannung σ_2 etwas ab. Der Trend ist aber nicht stark ausgeprägt und somit auch nicht eindeutig, s. a. Tabelle 16. Die Art der Matrix scheint die Streuung nicht zu beeinflussen. Die kleinsten Variationskoeffizienten ergaben sich bei den Betonen mit dem Leichtkies F 9.5, d. h. die Streuung der Bruchwerte innerhalb eines Spannungsverhältnisses war hier am geringsten. Bei den Versuchen mit dem Zuschlag F 8 – Betone B 5 und B 6 – streuten die einzelnen Versuchswerte am meisten. Dies liegt zum Teil an der geringeren Prüfkörperanzahl, die pro Spannungsverhältnis getestet wurde. Eine weitere Ursache können aber auch spezielle Leichtkieseigenschaften sein, was ja auch schon bei der Auswertung der B 5-Tests vermutet worden war.

Tabelle 16: Variationskoeffizienten bei den zweiaxialen Druckversuchen

Beton	B 1/I	B 2/I	B 3/I	B 4/I	B 5	B 6	
MW v [%]	6,30	5,75	3,21	4,30	6,10	6,66	
Sp.V.	000	005	020	0440	060	080	095
MW v alle B [%]	5,29	6,64	5,59	5,90	5,05	5,19	4,04

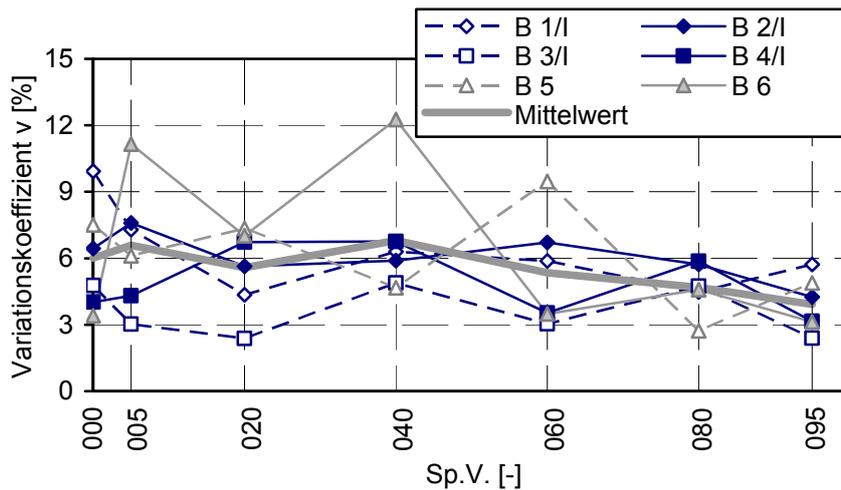


Bild 93 Variationskoeffizienten bei den zweiaxialen Druckversuchen

5.2.2 Mathematische Beschreibung

Die meisten Modelle, die sich mit dem mehraxialen Tragverhalten von Beton beschäftigen, wurden für Normalbeton entwickelt. Die Anwendbarkeit für Leichtbeton ist aufgrund der abweichenden Versagensmechanismen fraglich und bedarf einer Überprüfung. Es wurden verschiedene mathematische Ansätze auf ihre Eignung hinsichtlich der Beschreibung des zweiaxialen Bruchverhaltens von HPLWAC im Druck-Druck-Quadranten untersucht. Als Funktionstypen wurden Polynome, Kurven höherer Ordnung und Ellipsen in Betracht gezogen. Ausführlich wurden die verschiedenen Varianten in Curbach/Scheerer (2006) erläutert. Im Anhang A3.1.3 sind ebenfalls einige Ergänzungen zu finden. In dieser Arbeit wird der Vorzugsvorschlag aus Curbach/Scheerer (2006) für die Abschätzung des zweiaxialen Druck-Tragverhaltens von HPLWAC mit Blähtonzuschlägen vorgestellt.

Empirische Funktionen zur Beschreibung der zweiaxialen Hüllkurve im Druck-Druck-Bereich sollten folgenden Anforderungen genügen:

- stetig mindestens im Bereich $\sigma_2 \leq \sigma_1$,
- symmetrisch zur $\sigma_1 = \sigma_2$ -Achse,
- Schneiden mit der $\sigma_1 = \sigma_2$ -Achse unter 45° .

Ellipsengleichungen wurden schon mehrmals für die Abbildung der Bruchwerte von Beton unter kombinierter Druckbeanspruchung verwendet. Schon Kupfer (1973) schlug diese geometrische Form zur Beschreibung seiner Versuche mit Normalbeton vor. Die Normalform der Ellipse wurde auch schon vielfach variiert. Curbach et al. (2000) bzw. Hampel (2006) gelang es, das zweiaxiale Druck-Tragverhalten von HPC mit um 45° gedrehten und auf der σ_1 - σ_2 -Achse verschobenen Ellipsen recht zutreffend zu beschreiben. Auch Curbach/Speck (2002) modifizierten Ellipsengleichungen. Allerdings verwendeten sie zwei schiefe Ellipsen, um das duktilere Verhalten von hochfestem Normalbeton mit Kurzfasern abzubilden. Mit dieser Variante gelang es sehr gut, die teilweise erheblichen Festigkeitssteigerungen abzubilden, die schon aus einer nur geringen Druckspannung in einer zweiten Richtung resultierten. Als Nachteil wird angesehen, dass die Kurve für sehr kleine Komponenten σ_2 im Druck-Zug-Quadranten verläuft. Dies kann mit zwei achsparallelen Ellipsen vermieden werden, Bild 94 links. Um eine bessere Anpassung der mathematischen Funktionen vor allem an die Mischmatrixbetone zu erreichen, wurden die Ellipsen mit einer Sinusfunktion überlagert, Bild 94 rechts. Die Sinusfunktion wurde sowohl horizontal als auch vertikal verschoben und skaliert. Dadurch wird eine vollständige Periode im Bereich $0 \leq \sigma_1/f_{lc}' \leq f_{lcc}$ abgebildet. Der Anstieg der Sinusfunktion ist 0 für die Punkte der einaxialen und der zweiaxialen Festigkeit. Die oben genannten Bedingungen werden also erfüllt.

Mit den folgenden Gleichungen wird die Bruchvorschrift für Leichtbetone kurz hergeleitet.

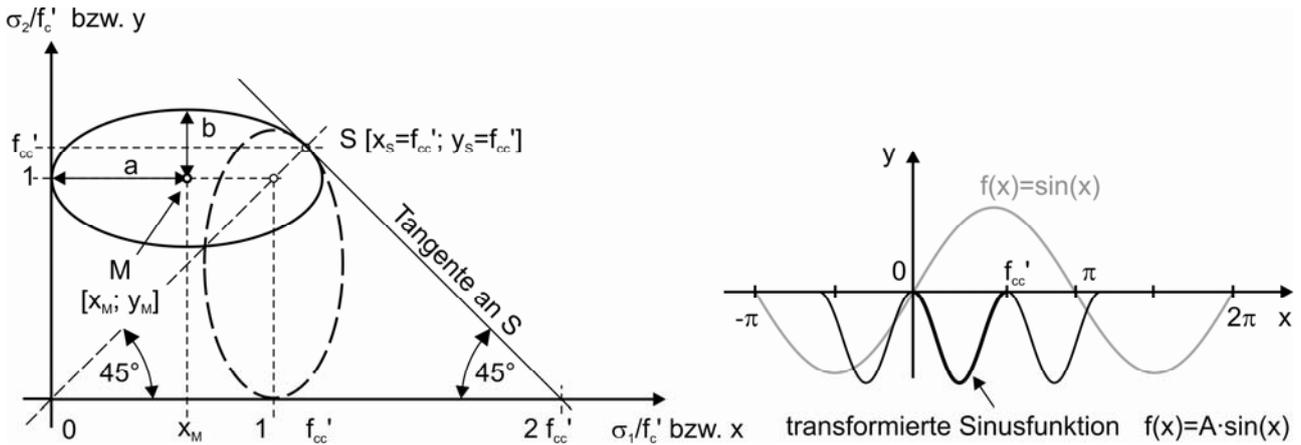


Bild 94 Skizzen zum zweiaxialen Bruchkriterium; links: zwei achsparallele Ellipsen; rechts: transformierte Sinusfunktion

Grundform der Ellipsengleichung
$$\frac{(x - x_M)^2}{a^2} + \frac{(y - y_M)^2}{b^2} = 1 \quad (5.1)$$

Transformierte Ellipsengleichung (hier für die obere Ellipse in Bild 94)

$$\frac{(x - a)^2}{a^2} + \frac{(y - 1)^2}{b^2} = 1 \quad \text{oder} \quad \frac{\left(\frac{\sigma_1}{f'_{lc}} - a\right)^2}{a^2} + \frac{\left(\frac{\sigma_2}{f'_{lc}} - 1\right)^2}{b^2} = 1 \quad (5.2)$$

Der Schnittpunkt S der beiden Ellipsen wird so definiert, dass ein stetiger Übergang an dieser Stelle garantiert ist. Der Anstieg m_T der Tangente in diesem Punkt muss also -1 sein und kann wie folgt berechnet werden.

$$m_T = -1 = -\frac{b^2}{a^2} \cdot \frac{f_{lcc} - a}{f_{lcc} - 1} \quad (5.3)$$

Aus den Gleichungen (5.1)-(5.3) können nun die Konstanten a und b bestimmt werden. Die Parameter sind von der zweiaxialen Druckfestigkeit f_{lcc} abhängig, die nach Gleichung (1.16) in Kap. 1 aus den Versuchswerten vom Spannungsverhältnis 095 bestimmt worden waren.

$$b = a \cdot \sqrt{\frac{f_{lcc} - 1}{f_{lcc} - a}} \quad (5.4) \text{ a}$$

$$a = \frac{2 \cdot f_{lcc}^2 - f_{lcc}}{3 \cdot f_{lcc} - 1} \quad (5.4) \text{ b}$$

Die Ellipsen können nun mit der Sinusfunktion nach Gleichung (5.5) überlagert werden (angegeben ist hier die Variante für die obere Ellipse im Bild 94).

$$\frac{\sigma_2}{f'_{lc}} = A \cdot \sin \left(\frac{\frac{\sigma_1}{f'_{lc}}}{\frac{f_{lcc}}{f'_{lc}}} \cdot 2\pi - \frac{\pi}{2} \right) + A \quad (5.5)$$

Damit lautet das Bruchkriterium:

$$\frac{\sigma_2}{f'_{lc}} = 1 + \frac{b}{a} \cdot \sqrt{2 \cdot a \cdot \frac{\sigma_1}{f'_{lc}} - \left(\frac{\sigma_1}{f'_{lc}}\right)^2} + A \cdot \sin \left(\frac{\frac{\sigma_1}{f'_{lc}}}{\frac{f_{lcc}}{f'_{lc}}} \cdot 2\pi - \frac{\pi}{2} \right) + A \quad (5.6)$$

Die Konstante A wurde zunächst für alle Betone iterativ optimiert, Tabelle 49 im Anhang A3.1.3.3. Die Analyse der Versuchswerte hatte aber einen eindeutigen Zusammenhang zwischen der Gestalt der Bruchkurve und der Art der Matrix ergeben. Deshalb ist es sinnvoller, die Parameter der Überlagerungsfunktion in Abhängigkeit vom verwendeten Sand zu variieren. Für Leichtmatrixbetone wird deshalb die Konstante A_{LM} und für Mischmatrixbetone die Konstante A_{MM} eingeführt, Gleichungen (5.7) a und b. Bei der Optimierung des Parameters für die Mischmatrixbetone wurde der Beton B 6 etwas geringer gewichtet, da für diesen weniger Versuchswerte bei gleichzeitig relativ großer Streuung vorlagen.

Leichtmatrixbetone: $A = A_{LM} = -0,0091$ (5.7) a

Mischmatrixbetone: $A = A_{MM} = -0,0506$ (5.7) b

Die Güte der vorgeschlagenen Regressionsfunktionen kann anhand von Bild 95 beurteilt werden.

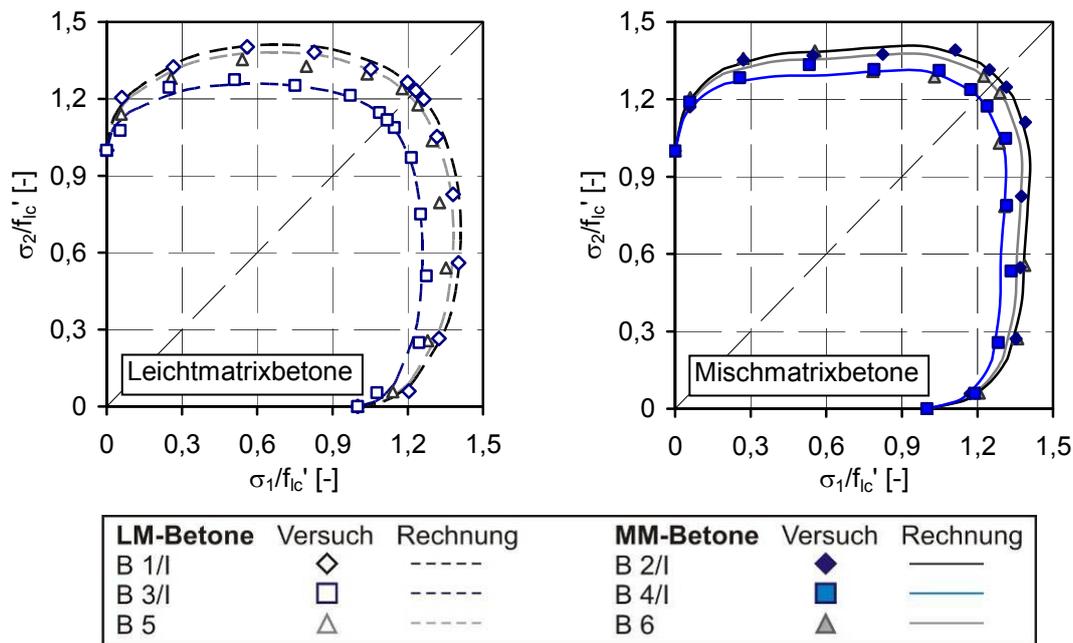


Bild 95 Versuchswerte und Berechnungsvorschlag; links: LM-Betone, rechts: MM-Betone

Alle Parameter und Kalibrierungswerte sind vollständig in Tabelle 49 im Anhang nachzulesen. Die Abweichungen zwischen Versuchsergebnissen und berechneten Werten (Fehler F [%]) wurden dort ebenfalls tabelliert. Bis auf die etwas größeren Differenzen beim Beton B 6 können die Bruchwerte mit dem vorgestellten Kriterium sehr gut beschrieben werden. Vor allem beim Beton B 3/1 ist die Qualität der Näherung hervorragend. Dieser Beton konnte auch mit allen anderen untersuchten Funktionen am zutreffendsten beschrieben werden.

Der Formelapparat basiert auf realen Materialkennwerten und ist relativ einfach anzuwenden. Die Funktion wurde an der einaxialen und an der zwei axialen Druckfestigkeit geeicht und kann auch für beliebige andere Versuchsreihen und Betone angewendet werden, wenn diese beiden Eingangswerte bekannt sind. Als dritter Kennwert geht die Zusammensetzung der Matrix ein. Durch die Differenzierung zwischen Leicht- und Mischmatrix kann die Gestalt der Bruchkurve von einer fast elliptischen Form wie bei den Leichtmatrixbetonen in eine etwas lang gezogene Form bei den Mischmatrixbetonen gewandelt werden.

Durch die Gleichungen (5.6) und (5.7) ist das Kriterium für den Bereich $0 \leq \sigma_1/f_{ic}' \leq f_{icc}$ und $\sigma_2/f_{ic}' \geq \sigma_1/f_{ic}'$ definiert und bildet so die Bruchwerte im linken oberen Teil des Druck-Druck-Quadranten ab. Will man den zweiten Teil der Kurve im rechten unteren Teil des Quadranten berechnen, muss die Funktion an der $\sigma_1 = \sigma_2$ -Achse gespiegelt werden. Soll das Kriterium z. B. in FE-Programme eingebaut werden, sind die Gültigkeitsgrenzen exakt einzuhalten, da aufgrund der

elliptischen Grundform für fast jeden x-Wert zwei y-Werte existieren. Die Funktion ist stetig im gesamten betrachteten Quadranten.

Das Kriterium wurde für Leichtbetone optimiert, die aus Blähtonkies und Blähtonsand oder Natursand hergestellt wurden. Aufgrund der bekannten starken Abhängigkeit zwischen Zuschlagart und Festbetoneigenschaften muss im konkreten Fall überprüft werden, ob es zweckmäßig ist, die Parameter bei anderen Betonzusammensetzungen und Leichtzuschlägen abzuwandeln. Auch die Verwendung von Mikrosilica und die dadurch sehr feste und dichte Matrix beeinflussen die Höhe der Bruchwerte und damit den Verlauf der Hüllkurve. Bei Leichtbetonen mit weicheren Matrices kann eine Modifizierung also ebenfalls sinnvoll sein. Der vorgestellte Formelapparat kann aber in jedem Fall beibehalten werden.

5.2.3 Vergleich mit Ergebnissen anderer Forscher

Mit einem Vergleich mit Ergebnissen anderer Forscher an Leicht- und auch Normalbetonen soll das Thema zweiaxiale Druckfestigkeit abgeschlossen werden. In Kap. 3.3.3 wurden u. a. die Resultate von Niwa et al. (1967), Taylor et al. (1972) und Atan/Slate (1973) vorgestellt. Alle diese Forscher hatten sich mit Leichtmatrixbetonen mit relativ niedrigen Druckfestigkeiten beschäftigt. Die Testserien unterschieden sich z. B. bezüglich der Betonzusammensetzungen, des verwendeten Leichtzuschlags, der Prüfkörpergeometrie und der Art der Lasteinleitung, s. a. Tabelle 61 und Tabelle 62 im Anhang A5. Die Gestalt der von Taylor/Jain/Ramey (1972) ermittelten zweiaxialen Bruchkurve, dargestellt in Bild 39 im Kap. Stand des Wissens, weicht erheblich von den Dresdner Versuchsergebnissen und auch von denen anderer Forscher ab. Zwar verringert sich f_{lc} bei steigender einaxialer Betonfestigkeit, die Form der Bruchkurve ähnelt aber der von Mischmatrixbetonen. Taylor et al. stellten die ungewöhnliche Form ebenfalls fest, vor allem im Vergleich zu dem von Taylor (1969) aufgestellten Bruchkriterium für spröde Materialien. Eine Begründung dafür wurde aber nicht veröffentlicht. Die Ursache kann vielfältig sein. Besonders ungünstig erscheint mir die geringe Kantenlänge der Probewürfel von 5,1 cm in Verbindung mit einem Größtkorn von 9,5 mm. Die Bruchwerte von Niwa et al. (1967) und Atan/Slate (1973) ergaben eine elliptische Hüllkurve. Die Ergebnisse des erstgenannten Forscherteams sind im Hinblick auf die Betonfestigkeit und die Prüfkörpergröße am ehesten mit den Ergebnissen des Betons B 1/I vergleichbar, auch wenn Niwa et al. starre Platten mit Gleitschicht statt Belastungsbürsten verwendet hatten. Mit dem vorgestellten Bruchkriterium können die Ergebnisse von Niwa et al. gut beschrieben werden, Bild 96 links. Die Beschreibung der Versuchsergebnisse von Atan/Slate ist wegen der großen Streuungen innerhalb eines Spannungsverhältnisses mit entsprechenden Unsicherheiten verbunden. Wird das für Leichtbetone favorisierte Bruchkriterium, Gleichung (5.6), ohne Berücksichtigung des Ausreißers beim Spannungsverhältnis $\sigma_1 \approx \sigma_2$ geeicht, kann es als Näherung für die Versuche von Atan/Slate verwendet werden, Bild 96 rechts. Die Parameter bei Eichung von Gleichung (5.6) an Ergebnissen anderer Forscher sind in Tabelle 80, Anhang A5.4 zu finden.

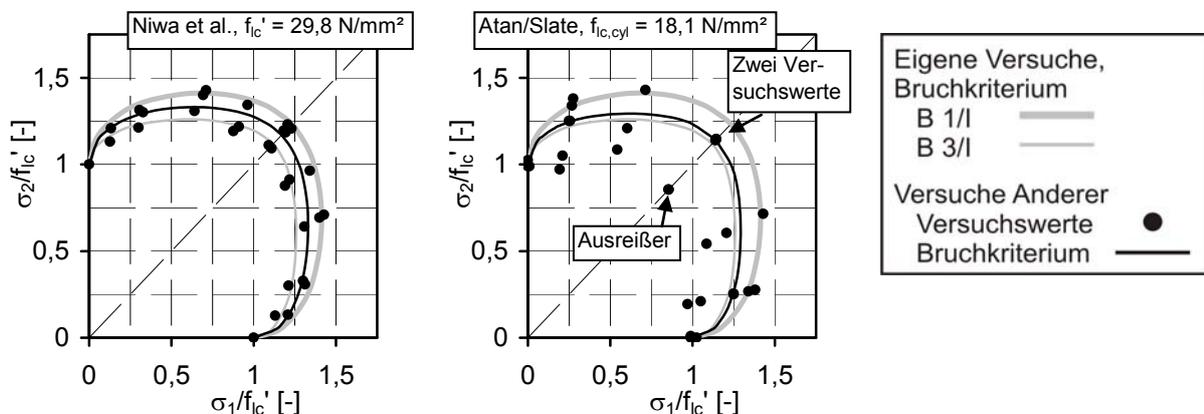


Bild 96 Vergleich der Leichtmatrixbetone mit den Ergebnissen anderer Forscher

Mischmatrixbetone wurden in der Vergangenheit häufiger untersucht. Die bekannten Versuche umfassen Betone mit einaxialen Festigkeiten von $f_{lc,cube200} = 22,5 \text{ N/mm}^2$, untersucht von Opitz

(1970), bis $f_{ic}' = 67 \text{ N/mm}^2$, getestet von Hussein/Marzouk (1998, 2000). Gemeinsam ist den bekannten Versuchen die Prüfkörperform. Es wurden Scheiben mit Abmessungen zwischen $13 \times 13 \times 1,3 \text{ cm}$ und $20 \times 20 \times 5 \text{ cm}$ getestet. Das Prüfkörperalter lag zwischen sieben und 91 Tagen. Als Lasteinleitungsmittel kamen meist Bürsten zum Einsatz, die aber aufgrund von Unterschieden in der Bauart und bezüglich des verwendeten Stahls jeweils unterschiedliche Steifigkeiten besaßen, was das mehraxiale Bruch- und Verformungsverhalten von Beton natürlich beeinflusst. Im Bild 97 werden die eigenen Ergebnisse und die anderer Forscher gegenübergestellt.

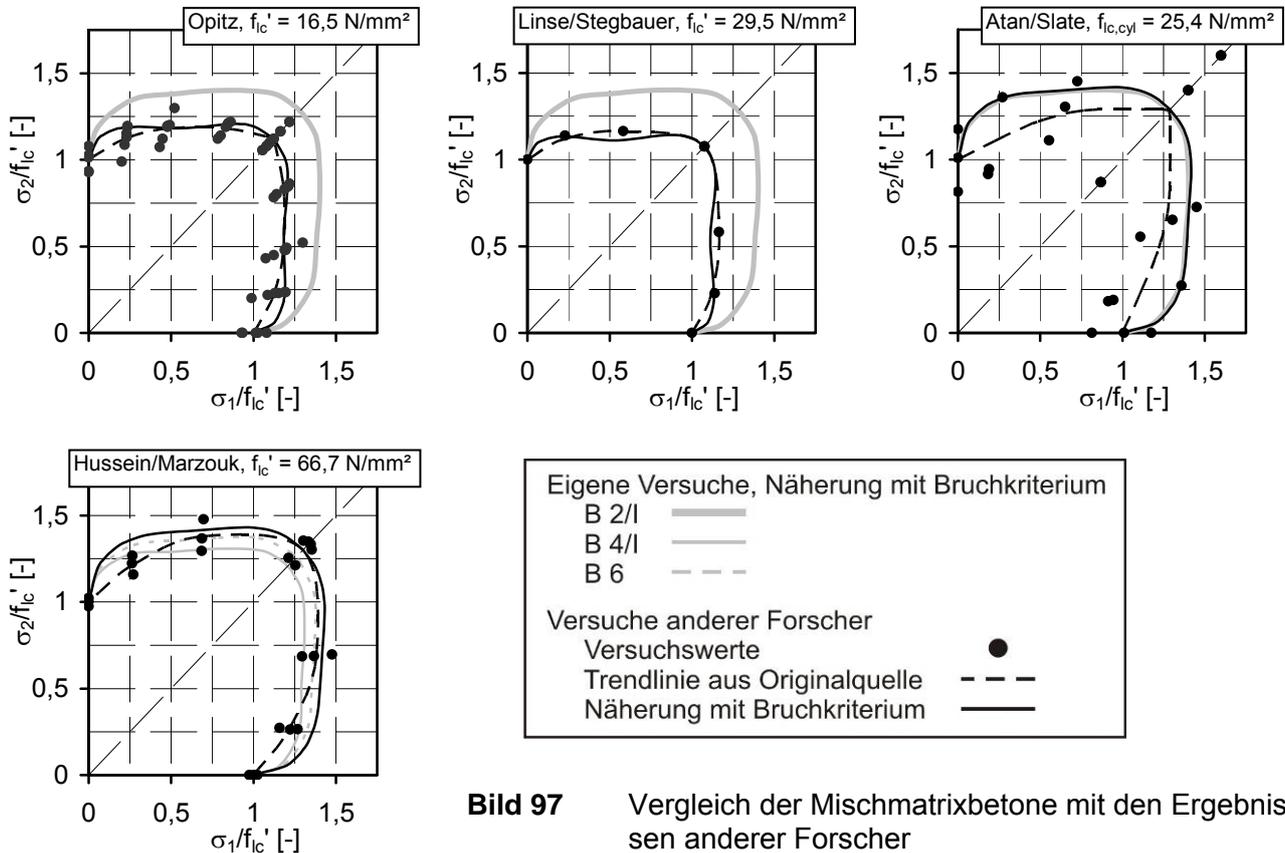


Bild 97 Vergleich der Mischmatrixbetone mit den Ergebnissen anderer Forscher

Offensichtlich können die Mischmatrixbetone in zwei Gruppen unterteilt werden. Die Versuche von Opitz (1970) und Linse/Stegbauer (1976) ergaben eine eher gedrungene Hüllkurve. Über den gesamten zweiaxialen Druckspannungsraum war die Festigkeitssteigerung eher gering. Dies widerspricht den eigenen Resultaten. Als mögliche Ursachen kommen u. a. andersartige Zuschläge, abweichende Lasteinleitungsbedingungen und Prüfkörperform in Frage. Linse und Stegbauer testeten liegend betonierete Scheiben mit einem Größtkorn von 16 mm. Bei einer Scheibendicke von 5 cm können Zuschläge dieser Größe eine erhebliche Querschnittschwächung darstellen. Ob aus einer Konzentration von großen Zuschlägen an der Betonierunterseite eine ungleichmäßige Steifigkeitsverteilung im Prüfkörper resultierte, durch den die Bruchfestigkeiten vermindert wurden, kann im Nachhinein nicht gesagt werden. Opitz setzte – verglichen mit den Liapor-Kiesen F 6.5 und F 9.5 – Zuschläge mit einem höheren Größtkorn aber deutlich geringerer Kornrohichte ein. Er erhielt seine scheibenförmigen Prüfkörper durch Zersägen größerer Prismen. Auch diese Herstellungsmethode beeinflusst mit Sicherheit das Tragverhalten von Leichtbeton. Curbach/Hampel (1999) konnten die Einflüsse mechanischer Nachbearbeitung auf die Bruchfestigkeit von HPC unter Druck-Zug-Beanspruchung nachweisen. Ähnliche Effekte spielen sicher auch bei Leichtbeton eine Rolle und können ein Grund für den geringeren Festigkeitszuwachs sein. Die sich aus den Versuchen von Opitz und Linse/Stegbauer abzeichnenden Hüllkurven können mit dem vorgeschlagenen Kriterium für Mischmatrixbetone grundsätzlich beschrieben werden. Allerdings sollte bei solch geringen Werten für f_{icc} die Konstante A_{MM} variiert werden. Für Linse/Stegbauer liefert $A_{MM} = -0,024$ die beste Näherung, für Opitz $A_{MM} = -0,053$, s. a. Bild 174 im Anhang A5.4. Vor allem bei Opitz werden die Werte des kleinsten Spannungsverhältnisses überschätzt. Allerdings wurde

im Rahmen der bekannten Forschungsarbeiten niemals ein ähnlich kleines Spannungsverhältnis von $\sigma_2/\sigma_1 = 0,05$ getestet, wodurch der starke Anstieg der Hüllkurve im Bereich kleiner Spannungsponenten in einer zweiten Richtung erst nachgewiesen wurde.

Die zweite Gruppe bilden die Arbeiten von Atan/Slate (1973) und Hussein/Marzouk (1998, 2000). Deren Festigkeitssteigerungen und Trendkurven entsprechen eher den Werten der in Dresden getesteten Mischmatrixbetone. Die Bruchwerte von Atan/Slate streuen sehr stark und werden deshalb nicht weiter betrachtet. Die Übereinstimmung des vorgeschlagenen Bruchkriteriums mit den Werten von Hussein/Marzouk ist nur für die höheren beiden Spannungsverhältnisse gut. Deutliche Differenzen treten bei $\sigma_2/\sigma_1 \approx 0,22$ auf. Da Hussein und Marzouk aber kein kleineres Spannungsverhältnis getestet haben, ist eine abschließende Bewertung dieses Bereiches nicht möglich.

Im Gegensatz zum Leichtbeton wurden Normalbetone schon ausgiebig hinsichtlich ihres mehraxialen Tragverhaltens untersucht. Dabei differierten die konkreten Ergebnisse aus den verschiedenen Forschungsvorhaben zum Teil sehr stark. Allgemein gilt aber, dass f_{cc} mit steigender Betonfestigkeit sinkt. Gleichzeitig wandelt sich die Gestalt der Hüllkurve im Druck-Druck-Quadranten. Curbach et al. (2000) fanden außerdem heraus, dass Normalbetone geringerer Festigkeit mit Ellipsen beschrieben werden können, deren größere Hauptachse $2 \cdot a$ auf der $\sigma_1 = \sigma_2$ -Achse liegt (für die Definition der Hauptachsen s. Bild 94). Bei hochfesten Normalbetonen ist diese Hauptachse im rechten Winkel zur $\sigma_1 = \sigma_2$ -Achse ausgerichtet. Die erwähnten Versuche von Curbach et al. (2000) sollen hier zum Vergleich herangezogen werden, da sie bezüglich Prüfkörpergröße, -alter und -anzahl, Lasteinleitung, Prüfmaschine und Versuchssteuerung im Wesentlichen den Leichtbetonversuchen entsprachen. Die Forscher untersuchten 10er Würfel aus drei hochfesten Normalbetonen mit einaxialen Festigkeiten $f_c' = 61 \dots 94 \text{ N/mm}^2$ mit Belastungsbürsten, die allerdings eine geringere Steifigkeit als die bei den Leichtbeton-Versuchen eingesetzten besaßen. Zwei Gesichtspunkte werden herausgegriffen. Im linken Teil von Bild 98 sind Betone mit ähnlichen einaxialen Druckfestigkeiten f_c' bzw. f_{lc}' dargestellt. Die Gestalt der Hüllkurve und die Festigkeitssteigerung sind bei allen drei Betonen unterschiedlich. Als Bezugswert für eine Gegenüberstellung besser geeignet ist die Leistungsfähigkeit eines Betons – also das Verhältnis von Festigkeit zu Rohdichte, rechtes Diagramm. Von allen drei Betonen besitzt der Leichtbeton B 4/I durch den Natursandzusatz das am wenigsten homogene Gefüge. Die lang gestreckte Hüllkurve entspricht der von duktileren Betonen, was Normalbetone niedrigerer Festigkeit oder auch Normalbetone mit Faserzusatz sein können. Der HPC 3 und der Leichtbeton B 3/I sind homogener, die elliptischen Bruchkurven verlaufen nahezu deckungsgleich.

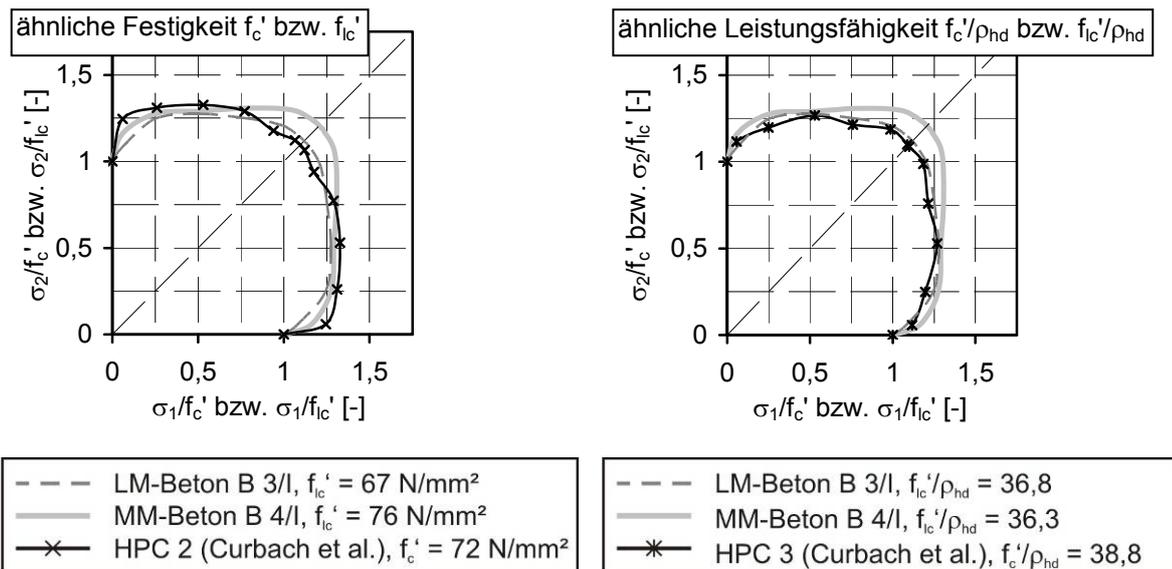
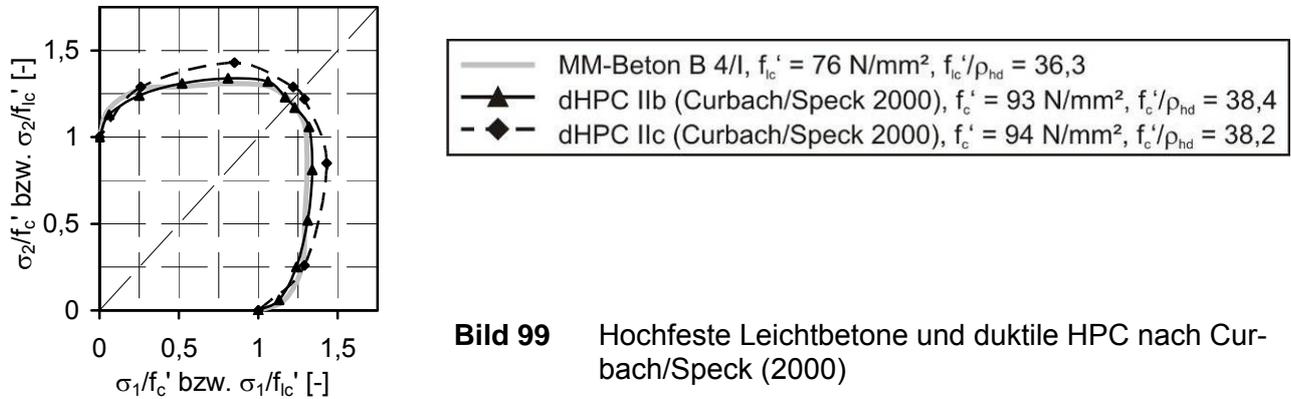


Bild 98 Hochleistungs-Leichtbetone und hochfeste Normalbetone aus Curbach et al. (2000)

Hochfeste Betone mit gesteigerter Duktilität untersuchten z. B. Curbach/Speck (2000, 2002). Die Zugabe von Fasern bewirkte u. a. höhere Bruchverformungen und dass die Betone trotz hoher

Festigkeiten weniger spröde versagten. In Bild 99 sind zwei duktile Hochleistungsbetone, die einen Fasercocktail aus Stahl- und Propylenfasern in unterschiedlicher Konzentration enthielten, zusammen mit dem Mischmatrixbeton B 4/I dargestellt. Ebenso wie der Natursand bei Leichtbetonen bedingt der Faserzusatz bei hochfesten Normalbetonen offensichtlich ein mit Normalbeton niedriger und mittlerer Festigkeit vergleichbares mehraxiales Bruchverhalten.



Bezüglich des zweiaxialen Bruchverhaltens sind Leichtmatrixbetone also mit hochfesten Normalbetonen, Mischmatrixbetone hingegen mit weniger festen Normalbetonen oder duktilen Hochleistungsbetonen vergleichbar.

5.3 Bruchfestigkeiten bei dreiaxialer Druckbelastung

5.3.1 Versuchswerte

Die Absolutwerte aus allen dreiaxialen Druckversuchen sind in den folgenden Bildern im kartesischen σ_1 - σ_2 -Koordinatensystem zusammengestellt. Das Spannungsverhältnis σ_3/σ_1 ist durch verschiedene Symbole gekennzeichnet. Die jeweils zwei Chargen einer Betonsorte sind getrennt dargestellt, da sich in einigen Fällen doch deutlichere Abweichungen ergaben. Ergänzt wurden die Trockenrohdichte, die Zylinderdruckfestigkeit und die zugehörigen Bruchkurven aus den zweiaxialen Druckversuchen. In Bild 104 sind die Spannungen σ_3 visualisiert und in Bild 105 sind alle auf die σ_1 - σ_2 -Ebene projizierten, normierten mehraxialen Bruchwerte gegenübergestellt. In Tabelle 17 können die mittleren Bruchwerte nachgelesen werden, die Einzelwerte im Anhang A3.2.

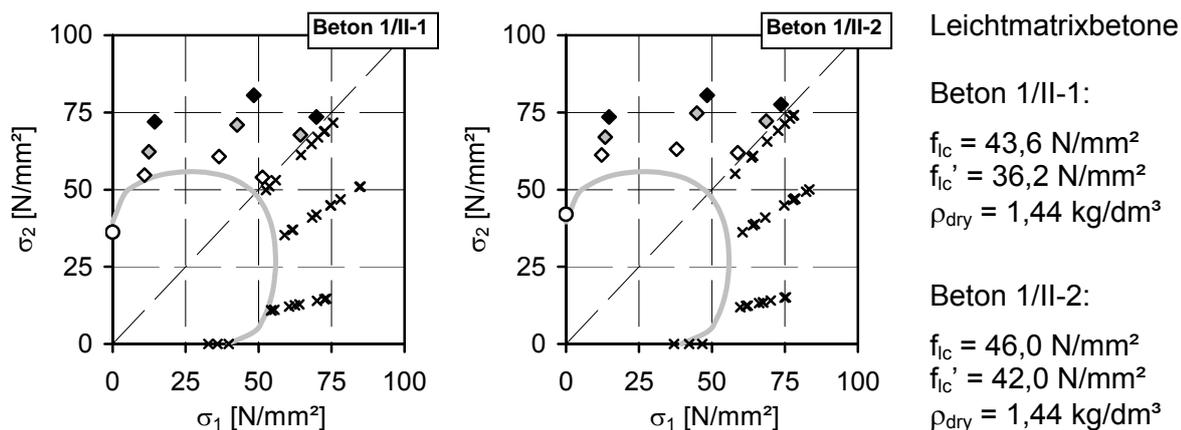


Bild 100 Dreiaxiale Druckfestigkeit der Leichtbetone 1/II mit Liapor F 6.5 als Leichtkies

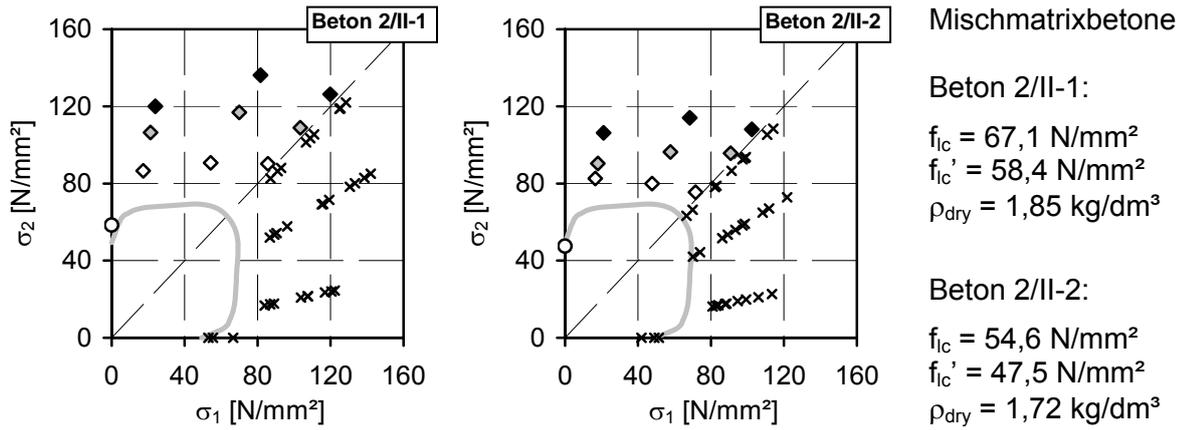


Bild 101 Dreiaxiale Druckfestigkeit der Leichtbetone 2/II mit Liapor F 6.5 als Leichtkies

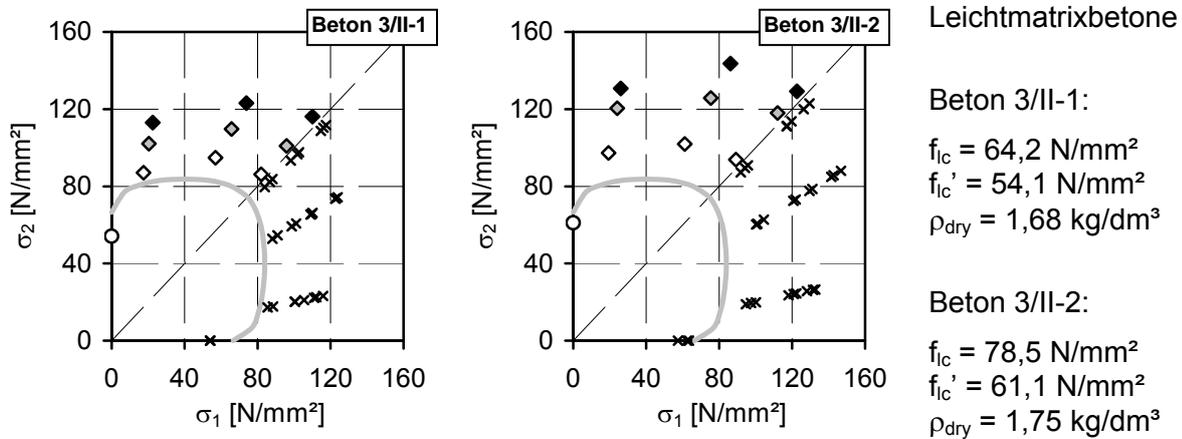


Bild 102 Dreiaxiale Druckfestigkeit der Leichtbetone 3/II mit Liapor F 9.5 als Leichtkies

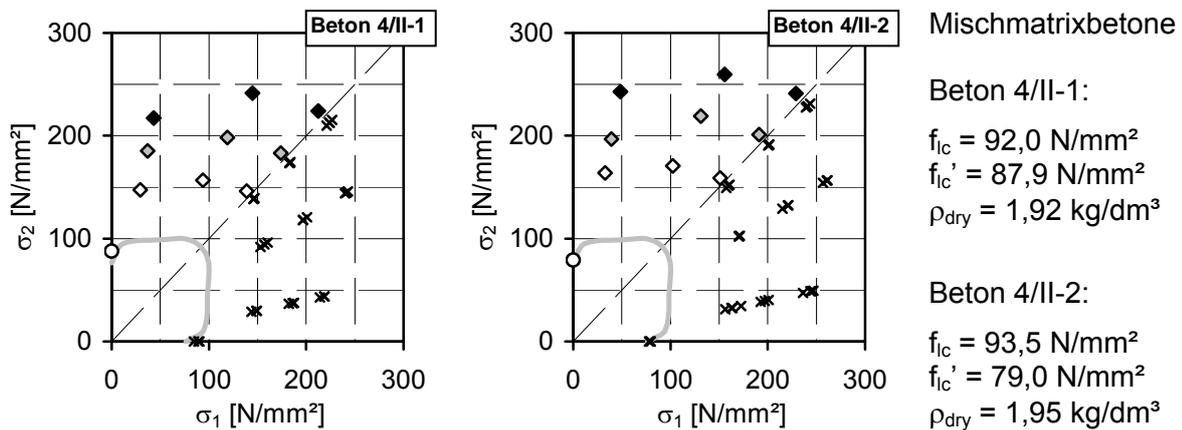


Bild 103 Dreiaxiale Druckfestigkeit der Leichtbetone 4/II mit Liapor F 9.5 als Leichtkies

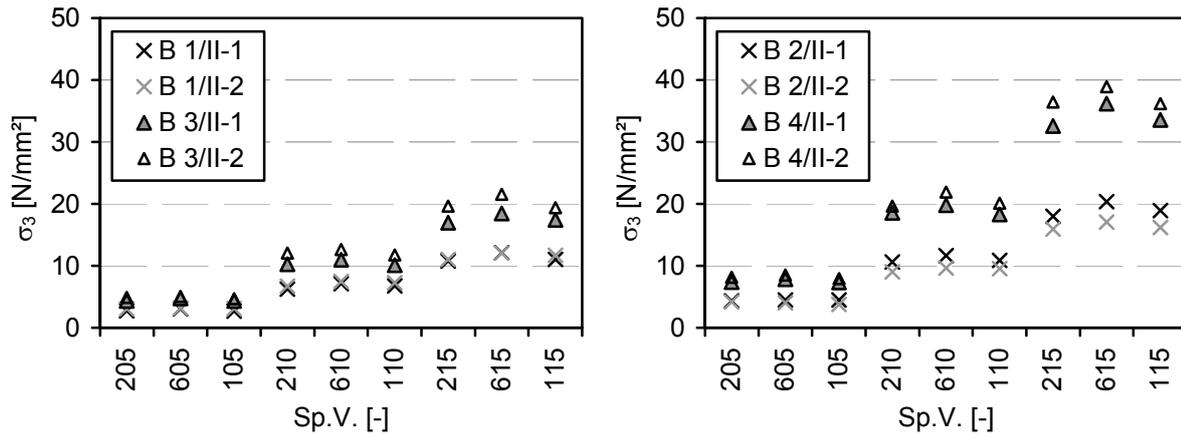


Bild 104 Spannungen σ_3 bei den dreiaxialen Druckversuchen; links: ALWAC, rechts: SLWAC

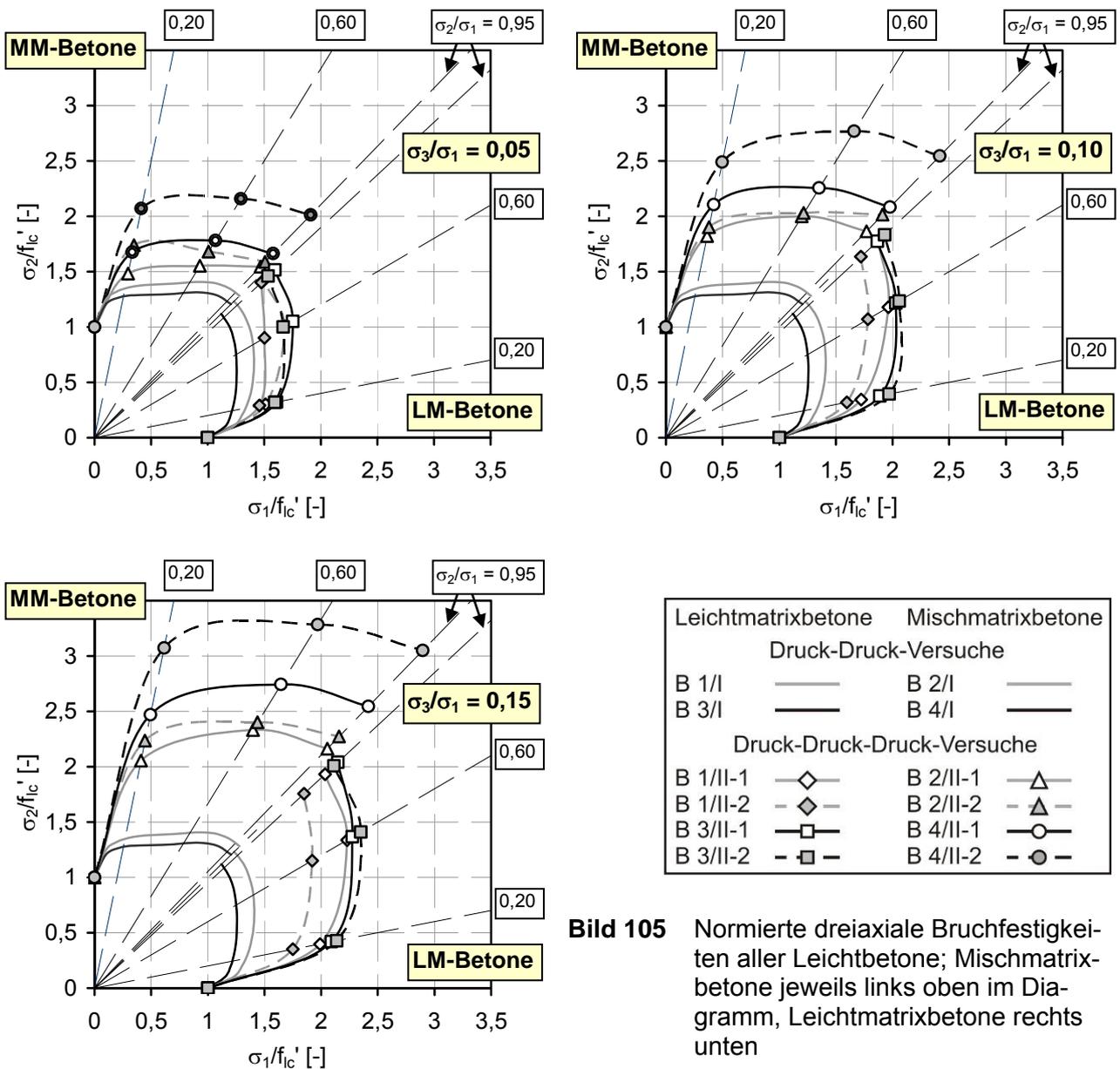


Bild 105 Normierte dreiaxiale Bruchfestigkeiten aller Leichtbetone; Mischmatrixbetone jeweils links oben im Diagramm, Leichtmatrixbetone rechts unten

Tabelle 17: Ergebnisse der dreiaxialen Druckversuche, alle Leichtbetone ¹⁾

Sp.V.	Bruchspannungen in [N/mm ²]											
	σ_{1u}	σ_{2u}	σ_{3u}	σ_{1u}	σ_{2u}	σ_{3u}	σ_{1u}	σ_{2u}	σ_{3u}	σ_{1u}	σ_{2u}	σ_{3u}
LM	B 1/II-1			B 1/II-2			B 3/II-1			B 3/II-2		
000	36,2	0	0	42,0	0	0	54,1	0	0	61,1	0	0
205	54,7	10,9	2,7	61,2	12,2	3,0	87,0	17,4	4,3	97,4	19,5	4,9
210	60,7	36,4	3,0	63,1	37,8	3,1	94,8	56,8	4,8	101,9	61,2	5,1
215	54,0	51,3	2,7	61,9	58,8	3,1	86,2	81,9	4,3	93,8	89,2	4,7
605	62,3	12,5	6,2	67,0	13,4	6,7	102,1	20,4	10,3	120,4	24,1	12,1
610	70,9	42,6	7,1	74,8	44,9	7,5	109,6	65,7	11,0	125,8	75,5	12,6
615	67,7	64,3	6,8	72,2	68,7	7,3	100,9	95,8	10,1	117,9	112,0	11,8
105	72,0	14,4	10,8	73,5	14,7	11,0	113,1	22,6	17,0	130,7	26,1	19,7
110	80,6	48,4	12,1	80,6	48,3	12,1	123,1	73,8	18,5	143,6	86,2	21,5
115	73,5	69,8	11,0	77,5	73,7	11,7	116,1	110,2	17,4	129,2	122,7	19,4
MM	B 2/II-1			B 2/II-2			B 4/II-1			B 4/II-2		
000	58,4	0	0	47,5	0	0	87,9	0	0	79,0	0	0
205	86,6	17,3	4,3	82,6	16,5	4,2	147,3	29,5	7,4	163,7	32,7	8,2
210	90,6	54,4	4,5	79,8	47,8	4,0	156,7	94,0	7,9	170,6	102,3	8,5
215	90,3	85,6	4,5	75,4	71,6	3,8	146,2	138,8	7,3	159,0	151,1	7,9
605	106,3	21,3	10,6	90,3	18,1	9,0	185,2	37,1	18,5	196,8	39,4	19,7
610	116,8	70,0	11,7	96,4	57,8	9,6	198,3	118,9	19,8	218,9	131,3	21,9
615	108,9	103,4	10,9	95,7	90,7	9,6	183,0	173,8	18,3	201,1	191,1	20,1
105	120,0	24,0	18,0	106,2	21,2	15,9	217,2	43,4	32,6	242,9	48,6	36,4
110	136,1	81,6	20,4	114,0	68,3	17,1	241,2	144,7	36,2	259,5	155,7	38,9
115	126,3	119,9	18,9	108,0	102,5	16,2	223,9	212,6	33,6	241,2	229,0	36,2

¹⁾ Anzahl auswertbare Versuche und Details s. Anhang A3.2

Tendenzen bezüglich der Form der Hüllkurve und der Einflüsse auf die Festigkeitssteigerung sind schwieriger festzustellen als im zweiaxialen Druckbereich. Einige Vergleiche sollen die Problematik verdeutlichen. Bei den zweiaxialen Versuchen nahm die Festigkeitssteigerung unter zweiaxialen Druck mit steigender einaxialer Betonfestigkeit ab. Bei Normalbeton trifft dies auch auf das dreiaxiale Drucktragverhalten zu, bei Leichtbetonen aber offensichtlich nicht. Leichtbetone mit höherer einaxialer Festigkeit hatten i. d. R. auch die höheren Zuwächse bei dreiaxialer Druckbelastung. Will man dazu eine quantitative Aussage treffen, ist die Wahl der Bezugsfestigkeit von entscheidender Bedeutung. Im Bild 106 sind die beiden Chargen der Betone B 1/II und B 3/II abgebildet – einmal mit der Zylinderdruckfestigkeit $f_{ic,cyl}$ und einmal mit der einaxial in der Triaxial-Maschine ermittelten Festigkeit f_{ic}' normiert. Während bei den Betonen 1/II bei der zuerst genannten Variante die Werte beider Chargen recht nah beieinander liegen, sind die Unterschiede bei Variante 2 größer. Beim Spannungsverhältnis 115, Variante $f_{ic,cyl}$, wird der höhere Zuwachs bei der Charge 2, bei Variante f_{ic}' bei Charge 1 erzielt. Bei den Betonen 3 hingegen ergibt sich das homogenere Bild, wenn f_{ic}' als Bezugsgröße definiert wird.

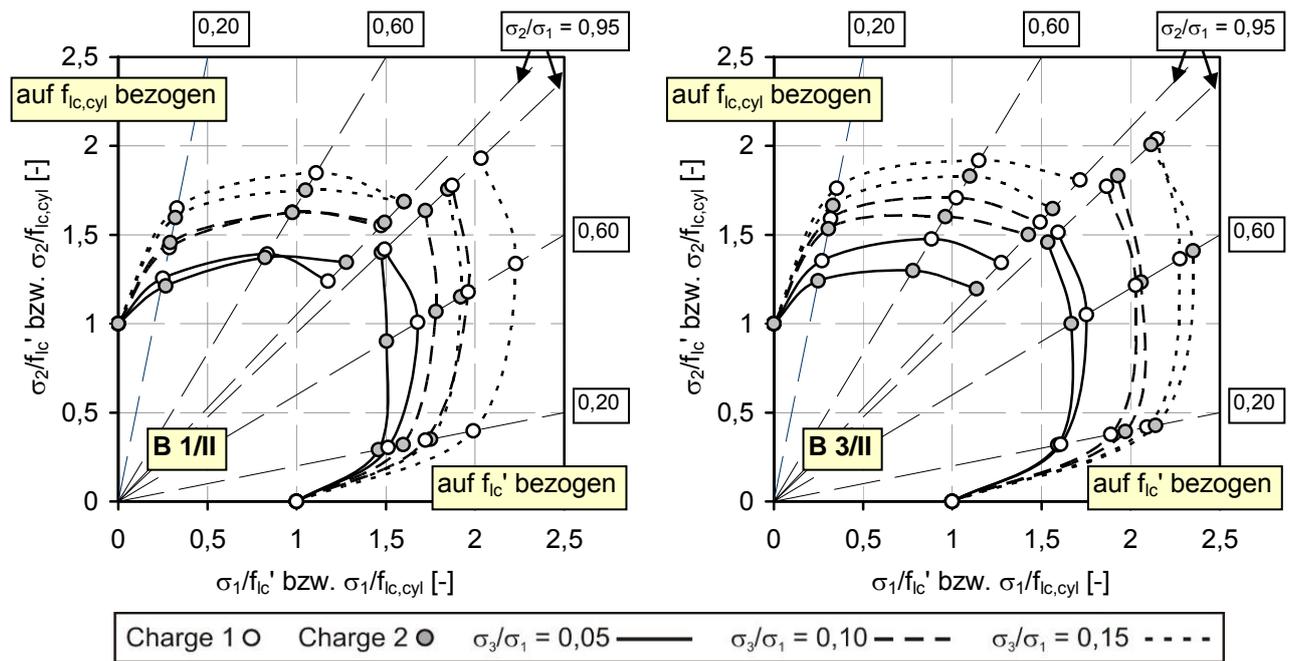


Bild 106 Dreiaxiale Bruchfestigkeiten der Betone B 1/II und B 3/II, jeweils links oben mit der Zylinderdruckfestigkeit $f_{ic,cyl}$ und rechts unten mit der Festigkeit f_{ic}' normiert

Der Grund für dieses Verhalten ist, wie schon im Kap. 4.3.3.1 festgestellt wurde, dass das Verhältnis zwischen den in der Triaxial-Maschine ermittelten Festigkeiten f_{ic}' und den Zylinderdruckfestigkeiten $f_{ic,cyl}$ stark schwankte. Ich habe mich entschieden, die Versuchswerte einheitlich auf f_{ic}' zu beziehen. Sinnvoll wäre es, den genauen Zusammenhang zwischen f_{ic}' und $f_{ic,cyl}$ zu klären. Bei den dreiaxialen Versuchen birgt die geringe Anzahl der Probekörper je Spannungsverhältnis eine zusätzliche Unsicherheit. Für die Betone B 2/II und B 4/II sind die beiden vorgestellten Möglichkeiten der Normierung in Bild 150 im Anhang A3.2.2 dargestellt.

Wie schon bei den Druck-Druck-Versuchen spielt die Zusammensetzung der Matrix eine wichtige Rolle. Mit Mischmatrixbetonen wurden erheblich höhere Festigkeiten als mit Leichtmatrixbetonen erreicht. Die räumliche Hüllkurve von Leichtmatrixbetonen hat eine gedrungenerere Gestalt als die von Betonen mit Natursandmatrix, was auch schon aus den zweiaxialen Versuchen gefolgert wurde. In Bild 107 werden die Meridiankurven einiger Betone verglichen. Auf der linken Seite sind zwei Betone mit dem Leichtzuschlag F 6.5 und ähnlicher Leistungsfähigkeit – hier ausgedrückt durch die Druckhöhe D – abgebildet. Die Hüllkurve des Betons mit Natursand beschreibt einen weiteren Trichter als die des Leichtsandbetons. Bei gleichem Spannungsverhältnis $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ werden höhere Bruchfestigkeiten erreicht. Im rechten Teil der Abbildung sind Betone mit Liapor F 9.5 dargestellt. Auch wenn sich Druckfestigkeit und Leistungsfähigkeit dieser Betone deutlicher unterscheiden, ist die Tendenz bezüglich der Gestalt der Hüllkurve analog dem vorher Gesagten.

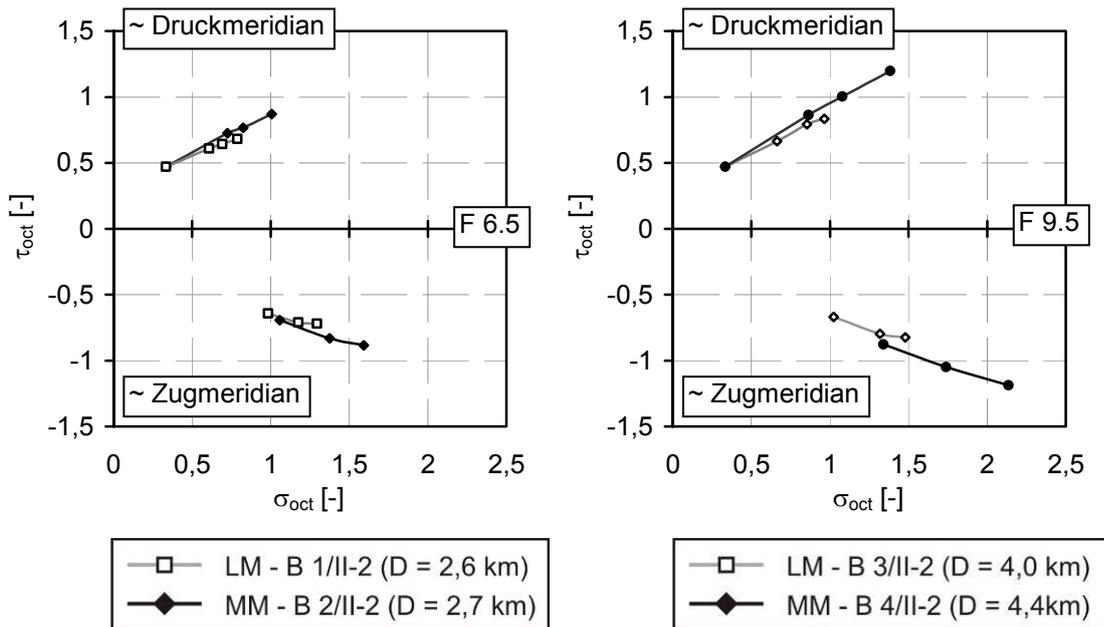


Bild 107 Meridiankurven in Abhängigkeit von der Matrix

Nach der einaxialen Druckfestigkeit und der Art der Matrix soll als dritter wichtiger Faktor der Leichtzuschlag selber genannt werden. Er beeinflusst mit seinen speziellen Eigenschaften auch das dreiaxiale Drucktragverhalten. In Verbindung mit einer festeren Matrix können mit einem weniger festen Leichtkies ähnliche Festigkeitssteigerungen erreicht werden wie bei Betonen mit leistungsfähigerem Kies, aber weniger tragfähiger Matrix. Die Betone, die in Bild 108 abgebildet sind, belegen diese Tatsache. Der Mischmatrixbeton B 2/II-1 wurde mit dem weniger festen Leichtkies F 6.5 und Natursand hergestellt, der Leichtmatrixbeton B 3/II-2 mit Liapor F 9.5 und Leichtsand. Mit beiden etwa gleich festen Betonen wurden trotz unterschiedlich leistungsfähiger Zuschläge ähnliche Festigkeitssteigerungen bei dreiaxialer Druckbelastung erzielt. Analog zum einaxialen Fall muss aber auch davon ausgegangen werden, dass die maximal mögliche Festigkeitssteigerung unter dreiaxialer Belastung durch eine mehraxiale Grenzdruckfestigkeit begrenzt wird, vgl. Bild 15 und Bild 27.

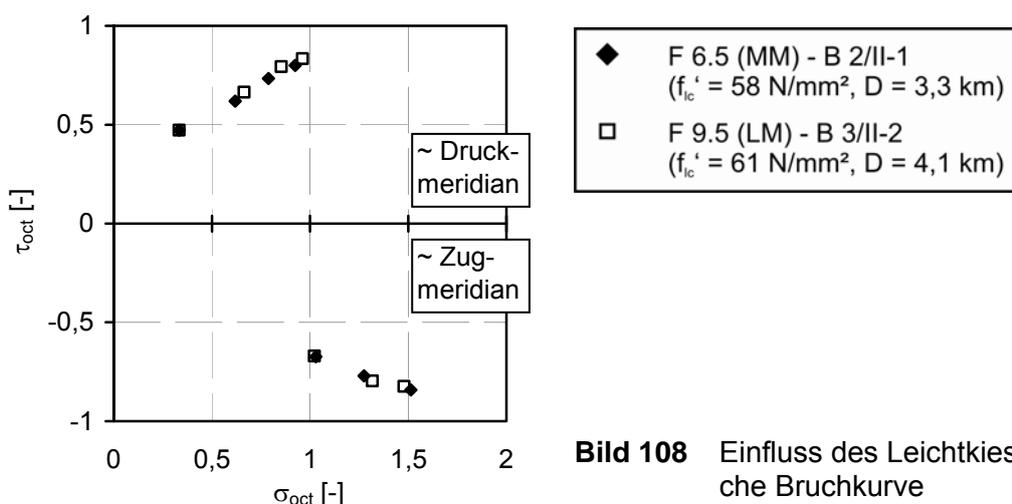


Bild 108 Einfluss des Leichtkieses auf die räumliche Bruchkurve

Man kann also feststellen, dass – wie auch schon von einigen anderen Forschern beobachtet – das mehraxiale Tragverhalten von Leichtbeton von dem des Normalbetons abweicht. Der bemerkenswerteste Unterschied ist die Tatsache, dass mit steigender Betonfestigkeit die mehraxiale Tragfähigkeit steigt, was hauptsächlich in den speziellen Eigenschaften der verwendeten Leichtzuschläge begründet ist. Beim einaxialen Druckversuch reißen bei Leichtbetonen mit (hoch-)fester

Matrix die Leichtzuschlagkörner. Diese Versagensform definierte Grübl (1979-2) als Kornbruch, s. a. Kap. 3.2.3.2 und Bild 24. Auch bei zweiaxialer Druckbelastung wurde dieser Versagensmechanismus beobachtet, da sich hier in Richtung der lastfreien Achse Zugspannungen aufbauen, die den Bruchvorgang einleiteten. Dagegen wird bei dreiaxialem Druck die Zugbeanspruchung des Leichtzuschlags deutlich minimiert. Vor allem bei großen Körnern wurden Kornbrüche beobachtet. In Abhängigkeit von der untersuchten Spannungskombination können diese Kornbrüche aber durch Zerreißen oder durch Zermalmen unter mehraxialem Druck entstanden sein. Ein fester, weniger poröser und damit steifer Leichtzuschlag bedingt also eine erhöhte Tragfähigkeit unter drei-axialem Druck. Bei gleichzeitiger Verwendung einer steiferen Matrix, was bekanntlich durch den Ersatz des Leichtsand es durch Natursand bewirkt wird, wird die Querpressung noch effektiver. Diese Theorie wird auch dadurch bestätigt, dass sich mit steigendem Druck σ_3 in der dritten Richtung die Unterschiede zwischen Leichtsand- und Natursandmatrixbetonen verstärken.

5.3.2 Mathematische Beschreibung

In Curbach/Scheerer (2006) wurden die in der Fachwelt anerkannten Bruchkriterien von Willam/Warneke (1974), Ottosen (1979) und Dahl (1992) ausführlich auf ihre Anwendbarkeit für Leichtbetone überprüft. Alle drei Kriterien lieferten aber nur unbefriedigende Ergebnisse, da sie anhand von für Normalbeton typischen Eigenschaften kalibriert worden waren. Dies trifft auch auf bekannte Modifizierungen der ursprünglichen Ansätze zu, s. z. B. Willam et al. (1986, 1999) oder Hampel (2006). In den genannten Kriterien gehen u. a. die Verhältnisse von einaxialer Druckfestigkeit zu einaxialer Zugfestigkeit oder zu zweiaxialer Druckfestigkeit ein, Tabelle 18. Wie aber in den vorhergehenden Kapiteln gezeigt wurde, sind diese Verhältniswerte für Leichtbetone deutlich anders als für Normalbetone. Da aber die Gestalt der Hüllkurven aus den Original-Formulierungen jeweils an diesen Materialkennwerten geeicht wurde, sind Differenzen bei Leichtbeton die logische Folge.

Tabelle 18: Materialkennwerte für die Kalibrierung von Bruchkriterien

	$ f_{ct}/f_c $ bzw. $ f_{ct}/f'_c $ [-]	f_{cc}/f_c bzw. f_{cc}/f'_c [-]
Willam/Warneke und Dahl	0,1	1,16
Ottosen	0,8 ... 0,12	1,16
Versuche mit HPLWACs Leichtmatrix	0,03 ... 0,04	1,12 ... 1,23
Mischmatrix	0,04 ... 0,05	1,21 ... 1,28

Die drei oben genannten Original-Formulierungen wurden auf Grundlage der eigenen Versuche modifiziert. Die Optimierung wurde sowohl speziell für die einzelnen Betone als auch für Liapor-Betone allgemein durchgeführt, Curbach/Scheerer (2006). Die besten Resultate konnten basierend auf dem Vorschlag von Willam und Warnke erzielt werden, der kurz vorgestellt werden soll.

Das Bruchkriterium von Willam/Warneke besitzt fünf Parameter, mit denen die Kennwerte verschiedener Betone berücksichtigt werden können, s. Gleichungen (5.8)-(5.12). Es gehen die einaxiale und die zweiaxiale Druckfestigkeit, die einaxiale Zugfestigkeit und je ein Versuchswert auf dem Druck- und dem Zugmeridian ein, die beide die gleiche Oktaedernormalspannung besitzen müssen.

Einaxiale Zugfestigkeit:
$$\alpha_z = \frac{f_t}{|f_c|} \quad (5.8)$$

Zweiaxiale Druckfestigkeit:
$$\alpha_u = \frac{|f_{cc}|}{|f_c|} \quad (5.9)$$

Oktaedernormalspannung, beide Versuchswerte:
$$\xi = \frac{-\sigma_0}{|f_c|} \quad (5.10)$$

Oktaederschubspannung, Wert auf dem Zugmeridian:
$$\rho_1 = \sqrt{\frac{3}{5}} \cdot \frac{|\tau_0(\Theta = 0^\circ)|}{|f_c|} \quad (5.11)$$

Oktaederschubspannung, Wert auf dem Druckmeridian:
$$\rho_2 = \sqrt{\frac{3}{5}} \cdot \frac{|\tau_0(\Theta = 60^\circ)|}{|f_c|} \quad (5.12)$$

Die konvexen Polfiguren sind aus drei Ellipsen zusammengesetzt. Die Übergänge sind stetig ohne Sprünge oder Knicke – ein Vorteil, den nicht jedes Bruchkriterium aufweist. Bild 107 zeigt die Definitionen für das Original-Kriterium. Die Meridiane werden durch Parabeln beschrieben. Durch die gewählte Orientierung dieser Parabeln, schließt sich die Raumkurve wieder bei hohen Oktaedernormalspannungen. Je größer der hydrostatische Druck σ_0 der beiden Versuchswerte war, die zur Kalibrierung herangezogen worden sind, desto später wird der Scheitelpunkt der Parabeln erreicht. Dennoch sollte die räumliche Hüllkurve bei sehr hohen hydrostatischen Drücken mit einem Zylinder ergänzt werden, nachdem der Vektor $r(\Theta)$ sein Maximum erreicht hat, da realistische Versuchswerte für den Lastfall $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ derzeit nicht bekannt sind, s. u. a. CEB (1983).

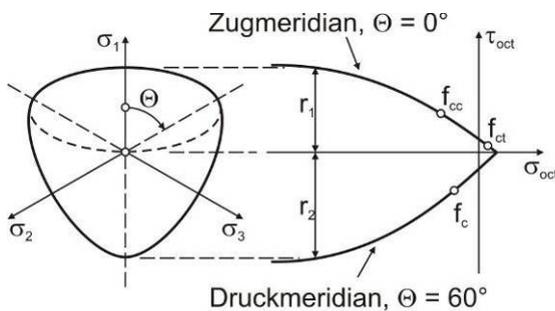


Bild 109 Definitionen für das Bruchkriterium von Willam/Warnke, aus CEB (1983)

Definition nach Willam/Warnke: Zug „+“, Druck „-“

Die Bruchkurve wird durch den Radius $r(\sigma_{oct}, \Theta)$ der Polfigur wie folgt bestimmt:

$$r(\sigma_{oct}, \Theta) = \sqrt{\frac{3}{5}} \cdot \tau_{oct} \quad (5.13) a$$

$$r(\Theta) = \frac{2 \cdot r_2 \cdot (r_2^2 - r_1^2) \cdot \cos \Theta + r_2 \cdot (2 \cdot r_1 - r_2) \cdot \sqrt{4 \cdot (r_2^2 - r_1^2) \cdot \cos^2 \Theta + 5 \cdot r_1^2 - 4 \cdot r_1 \cdot r_2}}{4 \cdot (r_2^2 - r_1^2) \cdot \cos^2 \Theta + (r_2 - 2 \cdot r_1)^2} \quad (5.13) b$$

Der Winkel Θ kann mit Gleichung (1.5) b berechnet werden. Zu beachten ist, dass laut Definition bei Verwendung dieser Formel Druckspannungen entgegen der in dieser Arbeit geltenden Vorzeichendefinition negativ einzusetzen sind.

$$\cos(\Theta) = \frac{2 \cdot \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3}{\sqrt{2 \cdot [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}} \quad (1.5) b$$

Die Parabelgleichungen für die Meridiankurven lauten:

Zugmeridian:
$$r_1 = a_0 + a_1 \cdot \sigma_{oct} + a_2 \cdot \sigma_{oct}^2 \quad (5.14) a$$

Druckmeridian:
$$r_2 = b_0 + b_1 \cdot \sigma_{oct} + b_2 \cdot \sigma_{oct}^2 \quad (5.14) b$$

Die Parameter a_i und b_i (mit $i = 1, 2, 3$) wurden von Willam/Warnke in Abhängigkeit von den Materialkennwerten entsprechend der Gleichungen (5.8)-(5.12) definiert, s. a. Tabelle 18.

Das Bruchverhalten der Leichtbetone konnte aber mit den parabolischen Meridianen nicht abgebildet werden. Deshalb wurde das Kriterium von Willam und Warnke modifiziert. Für die Meridiankurven wird jeweils ein Wurzel-Ansatz vorgeschlagen, Gleichungen (5.15) a und b. Wie allgemein in dieser Arbeit definiert, gehen hier Druckspannungen mit positivem Vorzeichen ein. Deshalb

muss auch die Gleichung für die Berechnung des Drehwinkels entsprechend Gleichung (1.15) c modifiziert werden. Mit dieser Definition für Θ kann ein 60°-Sektor in der Pi-Ebene berechnet werden. Die vollständige Polfigur erhält man am einfachsten durch Transformation in der Oktaederebene.

$$\text{Zugmeridian:} \quad R_{ZM} = \sqrt{-a_{ZM} \cdot \sigma_{oct} + b_{MZ}} + c_{ZM} \quad (5.15) \text{ a}$$

$$\text{Druckmeridian:} \quad R_{DM} = \sqrt{-a_{DM} \cdot \sigma_{oct} + b_{DZ}} + c_{DM} \quad (5.15) \text{ b}$$

$$\text{Drehwinkel:} \quad \cos(\Theta) = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 - 2 \cdot \sigma_3}{\sqrt{2 \cdot [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}} \quad (1.5) \text{ c}$$

Die mehraxialen Bruchwerte der Leichtbetone erhält man mit Gleichung (5.16).

$$R(\Theta) = \frac{2 \cdot R_{DM} \cdot (R_{DM}^2 - R_{ZM}^2) \cdot \cos \Theta + R_{DM} \cdot (2 \cdot R_{ZM} - R_{DM}) \cdot RR}{4 \cdot (R_{DM}^2 - R_{ZM}^2) \cdot \cos^2 \Theta + (R_{DM} - 2 \cdot R_{ZM})^2} \quad (5.16)$$

$$\text{mit:} \quad RR = \sqrt{4 \cdot (R_{DM}^2 - R_{ZM}^2) \cdot \cos^2 \Theta + 5 \cdot R_{ZM}^2 - 4 \cdot R_{ZM} \cdot R_{DM}}$$

Die Beiwerte a_{ZM} bis c_{DM} wurden durch Interpolation empirisch ermittelt. Die Optimierung kann nach verschiedenen Gesichtspunkten erfolgen. Zwei Varianten werden kurz vorgestellt.

Bei der ersten Variante (A) wurde angestrebt, für jeden Beton einzeln die Parameter so zu bestimmen, dass die einaxiale Druckfestigkeit f_{1c} genau beschrieben wird. Für die einaxiale Zugfestigkeit, die zweiaxiale Druckfestigkeit und die dreiaxialen Versuchswerte wurden geringe Abweichungen in Kauf genommen. Als Maßstab diente wie schon bei den zweiaxialen Versuchen der prozentuale Fehler F nach Gleichung (1.12) c im Kap. 1., der bei allen Versuchswerten 5 % nicht überschreiten durfte. So wurde sichergestellt, dass das Kriterium immer innerhalb des Streubereiches der Versuchswerte liegt. Weiterhin sollte der Schnittpunkt der Meridiankurven im Zugbereich auf der hydrostatischen Achse liegen. Die für diese Vorgaben berechneten Parameter a_{ZM} bis c_{DM} können in Tabelle 58 im Anhang A3.2.3 nachgelesen werden. In Bild 110 und Bild 111 wurden mathematische Näherung und Versuchswerte exemplarisch für einen Leichtmatrix- und einen Mischmatrixbeton gegenübergestellt. Jeweils links im Bild sind die Polfiguren für alle dreiaxialen Versuchswerte, die einaxiale Zugfestigkeit sowie für die ein- und zweiaxiale Druckfestigkeit dargestellt. Rechts sind die Meridiankurven zu sehen. Bei dieser Darstellung ist zu beachten, dass die Versuchswerte etwas neben den Meridianen liegen und dadurch der direkte Vergleich in der Rendulicebene etwas verfälscht wird.

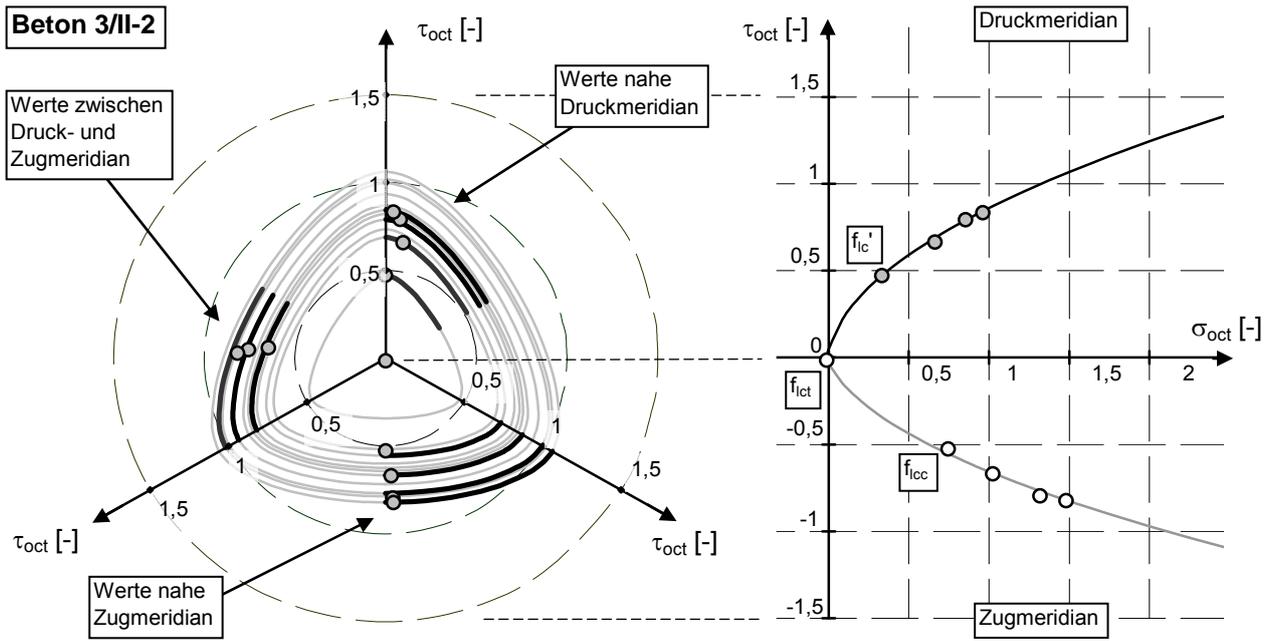


Bild 110 An Versuchswerten des Betons B 3/II-2 kalibriertes Bruchkriterium für Leichtbetone

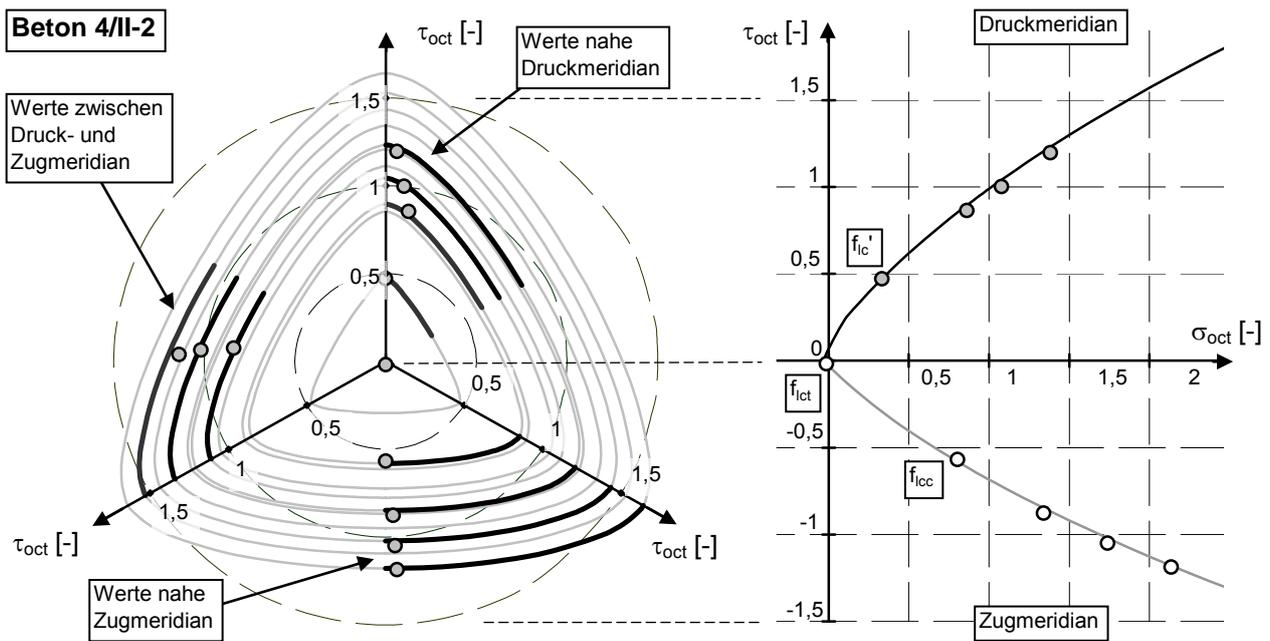


Bild 111 An Versuchswerten des Betons B 4/II-2 kalibriertes Bruchkriterium für Leichtbetone

Die Vorgaben bezüglich der zulässigen Abweichung zwischen Rechnung und Versuch wurden bis auf den Wert für das Sp.V. 615 beim Beton B 1/II-2 immer erreicht, s. Tabelle 58 im Anhang. Die mittlere Abweichung über alle Versuchswerte einschließlich f_{lc}' , f_{lct} und f_{lcc} lag zwischen 1,3 und 2,4 % und wird als sehr gering angesehen.

Bei der Variante (B) sollte eine Parameter-Kombination gefunden werden, die es erlaubt, die mehraxialen Druckfestigkeiten von Liapor-Leichtbetonen nur anhand der einaxialen Zylinderdruckfestigkeit zu bestimmen. Viele bekannte Formulierungen werden nämlich an konkreten mehraxialen Versuchswerten geeicht, was von Vorteil ist für die Nachrechnung von Versuchsreihen oder die Prognose des Materialverhaltens von Betonen, die denen ähneln, für die die Original-Kalibrierung

durchgeführt wurde. Eine Anwendung auf beliebige andere Materialien, zu denen keine Mehraxialwerte vorliegen, ist dann aber erschwert. Deshalb sollen in einem zweiten Schritt einige spezielle Betonkennwerte – das sind f_{ic}' , f_{ict} und f_{icc} – durch allgemeine Formulierungen ersetzt werden, damit die Ergebnisse besser auf andere Blähton-Betone übertragbar werden.

Folgende Größen werden definiert: Die einaxiale Festigkeit f_{ic}' wird als Verhältniswert zur einaxialen Zylinderfestigkeit dargestellt, s. a. Tabelle 11 und Bild 63 im Kap. 4.3.3.1.

$$\text{LM-Betone:} \quad f_{ic,LM}' = 0,83 \cdot f_{icm} \quad (5.17) \text{ a}$$

$$\text{MM-Betone:} \quad f_{ic,MM}' = 0,87 \cdot f_{icm} \quad (5.17) \text{ b}$$

Wie schon in Kap. 4.3.3.1 erläutert wurde, ist dieses Verhältnis der verschiedenen Druckfestigkeiten zueinander mit gewissen Unsicherheiten behaftet. Um hier eine sichere Aussage treffen zu können, sollten ergänzende Versuche oder auch Simulationen durchgeführt werden. Sollten sich dann Abweichungen zu den Gleichungen (5.17) ergeben, kann das Bruchkriterium problemlos angepasst werden. Die charakteristische Festigkeit f_{ick} , die der allgemeine Bezugswert in der DIN 1045-1 ist, kann mit der bekannten Beziehung nach Gleichung (4.2) aus dem Mittelwert f_{icm} berechnet werden.

$$f_{ick} = f_{icm} - 8 \text{ N/mm}^2 \quad (4.2)$$

Dahl (1992) verallgemeinerte das Ottosen-Kriterium und führte die Variable x_{NC} für die einaxiale Druckfestigkeit von Normalbeton ein, Gleichung (5.18) a. Auch für die Verallgemeinerung des modifizierten Kriteriums von Willam/Warke ist dieses Vorgehen sinnvoll, Gleichung (5.18) b.

$$\text{Normalbeton:} \quad x_{NC} = \left| \frac{f_c \text{ [N/mm}^2\text{]}}{100} \right| \quad (5.18) \text{ a}$$

$$\text{Leichtbeton:} \quad x_{LC} = \left| \frac{f_{ic}' \text{ [N/mm}^2\text{]}}{100} \right| \quad (5.18) \text{ b}$$

$$\text{mit:} \quad f_{ic}' = f_{ic,LM}' \quad \text{oder} \quad f_{ic}' = f_{ic,MM}'$$

Wie schon bei Variante (A) wurden für die Eichung auch die einaxiale Zugfestigkeit und die zwei-axiale Druckfestigkeit herangezogen. Die Zugfestigkeiten wurden diesmal aber nicht anhand der Versuchswerte sondern mit der allgemeineren Formulierung aus der DIN 1045-1 festgelegt. Wie im Kap. 4.3.3.3 beschrieben, kam der 5-%-Quantilwert (Mischmatrixbetone) bzw. 70 % davon (Leichtmatrixbetone) den real ermittelten Festigkeiten nahe. Die zwei-axiale Druckfestigkeit f_{icc} wird ebenfalls auf die mit den Gleichungen (5.17) abgeminderte Zylinderfestigkeit und nicht wie sonst üblich auf f_{ic}' bezogen. Für die Leichtmatrixbetone ergeben sich so um ca. 14 % und für die Mischmatrixbetone um ca. 24 % höhere Werte gegenüber der einaxialen Zylinderdruckfestigkeit.

Die Wurzelansätze für die Meridiankurven wurden beibehalten. Das bedeutet, dass sich die Bruchkurve auch bei sehr hohen Oktaedernormalspannungen nicht wieder schließt. Zwar lieferten Grübl und Springenschmidt (1983) für den Lastfall $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ einige wenige Testergebnisse, Bild 47. Diese reichen aber keineswegs aus, um gesicherte Aussagen über die Gestalt der Bruchfläche in Bereichen höchster hydrostatischer Drücke treffen zu können. Zudem beschreiben die Forscher nicht, wie der Bruch definiert bzw. während des Versuchs erkannt worden war oder wie ein entsprechender Probekörper nach dem Test geschädigt war. Deshalb lag das Hauptaugenmerk bei Variante (B) auf der möglichst guten Beschreibung der eigenen Versuchsdaten. Wenn andere Werte – vor allem mit höheren Oktaedernormalspannungen – bekannt sind, können neue Bruchkriterien entwickelt bzw. dieses für Leichtbeton neu kalibriert oder erweitert werden.

Bei der Interpolation der Beiwerte a_{ZM} bis c_{DM} sollten folgende Randbedingungen erfüllt werden:

- $\tau_{oct} = 0$ für $-0,1 \leq \sigma_{oct} < 0$
- Die Festigkeit f_{ic}' soll möglichst exakt beschrieben werden.
- Die Abweichung bei der zweiaxialen Druckfestigkeit f_{icc} darf maximal 5 % betragen.
- Der maximale Betrag des Fehlers F darf bei allen Bruchwerten 10 % nicht überschreiten.

Zweckmäßigerweise wurden die Parameter getrennt für Leicht- und Mischmatrixbetone ermittelt. Die Beiwerte a_{ZM} bis c_{DM} werden durch die Parabelgleichungen (5.19) beschrieben.

$$i = a_i \cdot x_{LC}^2 + b_i \cdot x_{LC} + c_i \quad (5.19)$$

mit $i = a_{ZM}, b_{ZM}, c_{ZM}, a_{DM}, b_{DM}, c_{DM}$
 a_i, b_i, c_i nach Tabelle 19

Tabelle 19: Parameter zur Berechnung der Beiwerte in Gleichung (5.19)

i	Leichtmatrixbetone			Mischmatrixbetone		
	a_i	b_i	c_i	a_i	b_i	c_i
a_{ZM}	-0,285	0,125	-0,674	-0,319	0,091	-0,652
b_{ZM}	0,142	-0,027	0,326	0,116	-0,045	0,328
c_{ZM}	-0,196	0,119	-0,539	-0,160	0,127	-0,539
a_{DM}	-0,113	-0,090	-0,870	-0,378	-0,290	-0,895
b_{DM}	-0,022	-0,253	0,508	-0,064	-0,180	0,750
c_{DM}	0	0,125	-0,528	-0,031	0,041	-0,659

Der allgemeine Verlauf der Druck- und Zugmeridiane und die Gestalt der Polfiguren entsprechend des allgemeinen Kriteriums für Blähton-Betone ist in Bild 112 exemplarisch für drei verschiedene Leichtmatrixbetone, in Bild 113 für drei Mischmatrixbetone zu sehen. Die entsprechenden Parameter können in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse in Tabelle 20 nachgelesen werden.

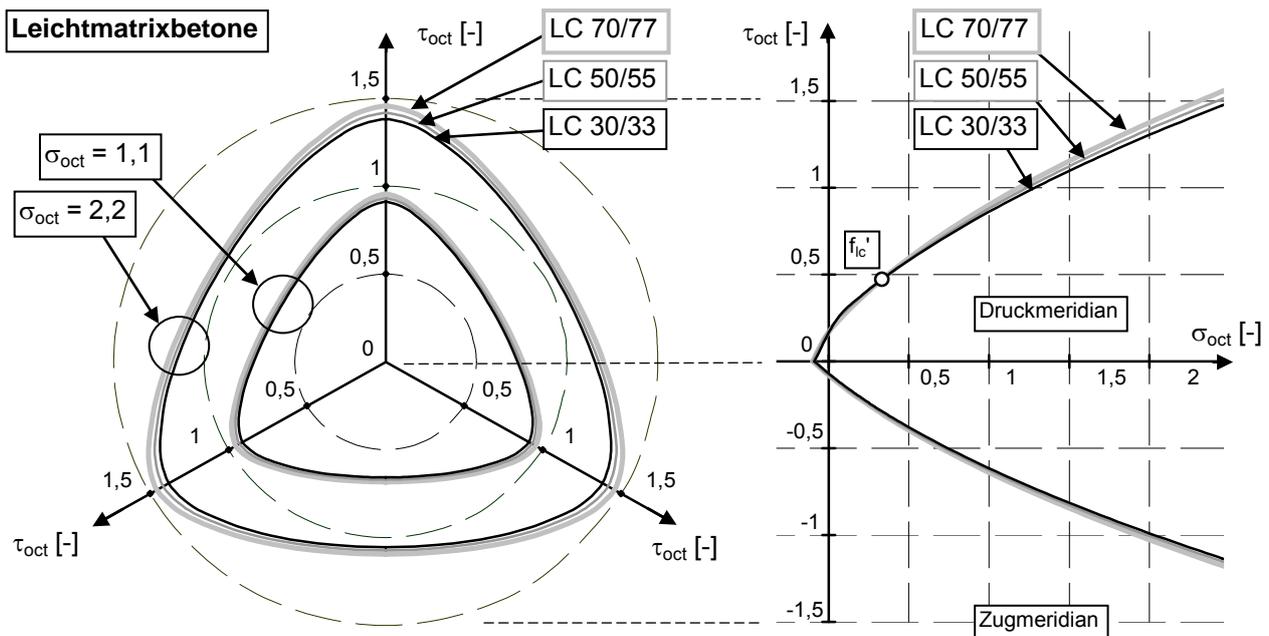


Bild 112 Verlauf der Meridiane und Gestalt der Polfiguren für $\sigma_{oct} = 1,1$ und $2,2$, LM-Betone

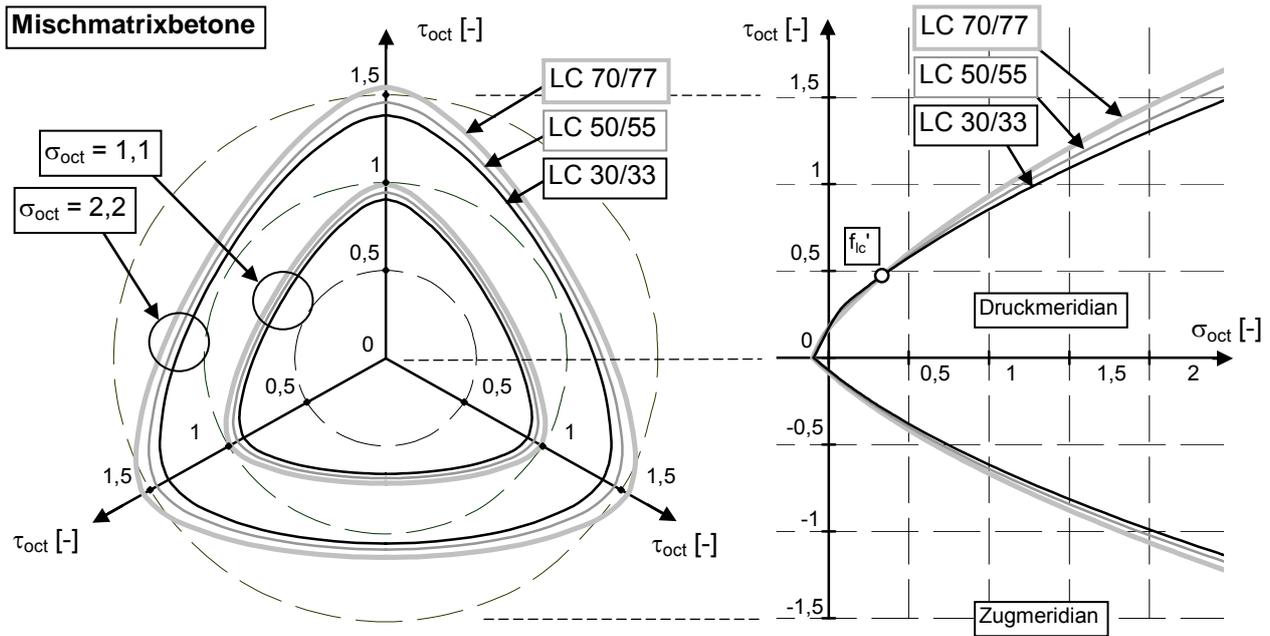


Bild 113 Verlauf der Meridiane und Gestalt der Polfiguren für $\sigma_{oct} = 1,1$ und $2,2$, MM-Betone

Tabelle 20: Parameter für die Prognose der mehraxialen Drucktragfähigkeit von Liapor-Betonen

Beton	LC 30/33	LC 40/44	LC 50/55	LC 60/66	LC 70/77	LC 80/88
Parameter						
f_{ick} [N/mm ²]	30	40	50	60	70	80
Leichtmatrixbetone						
$f_{ic,LM'}$ [N/mm ²]	31,5	39,8	48,1	56,4	64,7	73,0
a_{zM}	-0,663	-0,669	-0,680	-0,694	-0,713	-0,735
b_{zM}	0,332	0,338	0,346	0,356	0,368	0,382
c_{zM}	-0,521	-0,523	-0,527	-0,534	-0,544	-0,557
a_{DM}	-0,910	-0,924	-0,940	-0,957	-0,976	-0,996
b_{DM}	0,426	0,404	0,381	0,358	0,335	0,311
c_{DM}	-0,489	-0,478	-0,468	-0,457	-0,447	-0,437
Mischmatrixbetone						
$f_{ic,MM'}$ [N/mm ²]	33,1	41,8	50,5	59,2	67,9	76,6
a_{zM}	-0,657	-0,670	-0,688	-0,710	-0,737	-0,769
b_{zM}	0,326	0,329	0,335	0,342	0,351	0,361
c_{zM}	-0,514	-0,514	-0,516	-0,520	-0,526	-0,535
a_{DM}	-1,032	-1,082	-1,137	-1,199	-1,266	-1,338
b_{DM}	0,683	0,664	0,643	0,621	0,598	0,575
c_{DM}	-0,648	-0,647	-0,646	-0,645	-0,645	-0,645

Alle für die Interpolation vorgegebenen Randbedingungen wurden mit der vorgestellten Lösung erfüllt. Die einaxiale Druckfestigkeit wird sehr genau beschrieben. Der Trend, dass festere Leichtbetone bei den Versuchen den höheren Festigkeitszuwachs hatten, wird gut abgebildet. Für jede beliebige charakteristische Druckfestigkeit können Bruchwerte im dreiaxialen Druckspannungsraum prognostiziert werden. Wendet man die allgemeine Formulierung auf die realen Versuchswerte an, ist die Übereinstimmung erwartungsgemäß etwas schlechter als bei Variante (A), bei der die Parameter explizit für jeden einzelnen Leichtbeton optimiert worden waren. Der betragsmäßige Mittelwert des Fehlers F liegt bei allen Betonen zwischen 1,6 % (B 4/II-2) und 3,4 % (B 2/II-1) und wird deshalb als gering angesehen, s. a. Tabelle 59 im Anhang A3.2.3.2. Im Anschluss an diese Tabelle wurden für die beiden genannten Mischmatrixbetone und für zwei der insgesamt vier untersuchten Leichtmatrixbetone die Meridiankurven und Polfiguren analog zu den Darstellungen für Variante (A) visualisiert, Bild 157 ff., Anhang A3.2.3.2.

Nachteile des Rechenvorschlags sollen aber auch genannt werden. Der für die Meridiane gewählte Funktionstyp und die Parameter wurden anhand der zahlreichen, eigenen Versuche bestimmt. Die maximal erzielten hydrostatischen Spannungen σ_{oct} betragen 2,14 bei den Mischmatrixbetonen und 1,50 bei den Leichtmatrixbetonen. Werden diese Werte deutlich überschritten, kann sich die Differenz zwischen Rechnung und realem Wert vergrößern, was zum Teil auch der Vergleich mit anderen Forschungsarbeiten im nächsten Kapitel zeigt. Die betragsmäßig größte Abweichung zwischen Versuchs- und Rechenwert beträgt 8,7 % (Sp.V. 615 beim Beton B 3/II-2). Dieser Wert liegt mit $\Theta = 28^\circ$ genau zwischen Zug- und Druckmeridian in der Nähe des so genannten „Schubmeridians“, der von manchen Autoren bei $\Theta = 30^\circ$ definiert wird. Versuchswerte und Berechnung differieren in diesem Winkelbereich bei allen Leichtbetonen am meisten, da diese Meridiankurve nicht direkt in das Bruchkriterium eingeht. Eine bessere Anpassung an die Testergebnisse würde sich analog zum zweiaxialen Berechnungsvorschlag durch Überlagerung mit einer trigonometrischen Funktion ergeben. Darauf wurde aber verzichtet, da so eine Genauigkeit vorgetäuscht werden würde, die mit den Versuchswerten, die ja eine gewisse Streuung besitzen, nicht im Einklang steht. Zum Dritten ist die Übereinstimmung im Zugbereich ungenügend. Die sehr geringen Zugfestigkeiten, die in den begleitenden Versuchen ermittelt worden waren, werden durch das Bruchkriterium überschätzt. In diesem Bereich wird die Anwendung des Rechenvorschlags nicht empfohlen. Eine Verifizierung anhand von weiteren Versuchswerten ist erforderlich. Allerdings liegen derzeit nur sehr wenige, nicht repräsentative Versuchswerte für Leichtbeton unter mehraxialer Zug- oder kombinierter Druck-Zug-Belastung vor. Dieses Manko betrifft auch andere Betonsorten. Als Alternative für diesen Bereich des mehraxialen Spannungsraumes wurde schon mehrfach das so genannte „Tension Cut off“ vorgeschlagen, z. B. Speck (2008), in Anlehnung an die Normalspannungshypothese nach Rankine für den reinen Zugbereich, Bild 114.

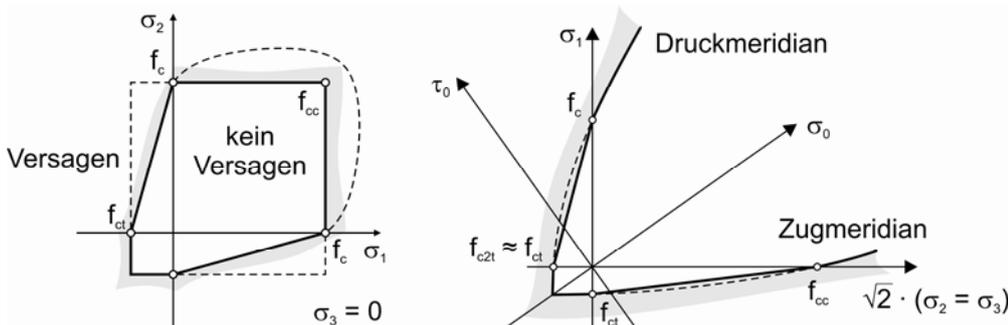


Bild 114 Grenzkurven für das Versagen spröder Werkstoffe nach der Normalspannungshypothese; links für $\sigma_3 = 0$ und σ_1 und $\sigma_2 \neq 0$, rechts: für beliebige Spannungskombinationen mit mindestens einer Zugkomponente

5.3.3 Vergleich mit Ergebnissen anderer Forscher

Wie schon bei den zweiaxialen Druckversuchen soll ein Vergleich mit den Ergebnissen anderer Forscher das Thema abschließen. Die eigenen Versuche gestatten Schlussfolgerungen für Blähton-Betone. Bei Verwendung anderer Zuschläge werden sich mehr oder weniger abweichende

Resultate ergeben. Eine Beschreibung des dreiaxialen Tragverhaltens von Leichtbeton unabhängig von der Art der Zuschläge, der Betonfestigkeit oder der Matrixzusammensetzung – um nur drei wichtige Einflussparameter zu nennen – wird mit dem vorgestellten Bruchkriterium nicht gelingen, da nicht ausreichend gesicherte Versuchsergebnisse vorlagen. Die ersten zwei Aspekte werden im Folgenden an konkreten Beispielen betrachtet. Um die Auswirkung der Matrixzusammensetzung abschätzen zu können, fehlen entsprechende Vergleichsmöglichkeiten, da zwar bei den Dresdner Versuchen alle Liapor-Leichtbetone Silica enthielten, dies aber auf keinen Leichtbeton zutrifft, der in den mir bekannten Forschungsarbeiten zum Thema dreiaxiale Festigkeit untersucht wurde.

Hanson (1963) testete kleine Zylinder aus Leichtmatrixbetonen und erhielt Werte entlang des Druckmeridians, Bild 115. Die Leichtzuschläge waren geblähte Tone, Tonschiefer oder Schiefer mit kugeligen oder gebrochenen Körnern und Hochofenschlacke, die in Tabelle 62 im Anhang A5 näher beschrieben werden. Im linken Bild sind die Absolutwerte, in den beiden rechten normierte Werte dargestellt. In den Diagrammen links und in der Mitte sind diejenigen Leichtbetone von Hanson hervorgehoben, deren Leichtzuschläge bezüglich ihrer Gestalt den kompakten Liapor-Kieseln am meisten ähnelten. Diese drei Leichtzuschläge sind kugelförmige geblähte (Ton-)Schiefer mit glatter Oberfläche. Der Leichtkies 10 war nach Hanson (1963) auch versintert.

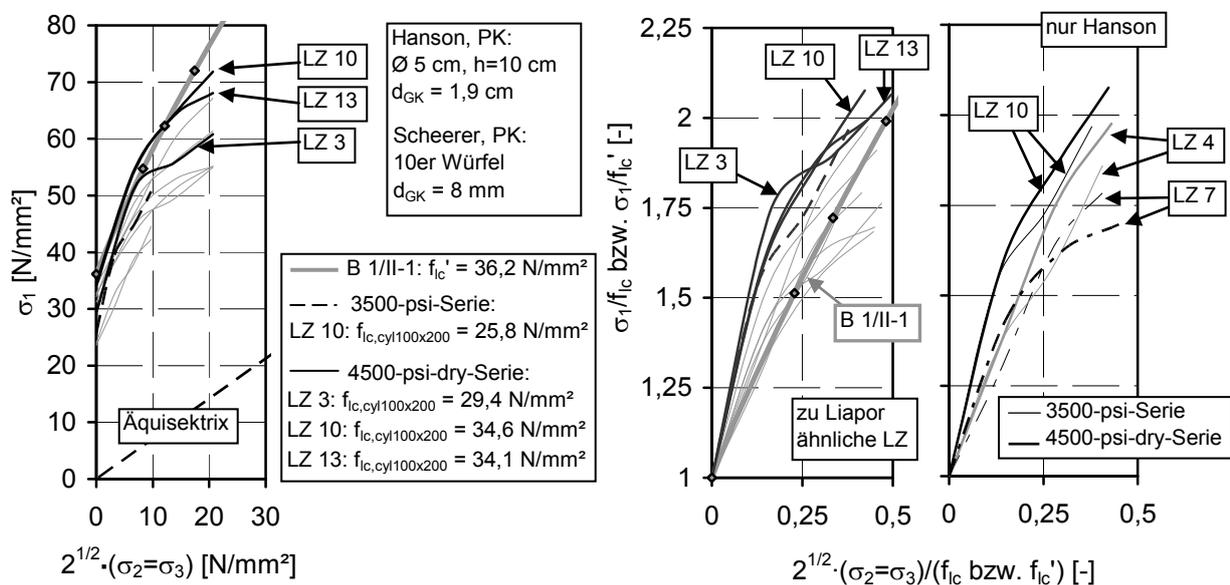


Bild 115 Resultate von Hanson (1963) und Bruchkriterium für den Beton B 1/II-1

Grundsätzlich waren die Streuungen der Einzelwerte bei Hanson teilweise sehr groß, was ich auf das ungünstige Verhältnis von Prüfkörpergröße und Größtkorndurchmesser zurückführe. Betrachtet man die verschiedenen Betone, erkennt man, dass sich Hansons Versuchswerte untereinander stark unterscheiden, wenn die Zuschläge oder auch die angestrebte einaxiale Betonfestigkeit von 3500 oder 4500 psi variierten, zu sehen im mittleren Diagramm im Bild 115. Als Vergleich wird auf Bild 112 und Bild 113 verwiesen. Dort sind die eng beieinander liegenden Meridiankurven der Liapor-Betone für verschiedene Betonfestigkeiten abgebildet.

Der größte Unterschied zwischen den eigenen Versuchen und Hansons Ergebnissen sind die absolut erzielten Festigkeitszuwächse unter dreiaxialer Druckbeanspruchung. Diese sind bei Hanson in den meisten Fällen deutlich höher, Bild 115 Mitte. Zum einen könnten spezielle Zuschlageigenschaften eine Rolle spielen. Wahrscheinlicher ist aber, dass die Membran umschnürend wirkte, mit der Betonzylinder in Triaxialzellen ummantelt werden. Dadurch werden bei diesem Versuchsaufbau i. d. R. höhere Bruchfestigkeiten erzielt als z. B. bei Tests mit Belastungsbürsten, s. a. Kap. 3.3.2.

Es gibt aber auch Parallelen zwischen den zwei Forschungsarbeiten. Im rechten Diagramm sind je drei Betone aus der 3500-psi-Serie und der 4500-psi-Serie dargestellt, von denen jeweils zwei mit

dem gleichen Leichtzuschlag hergestellt worden sind. Bei zwei der drei Zuschläge wurden mit den festeren Betonen auch die höheren Festigkeitssteigerungen unter mehraxialer Druckbeanspruchung erzielt. Das deckt sich mit den Beobachtungen bei den selbst untersuchten Leichtbetonen. Für den dritten Leichtzuschlag LZ 7 stimmt diese Aussage immerhin für die Hälfte der Versuchswerte. Weiterhin haben die Druckkurven des Betons B 1/II-1 und des Betons mit dem Zuschlag LZ 10 (Leichtkies mit Sinterhaut) aus der 4500-psi-dry-Serie eine ähnliche Gestalt. Das vorgeschlagene Bruchkriterium kann mit der entsprechenden Kalibrierung für diesen Beton verwendet werden, s. Tabelle 81 und Bild 175 im Anhang A5.4.

Auch die Ergebnisse von Niwa et al. (1967) werden denen des Betons B 1/II-1 gegenübergestellt. Im Gegensatz zu Hanson sind die Prüfkörpergeometrie und die einaxiale Festigkeit beider Leichtbetone ähnlich. Unterschiedlich waren Lasteinleitungsmittel und Lastpfade. In Bild 116 sind Niwas Versuchswerte in der Oktaederebene und entlang der Meridiane abgebildet. Die Parameter für Gleichung (5.19) wurden für die Versuchswerte neu berechnet, Tabelle 81. Die entsprechenden Meridiane und Polfiguren sind ebenso dargestellt wie die von Niwa et al. in der Originalquelle veröffentlichten Trendlinien in der Oktaederebene. Bei den Versuchen von Niwa et al. wurden deutlich höhere Oktaedernormalspannungen erzielt als bei den meisten anderen bekannten Versuchen, die eigenen Test eingeschlossen. Das spiegelt sich auch in der Berechnung wider. Die niedrigeren drei Lastniveaus werden sowohl in der Rendulic- als auch in der Pi-Ebene gut beschrieben. Das entspricht in etwa den hydrostatischen Spannungen, die mit den Leichtbetonen aus Liapor F 6.5 und Leichtsand erreicht wurden. Bei höheren hydrostatischen Drücken ist der Anstieg der berechneten Meridiankurven etwas zu steil im Vergleich zu den Versuchswerten von Niwa et al. (1967). Zur Klärung dieses Sachverhalts müssen aber mehr Versuchsergebnisse im Bereich höherer hydrostatischer Spannungen vorliegen.

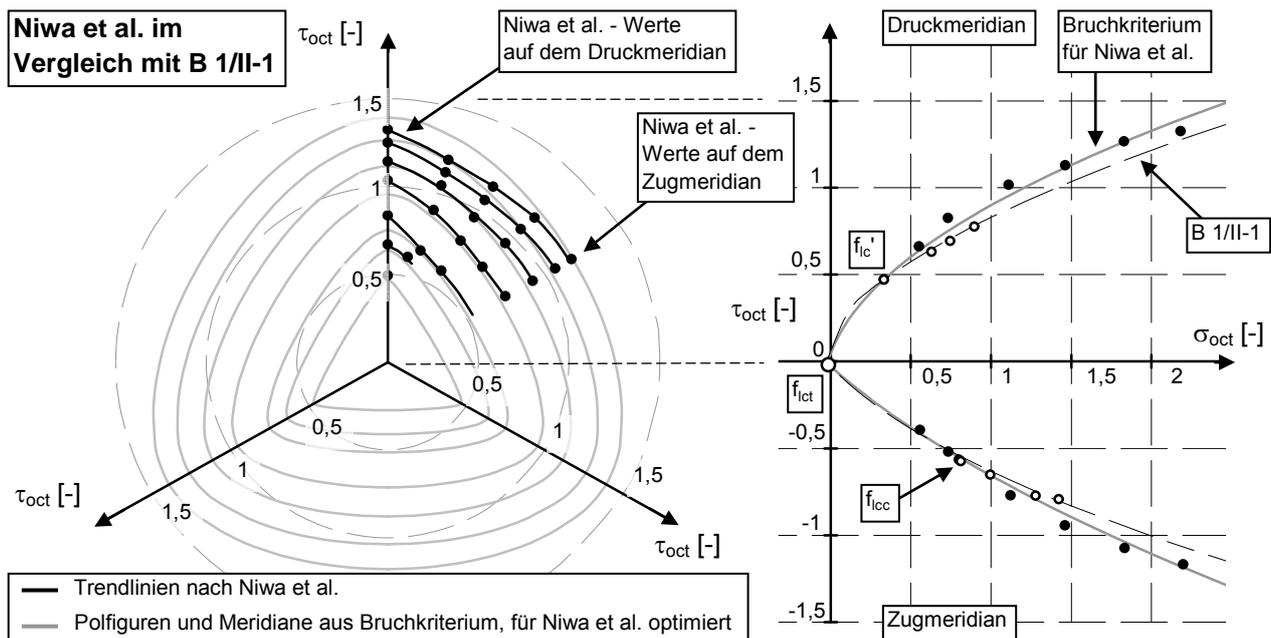


Bild 116 Vergleich der Resultate von Niwa et al. (1967) mit dem Beton B 1/II-1

Wie auch schon Hanson (1963) testeten Gröbl/Springenschmidt (1983) Leichtbetone aus verschiedenen Zuschlägen unter Druckspannungsverhältnissen, die die Beschreibung des Druckmeridians erlauben. Die Auswertung der Versuchsreihen ergab, dass die Absolutwerte der mehraxialer Bruchfestigkeiten bei den Betonen mit festeren Zuschlägen größer waren als bei den Betonen, deren Leichtzuschläge ein geringeres Potential besaßen. Diese Aussage deckt sich wieder mit den eigenen Beobachtungen. Bezieht man die mehraxialen Werte von Gröbl/Springenschmidt aber auf die jeweilige einaxiale Druckfestigkeit f_{ic}' , stimmt diese Feststellung nicht mehr für alle Versuchswerte. Grundlage für diese Feststellung ist die Annahme, dass die Leichtzuschläge mit den Bezeichnungen L3-L8 gleichen Ursprungs waren, aber unterschiedliche Festigkeiten und Rohdichten

hatten. Bei Leichtzuschlägen mit der Bezeichnung „L“ handelt es sich oft um Liapor, und für diesen Leichtzuschlag gilt: je niedriger die Nummer in der Zuschlagsbezeichnung ist, desto niedriger ist die Druckfestigkeit und somit das Potential des Produktes. Im vorliegenden Forschungsbericht von Grübl/Springenschmidt sind die Angaben zu den Zuschlägen nicht vollständig. Es wird lediglich gesagt, dass sich die Zuschläge hinsichtlich Rohdichte und Kornfestigkeit unterschieden und dass der Volumenanteil mit etwa 50 % konstant gewählt wurde. Deshalb kann dieser Punkt nicht eindeutig geklärt werden.

Trotzdem sollen der Mischmatrixbeton B 2/II und der Beton mit dem Leichtzuschlag L8 von Grübl/Springenschmidt gegenübergestellt werden. Mit den oben getroffenen Annahmen kann davon ausgegangen werden, dass die verwendeten Leichtkiese einander ähnlich waren. Im Bild 117 sind die Versuchswerte von Grübl/Springenschmidt und die berechneten Druckmeridiane für beide Chargen des Betons B 2/II abgebildet. Die Meridiane verlaufen sehr ähnlich zueinander. Würde man alle Versuchswerte des Betons mit L 8 mit den vorgeschlagenen Wurzelfunktionen genau beschreiben, würde sich infolge des von den realen Werten beschriebenen Trends die Hüllkurve bei einer Oktaedernormalspannung $\sigma_{oct} > 0$ schließen, was nicht plausibel ist. Berücksichtigt man die einaxiale Druckfestigkeit nicht exakt sondern überschätzt diese, kann das Bruchkriterium für Blähton-Betone angewendet werden.

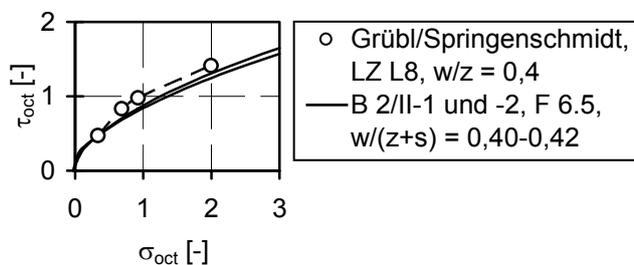


Bild 117 Druckmeridiane der MM-Betone B 2/II und Versuchswerte von Grübl/Springenschmidt (1983)

Die Versuche von Berra et al. (1984) belegen den signifikanten Einfluss des Leichtzuschlags auf das mehraxiale Tragverhalten von Leichtbeton besonders deutlich. Im Bild 118 sind die aus Abbildungen in der Originalquelle bestimmten Versuchswerte der zwei untersuchten Mischmatrixbetone zusammen mit denen der Betone B 2/II abgebildet. Der verwendete Leichtkies Leca besaß eine sehr niedrige Kornrohichte und damit auch eine sehr geringe Kornfestigkeit, s. Tabelle 62 im Anhang A5. Die Festigkeitssteigerung infolge mehraxialen Drucks war folgerichtig trotz der Natur-sandmatrix gering. Die Werte sind recht unregelmäßig und ergeben keine glatte konvexe Meridiankurve. Die Ergebnisse mit dem festeren Zuschlag Lytag ähneln denen der Liapor-Mischmatrixbetone mit dem Zuschlag F 6.5 und können über weite Bereiche mit dem vorgeschlagenen Bruchkriterium beschrieben werden (Parameter nach Tabelle 81, Anhang A5.4). Bei höherer Spannung σ_{oct} vergrößern sich die Differenzen zwischen den Versuchswerten auf dem Druckmeridian und der Berechnung etwas. Parallelen zu den Versuchen von Niwa et al. (1967) sind erkennbar. Auch hier sind als Ursachen für die Differenzen die niedrigeren Oktaedernormalspannungen bei den eigenen Versuchen zu nennen (anhand derer der Berechnungsvorschlag entwickelt worden war), aber auch die Steifigkeitsunterschiede durch die Zusammensetzung der jeweilige Matrix und die differierenden Leichtzuschlagskennwerte.

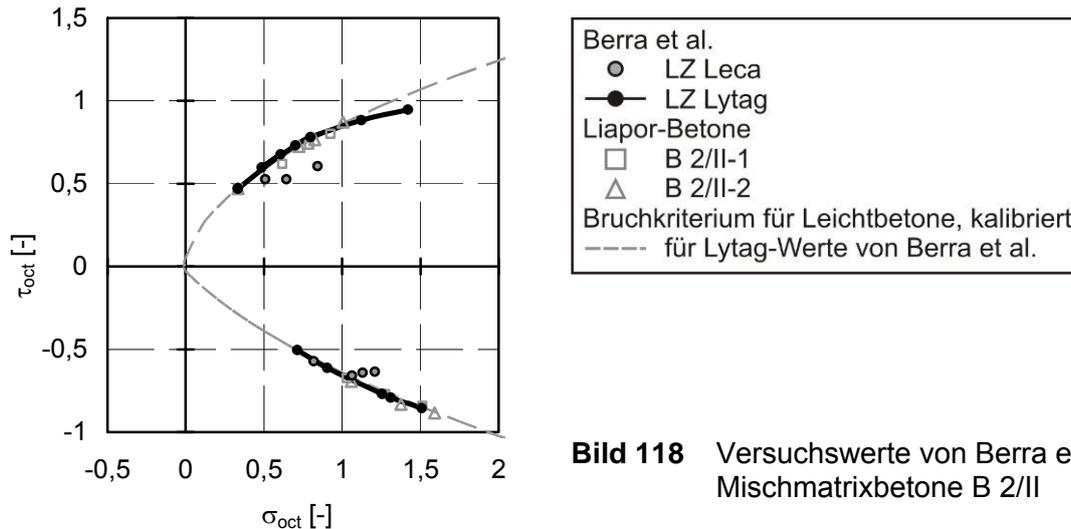


Bild 118 Versuchswerte von Berra et al. und Mischmatrixbetone B 2/II

Die zu Beginn des Kapitels formulierte Vermutung wurde also anhand der Vergleiche bestätigt – es ist schwierig, eine allgemein gültige Aussage über das dreiaxiale Drucktragverhalten von Leichtbetonen zu treffen, denn die bekannten Versuche unterscheiden sich in sehr vielen Details. Einige Schlussfolgerungen kann man trotzdem ziehen:

- Die Gestalt der räumlichen Bruchhüllkurve ist extrem von den spezifischen Eigenschaften des Leichtzuschlags abhängig.
- Der Festigkeitszuwachs infolge dreiaxialer Druckbeanspruchung ist gegenüber der einaxialen Druckfestigkeit bei Leichtbetonen mit steiferen Zuschlägen bzw. steiferer Matrix meist größer als bei Leichtbetonen mit weicheren Komponenten.
- Die aus der Literatur bekannten Versuche wurden i. d. R. mit Betonen niedrigerer Festigkeit durchgeführt. Deshalb können mit dem vorgeschlagenen Bruchkriterium nicht alle Versuche befriedigend nachgerechnet werden.
- Eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung ergab sich i. d. R. entlang des Zugmeridians. Der Druckmeridian konnte in den Fällen weniger gut beschrieben werden, bei denen die Oktaedernormalspannungen deutlich über denen aus den eigenen Versuchen lagen.

Die bisher aus den eigenen Versuchen abgeleiteten Aussagen werden also bekräftigt.

Abschließend sollen den Versuchen mit den Hochleistungs-Leichtbetonen ausgewählte Ergebnisse normal- und hochfester Betone mit Normalzuschlägen gegenübergestellt werden. In Bild 119 sind die Meridiankurven verschiedenster Betone dargestellt bzw. Versuchswerte, die diese Kurven beschreiben.

Aus der Fülle bekannter Forschungsarbeiten wird für Normalbeton üblicher Festigkeit die von Schickert/Winkler (1977) berücksichtigt. Curbach et al. (2000) und Hampel (2006) haben sich im Rahmen mehrerer Forschungsprojekte umfassend mit bekannten mehraxialen Versuchen mit Normalbetonen beschäftigt und bewerteten die Arbeit von Schickert/Winkler als sehr fundiert und repräsentativ, weshalb diese Ergebnisse auch hier für den Vergleich herangezogen werden. Als Prüfkörper verwendeten Schickert/Winkler 10er Würfel wie auch die Dresdner Forscher, als Lasteinleitungsmittel kamen flexible Platten zum Einsatz. Die in Bild 119 dargestellten Versuchswerte wurden von Hampel (2006) übernommen. (Anmerkung zu Bild 119: Aufgrund der gewählten Spannungsverhältnisse liegen die Werte der Dresdner Versuche fast ausnahmslos etwas neben den Meridiankurven, wodurch der direkte Vergleich zwischen berechneten Meridiankurven und realen Versuchswerten anhand der Abbildung etwas erschwert ist.)

Für Versuche an Normalbetonen höherer Festigkeit werden die in den vergangenen Jahren in Dresden durchgeführten Untersuchungen als Referenz herangezogen. Die konkreten Quellenan-

gaben sind der Abbildung zu entnehmen. Das Hauptargument für diese Wahl ist, dass die Randbedingungen bei diesen Tests denen der Leichtbeton-Versuche entsprachen. Beim HPC wurden von den drei untersuchten Betonen der mit der niedrigsten und der mit der höchsten einaxialen Druckfestigkeit ausgewählt. Weiterführende Angaben enthalten Curbach et al. (2000) und Hampel (2006). Die HPC-Werte wurden durch Meridiankurven ergänzt, die mit dem von Hampel (2006) vorgeschlagenen modifizierten Bruchkriterium von Dahl berechnet wurden. Stellvertretend für duktilen hochfesten Beton wurden Versuchswerte von Curbach/Speck (2002) bzw. Speck (2008) ergänzt. Der ausgewählte Beton besaß in etwa die gleiche einaxiale Druckfestigkeit f_c' wie der Blähton-Beton B 4/II-2 und der HPC 3. Die erhöhte Duktilität erzielten Curbach/Speck durch die Zugabe von Stahl- und Propylen-Kurzfasern. Speck (2008) gelang durch eine Modifizierung des Bruchkriteriums von Ottosen für anisotrope Betone eine sehr gute Beschreibung der Bruchkurven duktiler und ultra-hochfester Betone. Die Meridiane haben eine ähnliche Gestalt wie die von Hampel vorgeschlagenen, auf eine Abbildung des Vorschlags von Speck wurde deshalb hier verzichtet.

Stellvertretend für alle untersuchten Leichtbetone sind jeweils die Funktionen abgebildet, die – getrennt für Leichtsand- und Natursandmatrixes – für den jeweils minimalen und für den jeweils maximalen Festigkeitszuwachs ermittelt worden sind. Der Bereich für die Leichtmatrixbetone wird von grau gestrichelten Linien begrenzt, der für die Leichtbetone mit Natursandmatrix ist durch zwei durchgezogene graue Linien je Meridiankurve gekennzeichnet. Die real ermittelten Versuchswerte der beiden Betone, die den Bereich der mehraxialen Tragfähigkeit der Liapor-Betone begrenzen, sind ebenfalls abgebildet. Das sind die Betone B 1/II-1 und B4/II-2. Zusätzlich wurde der Bereich grau hinterlegt, der anhand der eigenen Versuche konkret verifiziert werden konnte. Bei höheren Oktaedernormalspannungen muss man sich ohne ergänzende Tests auf Prognosen stützen.

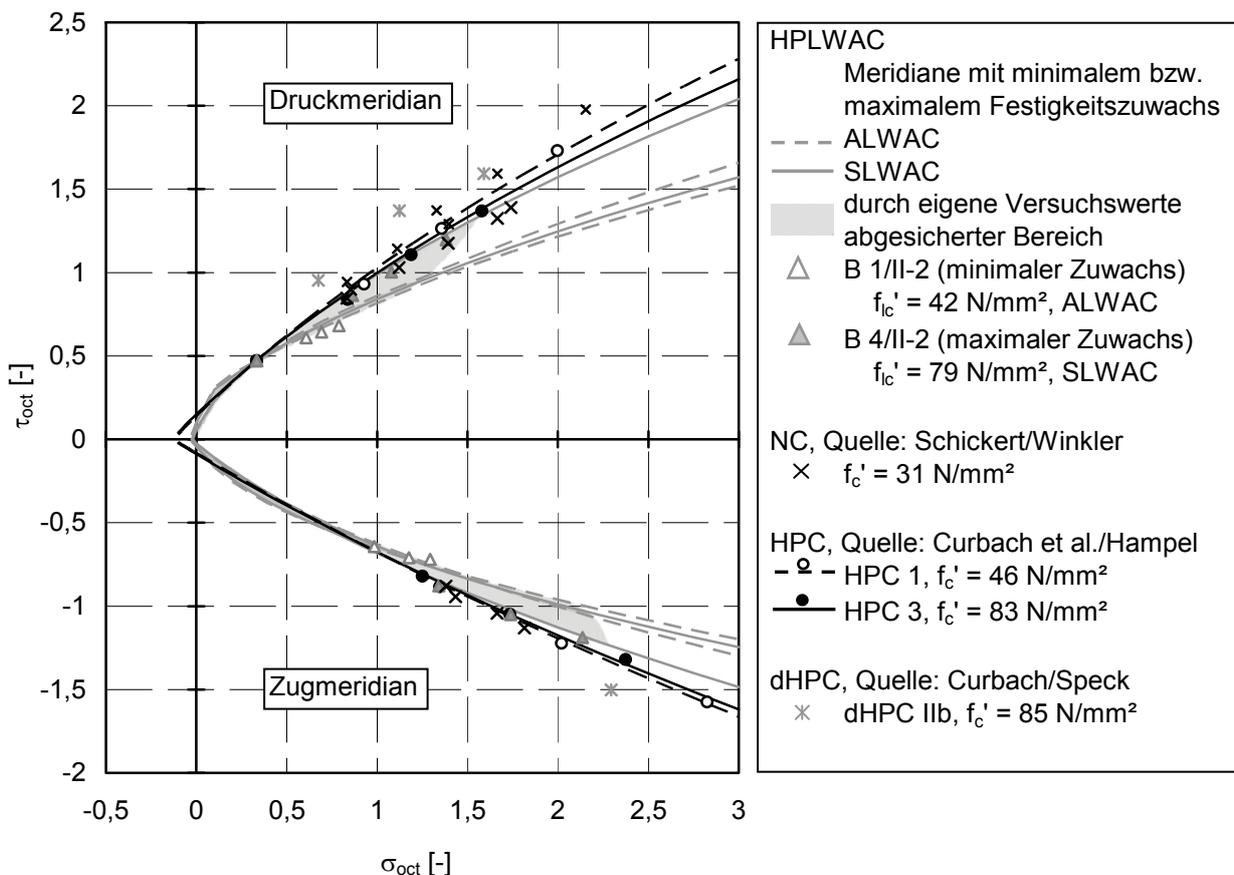


Bild 119 Meridiankurven für verschiedene Betonarten

Aus der Abbildung geht deutlich hervor, dass bei Leichtbetonen allgemein der Festigkeitszuwachs infolge dreiaxialer Druckbeanspruchung am geringsten ist. Betrachtet man nur die Leichtbetone, versagen zum einen die spröderen Leichtmatrixbetone bei geringeren Lasten als die duktileren mit Natursandmatrix und zum anderen die mit weniger festen Zuschlägen eher als Betone, die mit dichteren und damit tragfähigeren Grobzuschlägen hergestellt wurden. Der Bereich möglicher Bruchfiguren ist bei den untersuchten Blähton-Leichtbetonen sehr groß und würde sich bei Einbeziehung von Leichtbetonen mit anderen Zuschlägen noch erweitern.

Bei Normalbeton hingegen ist die Spanne der sich wahrscheinlich einstellenden Bruchfiguren geringer. Diese Feststellung beruht auf einer Vielzahl an systematischen Untersuchungen, welche bei diesen Betonen eine klare Abhängigkeit des mehraxialen Tragvermögens von der einaxialen Betonfestigkeit ergaben. Bei weniger festen und meist duktileren Betonen bewirkt eine Druckbeanspruchung in einer zweiten oder dritten Richtung i. d. R. einen höheren Festigkeitszuwachs – verglichen mit der einaxialen Druckfestigkeit – als bei hochfesten, spröderen Betonen. Die logische Schlussfolgerung ist, dass Betone mit gesteigerter Duktilität am meisten von einem mehraxialen Druckspannungszustand profitieren. Die Abbildung belegt diese Aussage eindrucksvoll. Die Bruchhüllkurve, die durch die Meridiankurven des hochfesten Betons HPC 3 begrenzt wird, kommt der des Leichtbetons B 4/II-2 am nächsten. Mit sinkender Druckfestigkeit bzw. mit steigender Duktilität weiteten sich die Kurven für Normalbeton. Den äußeren Abschluss markieren die Werte des hier exemplarisch ausgewählten duktilen HPC. Auch wenn einige der Werte von Schickert/Winkler, die den Druckmeridian beschreiben, leicht innerhalb der Bruchhüllenden der HPC 1 und 3 liegen, integrieren sich die Ergebnisse gut in das Gesamtkonzept.

6 Mehraxiales Tragverhalten – Verformungen

6.1 Allgemeines zur Dehnungsauswertung

Der zweite Schwerpunkt neben der Betrachtung der Bruchfestigkeiten war die umfangreiche Erfassung der Verformungen. Der Versuchsaufbau wurde schon Kap. 4.2.3 beschrieben. Hier sollen nun die durch den gewählten Messaufbau bedingten Besonderheiten und die daraus resultierenden Korrekturen an den Datensätzen erläutert werden.

Bei der Verformungsmessung mittels Dehnmessstreifen werden auf direktem Wege die Dehnungen der Prüfkörperoberfläche aufgezeichnet. Die Verformungen setzen sich aus zwei wesentlichen Anteilen zusammen. Der weitaus größte wird durch die Verformung parallel zur Probenoberfläche erzeugt. Da aber die unbelasteten und mit DMS bestückten Seitenflächen der Würfel während des Versuches nicht eben bleiben, ist in den Messwerten auch ein gewisser Anteil an Verformungen senkrecht zur betrachteten Ebene enthalten, s. a. Bild 37 in Kap. 3.3.2. Dieser Anteil ist allerdings so gering, dass er vernachlässigt werden kann. Problematischer ist, dass die DMS infolge Rissbildung leicht zerstört werden können und dann keine Daten mehr liefern oder solche, die nur noch die Deformation eines kleinen Teils des Prüfkörpers widerspiegeln, wenn sich beispielsweise einzelne Scheiben vom Probekörper abgelöst haben, s. Bild 79 im Kap. 5.1.3. Diese Phänomene müssen erkannt werden, um die Messreihen richtig interpretieren zu können.

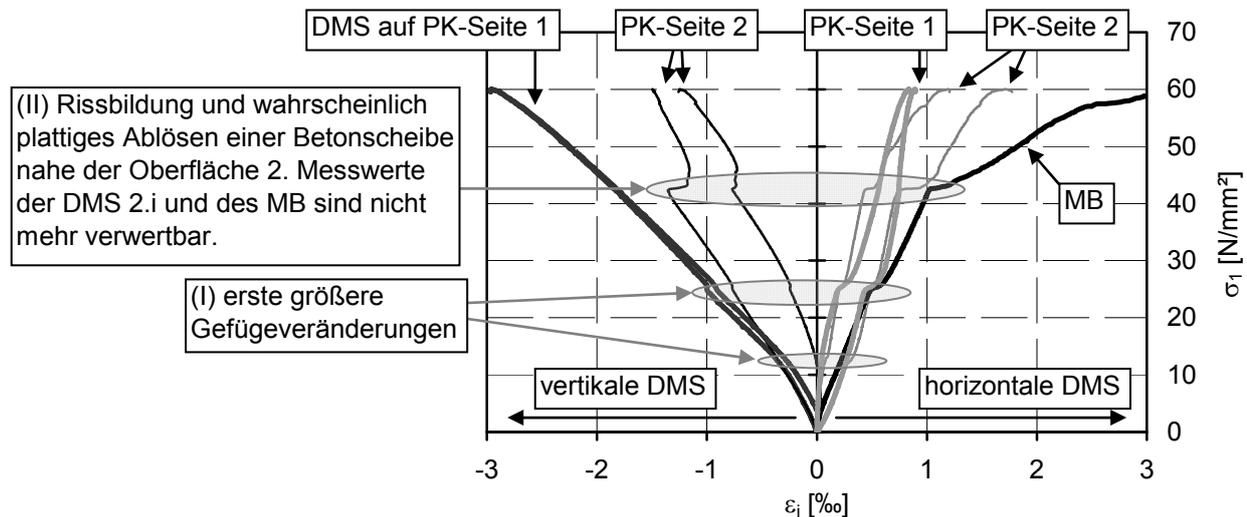


Bild 120 Oberflächennahe Gefügezerstörungen können Messwerte unbrauchbar machen

Plötzliche Gefügeveränderungen erscheinen als Sprünge oder Knicke in den Spannungs-Dehnungs-Linien. Im Fall (I) im Bild 120 ist der Anstieg der σ - ϵ -Linie vor dem Sprung identisch mit dem nach dem Sprung. Das zeigt, dass zwar eine deutliche Gefügeänderung eingetreten ist, der Prüfkörper aber noch recht kompakt ist und vor allem die Teile des Würfels, auf denen die DMS appliziert wurden, nicht abgespaltet worden sind. Da es sich also um lokale Phänomene handelt, werden diese Sprünge eliminiert, indem der Störbereich durch eine Gerade überbrückt wird, die den Anstieg der σ - ϵ -Linie vor und nach dem Sprung berücksichtigt. Die Originaldaten der höheren Spannungsbereiche werden anschließend parallel verschoben, Bild 121 links. Fall (II) im Bild 120 zeigt, wie sich das Ablösen einzelner Bruchstücke in den Messwerten niederschlägt. Bei drei der vier σ - ϵ -Linien der DMS auf der Seite 2 des Prüfkörpers verändert sich nach der Störung deutlich der Anstieg, wohingegen sich die Würfelseite 1 offensichtlich weiterhin sehr gleichmäßig verformt. Die Daten der DMS 2.i und des Messbügels können also nur bis kurz vor der Störung (II) für die allgemeine Auswertung herangezogen werden.

Die IWA hingegen erfassen die Verformungen der Belastungsbürsten in der Nähe des Prüfkörperandes. Mit einer plausiblen Annahme für die Biegelinie einer Borste kann auf indirektem Wege auf die Verformung des Würfels geschlossen werden. Die Ergebnisse der IWA-Messungen weichen erwartungsgemäß oft etwas von den DMS-Daten ab, da sich – wie schon erwähnt – die mit DMS

bestückten Würfelseitenflächen in der Mitte leicht verwölben und sich der Probekörper trotz der Lasteinleitung über Belastungsbürsten nicht in allen Bereichen gleich verformt. Charakteristisch für die Lasteinleitung mit Stahlbürsten ist weiterhin, dass bei noch geringem Anpressdruck die steifen Borsten der Bewegung der Prüfkörperoberfläche nicht immer folgen. Wie sich dieses Rutschen der Borsten in den Verformungsdaten darstellte, zeigt Bild 121 Mitte. Rechts im Bild sieht man die Datenreihe für einen Messbügel, der vor Versuchsbeginn nicht exakt zentriert worden war. Die Spitze des Messwertgebers zeichnet also erst ab ca. 5 kN Lasthöhe die realen Verformungen des Probekörpers auf. In beiden Fällen wurden die betroffenen Bereiche der σ - ε -Linien mittels Regressionsgeraden, die sich am "regulären" Verlauf der Verformungen im linear-elastischen Bereich orientierten, korrigiert und in den Koordinatenursprung verschoben.

Im Bild nicht dargestellt ist der so genannte Anlaufeffekt. Damit sind die nichtlinearen Verformungen in der Grenzschicht bei niedrigen Spannungen gemeint. Beschrieben wurde dieses Phänomen u. a. von Schickert/Winkler (1977), van Mier (1984) oder Curbach/Speck (2000). Die Korrekturen im Bereich niedriger Spannungen erfolgten beim Anlaufeffekt analog zum Vorgehen beim Rutschen von Borsten oder Messbügel.

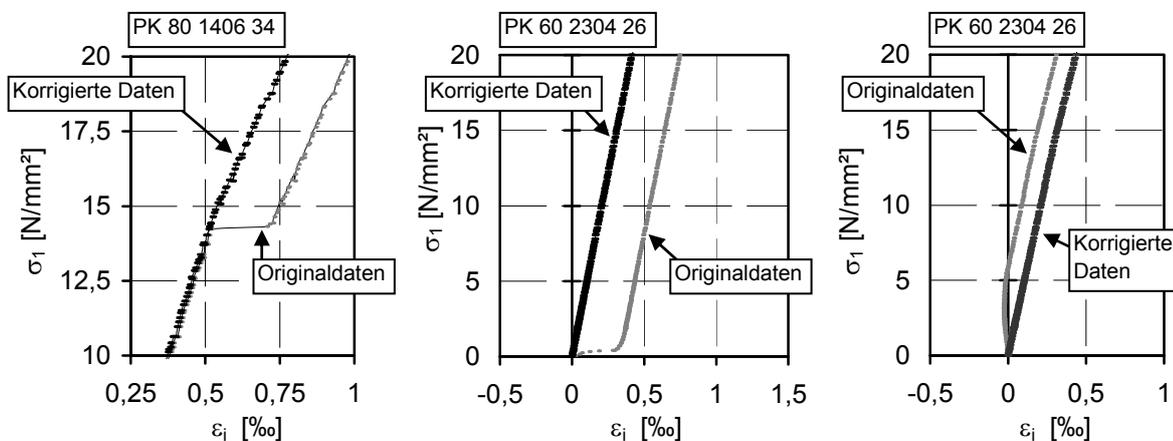


Bild 121 Korrektur von Datensätzen aus der Verformungsmessung; links: Sprung infolge Rissbildung, Mitte: Rutschen von Borsten, rechts: Nachrutschen des Messbügels nach ungenauem Zentrieren beim Einrichten des Versuchs

Um eine repräsentative σ - ε -Linie für ein bestimmtes Spannungsverhältnis zu erhalten, wurde zunächst der Datensatz für jede einzelne Messstelle analysiert und aufbereitet. Dann wurden getrennt für DMS und IWA Mittelwerte je Messwertgeber und Haupttrichtung gebildet. Bei den ein- und zwei axialen Druckversuchen wurde dann aus den je zwei Mittelwertlinien je Richtung eine resultierende Linie für die Hauptverformungen ε_1 , ε_2 und ε_3 erzeugt, Bild 122. Bei den dreiaxialen Versuchen entfiel dieser Zwischenschritt, da nur mit IWA gemessen wurde.

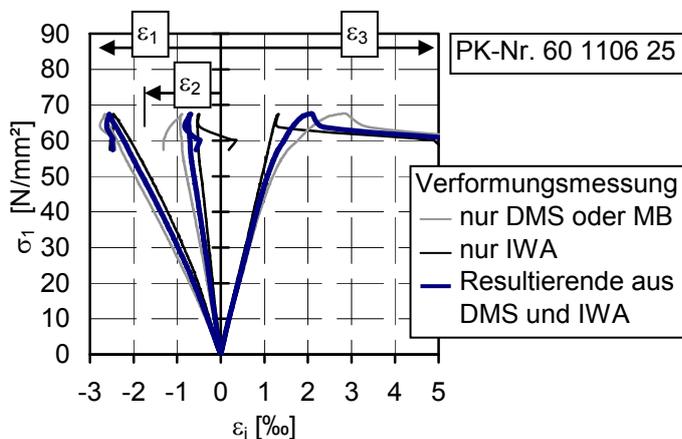


Bild 122 Beispiel für die Bildung der mittleren σ - ε -Linien für einen einzelnen Prüfkörper

Nach der Korrektur der einzelnen Datensätze wurden die Resultierenden aller Prüfkörper einer Betoncharge, die mit derselben Spannungskombination belastet worden waren, zusammengefasst, Bild 123 links. Durch Interpolation wurden mittlere Verformungswerte für konstante Lastschritte $\Delta\sigma_1$ nach Gleichung (6.1) getrennt für den Bereich bis zur Bruchlast und den Nachbruchbereich erzeugt. Diese Datensätze wurden nun mit der jeweils zugehörigen Bruchspannung des Einzeltests normiert, so dass sich bei allen σ - ε -Linien als Maximalwert auf der y-Achse $\sigma_1/\sigma_{1u,Sp.V.} = 1$ ergab, Bild 123 Mitte und rechts. Jetzt konnten aus den Spannungs-Dehnungs-Linien aus den einzelnen Tests die resultierenden Linien für das betrachtete Spannungsverhältnis erzeugt werden. Diese bildeten dann die Grundlage der weiteren Auswertung.

$$\Delta\sigma_1 = 0,005 \cdot \sigma_{1u, Einzelversuch} \quad (6.1)$$

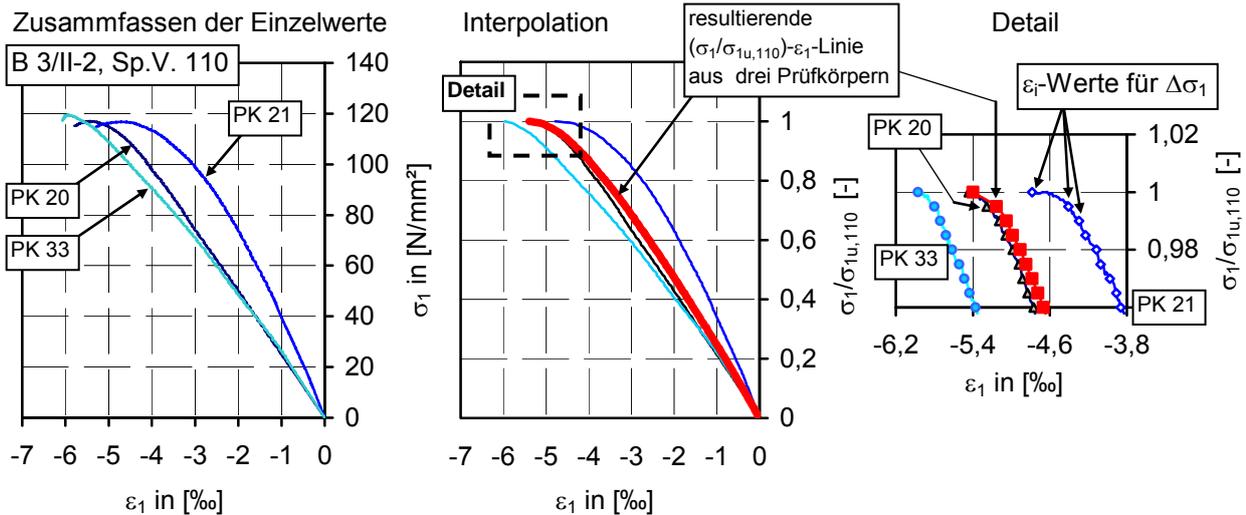


Bild 123 Erzeugen der resultierenden σ_1 - ε_1 -Linien aus den Messwerten der einzelnen Prüfkörper am Beispiel des Sp.V. 110, Beton B 3/II-2, Bereich bis zum Bruch

Im Nachbruchbereich wurden bei den Mittelwerten und bei der anschließenden Interpolation oft Versuche mit sehr unterschiedlichem Datenvolumen kombiniert. Vor allem bei dreiaxialer Belastung wurden die Versuche kurz nach Erreichen der maximalen Last per Hand oder automatisch beendet, wohingegen bei den einaxialen und bei zweiaxialen Versuchen mit eher geringer Lastkomponente in der zweiten Richtung der abfallende Ast der Spannungs-Dehnungs-Linie etwas länger betrachtet werden konnte, da hier i. d. R. nicht die Gefahr bestand, dass sich die Belastungsbürsten gegenseitig beschädigen, Bild 124. Die Ergebnisse im Nachbruchbereich sind informativ, aber nur ein erster Anhaltspunkt. Hier besteht Forschungsbedarf.

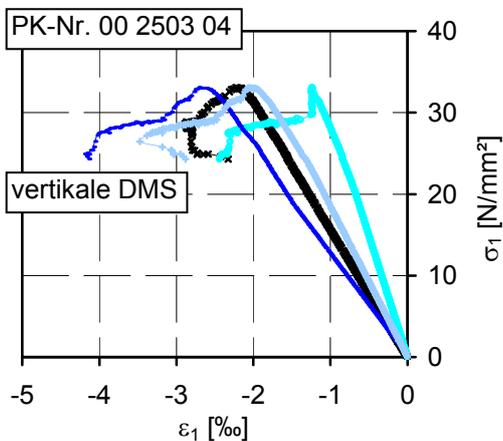


Bild 124 Vertikale Verformungen ε_1 bei einem Versuch, bei dem das Nachbruchverhalten über relativ lange Zeit beobachtet werden konnte

Kriecheinflüsse, die bei der teilweise langen Versuchsdauer und den sehr hohen Spannungen vor allem bei dreiaxialer Belastung sicher vorhanden sind, konnten wegen fehlender Forschungsergebnisse zu diesem Thema nicht eliminiert werden. Wie schon in Kap. 3.2.3.4 ausgeführt, hängt das einaxiale Kriechen von Leichtbeton u. a. stark von der konkreten Rezeptur und dem verwendeten Leichtzuschlag ab. Es unterscheidet sich auch deutlich vom Materialverhalten von Beton mit Normalzuschlägen. Für letztere Betone sind einige Forschungsarbeiten zum Thema Kriechen unter mehraxialer Beanspruchung bekannt, z. B. de Larrard (1990) und Lanig et al. (1991). Außerdem führten Curbach/Speck (2000) Tastversuche zum mehraxialen Kriechen von hochfestem Beton mit Fasern durch, die auf einen nicht unerheblichen Einfluss des Kriechens auf die Verformungen bei längerer Versuchsdauer schließen lassen.

6.2 Zweiaxiale Versuche

6.2.1 Spannungs-Dehnungs-Linien und Bruchverformung

Die Spannungs-Dehnungs-Linien für alle Betone und Spannungsverhältnisse sind ausführlich im Anhang A4 dokumentiert, hier sollen nur ausgewählte Beispiele vorgestellt werden. Links im Bild 125 sind die σ - ε -Linien der Leichtmatrixbetone B 1/I, B 3/I und B 5 bei den Spannungsverhältnissen 000, 040 und 095 dargestellt, im Bild 125 rechts dasselbe für die Mischmatrixbetone B 2/I, B 4/I und B 6. Grundsätzlich gilt, dass bei ähnlicher Matrix die σ - ε -Linien mit steigender Beton- und Zuschlagfestigkeit steiler und geradliniger verlaufen. Der höhere E-Modul der festeren Leichtbetone kommt also auch bei den mehraxialen σ - ε -Linien deutlich zum Ausdruck. Vor allem die Betone mit Leichtsandmatrix versagten spröder, je höher die Betondruckfestigkeit war. Bei den Betonen mit Natursand ist dieser Trend ebenfalls erkennbar, er ist aber nicht so deutlich ausgeprägt. Ein Kennzeichen für dieses Materialverhalten ist auch die Tatsache, dass bei den weniger festen Betonen der Nachbruchbereich länger beobachtet werden konnte, bevor durch einen Lastsprung der Versuch maschinenseitig beendet wurde.

In Bild 126 sind Leichtbetone mit vergleichbaren einaxialen Festigkeiten f_{ic}' dargestellt. Bild 127 ermöglicht den direkten Vergleich der Betone B 3/I und B 4/I, bei denen der gleiche Leichtkies F 9.5 verwendet wurde.

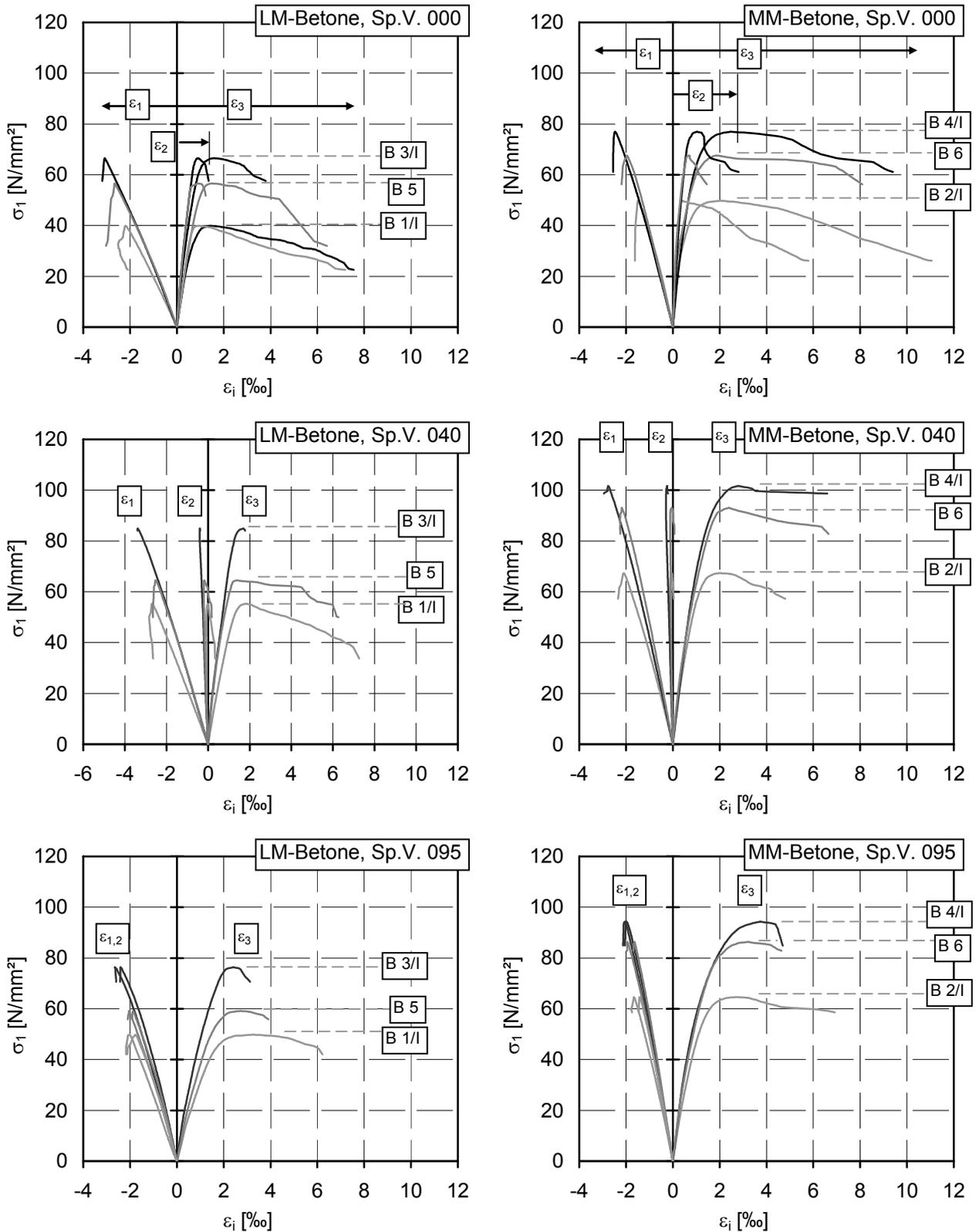


Bild 125 Ausgewählte σ - ϵ -Linien, zweiaxiale Druckversuche; links: Betone mit Leichtmatrix, rechts: Betone mit Mischmatrix (Anmerkung zu B 5: einaxiale Festigkeit ist ohne Abminderung nach Kap. 5.2.1 dargestellt)

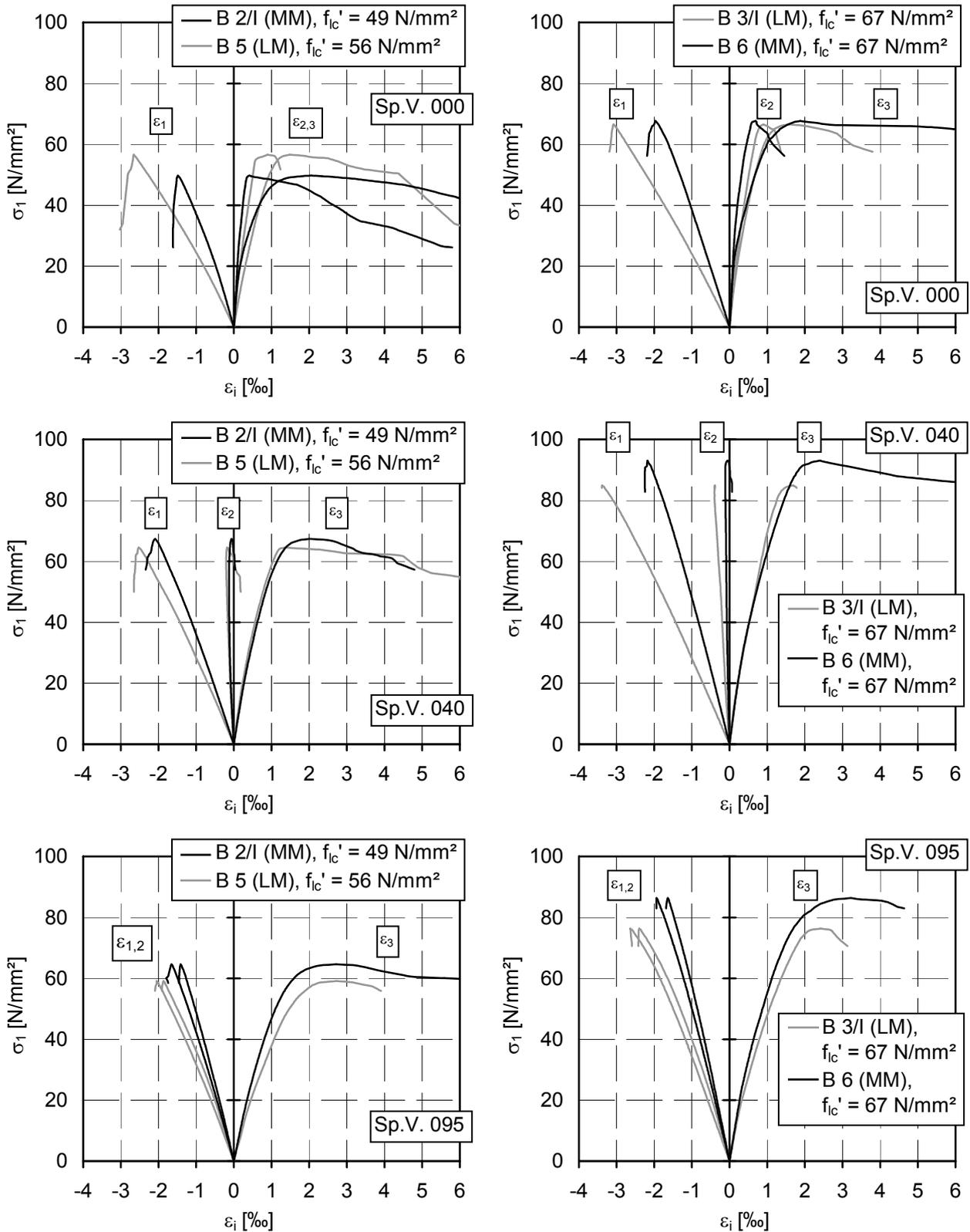


Bild 126 σ - ϵ -Linien, zweiachsigel Druckversuche, Betone mit vergleichbarer einaxialer Festigkeit (Anm. zu B 5: einaxiale Festigkeit ist ohne Abminderung nach Kap. 5.2.1 dargestellt)

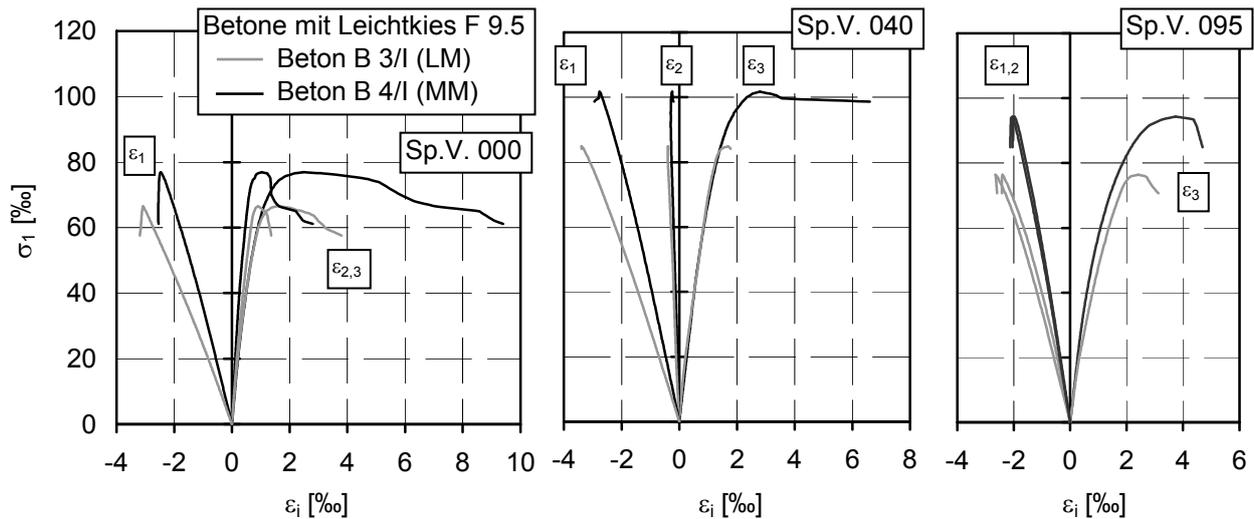


Bild 127 σ - ε -Linien, zweiachiale Druckversuche, Betone mit Leichtkies F 9.5

Der direkte Vergleich bestätigt jeweils die Feststellung, dass ein Mischmatrixbeton auch unter zweiachialer Druckbelastung steifer ist. Gleichzeitig versagt er aber auch weniger spröde, was u. a. an der Nichtlinearität der Linien bei hohen Lasten deutlich wird. Die Erkenntnisse von z. B. Faust (2000) aus dem einaxialen Druckversuch können also auf den zweiachialen Fall übertragen werden, s. a. Bild 18 in Kap. 3.2.3.1. Die Stauchung ε_1 ist bei den Betonen mit Leichtmatrix bei vergleichbarem Spannungsniveau größer als bei den Betonen mit Mischmatrix. Der Grund dafür ist in der Zusammensetzung der Matrix zu suchen. Eine Leichtmatrix, in der sich poröser, gebrochener Blähton befindet, kann stärker verdichtet werden als eine Matrix, die als Zusatz natürlichen Sand enthält.

Im Vergleich zu Normalbeton zeigen die Verformungen in der lastfreien Richtung ε_3 ein andersartiges Verhalten. Bei einaxialer Belastung oder eher geringen Spannungen σ_2 unterscheiden sich die σ_1 - ε_3 -Linien bei verschiedenen Matrices nur geringfügig. Der Anstieg der Verformungskurven ist bei den Leichtmatrixbetonen bei noch geringer Belastung i. d. R. etwas flacher als bei den Mischmatrixbetonen. Bei höheren Spannungsverhältnissen vergrößert sich der Unterschied etwas, allerdings entspricht die Größe der Differenzen bei ε_3 nicht denen, die bei den Dehnungen ε_1 festgestellt wurden. Hier kommt der Effekt zum Tragen, dass vor allem die Blähtonkörner, die den Leichtsand bilden, bei Druckbelastung zusammengedrückt werden, ohne in gleichem Maße eine Querdehnung in die unbelastete(n) Richtung(en) hervorzurufen, wie es bei deutlich steiferen Matrices und bei Verwendung von Normalzuschlag der Fall ist. Der Hohlraumgehalt im Innern der Körner ist natürlich begrenzt. Anhand der Verformungslinien kann angenommen werden, dass der Hohlraumgehalt ab ca. 90-95 % der Bruchlast aufgebraucht ist und sich demzufolge und infolge Rissbildung die Ausdehnung der Prüfkörper in Richtung ε_3 verstärkt. Da die Rissaufweitung durch die Blähtonzuschläge nicht nennenswert behindert wird, tritt nun schnell das Versagen ein. Bei den Leichtbetonen mit Natursand beginnt die Rissbildung bei einem niedrigeren Lastniveau. Die Natursandkörner sind i. d. R. deutlich steifer als die umgebende Matrix, s. a. Bild 21 in Kap. 3.2.3.2, und wirken so als Rissinitiatoren. Allerdings behindern sie auch die ungehinderte Ausbreitung der Risse in der Matrix. Die Risse verzweigen sich, Spannungsspitzen werden umgelagert. So wird eine sukzessive Erhöhung der Querdehnung bewirkt. Die σ - ε -Linien der SLWAC verlaufen vor allem für ε_3 deutlich nichtlinearer als bei einem vergleichbaren Leichtmatrixbeton, die Bruchdehnungen ε_{3u} sind bei den Mischmatrixbetonen i. d. R. etwas größer als bei den Leichtmatrixbetonen.

Die unproportionale Verformungszunahme im Bereich hoher Spannungen nahe der Bruchlast kommt in Bild 128 besonders gut zur Geltung. Hier wurden die Verformungen in Laststufen von $0,1 \cdot f_{c2ax}$ als Höhenlinien aufgetragen. Bei niedrigem Lastniveau liegen alle Linien nahe beieinander. Bei weiterer Laststeigerung wachsen die Stauchungen ε_1 des Betons B 3/l mit Leichtmatrix schneller als beim Mischmatrixbeton B 4/l. Bei den Dehnungen ε_3 verhält es sich umgekehrt. Der Mischmatrixbeton dehnt sich deutlich mehr aus als der Leichtmatrixbeton. Die Verformungen in der

2. Belastungsrichtung ε_2 spiegeln das beschriebene Materialverhalten wider. Die zu Bild 128 analogen Darstellungen für die restlichen vier Betone wurden im Anhang A4 ergänzt.

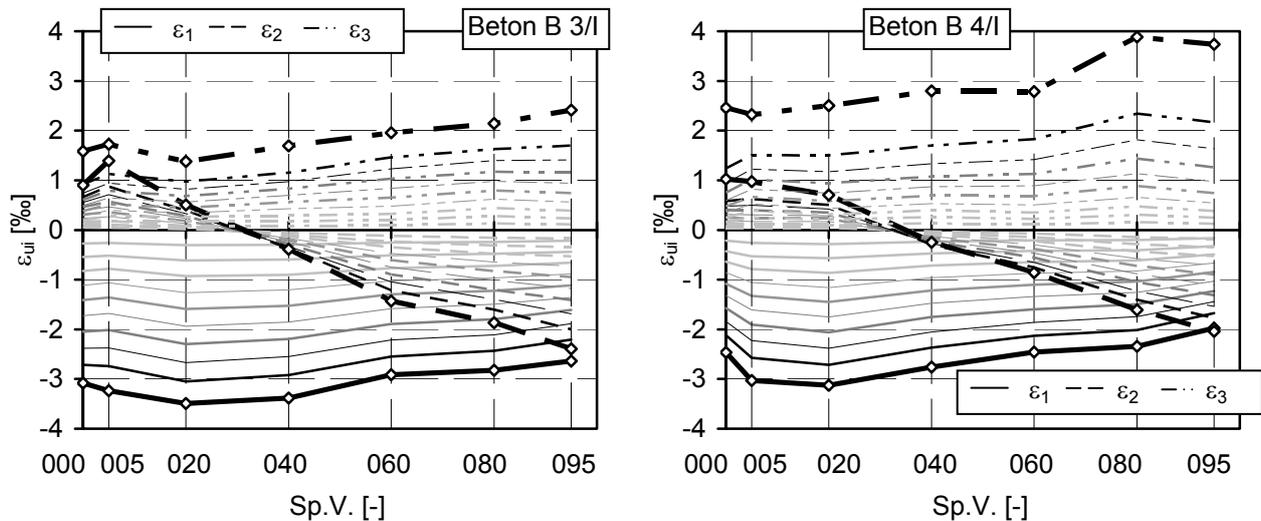


Bild 128 Verformungen der Betone mit F 9.5, dargestellt in Laststufen von $0,1 \cdot f_{c2ax}$

Die beschriebenen Tendenzen wurden aus den vorliegenden Versuchswerten abgeleitet. Es ist anzunehmen, dass sie grundsätzlich auch auf Leichtbetone mit anderen Leichtzuschlägen und Mischungszusammensetzungen zutreffen. Abweichungen besonders in quantitativer Hinsicht sind bei Verwendung von andersartigen Leichtzuschlägen (vor allem bei solchen mit stark abweichender Gestalt oder höherem Porengehalt), verändertem Kornvolumenanteil oder anderer Matrixzusammensetzung (z. B. Gehalt an Mikrosilica) durchaus zu erwarten.

Tabellarisch können die Bruchstauchungen aller Betone im Anhang A4 nachgelesen werden. Grafisch sind ausgewählte Werte (z. B. geordnet nach der Art des Leichtkieses oder nach der einaxialen Festigkeit) in Bild 129 und für alle Leichtbetone getrennt nach der Art der Matrix im Bild 163 im Anhang A4.1.7 veranschaulicht. Wie erwartet ähneln sich die Bruchstauchungen der Leichtbetone und ihre Änderungen bei wechselnden Spannungsverhältnissen. Ausgehend vom Wert ε_{1u000} unter einaxialer Drucklast verstärkt sich die Stauchung ε_{1u} zunächst mit steigendem Verhältnis von σ_2/σ_1 . Bei $\sigma_2 \approx 0,2 \dots 0,4 \cdot \sigma_1$ ist die betragsmäßig maximale Stauchung ε_{1u2ax} erreicht. Anschließend verringern sich die Absolutwerte und erreichen bei nahezu zweiaxialem Druck (Sp.V. 095) wieder die Ausgangsgröße vom Sp.V. 000 bzw. werden noch kleiner. Insgesamt ist die Spanne, in der ε_{1u} variiert, aber eher gering. Im Bild 129 links und Mitte sieht man, dass die Stauchung ε_{1u} bei Verwendung gleichartigen Leichtkieses bei den Leichtmatrixbetonen größer ist als bei den Mischmatrixbetonen, da die Blähtonsand-Matrix stärker verdichtet werden kann.

Die Verformungen ε_{3u} in der unbelasteten Richtung steigen bei Erhöhen von σ_2/σ_1 stetig an. Sie sind im Gegensatz zu ε_{1u} bei den SLWAC in den meisten Fällen etwas höher als bei den ALWAC, was das Resultat aus der Kombination verschiedener Einflüsse wie der schon beschriebenen vermehrten Rissbildung, des besseren Umlagerungsvermögens, der fehlenden Kompression des Sandes, aber auch der etwas höheren Bruchlast ist. Besonders deutlich wird dies in Bild 129 Mitte bei den Leichtbetonen mit dem Zuschlag F 9.5. Die Verformungen ε_{2u} hingegen verringern sich kontinuierlich bei steigendem Spannungsverhältnis σ_2/σ_1 , bis sie beim Spannungsverhältnis 095 nahezu die Stauchung der Hauptbelastungsrichtung ε_{1u} erreicht haben. Abschließend wird auf das Bild 129 rechts hingewiesen. Hier sind die Bruchverformungen von zwei Leichtbetonen mit nahezu gleicher einaxialer Druckfestigkeit $f_{c'}$ aber unterschiedlichen Fein- und Grobzuschlägen zu sehen. Auch hier wird das zuvor beschriebene Materialverhalten der Leichtbetone bestätigt.

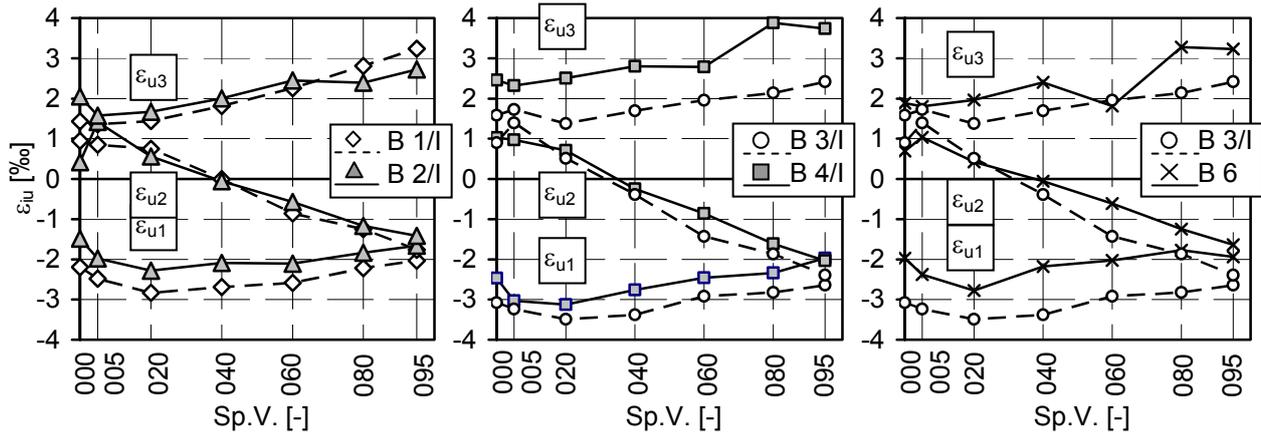


Bild 129 Bruchdehnungen der zweiaxialen Druckversuche; links und Mitte: Betone mit gleichem Leichtkies, rechts: Betone vergleichbarer Festigkeit ($f_{ic}'_{B6} \approx f_{ic}'_{B3/1} \approx 67 \text{ N/mm}^2$)

Näherungsweise können die Bruchverformungen mit empirischen, an den Versuchswerten kalibrierten Exponentialfunktionen nach Gleichung (6.2) berechnet werden. Bei der Bestimmung der Parameter stand nicht im Vordergrund, die bestmögliche Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch zu erzielen, da einige Einzelwerte doch recht deutlich vom allgemeinen Trend abweichen, z. B. beim Beton B 5 ϵ_{1u} und ϵ_{3u} beim Sp.V. 040 oder ϵ_{3u} beim Sp.V. 060 beim Beton B 6. Vielmehr sollten die Abhängigkeit der Dehnungen vom Zuschlag, von der Betonfestigkeit und von der Matrix zum Ausdruck kommen. Wie schon bei der Beschreibung der Bruchwerte ist eine Unterscheidung hinsichtlich der Matrix sinnvoll. Die Parameter a_i - c_i sind jeweils linear von der Zylinderdruckfestigkeit f_{lcm} abhängig, s. Gleichung (6.3) und Tabelle 21. Diese Annahme ist hinreichend genau. Als Randbedingung wurde eingeführt, dass beim Spannungsverhältnis $\sigma_2/\sigma_1 = 0/1$ die Verformungen ϵ_{2u} und ϵ_{3u} und beim Spannungsverhältnis $\sigma_2/\sigma_1 = 1$ die Verformungen ϵ_{1u} und ϵ_{2u} gleich groß sein sollten. Wenn beim einaxialen Druckversuch die betreffenden Versuchswerte zu stark voneinander abwichen, wurden für die Interpolation fiktive Versuchswerte erzeugt, die sich an den Bruchdehnungen der anderen Spannungsverhältnisse orientierten.

$$\epsilon_{iu} = a_i \cdot \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1} \right)^{\text{exp}_i} + b_i \cdot \frac{\sigma_2}{\sigma_1} + c_i \quad (6.2)$$

mit
$$a_i = a_{i1} \cdot f_{lcm} + a_{i2} \quad b_i = b_{i1} \cdot f_{lcm} + b_{i2} \quad c_i = c_{i1} \cdot f_{lcm} + c_{i2} \quad (6.3)$$

Tabelle 21: Parameter zur Berechnung der Beiwerte nach Gleichung (6.3)

i	a_{i1}	a_{i2}	b_{i1}	b_{i2}	c_{i1}	c_{i2}	exp_i
Leichtmatrixbetone							
1	-0,032	-0,54	0,049	-9,46	-0,038	9,18	0,77
2	0,002	1,09	0,012	-3,16	-0,035	1,25	1
3	0,002	1,09	-0,034	2,89	-0,002	1,17	1,91
Mischmatrixbetone							
1	-0,035	0,55	-0,003	-2,53	0,028	0,94	0,45
2	0,026	-0,04	-0,186	5,09	0,15	-6,06	0,9
3	0,025	0,06	-0,308	1,58	0,299	0,84	0,97

Auf eine plausible Berechnung der Stauchungen in der vertikalen Hauptbelastungsrichtung wurde besonders Wert gelegt, da hier die Versuchswerte über alle Betone die eindeutigste Tendenz aufweisen. Die Bruchverformungen ε_{2u} verlaufen annähernd linear und liegen sehr nahe beieinander. Auch die Funktion für die Dehnungen ε_{3u} zeigt nur eine leichte Krümmung. Die Abweichungen zwischen Rechnung und Versuchen ist vor allem bei den Spannungsverhältnissen 000 und 005 etwas größer, da hier – wie oben beschrieben – die Kurven teilweise an fiktiven Versuchswerten für ε_{2u} und ε_{3u} kalibriert werden mussten. Im Bild 130 sind für die Betone mit dem Zuschlag Liapor F 6.5 Rechnung und Versuch gegenübergestellt.

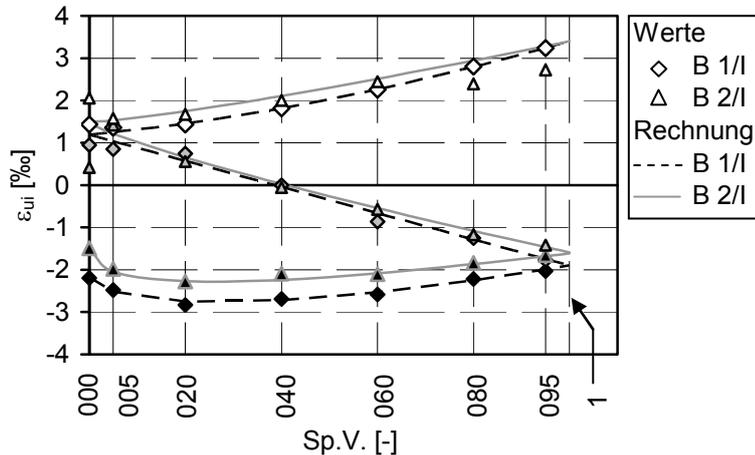


Bild 130 Bruchdehnungen zwei-axiale Druckversuche, Vergleich von Rechnung und Versuch

Für alle anderen Betone sei auf Bild 171 im Anhang A4.4 verwiesen. Bei den Betonen B 5 und B 6 sind die Differenzen am größten, da hier die wenigsten Versuchswerte vorlagen, die zudem wie auch schon bei den Bruchfestigkeiten teilweise stärker streuten als bei den anderen Betonen. Beim MM-Beton B 6 kommt ein weiterer Grund zum Tragen, nämlich die direkte Abhängigkeit der berechneten Bruchverformungen von der mittleren Zylinderfestigkeit f_{cm} . Verglichen mit den anderen Mischmatrixbetonen ist die Zylinderfestigkeit des Betons B6 in Bezug auf seine Trockenroh-dichte relativ hoch. Durchaus plausibel wäre eine geringere Festigkeit, wodurch sich die berechneten Verformungen verringern und die Näherung für ε_2 und ε_3 qualitativ deutlich verbessern würden.

6.2.2 Volumenänderungskurven

Stellt man die Verformungen der Prüfkörper mit Volumenänderungskurven dar, werden die verschiedenen Stadien der Gefügeänderungen während eines Versuchs sichtbar. Die Volumenänderung $\Delta V/V$ erhält man hinreichend genau aus der Summe der Verformungen in den drei Hauptrichtungen, Gleichung (6.4).

$$\Delta V/V = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (6.4)$$

Ausführlich stellten Eibl/Iványi (1976) verschiedenste ältere Forschungsarbeiten zu diesem Thema vor. Für Normalbeton können die Grundsätze kurz wie folgt zusammengefasst werden. Die Volumenänderungskurven verlaufen wie die σ - ε -Linien im Bereich niedriger Spannungen linear. Die Querdehnzahl ist konstant. Das Ende dieses Bereiches wird Elastizitäts- oder auch Proportionalitätsgrenze genannt, in manchen Veröffentlichungen findet man auch den Begriff Mikrorissgrenze. Bei weiterer Laststeigerung beginnt nun die vermehrte Rissbildung. Dadurch wachsen die Verformungen unproportional an. $\Delta V/V$ - und σ - ε -Linien werden nichtlinear. Diese Phase endet mit dem Erreichen des minimalen Volumens bei der kritischen Spannung σ_{krit} . Oberhalb dieses Lastniveaus setzt die schnelle Zerstörungsphase ein. Es bilden sich Makrorisse, die das Gefüge immer mehr auflockern. Vor allem in der lastfreien bzw. betragsmäßig am geringsten belasteten Achse nehmen die Dehnungen überproportional zu. Die fortschreitende Rissbildung kann sogar eine Volumenzunahme bis über das Ausgangsvolumen hinaus bewirken.

Im folgenden Bild sind Volumenänderungskurven aller sechs Blähton-Betone getrennt nach Leichtmatrix- und Mischmatrixbetonen für ausgewählte Spannungsverhältnisse zu sehen. In Bild 132 sind dann die Betone B 3/1 und B 4/1, – beide hergestellt mit Liapor F 9.5 – gegenübergestellt.

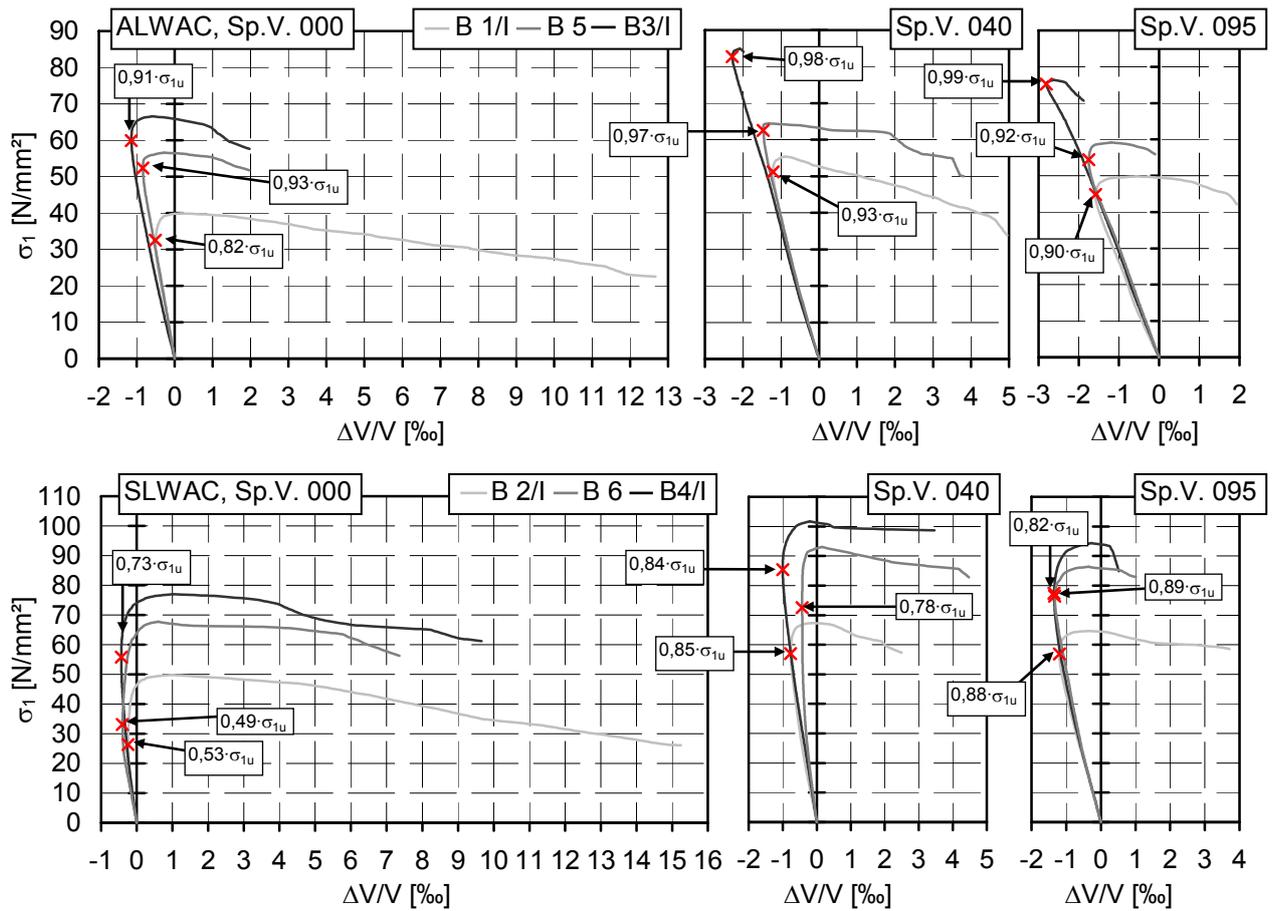


Bild 131 Ausgewählte Volumenänderungskurven, zweiaxiale Druckversuche

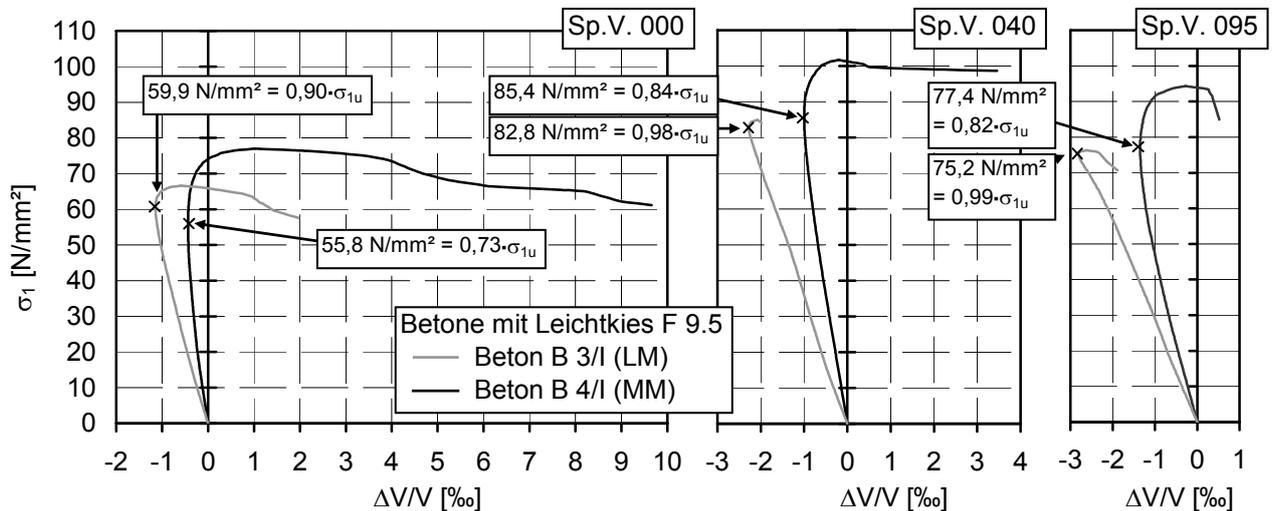


Bild 132 Volumenänderungskurven, zweiaxiale Druckversuche, Betone mit Leichtkies F 9.5

Die Leichtmatrixbetone weisen eine größere Volumenabnahme auf als die Mischmatrixbetone. Die Kurven gehen erst bei relativ hohen Lasten in den nichtlinearen Bereich über, ein Zeichen dafür, dass nach beginnender Rissbildung die Umlagerungsmöglichkeiten geringer sind als bei den Mischmatrixbetonen. Das Versagen tritt dann relativ schnell ein. Bei den Mischmatrixbetonen vergrößern sich die Risse allmählicher, die kritische Spannung und damit das Minimalvolumen werden oft schon deutlich unterhalb der Bruchlast erreicht. Das Volumen der Prüfkörper nimmt danach

bei Laststeigerung wieder zu und hat bei Eintreten des Bruches in der Hälfte der Fälle seinen Ausgangswert fast erreicht oder überschritten. Demgegenüber befinden sich die $\Delta V/V$ -Kurven der Leichtmatrixbetone zum Zeitpunkt des Bruches mit lediglich einer Ausnahme – B 1/I bei Sp.V. 000 – noch im negativen Bereich.

Die bezogenen kritischen Spannungen und die minimalen Volumina wurden in Tabelle 22 zusammengestellt und in Bild 133 veranschaulicht. Die $\Delta V/V$ -Werte auf Bruchlastniveau sind im Anhang in Tabelle 60 nachzulesen.

Tabelle 22: Minimales Volumen und bezogene kritische Spannung, zweiachiale Druckversuche

Sp.V.	000		005		020		040		060		080		095	
	min $\Delta V/V$ [%o]	bez. $\sigma_{1,krit}$ [-]	min $\Delta V/V$ [%o]	bez. $\sigma_{1,krit}$ [-]	min $\Delta V/V$ [%o]	bez. $\sigma_{1,krit}$ [-]	min $\Delta V/V$ [%o]	bez. $\sigma_{1,krit}$ [-]	min $\Delta V/V$ [%o]	bez. $\sigma_{1,krit}$ [-]	min $\Delta V/V$ [%o]	bez. $\sigma_{1,krit}$ [-]	min $\Delta V/V$ [%o]	bez. $\sigma_{1,krit}$ [-]
B 1/I	-0,51	0,82	-0,65	0,89	-1,02	0,92	-1,21	0,93	-1,69	0,94	-1,39	0,90	-1,59	0,90
B 5	-0,84	0,93	-0,76	0,91	-0,86	0,94	-1,47	0,97	-1,47	0,94	-2,02	0,93	-1,75	0,92
B 3/I	-1,14	0,90	-0,74	0,88	-1,75	0,97	-2,28	0,98	-2,48	0,97	-2,63	0,99	-2,81	0,99
B 2/I	-0,24	0,53	-0,33	0,63	-0,60	0,83	-0,77	0,85	-1,03	0,85	-1,27	0,89	-1,20	0,88
B 6	-0,40	0,49	-0,30	0,49	-0,69	0,86	-0,43	0,78	-0,92	0,99	-0,60	0,74	-1,33	0,89
B 4/I	-0,43	0,73	-0,50	0,73	-0,79	0,79	-1,00	0,84	-1,10	0,82	-1,16	0,81	-1,35	0,82

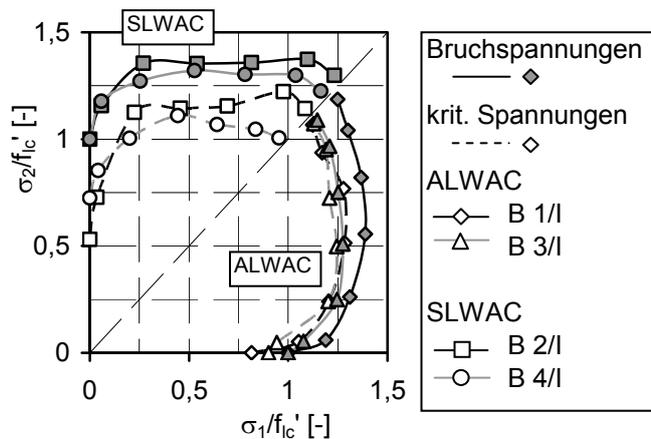


Bild 133 Kritische Spannung, zweiachiale Druckversuche, alle Betone

Auch in Bild 133 sind die Unterschiede zwischen den Leicht- und den Mischmatrixbetonen sichtbar. Die niedrigste bezogene kritische Spannung bei den LM-Betonen trat beim Beton B 1/I bei 82 % der Bruchlast im einaxialen Druckversuch auf. Beim gleichen Spannungsverhältnis liegen dagegen die Werte der Mischmatrixbetone mit 49, 53 und 79 % der jeweiligen Bruchlast deutlich darunter. Mit steigendem Lastanteil in der zweiten Richtung tritt das minimale Volumen zunächst bei höheren Laststufen auf, ab einem Spannungsverhältnis von $\sigma_1 \approx 0,4 \cdot \sigma_2$ bleibt das Lastniveau verglichen mit der im jeweiligen Spannungsverhältnis erzielten Bruchlast σ_{iu} konstant oder nimmt wieder etwas ab.

6.2.3 E-Modul und Querdehnzahl

Beton kann i. d. R. als isotropes Material angesehen werden, wenn nicht z. B. durch Kurzfasern oder durch das Betonieren eine Richtungsabhängigkeit im Material erzeugt wurde. Bis zur sogenannten Elastizitätsgrenze kann das Materialverhalten als linear-elastisch betrachtet werden. Elastizitätsmodul und Querdehnzahl können nach dem Hookschen Gesetz aus den σ - ϵ -Linien bestimmt werden, Gleichung (6.5).

$$\bar{\varepsilon} = \frac{1}{E} \cdot \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ \cdot & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & 1 & 0 & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & 2 \cdot (1-\nu) & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 2 \cdot (1-\nu) & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 2 \cdot (1-\nu) \end{bmatrix} \cdot \bar{\sigma} \quad (6.5)$$

In Bild 134 sind für den LM-Beton B 3/I stellvertretend für alle zweiaxial getesteten Betone die mit Gleichung (6.5) ermittelten E-Module aufgetragen. Zum Vergleich wurde der E-Modul aus der Routineprüfung ergänzt. Meist handelt es sich um den Mittelwert aus den drei möglichen Bestimmungsgleichungen. Eventuelle Korrekturen sind in Curbach/Scheerer (2006) erläutert.

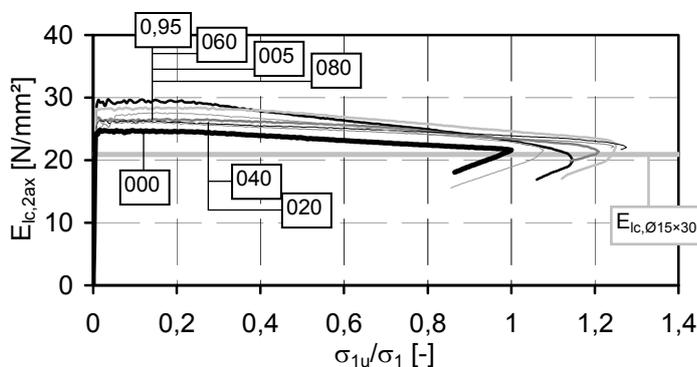


Bild 134 E-Module des LM-Betons B 3/I bei zweiaxialen Druckversuchen

Bei Normalbeton, z. B. Lanig et al. (1991), und bei hochfestem Faserbeton, Curbach/Speck (2000, 2002), wurde bei E-Moduln, die aus mehraxialen Druckversuchen errechnet wurden, eine eindeutige Abhängigkeit zum Spannungsverhältnis festgestellt. Mit steigendem Querdruck wurde hier auch der E-Modul größer. Eine solche eindeutige Abhängigkeit kann bei den vorliegenden Versuchen an Leichtbeton nicht festgestellt werden. Gemeinsam ist allen Leichtbetonen, dass die Werte, die bei Versuchen in der Triaxial-Maschine ermittelt wurden, größer sind als die in den Routineprüfungen gemessenen. Dies stimmt mit den Erfahrungen überein, die Curbach et al. (2000) und Curbach/Speck (2002) bei Biaxialversuchen mit derselben Versuchseinrichtung gemacht haben. Die Gründe für die Differenzen sind vielfältig. An erster Stelle seien die verschiedenen Prüfkörperformen zu nennen. Bei den 30 × 15-cm-Zylindern stellt sich in der Mitte des Prüfkörpers ein definierter einaxialer Spannungszustand ein. Die Bürsten sollten dies bei den 10er Würfeln auch bewirken, allerdings müsste dafür die Borstengeometrie für jeden Beton und jedes Spannungsverhältnis angepasst werden, da sich bei jeder Spannungscombination eine andere Querverformung des Prüfkörpers ergibt, was unterschiedliche Steifigkeiten bei der Lasteinleitung verlangt. Dies ist nicht praktikabel. Bei einem weniger steifen Beton kann also eine gewisse Querdehnungsbehinderung nicht ausgeschlossen werden. Folgerichtig sind die E-Module der Betone mit dem weicheren Leichtkies F 6.5 weiter vom Routinewert entfernt als die der Betone mit dem festeren und steiferen F 9.5. Differenzen zwischen den E-Modulen resultieren u. a. auch aus Unterschieden in der Lastgeschichte (einmalige Belastung bei den Mehraxialversuchen und Mehrfachbelastung bei den Routinetests), bei der Einbaulage (Standardversuche: Betonoberseite oben, mehraxiale Tests: Betonoberseite in Richtung 3) und der Dehnungsmessung. Vor allem der letzte Punkt muss beachtet werden, da die Messmittel bei den unterschiedlichen Tests sehr verschieden sind.

Aus den σ - ε -Linien können auch mehraxiale Querdehnungen ermittelt werden. Tendenziell nahmen die Querdehnungen mit steigendem Querdruck zu. Die Querdehnung beim einaxialen Druckversuch war also am geringsten und beim Sp.V. 095 am größten. Fast alle Werte lagen aber noch

unterhalb von 0,4. Das ist deutlich geringer als z. B. bei duktilem Normalbeton. Bei einem hochfesten Beton mit geringem Faseranteil und $f_c' = 83 \text{ N/mm}^2$ registrierten Curbach/Speck (2000) Querdehnzahlen in einem Bereich von 0,2 (Sp.V. 000) bis 0,47 (Sp.V. 0,95). Die Ursache für die geringeren Werte bei den Leichtbetonen dürfte wieder die Porosität der Zuschlagstoffe sein, durch die das Material um einen bestimmten Betrag zusammengedrückt wird, ohne sich in gleichem Maße in die freie Richtung auszudehnen. Außerdem sind bei den Leichtbetonen maximal Natursandkörner, aber keine großen Normalzuschläge vorhanden, die die Rissausbreitung stoppen und eine Rissverzweigung hervorrufen könnten. Abbildungen zum Thema sind in Curbach/Scheerer (2006) enthalten. Für den einaxialen Fall wurde die Tatsache, dass Leichtbeton ein etwas geringeres Querdehnungsvermögen als Normalbeton besitzen kann, schon von einigen Forschern festgestellt, s. z. B. Wille/Dehn/Tue (2005) und auch Kap. 6.4.

6.3 Dreiaxiale Versuche

6.3.1 Spannungs-Dehnungs-Linien und Bruchverformungen

Bei den dreiaxialen Versuchen wurden die Dehnungen wie auch schon die Bruchwerte chargenweise analysiert. Für ein bestimmtes Spannungsverhältnis wurden die Mittelwerte aus zumeist drei Einzelversuchen gebildet. In Ausnahmefällen wurden auch vier, maximal aber fünf Einzelversuche durchgeführt. Genaue Angaben hierzu befinden sich im Anhang. Gegenüber den ein- und zweiaxialen Tests war deshalb und wegen der geringeren Anzahl Messstellen die Anzahl der auswertbaren Datenreihen geringer. Spezielle Fehlerquellen waren wieder das Rutschen der Randborsten auf der Betonoberfläche oder – besonders bei höheren Drücken – das Versagen des Klebers, mit dem die IWA an den Borsten befestigt waren. Dieses Problem löste Speck (2008) mittlerweile, indem sie magnetische Halterungen zum Anbringen der IWA in den Versuchsaufbau integrierte. Vor allem beim Beton B 1/II-1 mussten etliche Datenreihen wegen fehlerhafter Messwerterfassung verworfen werden. Da das Anbringen von DMS für die Verformungsmessung nicht möglich war, konnten die fehlenden IWA-Datensätze nicht kompensiert werden. Deshalb sind die Verformungen der Leichtbetone unter dreiaxialer Druckbelastung als weniger gesichert anzusehen als die unter ein- und zweiaxialer Belastung.

Die σ - ϵ -Linien für alle Leichtbetone und Spannungsverhältnisse sind ausführlich im Anhang A4 zusammengestellt. Einen Überblick gewähren die folgenden Diagramme, anhand derer einige charakteristische Eigenschaften der getesteten Leichtbetone aufgezeigt werden sollen. Je Beton mit dem Leichtkies F 6.5 (B 1/II und B 2/II) ist eine der beiden Chargen in Bild 135 dargestellt, für die Betone B 3/II und B 4/II mit dem Leichtkies F 9.5 in Bild 164 im Anhang A.4.2.9. Den direkten Vergleich aller dreiaxial untersuchter Leichtbetone gestattet Bild 136.

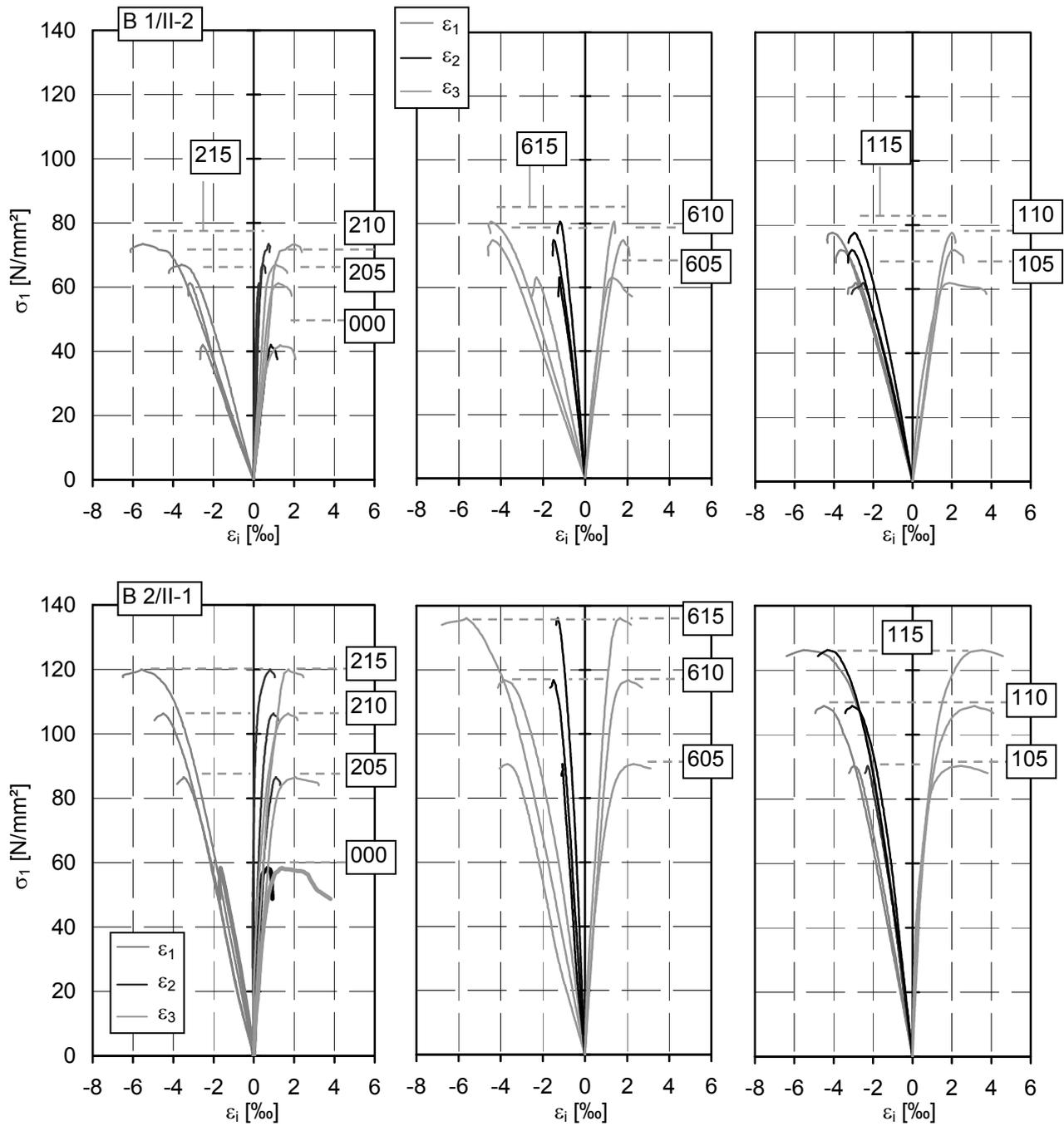


Bild 135 Ausgewählte σ - ϵ -Linien aus den dreiaxialen Druckversuchen, Betone mit F 6.5

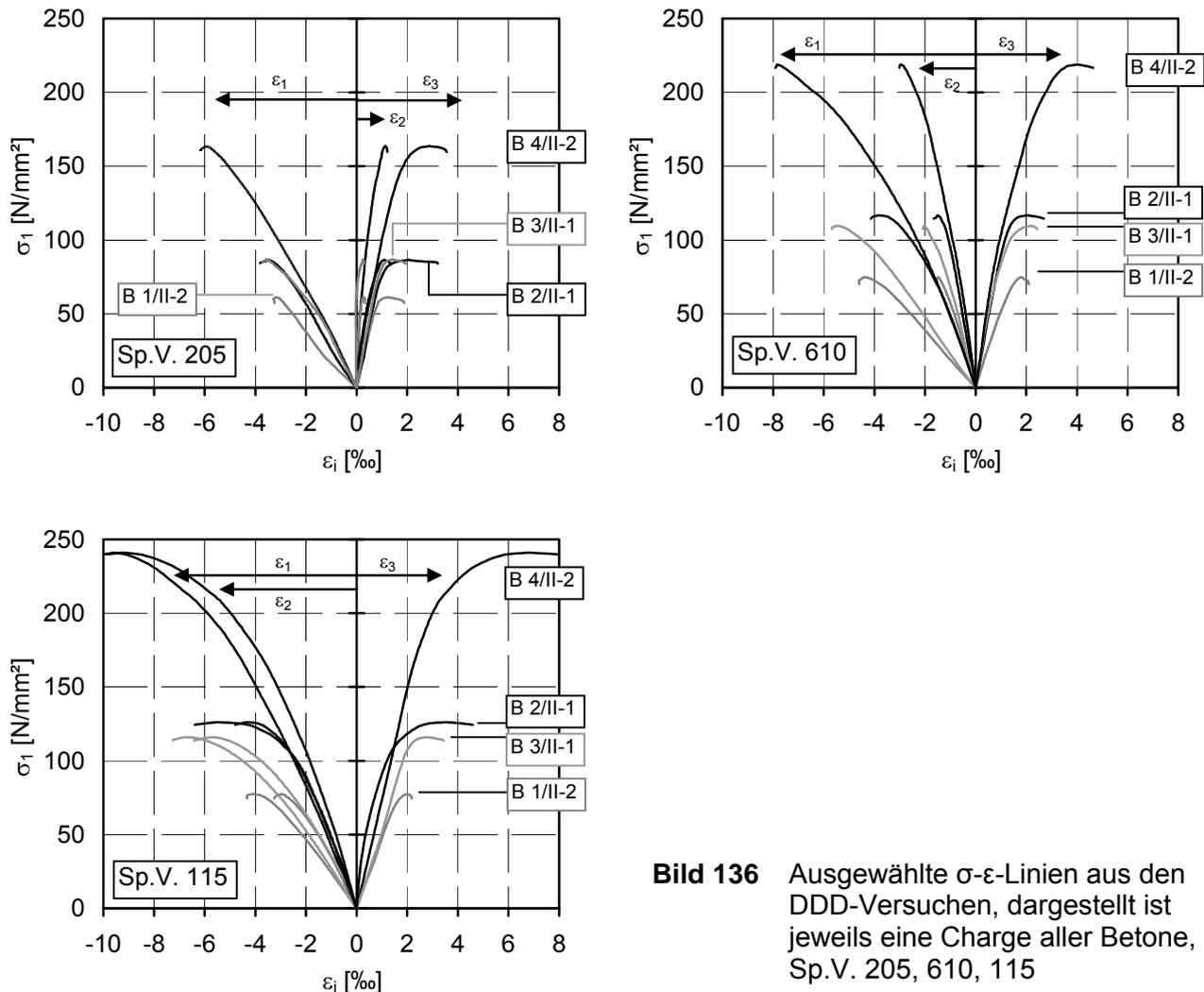


Bild 136 Ausgewählte σ - ε -Linien aus den DDD-Versuchen, dargestellt ist jeweils eine Charge aller Betone, Sp.V. 205, 610, 115

Die grundsätzlichen Aussagen aus den ein- und zwei axialen Versuchen werden durch die drei axialen Tests bestätigt. Bei Betonen mit vergleichbaren Matrices – entweder Leichtmatrix mit Leichtsand 0/4 (graue Linien im Bild 136) oder Mischmatrix mit Natursand 0/4 (schwarze Linien) – verlaufen die σ - ε -Linien mit steigender Betonfestigkeit steiler. Betrachtet man ähnlich feste Leichtbetone mit unterschiedlichen Matrices und Grobzuschlägen wie die Betone B 2/II-1 (MM, F 6.5) und B 3/II-2 (LM, F 9.5), stellt man erwartungsgemäß fest, dass bei dem Leichtmatrixbeton mit der geringeren Materialsteifigkeit die Spannungs-Dehnungs-Linien besonders in der Hauptbelastungsrichtung 1 flacher sind. Trotzdem sind die Bruchverformungen der Betone mit Natursand größer, was aus dem deutlich höheren Festigkeitszuwachs der steiferen Betone infolge dreiaxialen Drucks resultiert.

Dagegen unterscheiden sich die Verformungen in der am geringsten belasteten Richtung 3 weniger stark. Auch dieser Effekt wurde schon bei den DD-Versuchen beobachtet und wird auf die Komprimierbarkeit der porösen Zuschläge zurückgeführt. Wurden bei den ein- und zwei axialen Versuchen vor allem die Leichtsandkörner stark deformiert, brechen bei den höheren dreiaxialen Belastungen auch die Leichtkieskörner in sich zusammen. Vor allem die Körner mit größerem Durchmesser versagten auf diese Art und Weise, s. a. Bild 81 im Kap. 5.1.4.

Deutlich zu erkennen ist im Bild 136 auch, dass bei den Mischmatrixbetonen die Elastizitätsgrenze eher erreicht wird und dass die nichtlinearen Verformungen stärker ausgeprägt sind als bei den Betonen mit Leichtsandmatrix, s. a. Kap. 6.2 zu den zwei axialen Versuchen. Der Nachbruchbereich kann nicht zur Charakterisierung des Materialverhaltens herangezogen werden, da – wie schon erläutert – im Gegensatz zu den ein- und zwei axialen Tests in den meisten Fällen die Ver-

suche manuell abgebrochen wurden, ohne dass die Maschine infolge Erreichens eines vorgegebenen dynamischen Abbruchkriteriums den Versuch automatisch beendet hätte.

Ein Sonderfall bei den dreiaxialen Druckversuchen ist der Beton B 2/II-2. Die aufgenommenen σ - ε -Linien entsprechen bis zu einem Lastniveau von 85-95 % der Bruchlast den Erwartungen. Dann wurde bei fast allen Versuchen ein Stagnieren der Laststeigerung oder gar ein Abfall um wenige N/mm² bei gleichzeitigem unproportionalem Ansteigen der Verformungen registriert, Bild 137 links. Es bildete sich ein ausgeprägtes Plateau, welches sich oft nach Erreichen der Bruchlast bis zum Versuchsabbruch fortsetzte. Ähnliches wurde bei einem Teil der Versuche am Beton B 1/II-1 beobachtet, rechts im Bild 137 dargestellt.

Gesicherte, konkrete Ursachen für dieses Materialverhalten konnten im Zuge der Versuchsauswertung nicht gefunden werden. Folgende Überlegungen erscheinen jedoch schlüssig. Beide Betone wurden mit dem weniger festen und leichteren Liapor F 6.5 hergestellt. Der Vergleich mit den Routinewerten und den mehraxialen Druckfestigkeiten der zugehörigen Chargen ergibt, dass es sich bei den beiden betreffenden Betonchargen jeweils um die mit der geringeren Druckfestigkeit und dem geringeren E-Modul verglichen mit der zugehörigen zweiten Charge desselben Betons handelt. Die Unterschiede zwischen den zwei Chargen des Betons B 2/II sind dabei besonders groß. Die Ursache könnte hier schon im Herstellungsprozess zu finden sein. Denkbar sind Entmischungen, da die Konsistenz des Frischbetons relativ weich war. Da die Verdichtungszeit im Vergleich zu den anderen Mischungen aber nicht herabgesetzt worden war, könnte ein Steifigkeits- und Dehnungsgefälle zwischen Betonierober- und Unterseite die Folge gewesen sein. Wird ein solcher Prüfkörper dann belastet, werden die weniger steifen Bereiche mit der höheren Leichtzuschlag-Konzentration stärker deformiert. In diesem Teil des Würfels ist der Anteil an Leichtkies mit großen Durchmessern wahrscheinlich ebenfalls größer, da diese Körner die geringste Dichte aller Komponenten des Mischmatrixbetons hatten und somit vermutlich zuerst aufschwammen. In der zweiten Hälfte des Versuches fallen nach und nach die besonders weichen Körner in den weniger steifen Bereichen der Probe zusammen, wodurch die Verformungen ansteigen. Gleichzeitig lagerten sich die Spannungen in die steiferen Bereiche um, wodurch dann eine weitere Laststeigerung möglich war. Zu bedenken ist weiterhin, dass der bei dieser Charge verwendete Leichtzuschlag deutlich älter als bei den anderen dreiaxial getesteten Betonen war und infolge der Lagerung der Zuschläge außerhalb der Versuchshalle während des Winters sehr tiefen Temperaturen ausgesetzt gewesen war. Gefügeänderungen durch Witterungseinflüsse z. B. durch gefrierende Feuchtigkeit können also nicht ausgeschlossen werden.

Für den Beton B 1/II-1, rechts dargestellt im Bild 137, bei dem einige Probekörper auch erst nach Ausbildung eines ausgeprägten Plateaus versagten, kann der zuletzt beschriebene Einfluss ausgeschlossen werden. Mischungsprotokoll, Fotos und Notizen belegen aber, dass die Mischung sehr weich war und ein gewisses Steifigkeitsgefälle zumindest bei einem Teil der Würfel als Ursache für die ungewöhnliche Gestalt einiger σ - ε -Linien angesehen werden kann, s. a. Bild 138.

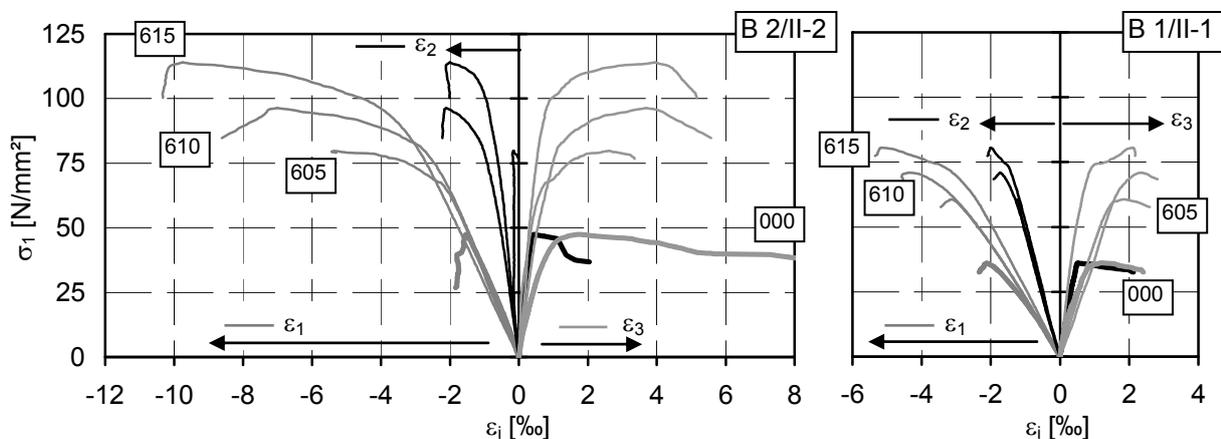


Bild 137 σ - ε -Linien der Betone B 2/II-2 und B 1/II-1, Sp.V. 000 und $\sigma_1/\sigma_2 = 0,6/\sigma_3$

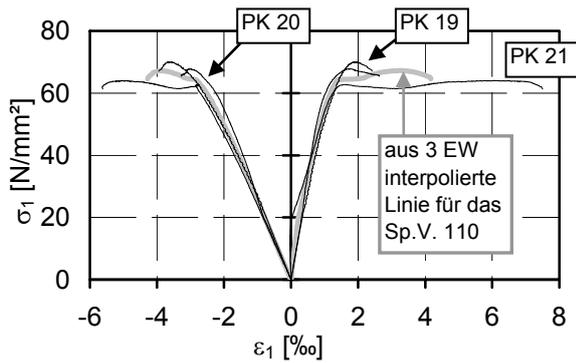


Bild 138 σ - ε -Linien der einzelnen Proben und interpolierte Mittelwertlinie für das Sp.V. 110, B 1/II-1

Die Bruchverformungen für alle Betone und Spannungsverhältnisse sind wieder im Anhang A4 zusammengestellt. Exemplarisch sind in Bild 139 die Linien für die Betone mit dem Leichtkies F 9.5 dargestellt. Für die Betone B 1/II und B 2/II wird wieder auf den Anhang verwiesen (Bild 165). Die zwei Chargen eines Betons stimmen gut überein. Die Abweichungen entsprechen in etwa auch denen aus den Routineversuchen. Nennenswerte Unterschiede traten nur vereinzelt auf, was aber nicht auf ein grundsätzlich abweichendes Materialverhalten zurückzuführen ist, sondern z. B. auch durch die teilweise geringe Anzahl zur Verfügung stehender Datensätze bedingt ist. Der Beton B 2/II-2 muss hier natürlich ausgeklammert werden, die Gründe wurden zuvor erläutert.

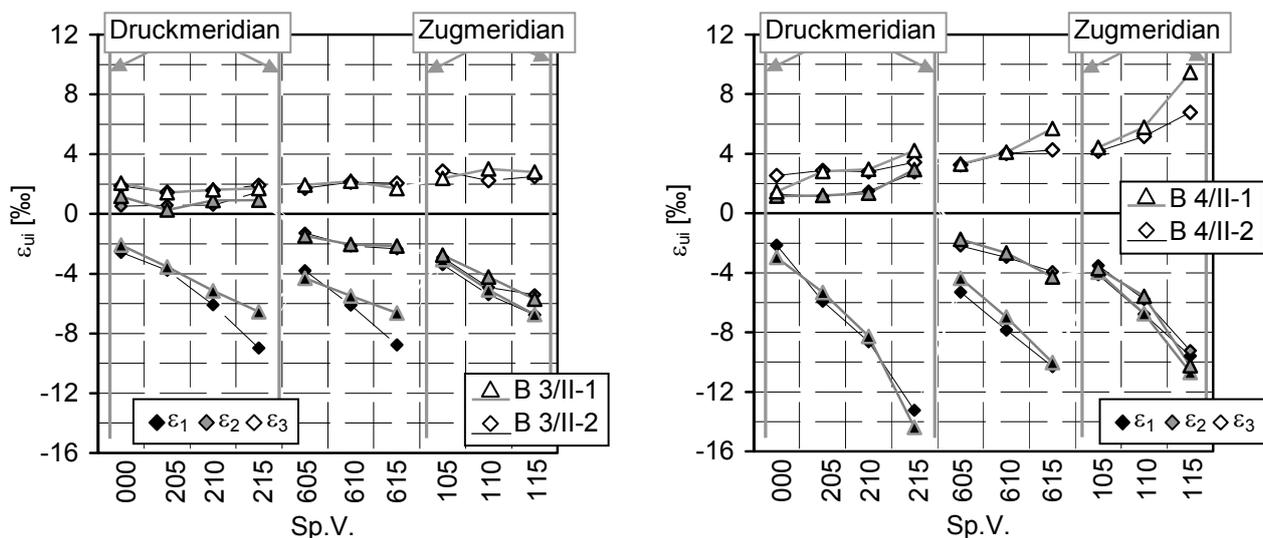


Bild 139 Bruchdehnungen der Betone B 3/II und B 4/II

Die Größe der Bruchstauchungen wird einerseits durch die Steifigkeit der Matrix und den gewählten Leichtkies bestimmt. Andererseits ist der Einfluss des Absolutwertes der Bruchlasten besonders bei den Betonen B 4/II nicht zu übersehen. Obwohl durch Bild 136 deutlich wurde, dass diese Betone unter ein- und mehraxialer Drucklast den größten E-Modul – also den steilsten Anstieg der σ - ε -Linien – besitzen, weisen sie durch die bezüglich f_{ic} höchsten Festigkeitssteigerungen unter dreiaxialer Drucklast auch die betragsmäßig höchsten Bruchverformungen auf. Bemerkenswert ist auch die offensichtliche Abhängigkeit des Verhältnisses $\varepsilon_{1u} : \varepsilon_{2u} : \varepsilon_{3u}$ und der absoluten Höhe der Bruchverformungen von der Orientierung des Spannungspfades im Raum. Bei Versuchen, die Punkte nahe des Druckmeridians ergaben, waren bei vergleichbarer hydrostatischer Spannung die Bruchstauchungen ε_{1u} am größten. Für Spannungsverhältnisse nahe des Zugmeridians wurden die maximalen Dehnungen in der am wenigsten beanspruchten Richtung 3 ermittelt.

6.3.2 Volumenänderungskurven

Die Volumenänderungskurven wurden wie bei den zweiaxialen Versuchen nach Gleichung (6.4) berechnet. Sie sind vollständig für alle Betone und Spannungsverhältnisse im Anhang A4 dargestellt.

stellt. Im Bild 140 werden exemplarische Kurven für je eine Charge der Betone B 1/II bis B 4/II gezeigt. Die Volumenänderungskurven verdeutlichen das bei den σ - ε -Linien Gesagte. Die Leichtmatrixbetone werden bei gleichem Leichtkies und ähnlichem Lastniveau deutlich stärker komprimiert. Bei ähnlichen Betonfestigkeiten nimmt das Volumen eines Leichtmatrixbetons stärker ab als das eines Mischmatrixbetons.

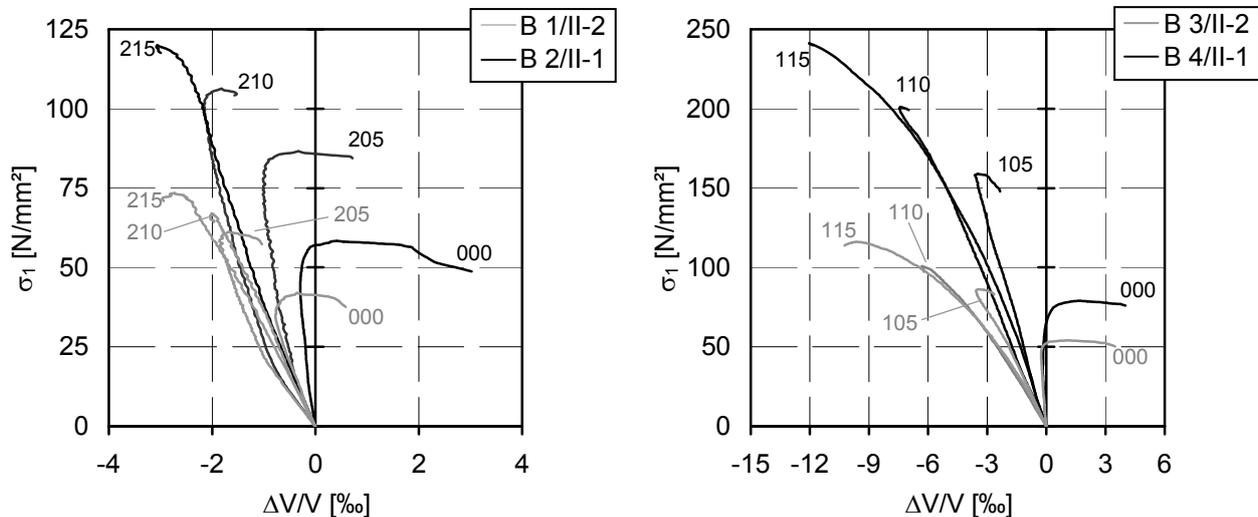


Bild 140 Ausgewählte Volumenänderungskurven aus den dreiaxialen Druckversuchen; links: Betone mit F 6.5, rechts: Betone mit F 9.5

Anhand von Bild 140 lassen sich die ermittelten Volumenänderungskurven in zwei Gruppen unterteilen. Bei Versuchen mit geringerer Oktaedernormalspannung ähneln die $\Delta V/V$ -Kurven der Leichtbetone denen, die aus dreiaxialen Druckversuchen an Normalbeton und hochfestem Beton oder auch aus biaxialen Versuchen an Leichtbeton bekannt sind. Die Phasen der linear-elastischen Verformung, die zunehmende Rissbildung und das Umschlagen von Kompression zu Volumenvergrößerung sind oft gut zu erkennen. Mit steigender Oktaedernormalspannung verlaufen die $\Delta V/V$ -Kurven zunehmend geradliniger, die kritische Spannung nähert sich immer mehr der Versagenslast. Schließlich wandelt sich die konvexe Gestalt in eine konkave, was z. B. gut bei den Linien rechts im Bild 140 zu sehen ist. Bei den Sp.V. 110 und 115 wird vor dem Bruch kein minimales Volumen erreicht. Die teilweise vorhandenen Werte zu Beginn des Nachbruchbereiches lassen auch nach dem Bruch eine fortschreitende Volumenverkleinerung erahnen.

Der Grund ist wieder die Porosität des Leichtsand und des Leichtkieses. Wie Sell (1974) schon festgestellt hat, können Blähtone unter allseitigem Druck sehr hohe Spannungen ertragen, bevor sie versagen und dabei in sich zusammenfallen. Gleiches geschieht bei steigender dreiaxialer Belastung. Die besonders porösen Zuschläge versagen nach und nach unter hohem Druck und dieses Zusammenbrechen geht mit einer Volumenabnahme des Kornes im Gegensatz zu seiner anfänglichen, nahezu kugelförmigen Gestalt einher. Das wirkt sich entsprechend auf die Verformungen des gesamten Prüfkörpers und vor allem in der Hauptbelastungsrichtung aus. Folglich weisen die $\Delta V/V$ -Kurven eine stetige Volumenverringern auf. Dies bestätigen auch die Ergebnisse von Grübl/Springenschmidt (1983), die bei ihren dreiaxialen Druckversuchen entlang des Druckmeridians ähnliche Volumenänderungskurven erhielten. Anmerkungen zu ausgewählten Ergebnissen anderer Forscher sind außerdem in Kap. 6.4 nachzulesen.

Um diesen Sachverhalt etwas deutlicher zu veranschaulichen, sind in Bild 141 alle dreiaxialen Volumenänderungskurven des Betons B 3/II-1 und ausgewählte Linien des Betons B 3/I (zweiachialer Versuche) dargestellt. Für die anderen Betone sei auf den Anhang A4.2.9, Bild 166 bis Bild 168 verwiesen.

Im Bereich niedriger Spannungen nimmt das Volumen relativ konstant ab. Die Phase mit verstärkten nichtlinearen Verformungen, wie sie infolge vermehrter Rissbildung bei Normalbeton und an-

satzweise auch bei Mischmatrixbetonen beobachtet wurde, kann beim abgebildeten Leichtmatrixbeton nur in sehr geringem Maße ausgemacht werden. Im Gegensatz zu Normalbeton hat aber die Kompression der leichten Zuschlagkörner einen Anteil an der Volumenverkleinerung des Probekörpers. Bei den Spannungsverhältnissen $\sigma_3 = 0 \dots 0,05 \cdot \sigma_1$ wird der Anstieg der Volumenänderungskurve kurz vor dem Bruch etwas steiler. Mikrorisse vereinigen sich zu Gefügerissen und bewirken so eine – wenn auch nur geringe – Volumenzunahme in der lastfreien (zweiachiale Versuche) bzw. nur gering belasteten Richtung (dreiaxiale Versuche). Allerdings wird nur im einaxialen Fall das Ausgangsvolumen vor dem Versagen überschritten. Bei allen anderen Spannungs kombinationen war das nicht der Fall. Trotzdem lassen sich die Versuchsergebnisse in zwei Gruppen unterteilen. Bei einigen Spannungsverhältnissen deutet sich kurz vor Erreichen der Maximallast eine Volumenvergrößerung an, die sich auch im beginnenden Nachbruchbereich fortzusetzen scheint. Bei dem anderen Teil ist der komplette Kurvenverlauf konkav. Wann genau die Volumenänderungskurven „umschlagen“, hängt sicher von der Zusammensetzung und der Steifigkeit der Matrix und vom verwendeten Leichtzuschlag ab. Beim abgebildeten Beton B 3/II-1 findet dieser Wechsel bei Versuchen in der Nähe des Zugmeridians offensichtlich kurz vor dem Spannungsverhältnis $\sigma_2 = \sigma_3 = 0,1 \cdot \sigma_1$ statt, im Bereich zwischen den Meridianen ($\Theta = 23^\circ \dots 28^\circ$) etwa beim Spannungsverhältnis 610. Die zugehörige Oktaedernormalspannung beträgt also etwa 65 N/mm^2 bzw. $1,15 \dots 1,25 \cdot \sigma_0/f_{lc}'$. Bei Versuchswerten nahe dem Druckmeridian ist eine geringere hydrostatische Spannung nötig, um den Gestaltwechsel zu bewirken. Die Spannungs kombination $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 1/0,2/0,15$ ergab eine hydrostatische Bruchlast von 51 N/mm^2 . Die aus allen Einzelversuchen resultierende Volumenänderungskurve ist deutlich konvex. Nur einen Bruchteil vor Erreichen der Bruchlast ist ein geringer Gegenanstieg zu verzeichnen, s. Detail unten links im Bild 141. Ob die streuenden Verformungsdaten oder das grundsätzliche Materialverhalten die Ursache dieses Anstiegs ist, kann aus den Versuchen nicht eindeutig geschlussfolgert werden. Aus der Betrachtung aller Volumenänderungskurven aus den Versuchen mit $\sigma_2/\sigma_1 = 0,2$ kann aber sicher geschlussfolgert werden, dass etwa bei diesem Spannungsverhältnis der Gestaltwechsel auf dem Druckmeridian eintritt.

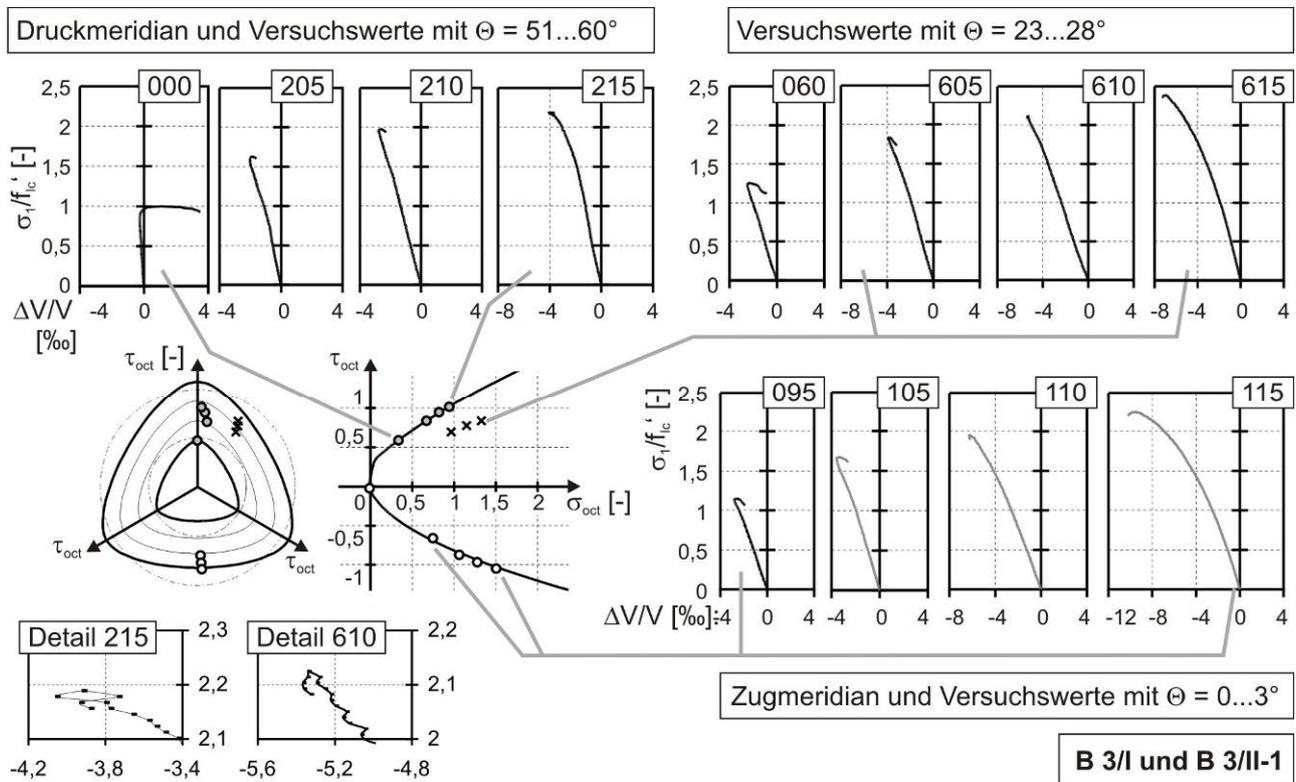


Bild 141 $\Delta V/V$ -Kurven für B 3/I (Auswahl) und B 3/II-1

In Tabelle 23 sind für alle Betone die Spannungsverhältnisse aufgeführt, bei denen die Kurven nicht mehr konvex verliefen bzw. bei denen sich der Gestaltwechsel vollzog.

Tabelle 23: Gestaltänderung der $\Delta V/V$ -Linien von konvex zu konkav

Beton	Druckmeridian		Zwischenbereich		Zugmeridian	
	Sp.V. ¹⁾	zugeh. σ_{oct} [-]	Sp.V. ¹⁾	zugeh. σ_{oct} [-]	Sp.V. ¹⁾	zugeh. σ_{oct} [-]
1/II-1 ²⁾	-	-	610	1,11	110	1,28
1/II-2	$210^{2/3}$ -215	0,69-0,79	$605^{1/3}$ -610	0,83-1,01	$105^{1/3}$ -110	0,98-1,18
2/II-1	~215	0,92	$610^{1/3}$ -615	1,13-1,36	$110^{2/3}$ -115	1,27-1,51
2/II-2 ²⁾	-	-	-	-	-	-
3/II-1	$210^{2/3}$ - $215^{1/1}$	0,82-0,94	$610^{2/3}$ -615	1,15-1,33	~ 110	1,28
3/II-2	210	0,85	610	1,17	110	1,32
4/II-1	$210^{1/3}$ - $215^{1/3}$	$\geq 0,91$ -1,11	$610^{1/3}$ - $615^{1/3}$	$\geq 1,28$ -1,60	$110^{1/3}$ -115	1,42-1,78
4/II-2	$210^{1/3}$ - $215^{2/4}$	$\geq 1,08$ -1,38	$610^{1/3}$ - $615^{2/3}$	$\geq 1,57$ -1,92	$110^{1/3}$ - $115^{2/3}$	$\geq 1,74$ -2,14

1) Angaben ^{2/3, 1/1} etc.: Anzahl PK, für die die Aussage zutrifft (also konkaver Verlauf) / Anzahl der auswertbaren PK für dieses Sp.V.

2) ohne Berücksichtigung der irregulären Kurven infolge vermutlich inhomogener Probekörperzusammensetzung, s. a. Bild 137 und Bild 138 inkl. Erläuterungen. Für Beton 1/II-1 können teilweise Aussagen abgeleitet werden, für den Beton B 2/II-2 keine.

In Tabelle 24 sind die Werte für die Minimalvolumen und die zugehörigen kritischen Spannungen $\sigma_{1,krit}$ für alle dreiaxial getesteten Betone zusammengestellt. Außerdem wurde der jeweilige $\Delta V_u/V$ -Wert zum Zeitpunkt des Bruches angegeben. Wurde das minimale Volumen nicht vor dem Bruch erreicht, wurde auch kein entsprechender Wert notiert, selbst wenn nach dem Bruch die Volumenänderungskurve in Richtung Ausdehnung des Körpers tendierte. Wie schon angesprochen, wurden die meisten Versuche bald nach dem Bruch von Hand abgebrochen, weshalb für den Nachbruchbereich keine gesicherten Werte vorliegen.

Auf eine Darstellung der kritischen Spannungen analog zu Bild 133 für die zweiaxialen Versuche wird verzichtet, da das Minimalvolumen i. d. R. erst kurz vor bzw. zum Zeitpunkt des Bruches erreicht wurde. Interessanter ist die Darstellung des Minimalvolumens mit Bezug auf die Meridiankurven. In Bild 142 sind exemplarisch für einen Leicht- und einen Mischmatrixbeton $\min \Delta V/V$ bzw. $\Delta V_u/V$ aufgetragen, wenn das Minimalvolumen nicht vor dem Bruch erreicht wurde.

Tabelle 24: Minimales Volumen $\Delta V/V$, bezogene kritische Spannung $\sigma_{1,krit}$ und $\Delta V_u/V$ -Werte bei Erreichen der Bruchlast, dreiaxiale Druckversuche

Sp.V.	000	205	210	215	605	610	615	105	110	115
Beton 1/II-1										
min $\Delta V/V$ ¹⁾ [‰]	-0,61	-1,55	-		-2,64			-2,94		
bez. $\sigma_{1,krit}$ [-]	0,97	0,985	-		0,985			0,955		
$\Delta V_u/V$ [‰]	-0,41	-1,50	-	-3,03	-2,51	-3,75	-5,07	-2,84	-4,16	-5,03
Beton 1/II-2										
min $\Delta V/V$ ¹⁾ [‰]	-0,77	-1,86			-2,31			-3,64		
bez. $\sigma_{1,krit}$ [-]	0,83	0,95			0,99			0,99		
$\Delta V_u/V$ [‰]	-0,36	-1,68	-2,01	-2,73	-2,26	-4,11	-4,31	-3,54	-4,63	-5,04
Beton 2/II-1										
min $\Delta V/V$ ¹⁾ [‰]	-0,30	-1,01	-2,17		-2,70	-3,27		-3,50		
bez. $\sigma_{1,krit}$ [-]	0,755	0,845	0,93		0,935	1		0,94		
$\Delta V_u/V$ [‰]	0,42	-0,33	-1,82	-3,06	-2,47	-3,27	-5,26	-2,78	-4,41	-6,26
Beton 2/II-2										
min $\Delta V/V$ ¹⁾ [‰]	-0,13	-1,70	-1,25		-2,88			-1,92		
bez. $\sigma_{1,krit}$ [-]	0,625	0,885	0,755		0,995			0,845		
$\Delta V_u/V$ [‰]	0,65	-0,38	0,55	-3,96	-2,88	-5,43	-7,81	-1,25	-5,19	-11,78
Beton 3/II-1										
min $\Delta V/V$ ¹⁾ [‰]	-0,26	-2,04	-2,80	-4,06	-3,90			-3,56	-6,30	
bez. $\sigma_{1,krit}$ [-]	0,845	0,955	0,99	0,995	0,995			0,99	1	
$\Delta V_u/V$ [‰]	1,14	-1,86	-2,65	-3,92	-3,84	-5,34	-7,06	-3,44	-6,30	-9,65
Beton 3/II-2										
min $\Delta V/V$ ¹⁾ [‰]	-0,70	-2,23	-3,94		-3,48	-6,12		-3,76		
bez. $\sigma_{1,krit}$ [-]	0,87	0,94	1		0,985	1		0,97		
$\Delta V_u/V$ [‰]	-0,17	-1,74	-3,94	-5,60	-3,36	-6,12	-9,03	-3,44	-8,10	-9,65
Beton 4/II-1										
min $\Delta V/V$ ¹⁾ [‰]	-0,77	-1,79	-4,08	-7,43	-3,00	-5,56	-8,87	-3,51	-6,70	-11,48
bez. $\sigma_{1,krit}$ [-]	0,89	0,965	0,985	0,995	0,96	0,995	0,99	0,97	0,995	1
$\Delta V_u/V$ [‰]	-0,35	-1,31	-3,98	-7,24	-2,81	-5,54	-8,62	-3,26	-6,55	-11,48
Beton 4/II-2										
min $\Delta V/V$ ¹⁾ [‰]	-0,18	-2,35	-4,47	-7,15	-4,50	-6,89		-3,63	-7,46	-12,03
bez. $\sigma_{1,krit}$ [-]	0,45	0,96	0,995	0,995	0,975	0,995		0,995	0,995	1
$\Delta V_u/V$ [‰]	1,66	-1,90	-4,34	-7,12	-4,25	-6,78	-9,96	-3,48	-7,40	-12,03

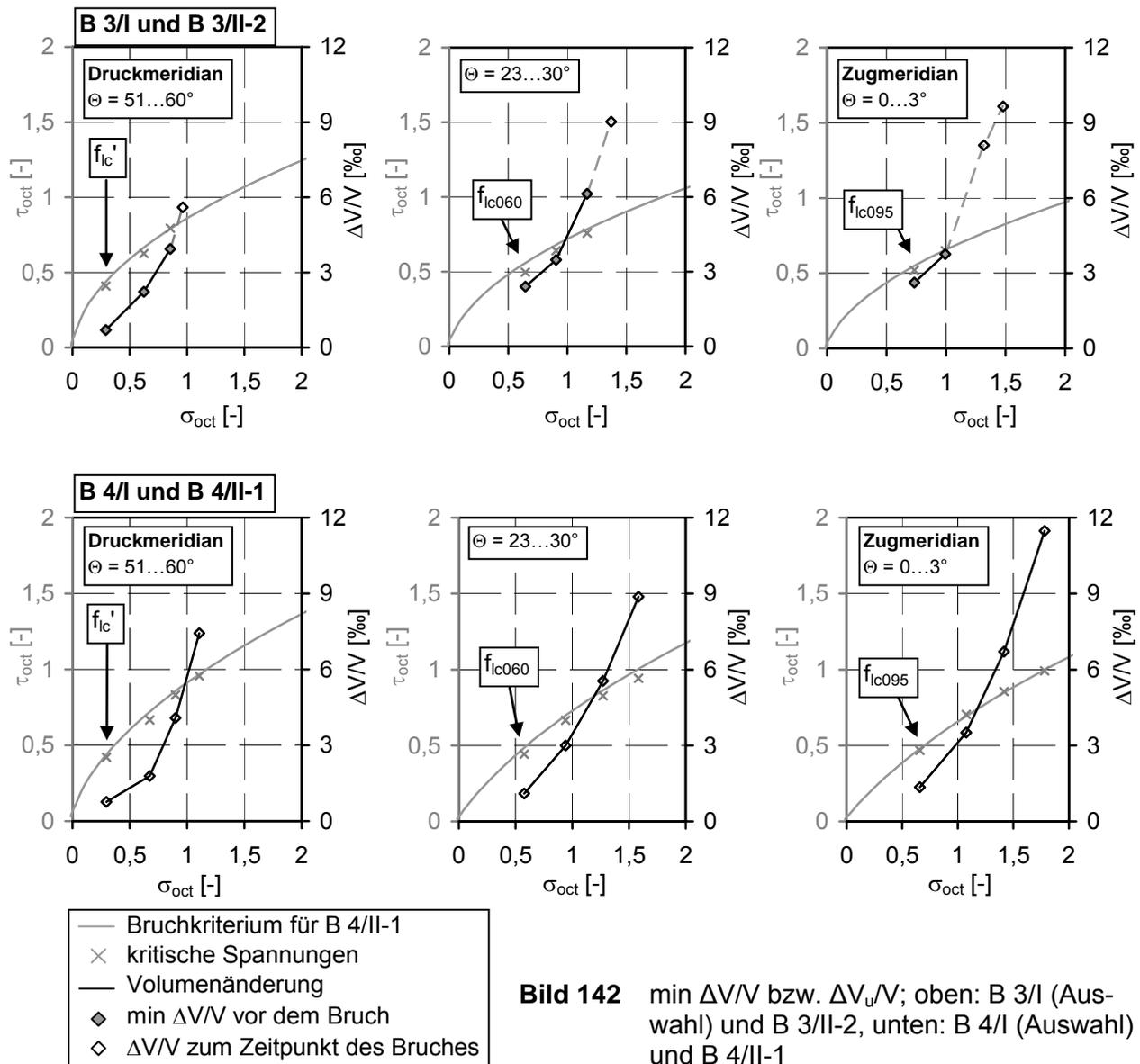


Bild 142 min $\Delta V/V$ bzw. $\Delta V_u/V$; oben: B 3/I (Auswahl) und B 3/II-2, unten: B 4/I (Auswahl) und B 4/II-1

Bei vergleichbarer Matrixzusammensetzung werden die Betone mit dem weniger festen und poröseren Liapor F 6.5 mehr komprimiert, da dieser Blähton dem zunehmenden mehraxialen Druck einen geringeren Widerstand entgegensetzt als Liapor F 9.5. Bei der Verwendung des gleichen Zuschlages wird ein Leichtmatrixbeton mehr zusammengepresst als ein Mischmatrixbeton. Auch der Punkt, ab dem sich das Volumen vor dem Bruch nicht wieder vergrößert, tritt bei einem ALWAC schon bei geringerem Querdruck ein als bei Leichtbetonen mit Natursandmatrix. Diese Feststellung wird durch Bild 142 deutlich belegt.

Bei Versuchen entlang des Druckmeridians ist die Volumenverkleinerung bei vergleichbarem hydrostatischem Druck etwas größer als bei Versuchen entlang des Zugmeridians. Die Ergebnisse für die Spannungspfade im Bereich $\Theta = 23^\circ \dots 28^\circ$ liegen dazwischen. Bei den Lastpfaden mit $\sigma_1 > (\sigma_2 \approx \sigma_3)$ setzt die Krümmungsänderung zudem bei niedrigerem hydrostatischem Druck ein als bei Spannungspfaden, die in etwa den Zugmeridian beschreiben. Die erste Feststellung deckt sich auch mit den Beobachtungen von Grübl/Springenschmidt (1983), die aus ihren Versuchen folgerten, dass die Krümmungsänderung etwa dann einsetzt, wenn der Querdruck $\sigma_2 = \sigma_3$ die Größenordnung der Querdehnzahl erreicht. Wird der Querdruck weiter gesteigert, findet keine Volumenaufweitung mehr statt. Die von Grübl/Springenschmidt definierte Größenordnung stimmt mit den eigenen Versuchen überein. Bei Versuchen entlang des Zugmeridians wurde bis zu höheren Wer-

ten von σ_0 zumindest noch eine geringe Volumenvergrößerung kurz vor dem Bruch bzw. im beginnenden Nachbruchbereich registriert.

Verschiedene Forscher haben für Normalbeton Brucharten in Abhängigkeit von σ_0 und Θ definiert, z. B. van Mier (1984) oder Speck (2008). Speck wies zudem darauf hin, dass die Rissneigung und die Schädigung bei Versuchen entlang des Zugmeridians größer war als bei Versuchen entlang des Druckmeridians. Es kann angenommen werden, dass auch eine sehr geringe Volumenaufweitung eine deutlichere Schädigung in Form von größeren Rissweiten als eine fortwährende Volumenverkleinerung bedingt. Da aber die Leichtbetonversuche sehr schnell nach Überschreiten der Bruchlast beendet worden waren, kann hierzu anhand der Bruchbilder keine Aussage getroffen werden.

6.4 Vergleich mit den Ergebnissen anderer Forscher

In den Abschnitten 5.2.3 und 5.3.3 wurden die bekannten mehraxialen Bruchfestigkeiten mit den Resultaten der selbst durchgeführten zwei- und dreiaxialen Druckversuche an Blähton-Betonen verglichen und bewertet. Vor allem bei den dreiaxialen Versuchen ist die Vielfalt bekannter Ergebnisse groß, was Bild 50 beweist. Obwohl nur bei einem Teil der Veröffentlichungen anderer Forscher auf die Prüfkörperverformungen eingegangen wurde, kann mit Bestimmtheit gesagt werden, dass die Unterschiede bei den σ - ε -Linien mindestens genauso groß wie bei den Bruchwerten sind, denn viele Einflüsse bestimmen die Prüfkörperverformungen, z. B. die Probengeometrie, die Querdehnungsbehinderung in Abhängigkeit von den Lasteinleitungsmitteln, die Belastungsgeschwindigkeit und der Lastpfad, um nur einige Parameter zu nennen. Deshalb werden im Folgenden nur einige wenige Aspekte betrachtet.

Über die Höhe der Querdehnzahl von Leichtbeton gibt es verschiedene Aussagen. Leicht- und Normalbetone haben etwa die gleiche Querdehnzahl, sagten z. B. Shideler (1957), Weigler/Karl (1967) und Slate/Nilson/Martinez (1988). In Versuchen erzielte man im Allgemeinen Werte zwischen 0,17 und 0,23, oft wird ein Mittelwert von 0,2 oder auch 0,21 analog zum Normalbeton angegeben. Andere Forscher wie Siebel (1989) oder Wille/Dehn/Tue (2005) stellten eine etwas geringere Querdehnzahl bei Leichtbetonen im Vergleich zu Normalbetonen fest. Diese unterschiedlichen Aussagen sind nicht verwunderlich, da sich u. a. die Art des Leichtkieses (Zhang/Giørnv (1991-2)), die Art der Matrix (Faust (1998, 2000)), der Größtkorndurchmesser (Siebel (1989)) oder die Versuchsanordnung auf die Ergebnisse auswirken. Siebel (1989) oder Faust (2000) bestimmten die Querdehnzahl an Zylindern. Die Verformungen wurden jeweils mit zwei horizontalen und zwei vertikalen Dehnmessstreifen aufgezeichnet, die in der Mitte der Probe angebracht waren. Dort entspricht die Querdehnung der Probe aber nicht der am oberen oder unteren Ende des Zylinders, da bei starren Platten die Querdehnung unter den Lasteinleitungsmitteln behindert wird. Deshalb können die so ermittelten Werte von denen abweichen, die z. B. im Rahmen von Triaxial-Versuchen bestimmt werden. Einig ist man sich aber, was die Veränderung der Querdehnzahl bezüglich des Lastniveaus betrifft. Bis zu einem Lastniveau von ca. 70 % der Bruchlast (z. B. Linse/Stegbauer (1976)) oder auch darüber – Faust (2000) gibt etwa $0,9 \cdot f_{ic}$ an – ist die Querdehnzahl konstant. Bei weiterer Laststeigerung vergrößert sie sich bei Mischmatrixbetonen überproportional. Faust begründet dieses Verhalten damit, dass die Natursandkörner nicht nur als Rissinitiatoren wirken, sondern gleichzeitig auch die Rissausbreitung behindern und dadurch eine Rissverzweigung bedingen. Die Querdehnung nimmt also deutlich zu. Bei ALWAC hingegen bleibt das Verhältnis von Querdehnzahl zu Druckspannung bis kurz vor Erreichen der Bruchlast konstant, da die Mikrorissbildung vor dem Versagen eher gering ist. Dieser Unterschied zwischen SLWAC und ALWAC war auch bei den mehraxialen Versuchen zu beobachten. Die Querdehnzahlen wurden in dieser Arbeit nicht explizit dargestellt, aber indirekt kann man aus dem linearen oder nichtlinearen Verlauf der σ - ε -Linien und der Volumenänderungskurven auf den beschriebenen Mechanismus schließen. Ergänzungen sind auch in Curbach/Scheerer (2006) enthalten.

Nicht viele Forscher betrachteten die Volumenänderungskurven bei mehraxialen Druckversuchen mit Leichtbeton. Zwei Arbeiten sollen kurz vorgestellt werden. Grundsätzlich stellten Grübl/Springenschmidt (1983) bei den Volumenänderungskurven Unterschiede zum Normalbeton fest. Die Forscher unterteilten ihre Ergebnisse in zwei Gruppen. Bei Umschlingungsfestigkeiten

von $(\sigma_2 = \sigma_3)/\sigma_1 = 0,05-0,1$ zeigten die $\Delta V/V$ -Kurven nach einer Volumenabnahme eine Volumenzunahme, bis die Kurven kurz vor Erreichen der Höchstlast wieder in Richtung Volumenabnahme umschlugen, Bild 143 links. Bei den Spannungsverhältnissen $(\sigma_2 = \sigma_3)/\sigma_1 = 0,25$ wurde keine Volumenvergrößerung mehr registriert, was die Forscher mit dem Versagen der porösen Zuschläge begründeten. Das von mir beobachtete Materialverhalten der Blähton-Betone wird also bei ähnlichen Spannungscombinationen durch Grübl/Springenschmidt im Grundsatz bestätigt. Allerdings wurde der in Bild 143 abgebildete S-förmige Verlauf der Kurven von Grübl/Springenschmidt nicht beobachtet. Erwähnt werden soll, dass Grübl/Springenschmidt auch die einaxialen Versuche in die zweite Gruppe einordneten. Ein solches Materialverhalten wurde bei den eigenen Versuchen nicht beobachtet und ist auch aus der Literatur nicht bekannt.

Berra et al. (1984-1) stellten ihr Ergebnisse ausführlich grafisch dar. Beim einaxialen Druckversuch ähnelten sich die $\Delta V/V$ -Kurven aller Materialien. Die beiden Betone mit Normal- und Schwerzuschlag erreichten zwischen 50-70 % der Bruchlast das Minimalvolumen, der Mörtel und der SLWAC mit Lytag bei ca. 80-85 % und der Beton mit dem leichtesten Zuschlag Leca erst kurz vor der Bruchlast. Alle Materialien hatten zum Zeitpunkt des Versagens ihr Ausgangsvolumen wieder erreicht (Leca) bzw. überschritten (alle anderen). Im Bild 143 rechts sind einige Volumenänderungskurven abgebildet. Stellvertretend für alle dreiaxialen Tests sind die Werte für das jeweils höchste Spannungsverhältnis auf dem Druck- oder dem Zugmeridian abgebildet. Bei beiden Leichtbetonen ergaben die Verformungsmessungen ein allmähliches „Umschlagen“ der Kurven. Ein direkter Vergleich der Betone fällt schwer, da die erreichten hydrostatischen Drücke sehr unterschiedlich waren und die Bruchwerte in den Abbildungen in der Originalquelle nur schlecht zu erkennen sind. Trotzdem kann man ablesen, dass bei dem Beton mit dem sehr weichen und wenig festen Zuschlag Leca schon bei Lastpfaden mit geringstem Druck in einer dritten Richtung das Verformungsverhalten von der Kompression der Körner gekennzeichnet ist und das minimale Volumen erst bei Bruchlastniveau erreicht wird. Beim Beton mit dem festern Leichtzuschlag Lytag erkennt man hingegen, dass der Gestaltwechsel allmählicher stattfindet und zwar bei Spannungscombinationen, die den Druckmeridian beschreiben, bei einem niedrigeren Lastniveau als bei Lastpfaden entlang des Zugmeridians. Außerdem ist die absolute Volumenverringerung beim Lastpfad 1 (DM) größer als beim Lastpfad 2 (ZM). Diese Beobachtungen decken sich mit den Ergebnissen aus den eigenen Versuchen.

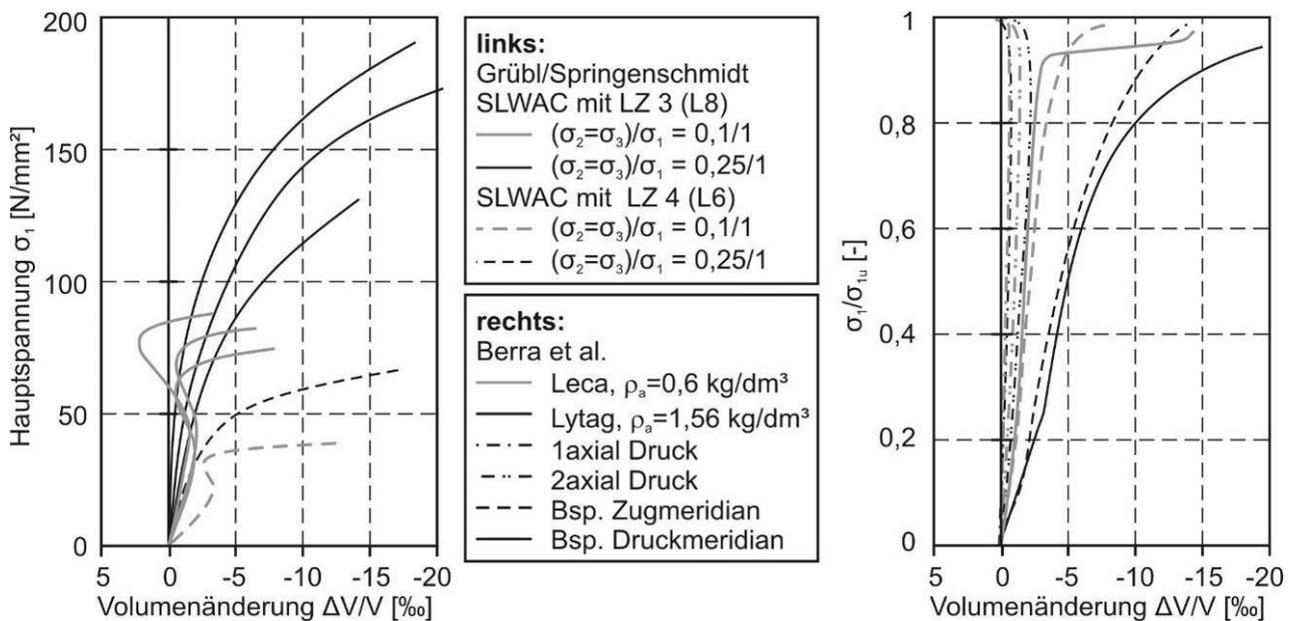


Bild 143 Volumenänderungskurven aus dreiaxialen Druckversuchen; links: Grübl und Springenschmidt (1983), rechts: Berra et al. (1984-1)

Das unterschiedliche Materialverhalten von Leichtbetonen und von Normalbetonen unterschiedlicher Festigkeit wurde an mehreren Stellen in dieser Arbeit angesprochen. Das Verformungsverhalten von HPC unter mehraxialer Beanspruchung ist u. a. in Curbach et al. (2000) oder Hampel (2006) beschrieben. Eine sehr ausführliche Zusammenstellung und Erläuterung für HPC mit und ohne Faserzusatz kann in Curbach/Speck (2000, 2002) oder Speck (2008) nachgelesen werden. In Bild 144 sind exemplarisch die Bruchverformungen für verschiedene dreiaxiale Spannungskombinationen für drei Betone sehr unterschiedlicher Zusammensetzung, aber ähnlicher Druckfestigkeit f_c' dargestellt.

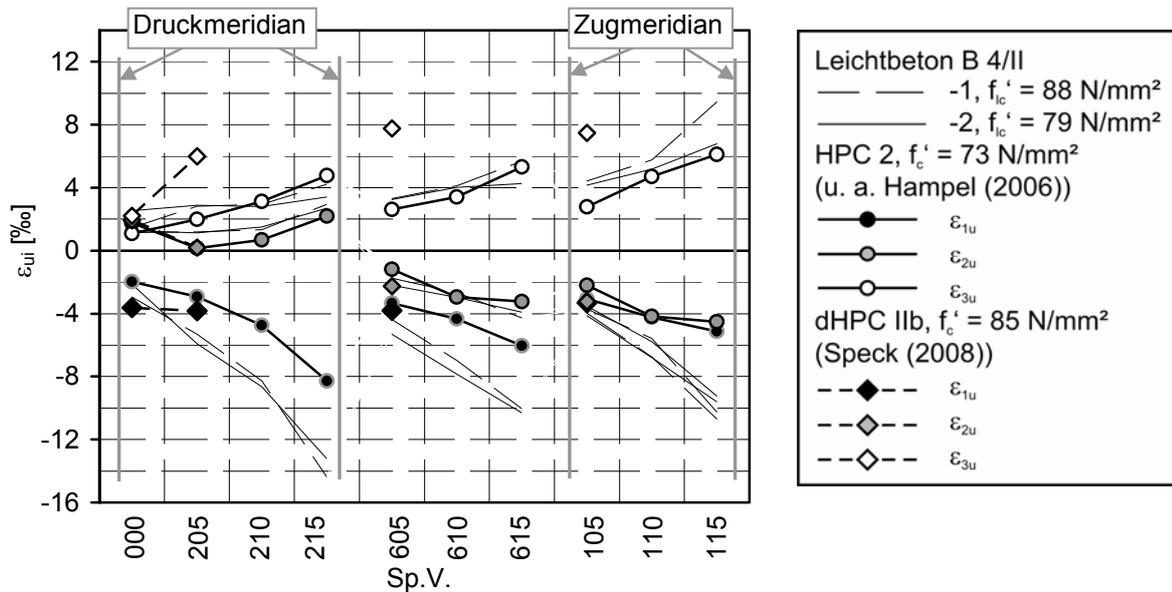


Bild 144 Bruchverformungen verschiedener Betone mit ähnlicher einaxialer Druckfestigkeit f_c' nach dreiaxialer Druckbelastung

Im Vergleich zum hochfesten Normalbeton waren bei Leichtbeton die Stauchungen ϵ_{1u} in Richtung der Hauptlast σ_1 grundsätzlich größer. Bei den Spannungsverhältnissen mit $\sigma_2 = 0,6$ und $0,95 \cdot \sigma_1$ trifft dies auch auf ϵ_{2u} zu. Beim einaxialen Druckversuch sind die Differenzen noch gering, bei allen anderen Spannungspfaden ist der Unterschied aber deutlich. Die positiven Verformungen ϵ_{3u} (und teilweise auch ϵ_{2u} bei Spannungscombinationen mit $\sigma_2/\sigma_1 = 0,2$) liegen hingegen auf gleichem Niveau. Die Ursache für diese Differenzen zwischen ϵ_{1u} einerseits und ϵ_{3u} andererseits ist die schon mehrfach angesprochene Kompressionsfähigkeit der leichten Zuschläge. Betrachtet man den duktilen HPC von Speck (2008), kann man die deutlichsten Unterschiede bei ϵ_{3u} feststellen. Die Verformung in der am wenigsten belasteten Richtung ist bei den dargestellten Versuchsergebnissen (mit Ausnahme des Sp.V. 000) mehr als doppelt so hoch wie bei den anderen beiden Betonen. Die beigemischten Fasern ermöglichen eine ausgeprägte Rissbildung vor dem Bruch und steigern die Duktilität des spröden Baustoffs Beton erheblich. Anzumerken bleibt, dass bei dieser Darstellungsweise der Einfluss der verschiedenen E-Moduln und Bruchlasten nicht zum Ausdruck kommen kann.

In Bild 145 sind abschließend für die Spannungscombination $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3 = 1/0,6/0,05$ die σ - ϵ -Linien und die Volumenänderungskurven für die Betone aus Bild 144 zu sehen. Das zuvor Gesagte wird bestätigt. (Anmerkung: Ich beschränke mich bei dieser Gegenüberstellung auf Dresdner Versuche, da diese, wie schon angesprochen, hinsichtlich der Rahmenbedingungen am sinnvollsten mit den Blähton-Versuchen verglichen werden können. Die Grundsätze lassen sich natürlich auch auf andere einschlägige Arbeiten zu diesem Thema übertragen.)

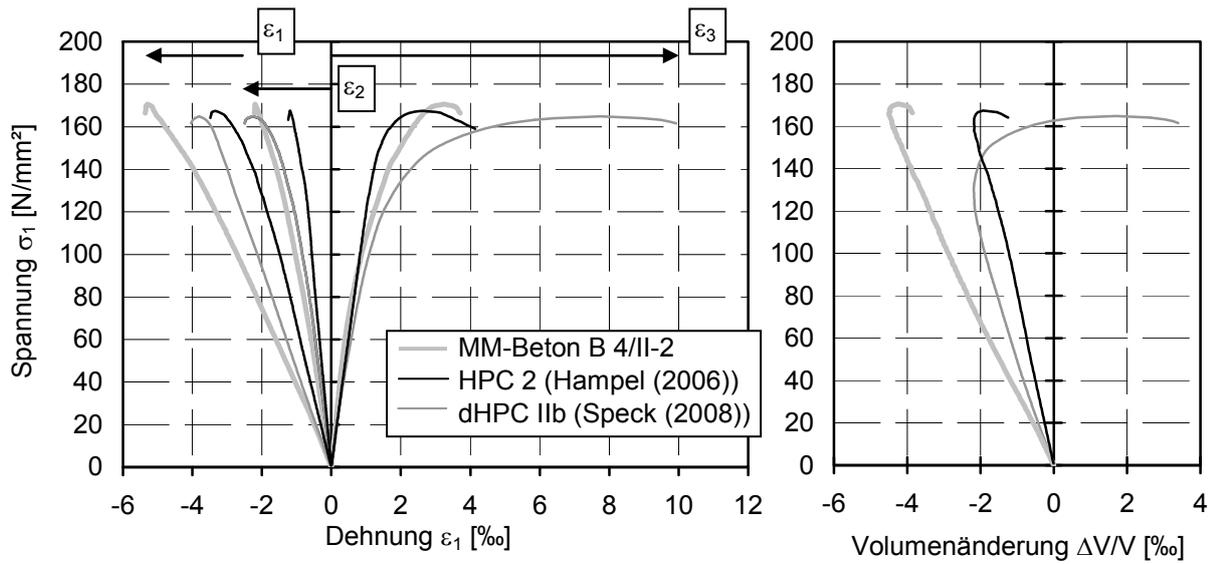


Bild 145 Spannungs-Dehnungs-Linien und Volumenänderungskurven verschiedener Betone mit vergleichbarer einaxialer Druckfestigkeit f_c' nach dreiaxialer Druckbelastung, Sp.V. 610

7 Zusammenfassung und Ausblick

Beton gibt es seit mehr als 2000 Jahren. Einfache 3-Stoff-Gemische aus Wasser, Zement und Zuschlag wie Sand und Kies kann fast jeder herstellen. Trotzdem ist das Zusammenwirken der einzelnen Bestandteile so kompliziert, dass trotz mehr als 100 Jahren Forschung noch viele Details ungeklärt sind. In Dresden befassen wir uns seit vielen Jahren mit dem Verhalten von Beton unter mehraxialer Belastung. Das von mir in dieser Arbeit vorgestellte und von der Deutschen Forschungsgemeinschaft DFG freundlicherweise geförderte Projekt hatte das mehraxiale Drucktragverhalten von Hochleistungsleichtbetonen zum Thema. Die wichtigsten Aspekte dieser Arbeit sollen an dieser Stelle kurz zusammengefasst werden.

Untersuchte Hochleistungsleichtbetone

In Vorbereitung auf das vorgestellte Forschungsvorhaben untersuchte ich zusammen mit den Mitarbeitern unseres Laboratoriums verschiedene Leichtbetonzusammensetzungen. Beim Entwurf der Mischungen orientierte ich mich zudem an Veröffentlichungen anderer Forscher.

Als Leichtzuschlag verwendete ich künstlich hergestellten Blähton der Firma Liapor. Dieser Leichtzuschlag wurde und wird in Deutschland und auch international häufig eingesetzt. Es gibt Werke in Frankreich, Polen oder der Schweiz, um nur drei Beispiele zu nennen. Bei solch bemerkenswerten Bauwerken wie dem BMW-Hochhaus in München oder der Skiflugschanze Oberstdorf entschied man sich für diesen Zuschlag. Dies und die Tatsache, dass Liapor-Leichtbetone schon oft Gegenstand der Forschung waren, waren die Hauptargumente bei der Auswahl der leichten Gesteinskörnung.

Die Betone für die Mehraxialversuche enthielten die Leichtkiese F 6.5 und F 9.5. Daraus wurden zwei Leichtbetone mit Leichtsandmatrix und zwei Leichtbetone mit Natursandmatrix hergestellt. Bei den Druck-Druck-Versuchen untersuchte ich zusätzlich zwei Betone mit dem Leichtkies F 8 in Kombination mit natürlichem Sand und mit Leichtsand K 0/4.

Die Betone können in Betonfestigkeitsklassen zwischen LC 35/38 und LC 80/88 eingeordnet werden. Damit wird ein großer Bereich möglicher hochfester Leichtbetone abgedeckt. Alle Betone erfüllen zudem das Kriterium, das Faust (2000) für die Abgrenzung von Hochleistungsleichtbetonen formulierte.

In begleitenden Versuchen wurden folgende Kennwerte der Festbetone ermittelt:

- einaxiale Würfeldruckfestigkeit am 15er Würfel (7 und 28 Tage alt),
- einaxiale Zylinderdruckfestigkeit und E-Modul am Standardzylinder,
- Spaltzugfestigkeit am 10er Würfel,
- einaxiale Zugfestigkeit (Zugzylinder),
- Rohdichte und Trockenrohddichte.

Alle Prüfkörper wurden entsprechend der Vorgaben in DIN 1045-2 jeweils sieben Tage nass gelagert und verblieben dann bis zum 28. Tag beziehungsweise bis zum Tag der Prüfung bei 20 °C und 65 % relativer Luftfeuchte in der Klimakammer. Die Ergebnisse aus den begleitenden Versuchen wurden mit gültigen Normen und bekannten Forschungsergebnissen verglichen und bewertet. Zudem wurden Berechnungsvorschläge unterbreitet, mit denen die Kennwerte der untersuchten Betone zufriedenstellend abgeschätzt werden können. Die wichtigsten Punkte sollen noch einmal kurz gesagt werden:

- Das Verhältnis von Zylinderdruckfestigkeit zu Würfeldruckfestigkeit nach DIN 1045-1 widerspricht den eigenen Beobachtungen. Bei der Einordnung der Betone in Festigkeitsklassen ergibt sich bei Zugrundelegen der Zylinderdruckfestigkeit i. d. R. die gleiche Betonfestigkeitsklasse wie bei Bezug auf die Würfeldruckfestigkeit, oft aber auch eine höhere.

- Bei der Berechnung des E-Moduls von Leichtbeton sollten sowohl die Druckfestigkeit als auch die Rohdichte berücksichtigt werden. Eine Unterscheidung im Hinblick auf die Zusammensetzung der Matrix ist ebenfalls sinnvoll.
- Die Zugfestigkeit und die Spaltzugfestigkeit war bei allen Leichtbetonen relativ gering. Die Werte lagen aber im Rahmen möglicher und plausibler Festigkeiten. Für die Berechnung gilt das beim E-Modul gesagte.

Mehraxiale Hauptversuche

Bei der Auswertung des mehraxialen Bruch- und Verformungsverhaltens der Blähton-Leichtbetone versuchte ich, grundlegende Mechanismen zu erkennen und herauszuarbeiten. Folgende Einflussfaktoren stellten sich als maßgeblich heraus:

- die Zusammensetzung der Matrix,
- die Eigenschaften des Leichtzuschlags,
- die Festigkeit des Leichtbetons.

In Bezug auf Betone mit Normalzuschlägen ergaben sich sowohl Parallelen als auch deutliche Unterschiede. Forschungsergebnisse und Schlussfolgerungen, die andere Forscher aus Versuchen an verschiedensten Leichtbetonen gewonnen hatten, wurden teilweise bestätigt. Es wurden aber auch Unterschiede festgestellt und analysiert. In jedem Fall konnte das Wissen auf diesem Forschungsgebiet deutlich erweitert werden. Vor allem der große Einfluss des tatsächlich verwendeten Leichtzuschlags und der Matrixzusammensetzung auf das Materialverhalten von Leichtbetonen wurde in den vergleichenden Betrachtungen deutlich. Unter diesem Gesichtspunkt sind insbesondere die vorgestellten quantitativen Ergebnisse zu betrachten und zu bewerten.

Bruchformen

Bedingt durch die hochfesten Matrices waren die Bruchflächen i. d. R. glatt. Sowohl Leichtzuschläge als auch Natursand waren durchtrennt. Alle Leichtbetone versagten bei vergleichbaren Spannungsverhältnissen auf ähnliche Art und Weise. Die Betonfestigkeit beeinflusste die Ausrichtung von Rissen oder Gleitebenen nicht. Bei hohen Lasten wurde beobachtet, dass vor allem Körner mit großem Durchmesser zusammenbrachen, auch wenn die umgebende Matrix scheinbar noch intakt war.

Bei den einaxialen Tests in der Triaxial-Prüfmaschine bildeten sich auf den unbelasteten Seitenflächen senkrechte, gleichmäßig verteilte Risse. Der Probekörper war oft in mehrere Teile gespaltet. Unterschiede zu bekannten Versuchen an Normalbeton wurden registriert.

Die Bruchform bei den zwei axial belasteten Würfeln glich der auch bei hochfesten Normalbetonen beobachteten. Es ergaben sich typische Rissbilder in Abhängigkeit von der Höhe der Belastung auf den entsprechenden Seitenflächen. Auf den mit σ_1 beanspruchten Würfelseiten bildeten sich parallele Risse zur Beanspruchungsebene $\sigma_1 - \sigma_2$. Auf den parallel zum Widerlager 2 und zur Zylinderseite 2 orientierten Flächen entstanden geneigte Risse. Für die Rissneigung wurde eine Abhängigkeit vom Spannungsverhältnis festgestellt. Auf den unbelasteten Seitenflächen war der Zerstörungsgrad recht unterschiedlich. Es traten senkrechte Risse, aber auch Abplatzungen auf.

Bei den drei axialen Versuchen entstanden auf den mit σ_1 belasteten Flächen die auch bei den zwei axialen Tests beschriebenen parallelen Risse. Auf den am geringsten beanspruchten Flächen zeigten sich in Abhängigkeit vom Lastanteil σ_2 nahezu senkrechte oder auch unorientiert verlaufende Risse. Auf den Flächen parallel zum Widerlager 2 und zur Zylinderseite 2 beobachtete ich wieder Risse unterschiedlicher Neigung in Abhängigkeit von der Spannungscombination.

Bruchfestigkeiten

Analog zu Normalbeton bedingt eine Druckbelastung in einer zweiten oder dritten Richtung eine Festigkeitssteigerung gegenüber der einaxialen Druckfestigkeit. Der Betrag des Festigkeitszuwachses hängt vor allem vom Spannungsverhältnis, vom Zuschlagpotential und damit von der Leichtbetonfestigkeit und von der Art der Matrix ab.

Bei vergleichbaren Betonfestigkeiten ist bei Mischmatrixbetonen sowohl die maximal erzielte Festigkeitssteigerung als auch die zweiaxiale Druckfestigkeit f_{icc} tendenziell höher als bei Leichtmatrixbetonen. Schon bei geringem Querdruck σ_2 stieg die Bruchfestigkeit σ_1 bei allen Leichtbetonen deutlich an. Allerdings war dieser Effekt bei den Betonen mit Natursandmatrix ausgeprägter als bei den Leichtsandbetonen. Der maximale Festigkeitszuwachs wurde bei den ALWAC i. d. R. beim Spannungsverhältnis $\sigma_2/\sigma_1 = 0,4$ registriert. Bei höheren Spannungsanteilen σ_2/σ_1 verringerte sich dieser Festigkeitsgewinn wieder etwas und betrug beim Spannungsverhältnis $\sigma_2/\sigma_1 = 0,95$ maximal noch 26 % der einaxial in der Triaxial-Maschine ermittelten Bruchlast. Bei den Mischmatrixbetonen in zwei Fällen beim $\sigma_2/\sigma_1 = 0,4$ und einmal bei $\sigma_2/\sigma_1 = 0,8$. Allerdings waren die Festigkeitsunterschiede bei Spannungscombinationen in diesem Bereich gering, weshalb das Spannungsverhältnis, was den maximalen Festigkeitsgewinn erzeugt, nicht exakt benannt werden kann. Analog zu Versuchen an anderen Betonsorten nahm f_{ic2ax} bei Annäherung an die Spannungscombination $\sigma_1 = \sigma_2$ wieder etwas ab und betrug beim Beton B 2/I noch $1,31 \cdot f_{ic}'$. Die Werte der anderen beiden Mischmatrixbetone waren etwas geringer. Der Bereich, in dem die Festigkeiten f_{ic095} variierten, war vor allem bei den SLWAC mit 7% verhältnismäßig gering. Daraus wird geschlossen, dass die Form der Versagenskurve infolge zweiaxialer Druckbeanspruchung in erster Linie von der Zusammensetzung der Matrix bestimmt wird. Als zweiten wichtigen Parameter sehe ich die Materialeigenschaften des konkret verwendeten Leichtkieses an.

Die sich aus den Bruchwerten der verschiedenen Spannungsverhältnisse ergebenden biaxialen Versagenskurven können zwei Gruppen zugeordnet werden. Die Hüllkurve von Leichtmatrixbetonen ist nahezu rund und weist damit Parallelen zum Bruchverhalten hochfester Normalbetone auf. Die Hüllkurve von Mischmatrixbetonen ähnelt mit ihrer länglichen Form der von Normalbeton geringerer und mittlerer Festigkeit bzw. der von Betonen mit gesteigerter Duktilität. Beide Varianten können sehr gut mit zwei Ellipsen in Parallellage abgebildet werden, die mit einer Sinusfunktion überlagert werden. Die Beiwerte unterscheiden sich in Abhängigkeit von der Art der Matrix.

Bei den dreiaxialen Versuchen gewinnen neben der Zusammensetzung der Matrix die Materialeigenschaften des Leichtkieses mehr an Bedeutung. Die von Normalbeton bekannte Tendenz, dass mit zunehmender Betonfestigkeit die Festigkeitssteigerung infolge dreiaxialer Druckbelastung zunimmt, kann nicht auf die untersuchten Leichtbetone übertragen werden. Die drei wesentlichsten Kernaussagen sind:

- Bei einem Vergleich von Leichtbetonen, die mit dem gleichen Leichtkies aber mit unterschiedlichem Sand hergestellt wurden, erzielt man die höheren Festigkeitszuwächse bei dem Beton mit der steiferen Matrix.
- Bei ähnlicher Matrix und unterschiedlichem Leichtkies kann der Beton mit dem festeren Grobzuschlag im Vergleich zu seiner einaxialen Druckfestigkeit höher ausgelastet werden.
- In Verbindung mit einer Natursandmatrix können mit einem weniger festen Leichtkies aber ebenso hohe mehraxiale Festigkeiten erzielt werden, wie mit einem Leichtsandbeton, der sehr leistungsfähigen Kies enthält.

Die Versuchsergebnisse lassen die Schlussfolgerung zu, dass der Leichtkies mit der höheren einaxialen Kornfestigkeit und Kornrohdichte auch eine höhere mehraxiale Tragfähigkeit besaß, woraus sich ein höherer Festigkeitszuwachs unter dreiaxialer Druckbeanspruchung ergab. Verbindet man die einzelnen Bruchwerte, erhält man eine dreidimensionale Bruchfläche. Diese trichterförmige, räumliche Hüllkurve besitzt bei einem Mischmatrixbeton grundsätzlich eine fülligere Gestalt als bei einem Leichtmatrixbeton ähnlicher Festigkeit.

Aufgrund der beschriebenen Unterschiede zum Normalbeton kann keines der bekannten Bruchkriterien in der Originalform für die mathematische Abschätzung mehraxialer Bruchwerte von Leichtbeton empfohlen werden. Gute Ergebnisse erzielt man mit einem modifizierten Ansatz des Bruchkriteriums von Willam/Warnke. Bei diesem Vorschlag werden die Meridiane durch Wurzelfunktionen definiert. Aufgrund des unterschiedlichen Materialverhaltens von Leicht- und Mischmatrixbetonen sollte die Berechnung wieder für Leicht- und Mischmatrixbetone getrennt erfolgen. Für die allgemeine Anwendung wurde der Berechnungsvorschlag so vereinfacht, dass mit Hilfe der ange-

gebenen Parameter die Bruchfläche für verschiedene Leichtbetone nur in Abhängigkeit von der einaxialen Zylinderdruckfestigkeit bestimmt werden kann.

Bei der Gegenüberstellung von eigenen Versuchswerten und denen anderer Forscher wurden Gemeinsamkeiten und Unterschiede herausgearbeitet. Bei stark abweichenden Betonzusammensetzungen und bei Zuschlägen, die sich hinsichtlich ihrer Materialeigenschaften deutlich vom verwendeten Blähton unterscheiden, bedürfen die vorgeschlagenen Ansätze sicherlich einer Modifizierung. Der Vergleich mit ausgewählten Forschungsergebnissen an Normalbetonen unterschiedlicher Festigkeit ergab einen geringeren Festigkeitszuwachs bei den Leichtbetonen. Zudem scheint der Bereich, in dem die dreiaxialen Bruchfestigkeiten von Leichtbetonen schwanken können, größer zu sein als bei Normalbeton oder hochfestem Beton. Diese Aussage bezieht sich ausdrücklich nicht auf duktilen Hochleistungsbeton oder UHPC. Mehraxiale Versuche mit ultrahochfesten Betonen werden derzeit an der Technischen Universität Dresden durchgeführt. Nach Abschluss dieses Forschungsprojektes kann diese Frage sicher genauer beantwortet werden.

Verformungen

Die bekannten Grundsätze hinsichtlich der Verformung von Leichtbetonen wurden durch die einaxialen Druckversuche in der Triaxial-Maschine bestätigt. Sie konnten grundsätzlich auch auf die mehraxialen Versuche übertragen werden.

Die Spannungs-Dehnungs-Linien von Leichtsandbetonen steigen über weite Bereiche linear an. Oft treten erst bei einem sehr hohen Lastniveau Nichtlinearitäten auf. Verglichen mit Leichtsandbetonen waren bei Mischmatrixbetonen die nichtlinearen Verformungen vor dem Bruch etwas ausgeprägter. Das Material verhält sich weniger spröde. Das charakteristische Plateau, wie es von Normalbeton her bekannt ist, wurde aber bei keinem der untersuchten Leichtbetone beobachtet. Mit zunehmender Belastung in einer zweiten oder dritten Richtung nehmen die Nichtlinearitäten der Spannungs-Dehnungs-Linien etwas zu. Bei Leichtbetonen ähnlicher Festigkeit aber mit unterschiedlicher Matrix ist aufgrund des höheren E-Moduls bei einem SLWAC der Anstieg der σ - ε -Linien im linear-elastischen Bereich steiler.

Analog zum einaxialen Fall verhält sich ein Mischmatrixbeton bei mehraxialer Druckbelastung steifer als ein Leichtbeton mit Leichtsand. Gleichzeitig versagt er auch weniger spröde. Die Stauchung ε_1 ist bei den Betonen mit Leichtmatrix bei vergleichbarem Spannungsniveau größer als bei den Betonen mit Mischmatrix. Der Anstieg der Spannungs-Dehnungs-Linien ist deutlich geringer. Der Grund dafür ist die Zusammensetzung der Matrix, denn eine Leichtmatrix kann stärker verdichtet werden als eine Matrix, die als Zusatz natürlichen Sand enthält.

Die Unterschiede bei den Spannungs-Dehnungs-Linien für die gar nicht oder nur relativ gering belastete Richtung 3 sind dagegen weniger ausgeprägt. Vor allem unter den hohen Drücken, die durch die dreiaxiale Belastung erzeugt wurden, beginnen die porösen Zuschläge, in sich zusammenzufallen. Das bewirkt zwar eine verstärkte Stauchung ε_1 in der Hauptbelastungsrichtung, die Querverformung ε_3 (und bei den entsprechenden Spannungsverhältnissen auch ε_2) ist aber geringer als bei Normalbeton. Im Vergleich zu mehraxialen Tests spielt das Zusammenfallen der Leichtzuschläge wegen der niedrigeren Lasten eine geringere Rolle. Deshalb unterscheiden sich die Querdehnzahlen von Leicht- und Normalbeton nur gering. Für den mehraxialen Fall trifft das nicht mehr zu. Hier ist das Querdehnungsvermögen von Leichtbeton geringer.

Dieser Mechanismus spiegelt sich bei den Volumenänderungskurven wider. Bei Normalbeton folgt auf eine Volumenverkleinerung im Allgemeinen eine Volumenvergrößerung, oft über das Ausgangsvolumen hinaus. Die Gestalt der Volumenänderungskurve ist konvex. Das gilt sowohl für den einaxialen als auch für den mehraxialen Fall. Erreicht aber bei Leichtbeton der Querdruck in etwa die Größenordnung der Querdehnzahl, findet keine Volumenvergrößerung mehr statt. Es wurde eine stetige Volumenabnahme beobachtet, die oft auch nach Erreichen der Bruchlast anhielt. Betrachtet man gleiche Lastpfade, kann dieses „Umschlagen“ der Volumenänderungskurven bei den Leichtsandbetonen bei etwas niedrigeren Spannungsanteilen σ_2/σ_1 bzw. σ_3/σ_1 als bei den Betonen mit Natursandzusatz beobachtet werden. Weiterhin ist die Krümmungsänderung bei den Lastpfaden, die den Druckmeridian beschreiben, bei niedrigerem hydrostatischem Druck zu beobachten als bei Laststeigerung entlang des Zugmeridians.

Der Vergleich mit Normalbetonen verdeutlichte das geringere Arbeitsvermögen der Leichtbetone.

Ausblick

Während der Bearbeitung des Forschungsvorhabens wurde an vielen Stellen weiterer Forschungsbedarf festgestellt. Im Wesentlichen betrifft dies folgende Punkte:

- Um Leichtbeton zielsicher herstellen zu können, werden Kenntnisse und Modelle zur Verifizierung der Saugeigenschaften verschiedener Leichtsande und -kiese benötigt. Vor allem das Verhalten der Leichtzuschläge in der Frischbetonmatrix sollte geklärt werden.
- Um den Einfluss des speziell verwendeten Leichtkieses auf die mehraxialen Festigkeiten und Verformungen besser erklären zu können, ist die Kenntnis spezifischer Leichtzuschlageigenschaften wie die Kornzugfestigkeit oder die Druckfestigkeit unter verschiedenen Beanspruchungskombinationen nötig. Zu deren Bestimmung sollten einheitliche Verfahren entwickelt werden.
- Für die allgemeine Darstellung von mehraxialen Bruchwerten und Bruchkriterien muss das Verhältnis zwischen Zylinderdruckfestigkeit $f_{ic,cyl}$ und der in der Triaxial-Maschine ermittelten Druckfestigkeit f_{ic}' bekannt sein. Aus den durchgeführten Versuchen konnten aufgrund der relativ wenigen Versuchswerte keine eindeutigen Verhältnisse abgeleitet werden. Zudem ist anzunehmen, dass diese Beziehung vom verwendeten Leichtzuschlag abhängig ist.
- Die vorgeschlagenen Ansätze wurden anhand der vorgestellten Versuche mit Blähton-Betonen gewonnen. Durch ergänzende Versuche sollte geklärt werden, ob die Ansätze auch auf andersartige Leichtzuschläge übertragen werden können.
- Bei Ergänzungsversuchen für den Druck-Druck-Quadranten ist es ausreichend, mit einer erhöhten Prüfkörperanzahl jeweils die einaxiale und die zweiachiale Druckfestigkeit in der Triaxial-Maschine zu bestimmen. Die grundsätzliche Gestalt der Bruchkurve für den Bereich $0 < \sigma_2 < \sigma_1$ kann aus den vorgestellten Versuchen in Abhängigkeit von der Matrixzusammensetzung abgeleitet werden.
- Für die weitere Verbesserung der Ansätze zur Berechnung von Bruchwerten im dreiaxialen Spannungsraum werden Versuchswerte mit höherer Oktaedernormalspannung, als die im Rahmen des Projektes ermittelten, benötigt. Zur Verifizierung im Bereich sehr kleiner Oktaedernormalspannungen werden Versuchsergebnisse aus Druck-Zug-Versuchen und aus mehraxialen Zugversuchen benötigt.
- Die vorgestellten Versuchsergebnisse wurden durch proportionale Belastung ermittelt. Abweichende Lastpfade könnten das Bruch- und Verformungsverhalten beeinflussen. Diese Vermutung bedarf einer Überprüfung.
- Wie beschrieben, sind bei den angegebenen Verformungen Anteile aus Kriechen enthalten. Bis jetzt existieren keine Versuchswerte oder Berechnungsmodelle zum Kriechen von Leichtbeton unter mehraxialer Belastung.
- Um das Nachbruchverhalten bei mehraxialen Druckversuchen in der Dresdner Triaxial-Prüfmaschine beurteilen zu können, ist ein Überdenken des Versuchsaufbaus nötig.

8 Literatur

Monographien, Zeitschriften, Tagungsbände etc.

- Alfes Ch (1998) Hochfeste, verformungsarme Betone mit Silica-Staub. Betonwerk und Fertigteiltechnik (1989), H. 11, S. 62-71
- Atan Y, Slate FO (1973) Structural Lightweight Concrete under Biaxial Compression. ACI Journal, March 1973, pp. 182-186
- Bache HH, Nepper-Christensen P (1965/68) Observations on Strength and Fracture in Lightweight and Ordinary Concrete. Proceedings of the International Conference on the Structure of Concrete, London, Sept. 1965, published in Cement and Concrete Association 1968, pp. 93-108
- Bardhan-Roy BK (1992) Lightweight Concrete for Special Structures. In: Clarke JL (Ed.) Structural Lightweight Aggregate Concrete. Blackie Academic & Professional, Glasgow, pp. 168-194
- Bechthold R (2000) Zusatzmittel für Hochleistungsbeton. Tagungsband zum 22. Aachener Baustofftag, RWTH Aachen, ibac, Aachen
- Bechtold R, Wagner J-P (1996) Verwendung von Silicazusätzen in Beton – Erhöhung der Gebrauchsfähigkeit und Verbesserung der Dauerhaftigkeit von Betonbauwerken. Beton H. 4, 1996, S. 216-221
- Beck M (1999) Die Porenstruktur von Leichtzuschlägen und ihr Einfluss auf das zeitabhängige Verhalten konstruktiver Leichtbetone. Diplomarbeit, Universität Leipzig
- Berra M, Fatticioni A, Ferrara G (1984-1) Triaxial behaviour of concretes of different weights. International Conference on Concrete under Multiaxial Conditions, Toulouse, 22.-24.05.1984, pp. 176-189
- Berra M, Ferrara G (1984-2) Propriétés des bétons réalisés avec des granulats de différentes densités. Symposium International sur les Granulats, Nice, France, 21.-23.05.1984, pp. 339-343
- Bjerkeli L, Jensen JJ, Lenschow R (1983) Strain Development and Static Compressive Strength of Concrete Exposed to Water Pressure Loading. ACI Structural Journal, May/June 1993, pp. 310-315
- Bunke N (1991) Prüfung von Beton – Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 422, Beuth Verlag, Berlin
- Cattaneo S, Rosati G (1999) Direct tension tests on High Performance Concrete Specimens. Proceeding of the 5th International Symposium on Utilization of High Strength/High Performance Concrete, 21.-23.06.1999, Sandefjord, Norway, pp. 1063-1072
- CEB (1983) Concrete under Multiaxial States of Stress, Constitutive Equations for Practical Design. CEB Bulletin d' Information N° 156, Paris - Lausanne
- Chen RL (1984) Behavior of High Strength Concrete in Biaxial Compression. PhD dissertation, University of Texas, Austin
- Clarke JL (Ed, 1993) Structural Lightweight Aggregate Concrete. Blackie Academic & Professional, Glasgow, pp. 168-194
- Coarelli F (1905) Monumente großer Kulturen: Rom. Übersetzt von Schindel E (1974), Ebeling Verlag Luxemburg/Wiesbaden
- Curbach M, Hampel T (1999) Verhalten von Hochleistungsbeton unter zweiachialer Druck-Zugbeanspruchung. Abschlussbericht, Forschungsvorhaben AiF 11011 B/ DBV 198, TU Dresden, Institut für Tragwerke und Baustoffe, Lehrstuhl für Massivbau

- Curbach M, Hampel T, Speck K, Scheerer S (2000) Versuchstechnische Ermittlung und mathematische Beschreibung der mehraxialen Festigkeit von Hochleistungsbeton. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben CU 37/1-2 der Deutschen Forschungsgemeinschaft DFG, TU Dresden, Institut für Tragwerke und Baustoffe, Lehrstuhl für Massivbau
- Curbach M, Scheerer S (2006) Materialverhalten von Hochleistungsleichtbeton unter mehraxialer Belastung. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben CU 37/5-1 der Deutschen Forschungsgemeinschaft DFG, TU Dresden, Institut für Massivbau
- Curbach M, Speck K (2000) Untersuchung der mehraxialen Festigkeit von duktilem Hochleistungsbeton. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb V 389, TU Dresden, Institut für Tragwerke und Baustoffe, Lehrstuhl für Massivbau
- Curbach M, Speck K (2002) Mehraxiale Festigkeit von duktilem Hochleistungsbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 524, Beuth Verlag, Berlin
- Dahl K (1992) A Failure Criterion for Normal and High Strength Concrete. Dissertation, Danmarks Tekniske Højskole, Lyngby
- Eibl J, Iványi G (1976) Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 260, Verlag Ernst & Sohn, Berlin · München · Düsseldorf
- Erdei CK (1979) 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
- Faust T (1998) Hochfester Leichtbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb, Tagungsband zum 35. Forschungskolloquium in Leipzig, S. 217-228
- Faust T (2000) Herstellung, Tragverhalten und Bemessung von konstruktivem Leichtbeton. Dissertation. Universität Leipzig
- Faust T, Beck M (1999) Pore Structure of Different LWAs. LACER No. 4, Universität Leipzig, S. 123-132
- Faust T, Dehn F (1998) Besonderheiten bei der Herstellung von Leichtbeton. Leipziger Massivbau-Seminar, Band 7, Leipzig, März 1998, S. 99-110
- Fergestad S, Aas-Jakobsen A (1999) Light Weight Concrete in Norwegian Bridges. 5th International Symposium on Utilisation of High Strength/High Performance Concrete, June 1999, Sandefjord, Norway, pp. 66-74
- Föppl A (1900) Die Abhängigkeit der Bruchgefahr von der Art des Spannungszustandes. Mitteilungen aus dem technischen Laboratorium der Königlich Technischen Hochschule München, Heft 27
- Gerstle KH, Aschl H, Bellotti R, Bertacchi P, Kotsovos MD, Ko H-Y, Linse D, Newman JB, Rossi P, Schickert G, Taylor MA, Triana LA, Winkler A, Zimmerman RM (1978) 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
- Gerstle KH, Aschl H, Bellotti R, Bertacchi P, Kotsovos MD, Ko H-Y, Linse D, Newman JB, Rossi P, Schickert G, Taylor MA, Triana LA, Winkler A, Zimmerman RM (1980) 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
- Grübl P (1979-1) Die Zugfestigkeit von Leichtzuschlägen. Betonwerk+Fertigteil-Technik, 10/1979, S. 36-40
- Grübl P (1979-2) Druckfestigkeit von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge. Beton 3/79, S. 91-95
- Grübl P (1980) Über die Zugfestigkeit von Leichtbeton. Beton- und Stahlbetonbau 2/1980, S. 36-40

- Grübl P, Springenschmidt R (1983) Festigkeit und Verformung von Leichtbeton bei dreiachsiger Druckbeanspruchung. Forschungsbericht Sp 174/5 vom 8.2.1983, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, TU München
- Hampel T (2006) Experimentelle Analyse des Tragverhaltens von Hochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung. Dissertation, Schriftenreihe konstruktiver Ingenieurbau Dresden kid, Heft 10, Fakultät Bauingenieurwesen, TU Dresden
- nach Hanson JA (1965) Ersatz der Feinteile in Leichtzuschlägen für Beton durch natürlichen Sand. Beton 7/1965, S. 306-308
- Hanson JA (1963) Strength of Structural Lightweight Concrete under Combined Stress. Journal of the PCA Research and Development Laboratories, January 1963, pp. 39-46
- Heinrich W, Bonder W (1983) Über Rohstoffe und Wirkungsweise von Betonverflüssigern. Beton- und Stahlbetonbau 8, 1983, S. 218-220
- Heufers H (1969) Über langfristige Kriech- und Schwindverformungen an Leichtbeton höherer Festigkeit und vergleichbarem Normalbeton. Berichte aus Forschung und Praxis, Festschrift Rüsck, Verlag Ernst & Sohn, TU München
- Hilsdorf H (1965) 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, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- Hoff GC (1992) High Strength Lightweight Aggregate Concrete for Arctic Applications, Part 3. in: Holm TA, Vaysburd AM (Ed.): Structural Lightweight Aggregate Concrete Performance, ACI SP-136, Detroit, USA, pp. 175-246
- Hussein A, Marzouk H (1998) Behavior of Concrete under Biaxial Loading. Applied Science Technical Report Series, East Report No. 98003, Memorial University of Newfoundland, St. John's, Canada
- Hussein A, Marzouk H (2000) Behavior of Concrete under Biaxial Stresses. ACI Material Journal, Jan/Febr 2000, pp. 27-36
- Hütter A, Renz E (1976) Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton bei dreiachsiger Beanspruchung. Bauplanung-Bautechnik, Heft 5 1976, Berlin, S. 220-222
- Kless R (1988) Untersuchungen zum Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Stahlfaserbeton bei Druck-Zug-Zug-Beanspruchung. Dissertation, TU Dresden
- König G, Grimm R (2000) Hochleistungsbeton. Betonkalender 2000, Teil 2, 89. Jg., Verlag Ernst & Sohn, Berlin, S. 327-440
- König G, Tue NV, Zink M (2001) Hochleistungsbeton – Bemessung, Herstellung und Anwendung. Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- Kupfer H (1973) Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 229, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- Läpple V (2006) Einführung in die Festigkeitslehre. Lehr- und Übungsbuch, Friedr. Vieweg & Sohn Verlag | GWV Fachverlage GmbH, Wiesbaden
- Lamprecht H-O (1996) Opus Caementitium. Bautechnik der Römer. 5. Auflage, Beton-Verlag Düsseldorf
- Lanig N, Stöckl S, Kupfer H (1991) Versuche zum Kriechen und zur Restfestigkeit von Beton bei mehrachsiger Beanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 420, Beuth Verlag, Berlin
- de Larrard F (1990) Creep and shrinkage of high-strength field concretes. Proceedings of the 2nd Symposium of Utilization of High-Strength Concrete, May 1990, Berkley

- Lazarus D (1992) Lightweight Concrete in Buildings. In: Clarke JL (Ed.) Structural Lightweight Aggregate Concrete. Blackie Academic & Professional, Glasgow, pp. 106-149
- Lewis KE, Blakey FA (1965) Moisture Conditions influencing the tensile splitting strength of lightweight concrete. *Constructional review* 38 (1965), pp. 17-25
- Li Q, Ansari F (1999) 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
- Linse D (1978) Lösung versuchstechnischer Fragen bei der Ermittlung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Beton unter dreiachsiger Beanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 292, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- Linse D, Stegbauer A (1976) Festigkeit und Verformung von Leichtbeton, Gasbeton, Zementstein und Gips unter zweiachsigen Kurzzeitbeanspruchungen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb, Heft 254, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- Lydon FD, Balderan RV (1980) Some Properties of Higher Strength lightweight Concrete under Short-Term Tensile Stress. *International Journal of Lightweight Concrete*, Vol. 2, No. 3, Sept. 1980, pp. 125-139
- Meyer C (1974) Bestimmung der Zug- und Druckfestigkeit grober Leichtzuschläge und deren Einfluss auf die Druck- und Zugfestigkeit. Dissertation, Hannover
- van Mier JGM (1984) Strain-Softening of Concrete under Multiaxial Loading Conditions. Dissertation, TH Eindhoven
- Mills LL, Zimmerman RM (1970) Compressive strength of plain concrete under multiaxial loading conditions. *ACI Journal*, October 1970, pp. 802-807
- Müller HS, Linsel S, Garrecht H, Wagner J-P, Thienel K-C (2000) Hochfester konstruktiver Leichtbeton, Teil 1: Materialtechnologische Entwicklungen und Betoneigenschaften. *Beton- und Stahlbetonbau* 95 (2000), H 7, S. 392-401
- Müller HS, Haist M (2005) Sichtbeton – Planen, Herstellen, Beurteilen. In: 2. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, 17. März 2005, Universität Karlsruhe, Universitätsverlag, S. 55-70
- Müller-Rochholz J (1979) Einfluss von Leichtzuschlageigenschaften auf die Leichtbetondruckfestigkeit. Dissertation, TH Aachen
- Neisecke J, Schlothfeld P (1982/83) Einfluss der Leichtzuschlag-Oberfläche auf Festigkeit und Feuchtigkeitshaushalt von Leichtbeton. *Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Niedersachsen*, S. 34-39
- Niwa Y, Kobayashi S, Koyanagi W (1967) Failure Criterion of Lightweight Aggregate Concrete Subjected to Triaxial Compression. *Memoirs, Faculty of Engineering, Kyoto University*, Vol. 29 (1967) 2, pp. 119-131
- Opitz H (1969) Mehrachsige Beanspruchung von Beton. Dissertation, TU Dresden, Sektion Bauingenieurwesen, WG Baustoffwissenschaften
- Opitz H (1970) Das Verhalten von konstruktiven Leichtbetonen bei mehrachsiger Druckbeanspruchung. Forschungsbericht, TU Dresden, Sektion Bauingenieurwesen, WG Baustoffwissenschaften
- Ottosen NS (1979) A Failure Criterion for Concrete. *Journal of the Engineering Mechanics Division ASCE*, Vol. 103, EM 4, September 1979, pp. 527-535
- Owens PL (1992) Lightweight Aggregates for Structural Use. in: Clarke JL (Ed.) Structural Lightweight Aggregate Concrete. Blackie Academic & Professional, Glasgow, pp. 1-18
- Paul B (1968) Macroscopic criteria for plastic flow and brittle fracture. Chapter 4 in: *Fracture – an advanced treatise. Mathematical fundamentals*, Vol. II, ed. by Liebowitz H, Academic Press, New York

- Pauw A (1960/61) Static modulus of elasticity of concrete as affected by density. ACI-Proceedings 57, pp. 679-687
- Punkki J, Giørv OE (1993) Water Absorption by High-Strength Lightweight Aggregate. Proc. High Strength Concrete, 20.-24.06.1993, Lillehammer, Norway
- Ramm W (2007) Über die faszinierende Geschichte des Betonbaus. In: Gebaute Visionen. 100 Jahre Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 1907-2007, Beuth Verlag GmbH Berlin · Wien · Zürich, S. 27-130
- Reinsdorf S (1961) Leichtbeton. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin
- Rogge A (2000) Materialverhalten von Hochleistungsbeton unter dreiachsiger Druckbeanspruchung. 38. Forschungskolloquium des DAfStb, München, 02.-03. März 2000, S. 199-206
- Rostásy FS, Teichen K-T, Alda W (1974) Über das Schwinden und Kriechen von Leichtbeton bei unterschiedlicher Korneigenfeuchtigkeit. Beton 6/1974, S. 223-229
- Schickert G (1973) 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
- Schickert G, Winkler H (1977) Versuchsergebnisse zur Festigkeit und Verformung von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 277, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- Schleeh W (1975) Die Spannungszustände in Versuchskörpern zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit. Beton- und Stahlbetonbau 70 (1975) 8, S. 194-201
- Schmidt-Döhl F, Thienel KC (1995-99) Messen des Schwindens von Leichtbetonzuschlag aus Blähton mit einer mikroskopischen Methode. TU Braunschweig, IBMB, aus: Forschungsarbeiten 1995-1999, Heft 144
- Selig U (1999) Untersuchung der Einflüsse von dichten und porigen Feinzuschlägen auf die Druck- und Zugfestigkeit von Mörtelmatrizen. Diplomarbeit, Universität Leipzig
- Sell U (1974) Die Kornfestigkeit künstlicher Zuschlagstoffe und ihr Einfluss auf die Betonfestigkeit. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 245, Verlag Ernst & Sohn, Berlin · München · Düsseldorf
- Sellevoid EJ, Radiy FE (1983) Condensed silica fume (microsilica) in concrete – Water demand and strength development. ACI, Special Publication SP-79, Vol. 2, 1983, pp. 677-694
- Sfer D, Carol I, Gettu R, Etse G (2002) Study of the Behavior of Concrete under Triaxial Compression. ASCE, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 2, No. 2, pp. 156-163
- Sickert G, Schwesing P, von Haza-Radlitz G (1999) Creep, Shrinkage and creep recovery of HPLWA-Concrete. Proceeding of the 5th International Symposium on Utilization of High Strength/High Performance Concrete, 21.-23.06.1999, Sandefjord, Norway, pp. 1301-1310
- Siebel E (1989) Verformungsverhalten, Energieaufnahme und Tragfähigkeit von Normalbeton und Leichtbeton im Kurzzeitdruckversuch. Beton-Verlag, Düsseldorf
- Sims JR, Krahl NW, Viktory SP (1966) Triaxial Tests of mortar and neat cement cylinders. Memoirs, Abhandlungen, Publications des IVBH, Zürich 26 (1966)
- Skade A (1983) Ergebnisse experimenteller und theoretischer Untersuchungen über das Verhalten von Beton bei mehraxialer Beanspruchung. Dissertation, TU Dresden
- Slate FO, Nilson AH, Martinez S (1988) Mechanical Properties of High-Strength Lightweight Concrete. ACI Journal, July/Aug 1988, pp. 606-613
- Spanka G, Grube H, Thielen G (1995) Wirkungsmechanismen verflüssigender Betonzusatzmittel. Beton 11/95, S. 802-881

- Speck K (2008) Beton unter mehraxialer Beanspruchung. Dissertation, Institut für Massivbau, TU Dresden
- Taylor MA (1969) A Theory for the Deformation and Failure of Brittle Materials under General States of Stress. PhD Dissertation, University of California at Berkley, Dec. 1969
- Taylor MA, Jain KJ, Ramey MR (1972) Path Dependent Biaxial Compressive Testing of an All-Lightweight Aggregate Concrete. ACI Journal, Dec. 1972, pp. 758-764
- Thielen G, Spanka G, Grube H (1997) Regelung der Konsistenz von Beton durch Fließmittel. Beton 8/97, S. 470-475
- Thienel K-C (1994) Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung – Versuche und Modellbildung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Schriftenreihe des DAfStb, Heft 437, Beuth Verlag, Berlin
- Thienel K-C (2005) Vom Problem zur Problemlösung. Vortrag anlässlich des Berufungsverfahrens für die Professur Baustoffe an der Technischen Universität Dresden am 22.06.2005
- Thode D (1975) Untersuchungen zur Lastabtragung in spätantiken Kuppelbauten. Studien zur Bauforschung Nr. 9, hrsg. von: Koldewey-Gesellschaft, Darmstadt
- Walz K (1965) Technologische und mechanische Besonderheiten des konstruktiven Leichtbetons. Beton 6/1965, S. 263-267
- Walz K, Bonzel J, Baum G (1965) Versuche mit Leichtbeton hoher Festigkeit. Beton 2/1965, S. 59-65 und Beton 3/1965, S. 107-113
- Weber W (2005) Materialtheoretische Konzepte zur Abbildung inelastischen Materialverhaltens. Diplomarbeit an der TU Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, Institut für Mechanik und Flächentragwerke
- Weigler H, Karl S (1989) Beton · Arten, Herstellung, Eigenschaften. Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- Weigler H, Karl S (1967) Konstruktionsleichtbeton in den USA. Betonstein-Zeitung 12/1967, S. 569-580
- Weigler H, Karl S (1972) Stahlleichtbeton. Bauverlag GmbH, Wiesbaden – Berlin
- Willam KJ, Kang HD (1999) Localization Characteristics of Triaxial Concrete Model. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 125, No. 8, 08/1999, pp. 941-950
- Willam KJ, Ko H-Y, Pramono E, Klisinski M, Stankowski T, Smith S (1986) Constitutive Diver for Triaxial Response Behavior of Plain Concrete. Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, University of Boulder, Colorado, 1986
- Willam KJ, Warnke EP (1974) Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete, IABSE Report Vol. 19, 1974, Colloquium on "Concrete Structures Subjected to Triaxial Stress", ISMES Bergamo
- Wille K, Dehn F, Tue NV (2005) Bruchmechanische Kenngrößen hochfester Leichtbetone. Bauingenieur, Bd. 80, Juni 2005, S. 327-333
- Zelger C (1970) Liegt der Unterschied zwischen Leicht- und Normalbeton nur im Gewicht? Beton 3/1970, S. 90-95
- Zhang M-H, Giørv OE (1991-1) Characteristics of Lightweight Aggregates for High-Strength Concrete. ACI Materials Journal, March/April 1991, pp. 150-158
- Zhang M-H, Giørv OE (1991-2) Mechanical Properties of High-Strength Lightweight Concrete. ACI Materials Journal, May/June 1991, pp. 240-247

Normen und Richtlinien etc.

ACI 318-95 - Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary

DIN 1045 (07/1988) Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung

DIN 1045 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton

DIN 1045-1 (07/2001) Bemessung und Konstruktion

DIN 1045-2 (07/2001) Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität.
Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1

DIN 1048 (06/1991) Prüfverfahren für Beton

DIN 4226 Zuschlag für Beton

DIN 4226-3 (04/1983) Prüfung von Zuschlag mit dichtem oder porigem Gefüge

DIN EN 206 Beton

Teil 1 (2000) Festlegungen, Eigenschaften, Herstellung und Konformität

fib (1999) Lightweight Aggregate Concrete – Codes and Standards. State-of-the-art report, ed. by fib, Sprint-Druck Stuttgart

FIP (1988) State-of-the-art report – Condensed Silicafume in Concrete. Thomas Telford London, London 1988

Merkblätter für Leichtbeton und Stahlleichtbeton mit geschlossenem Gefüge

Merkblatt III (07/1974) Zusammensetzung und Eignungsprüfung. Beton 8/1974, S. 299-302

NS 3473 (1998) Concrete Structures. Design Rules

prEN 13055-1 (11/1997) Lightweight aggregates

Part 1: Lightweight aggregates for Concrete and Mortar

Herstellerinformationen

Liapor (1999/2000) Fax der Firma Liapor. abgedruckt in Anhang A, erhalten am 19.06.2000 (abgedruckt in Anhang A1, Bild 147)

Liapor (1998) – Planung · Konstruktion · Anwendung. Hrsg.: Liapor-Unternehmensgruppe, Hauptsitz Pautzfeld, Mai 1998

Internetseiten

(www-1) <http://de.wikipedia.org/wiki/Beton> (12/2008)

(www-2) http://de.wikipedia.org/wiki/Liste_der_gr%C3%B6%C3%9Ften_Kuppeln_der_Welt (12/2008)

(www-3) <http://www.ipernity.com/doc/curlgirl/1315212> (12/2008)

(www-4) http://www.escsi.org/pdfdoc1/Aspire%20Magazine%20benicia-martinez_summmer%202007.pdf (12/2008)

(www-5) <http://www.hpcbridgeviews.com/i49/Article1.asp> (12/2008)

(www-6) <http://www.escsi.org/pdfdocs/Bank%20of%20America%201.pdf> (12/2008)

(www-7) <http://www.escsi.org/pdfdocs/wellingweb.pdf> (12/2008)

(www-8) <http://stewcraig.blogspot.com/2007/02/hibernia-oil-field.html> (12/2008)

(www-9) http://flickr.com/photos/juhi_n_rupesh/289437491/ (12/2008)

- (www-10) <http://www.escsi.org/pdfdocs/Boknasundet%20Bridge.pdf> (11/2008)
- (www-11) <http://www.kle.nw.schule.de> (2005)
- (www-12) <http://web.uvic.ca/~jpoleson/Harbour%20Concrete/HarbourConcrete.html> (2005)
- (www-13) <http://www.liapor.de> (Jahresangabe s. betreffendes Quellenzitat)
- (www-14) <http://huasui-leca.fuzing.com> (11/2008)
- (www-15) <http://www.shroomery.org> (11/2008)
- (www-16) <http://www.flickr.com/photos/klogg/> (11/2008)
- (www-17) <http://www.firstrays.com/PrimeAgra/compare2.htm> (11/2008)

Anhang

Der Anhang ist wie folgt gegliedert:

- A1 Angaben zu den verwendeten Zuschlägen
- A2 Kennwerte der untersuchten Betone
 - A2.1 Ergänzungen zu Kap. 4 – Eigene Versuche mit Hochleistungsleichtbetonen
 - A2.2 Mischungsrezepturen und Routinewerte
- A3 Mehraxiale Versuche – Bruchfestigkeiten, eigene Versuche
 - A3.1 Druck-Druck-Versuche
 - A3.1.1 Bruchfestigkeiten
 - A3.1.2 Sonstige Anmerkungen zu den DD-Versuchen
 - A3.1.3 Ergänzungen zur mathematischen Beschreibung der zweiaxialen Bruchkurve
 - A3.2 Druck-Druck-Druck-Versuche
 - A3.2.1 Bruchfestigkeiten
 - A3.2.2 Sonstige Anmerkungen zu den DDD-Versuchen
 - A3.2.3 Ergänzungen zur mathematischen Beschreibung der dreiaxialen Bruchwerte
- A4 Mehraxiale Verformungen der Leichtbetone aus den eigenen Versuchen
 - A4.1 Verformungen Druck-Druck-Versuche
 - A4.2 Verformungen Druck-Druck-Versuche
 - A4.3 Zur Transformation der IWA-Daten
 - A4.4 Ergänzungen zur mathematischen Beschreibung
- A5 Ergänzungen zu mehraxialen Versuchen anderer Forscher
 - A5.1 Überblick über bekannte Forschungsarbeiten
 - A5.2 Zweiaxiale Versuche mit Leichtbetonen in chronologischer Reihenfolge
 - A5.3 Dreiaxiale Versuche mit Leichtbetonen in chronologischer Reihenfolge
 - A5.4 Auswahl mehraxialer Versuche mit Normalbetonen
 - A5.5 Ergänzungen zum Vergleich HLLB – Versuche anderer Forscher

A1 Angaben zu den verwendeten Zuschlägen

Sowohl im Rahmen der Vorversuche zu diesem Projekt als auch parallel zum Projekt selber wurde eine Reihe von Untersuchungen zu den verwendeten Zuschlägen durchgeführt. Dabei ergaben sich in einigen Punkten Differenzen zu den Angaben des Herstellers des Leichtzuschlages, was den Mischungsentwurf und die Betoneigenschaften beeinflussen kann. An den entsprechenden Stellen in dieser Arbeit und auch in Curbach/Scheerer (2006) wurde darauf hingewiesen.

Übersicht der Untersuchungen zu den Zuschlägen:

- Bestimmung der Kornrohddichte der Leichtkiese
- Bestimmung der Schüttdichte der Leichtzuschläge
- Siebanalyse
- Wasseraufnahme der Leichtkiese
- Absetzversuch und Überprüfung des Gehaltes an organischen Bestandteilen, Natursand

Tabelle 25: Eigenschaften des Leichtzuschlags F 9.5 4/8 ¹⁾

Schüttdichte				
Eigene Tests	$T_{\text{Trockenschrank}}$	110	[°C]	
	Anzahl Versuche	3	[-]	
	Schüttdichte feucht	1,00	[g/cm ³]	
	Schüttdichte trocken	0,95	[g/cm ³]	
Herstellerangabe		950 ± 25	[kg/m ³]	(www-13 2005)
Kornrohddichte				
Eigene Tests	Messzylinder-Verfahren			
	Anzahl Versuche	3	[-]	
	Kornrohddichte	1,55	[g/cm ³]	
Herstellerangabe	(1) Mittelwert	1,57	[g/cm ³]	Liapor (1999/2000)
	(2) von ... bis ...	1,70 - 1,95	[g/cm ³]	(www-13 2002)
	Mittelwert	1,825	[g/cm ³]	
	(3) von ... bis ...	1,65 - 1,75	[g/cm ³]	(www-13 2005)
	Mittelwert	1,70	[g/cm ³]	
Wasseraufnahme (nach 30 min)				
Raumtemperatur [°C]	Eigenfeuchte [M.-%]	Anzahl Versuche [-]	W ₃₀ -Wert [M.-%]	W _{ges} [M.-%]
Eigene Tests – getrocknete Zuschläge				
20,0	0	3	8,75	8,75
Eigene Tests – haldenfeuchte Zuschläge				
24,5	0,50	3	7,39	7,52
20,5	0,91	3	8,43	8,43
18,0	0,70	3	7,33	8,03
23,0	0,60	3	7,78	8,38
20,0	0,52	3	7,44	7,96
19,0	0,90	3	7,44	8,34
18,0	2,97	4	7,00	9,67
Herstellerangabe - trockene LZ				
			6,3	Telefonat zu Liapor (1999/2000)

¹⁾ Die Einzelwerte und evtl. Anmerkungen sind in Curbach/Scheerer (2006) nachzulesen.

Tabelle 26: Eigenschaften des Leichtzuschlags F 6.5 4/8 ¹⁾

Schüttdichte				
Eigene Tests	$T_{\text{Trockenschrank}}$	110	[°C]	
	Anzahl Versuche	3	[-]	
	Schüttdichte feucht	0,69	[g/cm ³]	
	Schüttdichte trocken	0,62	[g/cm ³]	
Herstellerangabe	Mittelwert	649	[kg/m ³]	Liapor (1999/2000)
	Standardabw.	14,1	[kg/m ³]	
Kornrohdichte				
Eigene Tests	Messzylinder-Verfahren			
	Anzahl Versuche	3	[-]	
	Kornrohdichte	1,04	[g/cm ³]	
Herstellerangabe	(1) Mittelwert	1,168	[g/cm ³]	Liapor (1999/2000)
	Standardabw.	27,8	[%]	
	(2) von ... bis ...	1,10 - 1,35	[g/cm ³]	(www-13 2002)
	Mittelwert	1,225	[g/cm ³]	
Wasseraufnahme (nach 30 min)				
Raumtemperatur [°C]	Eigenfeuchte [M.-%]	Anzahl Versuche [-]	W ₃₀ -Wert [M.-%]	W _{ges} [M.-%]
19,0	0	4	6,5	6,5
Eigene Tests – getrocknete Zuschläge				
24,5	3,72	3	4,39	8,11
19	12,7	3	4,6	15,9
22	12,8	4	3,0	14,4
19	10,9	5	4,4	14,2
Herstellerangabe - trockene LZ				
			7,0	Liapor (1999/2000)

¹⁾ Die Einzelwerte und evtl. Anmerkungen sind in Curbach/Scheerer (2006) nachzulesen.

Tabelle 27: Eigenschaften des Leichtsand K 0/4 ¹⁾

Schüttdichte				
Eigene Tests	$T_{\text{Trockenschrank}}$	110	[°C]	
	Anzahl Versuche	3	[-]	
	Schüttdichte feucht	0,66	[g/cm ³]	
	Schüttdichte trocken	0,71	[g/cm ³]	
Herstellerangabe	(1) Mittelwert	693	[kg/m ³]	Liapor (1999/2000)
	Standardabw.	23,6	[%]	
	(2) von ... bis ...	700 ± 50	[kg/m ³]	(www-13 2005)
Kornrohdichte				
Herstellerangabe	(1) Mittelwert	1,509	[g/cm ³]	Liapor (1999/2000)
	Standardabw.	37,0	[g/cm ³]	
	(2) Mittelwert	1,60	[g/cm ³]	(www-13 2002)
	von ... bis ...	1,50 - 1,70	[g/cm ³]	
	(3) von ... bis ...	1,50	[g/cm ³]	(www-13 2005)
	Mittelwert	1,40 - 1,60	[g/cm ³]	

¹⁾ Die Einzelwerte und evtl. Anmerkungen sind in Curbach/Scheerer (2006) nachzulesen.

Tabelle 28: Eigenschaften des Natursandes 0/4 – eigene Tests ¹⁾

Kornrohddichte mit Messzylinder-Verfahren		
Anzahl Versuche	3	[-]
Kornrohddichte	2,53	[g/cm ³]
Absetzversuch nach 1 h		
Anzahl Versuche	2	[-]
abschlammbare Bestandteile	1,5	[%]
Stoffe organischen Ursprungs (Natronlauge, 24 h)		
Anzahl Versuche	2	[-]
Färbung		farblos bis gelb
Beurteilung		Flüssigkeit leicht gelb bis farblos, wahrscheinlich keine oder nur geringe Anteile organischer Stoffe

¹⁾ Die Einzelwerte und evtl. Anmerkungen sind in Curbach/Scheerer (2006) nachzulesen.

Liapor-Werk Pautzfeld

Lieferprogramm

Materialeigenschaften

Sorte ¹⁾	Korngruppe [mm]	Schüttdichte ²⁾ [kg/m ³]	Korn-Rohddichte [g/cm ³]
Liapor F2B	4/10	225 ±25	0,35–0,45
Liapor F 2,9 B	4/8	290 ±25	0,47–0,57
Liapor F 3B	4/10	290 ±25	0,48–0,58
Liapor 3	4/8 und 8/16	325 ±25	0,55–0,65
Liapor 3,5	4/8	360 ±25	0,62–0,72
Liapor 4	4/8	425 ±25	0,73–0,83
Liapor 4,5	2/10	450 ±25	0,79–0,89
Liapor 5 3)	4/8	500 ±25	0,87–0,97
Liapor 6	4/8	600 ±25	1,05–1,15
Liapor 6,5	2/10	650 ±25	1,14–1,24
Liapor 7	4/8	700 ±25	1,25–1,35
Liapor 8	4/8	800 ±25	1,45–1,55
Liapor 9,5	4/8	950 ±25	1,65–1,75
Liapor-Sand K 04	0/4	700 ±50	1,40–1,60
Liapor-Sand L	0/4	475 ±50	1,15–1,35
Liapor-Sand M	3,15	290 ±40	0,80–1,00
Liapor-Sand L trocken	0/4	450 ±50	1,10–1,30
Liapor-Sand R rund	1/4	500 ±75	0,77–1,04
Liadrain	2/8	270 ±40	0,48–0,66 ¹⁾
Liaperl	3/6, 4/8 und 8/16	¹⁾	¹⁾
Liapor K	0/2	775 ±50	1,60–1,80
Liapor L	0/2	450 ±50	1,25–1,40
Liapor L 21	0/4	400 ±50	0,95–1,15
Liapor 1	0/1	775 ±50	1,80–2,00

¹⁾ spezielle Materialanforderungen können auf Anfrage produziert werden

²⁾ bei 105° C getrocknet

³⁾ nicht immer vorrätig

Liapor, Liadrain und Liaperl gibt es abgestimmt auf die Einbauverhältnisse in folgenden Lieferformen:

- lose per LKW, Bahn oder Schiff
- im Silozug zum Einblasen
- in big bags á 1000 Ltr. oder á 2000 Ltr.
- in handlichen Säcken á 50 Ltr.

Bild 146 Lieferprogramm Liapor-Werk Pautzfeld, Stand Juli 2005 (www-3 2005)

19-JUN-2000 12:52

LIAPOR PAU TECHN. BERATUNG

+49 9545 44881 5.01

Fax-Nr.: 0351 / 463 42 89
An: TU Dresden Fr. Scheerer
Von: Liapor H. Henningsen
Datum: 19.6.00
Seiten: 7

LIAPOR - PRODUKTION 999
QUALITÄTSKONTROLLE - STATISTISCHE JAHRESMITTEL

Sorte	Schüttdichte, kg/m ³		Rohdichte, kg/m ³		Durchgang durch die Siebe											Eigenfeuchte M. %	Stichprobenumfang	Kornfestigkeit In KN Mittel	Wasseraufnahme, M. % Mittel			
	Mittelwert	StAbw.	Mittelwert	StAbw.	Siebweite in mm															Mittel	StAbw.	
					0,25	0,5	1,0	2,0	3,15	4,0	5,6	8,0	9,0	10,0	12,5							16,0
F 3 B	290	10,1	536	18,8	M. %					0,5	13,0	82,7	82,6	96,2			62	8,4	1,1	12,0	2,1	
F 3	330	11,2	611	21,7	M. %					1,6	27,3	94,3	100,0				643	11,5	1,2	11,0	1,0	
M 3	359	8,8	705	18,1	M. %			1,0	4,2	15,2	46,3	97,4	100,0				139	13,5	1,6	9,8	1,2	
F 3/4	363	13,5	670	26,8	M. %					1,5	27,5	93,8	100,0				46	15,0	1,0	10,3	1,5	
F 4	429	10,2	790	20,0	M. %					4,7	36,8	96,7	100,0				77	22,4	1,7	10,3	1,1	
F 5	501	16,3	923	28,5	M. %					2,2	38,8	97,1	100,0				27	35,5	3,2	9,3	1,3	
F 6	608	15,8	1097	27,3	M. %					4,6	42,5	98,1	100,0				59	60,9	3,4	8,7	1,0	
G 6	698	11,8	1095	28,8	M. %							15,1					15	48,6	2,0	7,0	0,6	
F 6.5	649	14,1	1168	27,8	M. %					3,5	40,5	97,4	100,0				15	73,1	9,1	7,0	0,6	
F 7	719	18,9	1266	30,6	M. %					4,3	38,9	98,0	100,0				21	90,0	5,8	7,3	0,6	
F 8	809	33,7	1450	74,8	M. %					2,8	44,7	98,9	100,0				13	123,3	7,3	5,8	0,9	
M.Sand	295	10,7	933	32,3	M. %	3,5	4,4	10,9	50,7	95,3	98,9											
					Vol. %	2,8	3,9	7,2	37,9	77,0	95,8							0,6				
tr.Sand	456	19,8	1254	49,3	M. %	28,7	40,7	54,0	75,2	96,1	99,5											
					Vol. %	18,7	35,8	50,0	67,8	86,3	96,3											
L.Sand	470	23,1	1277	54,3	M. %	29,5	41,9	55,5	76,7	96,5	99,7											
					Vol. %	17,9	35,5	50,6	68,9	87,5	96,7											
L.Sand 0/1	698	37,7	1824	61,8	M. %	80,6	83,4	99,9	100,0													
					Vol. %	55,8	82,2	97,6	100,0													
K.Sand	693	23,6	1509	37,0	M. %	24,8	35,8	48,8	70,7	95,2	99,9											
					Vol. %	17,3	37,2	55,5	74,2	92,7	98,2											

F 9.5: 6,3 M.-%
Angaben sind
30 (nach 9.024)

1570 nach Teilgenau!

Paubfeld, 16.12.99 Hennek

Bild 147 Liapor (1999/2000) Fax der Firma Liapor

A2 Kennwerte der untersuchten Betone

A2.1 Ergänzungen zu Kap. 4 – Eigene Versuche mit Hochleistungsleichtbetonen

Tabelle 29: Standardabweichung und Variationskoeffizienten (Ergänzung zu Tabelle 10)

Beton	Einaxiale Druckfestigkeit							
	$f_{ic,cube7d}$		$f_{ic,cube}$		f_{ic}'		f_{ic}	
	S_i [N/mm ²]	$\pm V$ [%]						
B 1/I	3,2	7,2	4,6	10,3	3,9	9,9	4,0	7,7
B 1/II-1	2,3	5,3	2,3	4,7	3,5	9,6	0,9	2,0
B 1/II-2	5,7	12,1	5,1	9,8	4,9	11,6	4,6	10,0
Mittelwert alle B1	3,7	8,2	4,0	8,3	4,1	10,4	3,1	6,6
B 2/I	8,0	15,6	7,7	13,7	3,2	6,4	4,8	8,3
B 2/II-1	3,7	6,3	2,4	3,6	7,2	12,4	0,5	0,8
B 2/II-2	2,4	5,0	3,0	4,9	5,0	10,4	1,1	2,0
Mittelwert alle B2	4,7	9,0	4,4	7,4	5,1	9,7	2,1	3,7
B 3/I	2,3	3,2	5,1	6,5	3,2	4,8	4,3	5,5
B 3/II-1	5,8	10,1	0,0	0,0	0,2	0,3	0,8	1,2
B 3/II-2	3,0	4,6	9,6	13,5	3,2	5,3	2,0	2,5
Mittelwert alle B3	1,8	2,6	4,9	6,7	2,2	3,4	2,4	3,1
B 4/I	5,4	7,5	4,8	5,0	3,1	4,0	1,3	1,6
B 4/II-1	1,9	2,2	6,1	6,6	2,9	3,3	0,1	0,1
B 4/II-2	7,3	8,7	1,3	1,3	0,9	1,1	1,0	1,1
Mittelwert alle B4	4,8	6,1	4,1	4,3	2,3	2,8	0,8	0,9
B 5	3,8	7,4	10,9	20,8	4,2	7,5	3,4	5,0
B 6	1,4	1,9	5,6	7,4	2,3	3,4	4,6	5,6

Tabelle 30: Druckfestigkeiten am 10er Würfel, i. d. R. Mittelwert aus drei Versuchen

Beton	$f_{ic,cube7d}$		$f_{ic,cube}$		Matrix		
	S_i [N/mm ²]	$\pm V$ [%]	S_i [N/mm ²]	$\pm V$ [%]			
B 1/II-2	47,0	8,04	17,1	49,4	2,7	5,5	LM
B 2/I	-	-	-	65,2	2,1	3,2	MM
B 5	-	-	-	53,1	10,1	19,0	LM

Tabelle 31: Abgrenzung der Leichtbetone nach der Leistungsfähigkeit

Beton	f_{ick} [N/mm ²]	ρ_{dry} [kg/m ³]	Druckhöhe [km]	Kriterium Hochleistungsleichtbeton nach Gl. (3.1)	
				min f_{ick} [N/mm ²]	ODER max ρ_{dry} [kg/m ³]
B 1/I	43,4	1449	3,0	24,7	1817
B 1/II-1	35,6	1436	2,5	24,1	1679
B 1/II-2	38,0	1456	2,6	24,9	1722
B 2/I	49,9	1759	2,8	40,0	1921
B 2/II-1	59,1	1847	3,2	45,2	2055
B 2/II-2	46,6	1724	2,7	38,0	1869
B 3/I	70,4	1620	4,3	32,6	2205
B 3/II-1	56,2	1683	3,3	35,8	2015
B 3/II-2	70,5	1750	4,0	39,5	2206
B 4/I	78,2	1923	4,1	50,0	2299
B 4/II-1	85,0	1923	4,4	50,0	2377
B 4/II-2	85,5	1950	4,4	51,8	2383
B 5	58,7	1483	4,0	26,1	2050
B 6	74,5	1850	4,0	45,4	2255

Tabelle 32: Standardabweichung und Variationskoeffizienten, E-Modul

Beton	s_i [N/mm ²]	$\pm v$ [%]	Beton	s_i [N/mm ²]	$\pm v$ [%]
B 1/I	265	1,8	B 3/I	987	4,7
B 1/II-1	608	4,4	B 3/II-1	551	2,9
B 1/II-2	346	2,2	B 3/II-2	100	0,5
Mittel alle B1	406	2,8	Mittel alle B3	546	2,7
B 2/I	1.069	4,1	B 4/I	300	1,0
B 2/II-1	265	1,0	B 4/II-1	-	-
B 2/II-2	493	2,3	B 4/II-2	651	2,1
Mittel alle B2	609	2,5	Mittel alle B4	317	1,0
B 5	954	5,2			
B 6	153	0,5			

Tabelle 33-1: Vergleich von gemessenen und berechneten Leichtbeton-E-Moduln

Beton	Versuch E_{Ic}	E-Modul E_{Ic} in [N/mm ²]							
		DIN 1045-1 E_{Ic} V-R ¹⁾		NS 3473 E_{Ic} V-R ¹⁾		Slate et al. E_{Ic} ²⁾ V-R ¹⁾		Scheerer, Gl. (4.10) a E_{Ic} V-R ¹⁾	
B 1/I	15.100	15.327	-227	17.397	-2.297	15.154	-54	15.250	-150
B 1/II-1	13.800	14.241	-441	15.969	-2.169	14.030	-230	14.419	-619
B 1/II-2	15.400	14.899	501	16.541	-1.141	14.614	786	14.991	409
B 2/I	25.900	23.488	2.412	23.069	2.831	21.224	4.676	22.817	3.083
B 2/II-1	25.200	27.193	-1.993	24.733	467	24.203	997	25.941	-741
B 2/II-2	21.700	22.122	-422	21.482	218	20.123	1.577	21.647	53
B 3/I	20.900	22.040	-1.140	23.730	-2.830	21.171	-271	20.852	48
B 3/II-1	18.900	22.267	-3.367	22.477	-3.577	20.698	-1.798	21.457	-2.557
B 3/II-2	21.200	25.735	-4.535	24.600	-3.400	23.784	-2.584	24.232	-3.032
B 4/I	28.900	32.049	-3.149	30.585	-1.685	28.453	447	29.719	-819
B 4/II-1	30.600	32.871	-2.271	31.269	-669	29.353	1.247	30.243	357
B 4/II-2	31.100	33.866	-2.766	31.951	-851	30.046	1.054	31.113	-13
B 5	18.200	17.502	698	20.124	-1.924	17.377	823	16.928	1.272
B 6	29.600	29.230	370	29.398	202	26.371	3.229	27.292	2.308
Summe V-R		100 %	24.291	99,9 %	24.261	81,4 %	19.774	63,7 %	15.462
Mittelwert V-R			1.735		1.733		1.412		1.104
Maximum V-R			4.535		3.577		4.676		3.083

¹⁾ Differenz zwischen Versuch und Rechnung

²⁾ berechnet mit der Rohdichte ρ_{dry} statt ρ_{hd} wie in der Originalquelle Slate et al. (1988) angegeben

Tabelle 33-2: Vergleich von gemessenen und berechneten Leichtbeton-E-Moduln

E-Modul Leichtmatrixbetone [N/mm ²]				E-Modul Mischmatrixbetone [N/mm ²]			
Beton	Versuch E_{Ic}	Scheerer, Gl. (4.10) b E_{Ic} V-R		Beton	Versuch E_{Ic}	Scheerer, Gl. (4.10) c E_{Ic} V-R	
B 1/I	15.100	15.585	-485	B 2/I	25.900	23.213	2.687
B 1/II-1	13.800	14.181	-381	B 2/II-1	25.200	25.442	-242
B 1/II-2	15.400	14.690	710	B 2/II-2	21.700	22.375	-675
B 3/I	20.900	20.721	179	B 4/I	28.900	29.466	-566
B 3/II-1	18.900	18.898	2	B 4/II-1	30.600	30.722	-122
B 3/II-2	21.200	21.498	-298	B 4/II-2	31.100	30.918	182
B 5	18.200	18.184	16	B 6	29.600	28.519	1.081
Summe V-R			2.071	Summe V-R			5.555
Mittelwert V-R			296	Mittelwert V-R			794
Maximum V-R			710	Maximum V-R			2.687

A2.2 Mischungsrezepturen und Routinewerten

In Tabelle 35 und Tabelle 36 werden für jeden hergestellten Beton die Mischungsrezeptur und die Frischbetoneigenschaften angegeben. Eventuell eingefügte Kopfnoten haben folgende Bedeutung:

- 1) Feststoff, zugegeben in Suspension, Masseverhältnis Silicastaub : Wasser = 1 : 1
- 2) Summe aus: Anmachwasser und Wassergehalt der Zuschläge, Zusatzstoffe und -mittel
- 3) durch Versuche zur Wasseraufnahme ermittelt
- 4) Gesamtwassergehalt - Saugwasser des groben Leichtzuschlags
- 5) b (= Bindemittelanteil) = $z + s$ (= Zementmenge + Silica-Feststoff)

Die einzelnen Betonkomponenten stammten von folgenden Herstellern bzw. Lieferanten:

- Zement CEM I 42,5 R: LAFARGE; Werk Karsdorf
- Elkem Mikrosilica, FM 30, VZ 32: Woermann
- Natursand 0/4: Ottendorf-Okrilla
- Blähton-Sand und -Kiese: Liapor, Werk Pautzfeld

Anmerkungen zu den Mischungsrezepturen:

- Auf die Eigenschaften der Zuschläge wurde im Bericht schon eingegangen, Ergebnisse von ergänzenden Untersuchungen sind in Anhang A1 zusammengestellt.
- Die Angaben für Sand und Kies beziehen sich auf getrocknete Zuschläge.
- Die angegebenen Betonzusammensetzungen beruhen auf Tabelle 34.

Tabelle 34: Zuschlageigenschaften für Mischungsrezepturen

Zuschlag	Rohdichte in [kg/dm ³]	Saugwassermenge in [M.-%] ^{**)}
Leichtkies Liapor F 6.5 0/4	1,168 ^{*)}	6,55
Leichtkies Liapor F 9.5 0/4	1,57 ^{*)}	8,75
Leichtkies Liapor F 8 0/4	1,45 ^{***)}	5,8
Liapor Leichtsand K 0/4	1,509 ^{***)}	keine Angaben
Natursand 0/4	2,66	-

*) aus (Liapor 1999/2000); eigene Zuschlagprüfungen ergaben ähnliche Ergebnisse

**) Auf die Problematik des Aufsaugens des Anmachwassers durch die Leichtzuschläge wurde im Hauptteil der Arbeit ausführlich eingegangen. Bei der Zusammenstellung der Rezepturen und der Berechnung der hier angegebenen w/b-Werte wurden einheitlich oben aufgeführte Werte verwendet, um eine Nachvollziehbarkeit zu gewährleisten. Es handelt sich dabei um eigene Versuchswerte an getrocknetem Leichtkies. Lediglich für den Zuschlag F 8 wurde die Angabe aus (Liapor 1999/2000) verwendet, da keine eigenen Versuche durchgeführt worden sind. An dieser Stelle sei nochmals betont, dass sowohl bei der Planung von Mischungen als auch bei einer zutreffenderen Angabe von w/b-Werten das Saugverhalten der Leichtkiese und auch der Leichtsande in Abhängigkeit von der jeweiligen Eigenfeuchte betrachtet werden müsste!

***) aus (Liapor 1999/2000)

In **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** und Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden. sind die Festbetonkennwerte aus den Standardprüfungen tabelliert. In der Regel handelt es sich dabei um:

- 7- und 28-Tage-Festigkeit, 15er Würfel (für einige Betone auch 28-Tage-Festigkeit am 10er Würfel)
- Druckfestigkeit und E-Modul, Zylinder
- Spaltzugfestigkeit am 10er Würfel und zentrische Zugfestigkeit am Zugzylinder
- Rohdichte und Trockenrohddichte.

Die einaxiale Zugfestigkeit am Zylinder mit Einschnürung und die Spaltzugfestigkeit am 10er Würfel wurden nicht bei jeder Charge geprüft. Alle verwendeten Probekörpergeometrien sind in Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden. dargestellt.

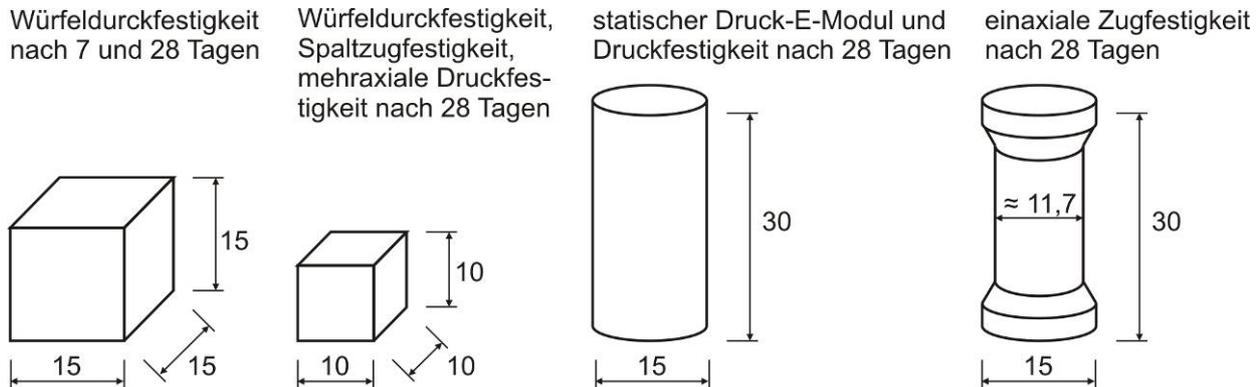


Bild 148 Probekörper-Geometrien für die begleitenden Versuche

Tabelle 35: Mischungsrezepturen der Betone mit den Leichtkiesen F 6.5 und F 8

Beton Charge		1			2			5	6
		/I	/II-1	/II-2	/I	/II-1	/II-2	-	-
Betonierdatum		20.02.02	16.07.03	23.07.03	27.03.02	06.08.03	12.05.04	15.05.02	10.01.02
Komponenten									
CEM I 42,5 R	[kg/m ³]	458	461	448	457	495	487	443	425
Mikrosilica ¹⁾	[kg/m ³]	45,8	46,1	44,8	45,7	49,5	48,7	44,2	42,5
FM 30	[kg/m ³]	22,0	22,1	21,5	21,9	23,8	23,4	24,4	23,5
VZ 32	[kg/m ³]	9,5	2,1	2,1	9,5	2,3	10,1	2,6	1,0
Natursand 0/4	[kg/m ³]		0		730	659	652	0	682
K-Sand 0/4	[kg/m ³]	363	358	340		0		388	0
Leichtkies				F 6.5				F 8	
NS : LS : LK	[kg/m ³]	395	393	386	395	424	423	454	393
	[M.-%]	0:48:52	0:48:52	0:47:53	65:0:35	61:0:39	61:0:39	0:46:54	63:0:37
	[Vol.-%]	0:42:58	0:41:59	0:41:59	45:0:55	41:0:59	40:0:60	0:45:55	49:0:51
Beton Charge		/I	/II-1	/II-2	/I	/II-1	/II-2	-	-
Eigenfeuchte									
Sand	[M.-%]	13,66	14,77	20,85	1,40	0,83	3,00	14,67	1,18
Kies	[M.-%]	0,69	1,14	3,63	0,63	9,33	3,00	8,12	17,16
Saugen LK	[M.-%]			6,55				5,8	
Wasser									
w _{ges} ²⁾	[kg/m ³]	262	265	287	229	217	225	276	321
w _{saug} LK ³⁾	[kg/m ³]	26	26	25	26	28	28	26	23
eff w ⁴⁾	[kg/m ³]	236	239	262	203	190	197	250	298
w/b-Wert ⁵⁾	[kg/m ³]	0,521	0,523	0,583	0,456	0,399	0,419	0,567	0,687
eff w/b-Wert	[kg/m ³]	0,469	0,472	0,532	0,404	0,348	0,368	0,513	0,638
Frischbeton									
a ₁₅	[cm]	41	52	40	40	42	48/55 ^{a)}	38	42
Verdichten mit 55 Hz									
10er Würfel	[s]				45				
15er Würfel	[s]				60				
Zylinder	[s]				90				

^{a)} ungleichmäßig

Tabelle 36: Mischungsrezepturen der Betone mit dem Leichtkies F 9.5

Beton Charge	3			4		
	/I	/II-1	/II-2	/I	/II-1	/II-2
Betonierdatum	12.09.01	20.08.03	27.08.03	13.11.01	10.09.03	17.09.03
Komponenten						
CEM I 42,5 R [kg/m ³]	458	463	460	472	484	485
Mikrosilica ¹⁾ [kg/m ³]	45,8	46,3	46,0	47,2	49,5	48,5
FM 30 [kg/m ³]	25,4	25,7	25,5	26,1	26,7	26,8
VZ 32 [kg/m ³]	0	9,6 ^{a)}	0	0	0	0
Natursand 0/4 [kg/m ³]		0		706	723	724
K-Sand 0/4 [kg/m ³]	385	390	387		0	
Leichtkies [kg/m ³]				F 9.5		
NS : LS : LK [M.-%]	522	528	524	515	528	529
[Vol.-%]		0:42:58			58:0:42	
		0:43:57			45:0:55	
Eigenfeuchte						
Sand [M.-%]	8,4	18,81	5,71	7,77	0,95	1,28
Kies [M.-%]	2,4	4,38	18,34	6,62	12,17	10,05
Saugen LK [M.-%]				8,75		
Wasser						
w _{ges} ²⁾ [kg/m ³]	272	264	268	259	241	240
w _{saug} LK ³⁾ [kg/m ³]	46	46	46	45	46	46
eff w ⁴⁾ [kg/m ³]	226	217	222	214	195	194
w/b-Wert ⁵⁾ [kg/m ³]	0,540	0,517	0,530	0,499	0,452	0,451
eff w/b-Wert [kg/m ³]	0,449	0,426	0,439	0,412	0,365	0,364
Frischbeton						
a ₁₅ [cm]	37	43	41,5	45	52	44
Verdichten mit 55 Hz						
10er Würfel [s]	90	45	90	45	45	60
15er Würfel [s]	90	60	90	60	60	60
Zylinder [s]	120	90	120	90	90	90

a) Es wurde die lt. Hersteller maximal zulässige Menge an Verzögerer zugegeben. Dies war unplanmäßig (Versehen im Labor) und beeinflusste hier die Qualität der Prüfkörper offensichtlich negativ (s. a. Anmerkungen zu den Standard-Versuchen).

Tabelle 37: Druckfestigkeiten – Standardversuche – alle Betone

Beton	PK	15er Würfel (7 + 28 d)					Standard-Zylinder (28 d)			10er Würfel (28 d)	
		ρ_{hd} [kg/dm ³]	$f_{lc,cube7d}$ [N/mm ²]	ρ_{hd}	ρ_{drv}	$f_{lc,cube}$ [N/mm ²]	ρ_{hd} [kg/dm ³]	f_{lc} [N/mm ²]	E_{lc}	ρ_{hd} [kg/dm ³]	$f_{lc,cube}$ [N/mm ²]
1/I	1	1,59	47,6	1,61	1,45	42,0	1,59	46,8	14.900		
	2	1,59	41,2	1,60	1,45	49,9	1,60	53,5	15.000		
	3	1,61	45,0	1,60	1,46	41,9	1,60	53,8	15.400		
	MW	1,60	44,6	1,60	1,45	44,6	1,60	51,4	15.100		
1/II-1	1	1,56	40,8	1,56	1,44	50,6	1,57	44,4	14.200		
	2	1,56	44,7	1,56	1,44	49,9	1,58	42,7	14.100		
	3	1,55	45,0	1,54	1,42	46,3	1,56	43,7	13.100 ¹⁾		
	MW	1,56	43,5	1,55	1,44	48,9	1,57	43,6	13.800		
1/II-2	1	1,61	46,8	1,57	1,45	49,5	1,58	49,1	15.000	1,57	41,3 ⁶⁾
	2	1,59	41,4	1,59	1,46	58,5	1,58	48,0	15.600	1,57	52,7
	3	1,61	52,8	1,58	1,46	49,7	1,59	40,7	15.600	1,58	51,5 ³⁾
	4									1,56	46,4 ²⁾³⁾
	5									1,58	50,4 ²⁾³⁾
	MW	1,60	47,0	1,58	1,46	52,5	1,58	46,0	15.400	1,57	48,5

Beton	PK	15er Würfel (7 + 28 d)					Standard-Zylinder (28 d)			10er Würfel (28 d)	
		ρ_{hd} [kg/dm ³]	$f_{ic,cube7d}$ [N/mm ²]	ρ_{hd} [kg/dm ³]	ρ_{drv} [kg/dm ³]	$f_{ic,cube}$ [N/mm ²]	ρ_{hd} [kg/dm ³]	f_{ic} [N/mm ²]	E_{ic}	ρ_{hd} [kg/dm ³]	$f_{ic,cube}$ [N/mm ²]
2/I	1	1,87 ⁴⁾	42,0	1,88	1,76	47,9	1,89	61,9	26.500	1,86	67,0
	2	1,88	56,3	1,86	1,75	58,3	1,90	59,1	24.700	1,87	62,9
	3	1,89	55,4	1,88	1,77	63,0	1,90	52,5	26.600	1,87	65,8
	MW	1,88	51,2	1,87	1,76	56,4	1,90	57,9	25.900	1,87	65,2
2/II-1	1	1,92	58,4	1,91	1,85	64,8	1,94	66,7	25.000		
	2	1,91	63,4	1,91	1,85	69,4	1,93	66,9	25.100		
	3	1,92	56,1	1,90	1,84	68,2	1,93	67,6	25.500		
	MW	1,92	59,3	1,90	1,85	67,4	1,93	67,1	25.200		
2/II-2	1	1,85	46,1	1,83	1,74	62,7	1,81	55,4	21.500		
	2	1,82	50,4	1,80	1,71	64,1	1,82	53,3	22.300		
	3	1,84	50,3	1,83	1,72	58,3	1,83	55,0	21.400 ¹⁾		
	MW	1,83	48,9	1,82	1,72	61,7	1,82	54,6	21.700		
3/I	1	1,82	67,6	1,81	1,62	72,1	1,81	78,5	20.400		
	2	1,82	71,4	1,81	1,62	78,0	1,81	82,7	20.200		
	3	1,82	71,5	1,80	1,61	82,2	1,81	74,0	22.000		
	MW	1,82	70,2	1,81	1,62	77,5	1,81	78,4	20.900		
3/II-1	1	1,84	61,4	1,82	1,71	54,1 ⁷⁾	1,83	64,1	18.900		
	2	1,82	53,2 ⁵⁾	1,81	1,70	68,1 ⁶⁾	1,83	65,0	19.400		
	3	1,83	37,8 ⁶⁾	1,78	1,64	59,9 ⁸⁾	1,83	63,4	18.300		
	MW	1,83	57,3	1,80	1,70	68,1	1,83	64,2	18.900		
3/II-2	1	1,84	64,2	1,83	1,78	71,0	1,88	80,7	21.100		
	2	1,87	69,9	1,85	1,73	80,8	1,85	77,8	21.200		
	3	1,86	65,3	1,84	1,74	61,7	1,85	76,9	21.300		
	MW	1,86	66,5	1,84	1,75	71,2	1,86	78,5	21.200		
4/I	1	2,12	65,6	2,09	1,92	101,6	2,12	87,3	29.200		
	2	2,12	74,8	2,09	1,94	94,1	2,11	84,7	28.600		
	3	2,10	75,0	2,09	1,91	92,7	2,12	86,5	28.900		
	MW	2,12	71,8	2,09	1,92	96,2	2,11	86,2	28.900		
4/II-1	1	2,10	85,6	2,08		94,7	2,12	92,9	30.600		
	2	2,09	85,2	2,09		95,9	2,13 ¹⁰⁾	93,0	30.600		
	3	2,10	82,2	2,08		84,8					
	MW	2,10	84,3	2,08	2,00 ¹²⁾	91,8	2,12	93,0	30.600		
4/II-2	1	2,12	85,3 ¹¹⁾	2,12		102,5	2,14	92,5	30.500		
	2	2,13	76,1 ^{6) 11)}	2,11		103,9	2,14	93,6	31.800		
	3	2,11	90,5 ¹¹⁾	2,12		105,2	2,14	94,5	31.100 ⁹⁾		
	MW	2,12	84,0 ¹¹⁾	2,12	2,04 ¹²⁾	103,9	2,14	93,5	31.100		
5	1	1,68	56,1	1,68	1,50	43,5	1,68	69,6	17.100	1,64	47,0
	2	1,68	50,7	1,65	1,47	48,8	1,68	63,0	18.800	1,65	47,5
	3	1,68	48,7	1,67	1,48	64,5	1,68	67,4	18.700	1,64	64,7
	MW	1,68	51,8	1,67	1,48	52,3	1,68	66,7	18.200	1,64	53,1
6	1	2,07	73,1	2,05	1,82	73,4	2,09	77,2	29.800		
	2	2,06	75,2	2,05	1,88	81,4	2,07	84,3	29.600		
	3	2,07	72,6	2,05	1,85	70,7	2,08	85,9	29.500		
	MW	2,07	73,6	2,05	1,85	75,2	2,08	82,5	29.600		

1) Zylinder nur mit 2 Belastungsschlaufen vorbelastet

2) Würfel runde Seitenflächen

3) PK-Alter = 33 d

4) untypischer Bruch: Würfel in der Mitte gespalten

5) grobe Beschädigung des PK

6) Würfel schief

7) grobe Beschädigungen beim Ausschalen

8) großes Stück an Ecke beim Ausschalen abgebrochen von PK der 7-d-Festigkeit

9) Unregelmäßigkeiten bei der Versuchsdurchführung

10) PK-Alter = 8 Tage

11) unplanmäßiger Maschinenabbruch vor Versuchsende, danach Probe bis zum Bruch belastet

12) unplanmäßiger Maschinenabbruch vor Versuchsende, danach Probe bis zum Bruch belastet

Tabelle 38: Zugfestigkeiten alle Betone

Beton	PK	10er Würfel - Spaltzug (28 d)			Zug-Zylinder - 1axialer Zug (28 d)		Bemerkung
		ρ_{hd} [kg/dm ³]	Kraft [kN]	$f_{lct,sp}$ [N/mm ²]	$\emptyset_{Einschnürung}$ [mm]	$f_{lct,ax}$ [N/mm ²]	
1/I	1	1,60	33,6	2,2	117,0	1,1	Bruch mittig Bruch an Einschnürung Bruch mittig
	2	1,62	32,2	2,1	117,0	1,4	
	3	1,64	40,9	2,3	117,0	0,9	
	MW	1,62	35,5	2,2		1,1	
1/II-1	1	1,55	33,8	2,2	116,8	1,2	Bruch in der Mitte Bruch oben Bruch unten
	2	1,56	36,0	2,3	117,6	1,3	
	3	1,55	30,7	2,0	116,9	1,1	
	MW	1,55	33,5	2,1		1,2	
2/I	1	1,87	61,7	3,9	116,9	2,1	Bruch mittig Bruch an Ausrundung unten Versuch ungültig
	2	1,85	63,7	4,0	117,1	2,6	
	3	1,87	63,4	4,0		-	
	MW	1,87	62,9	4,0		2,3	
2/II-1	1	1,90	65,9	4,2	117,3	2,8	Bruch an unterer Ausrundung Bruch mittig nur 2 PK vorhanden
	2	1,91	63,4	4,1	116,8	2,5	
	3	1,91	57,0	3,6		-	
	MW	1,91	62,1	4,0		2,6	
2/II-2	1	1,80	44,3	2,8	115,8	1,5	Bruch oben Bruch unten Versuch ungültig
	2	1,80	47,9	3,1	117,2	1,8	
	3	1,81	41,0	2,6	116,8	-	
	MW	1,80	44,4	2,8		1,7	
3/I	1	1,79	34,0	2,2	117,0	2,0	Bruch oben an Ausrundung Bruch oben an Ausrundung Bruch oben an Ausrundung
	2	1,78	50,9	3,2	117,3	2,1	
	3	1,79	47,9	3,1	117,2	2,2	
	MW	1,78	44,3	2,8		2,1	
3/II-1	1	1,81	40,8	2,6	117,2	1,9	Bruch unten Bruch unten Bruch oben
	2	1,81	48,3	3,1	117,5	2,1	
	3	1,81	35,8	2,3	116,6	2,1	
	MW	1,8	41,6	2,7		2,0	
4/I	1	2,09	63,4	4,0	116,9	3,3	Bruch an Ausrundung unten Bruch an Ausrundung oben Bruch an Ausrundung oben
	2	2,09	54,3	3,4	117,1	3,0	
	3	2,10	58,3	3,7	116,9	2,8	
	MW	2,09	58,7	3,7		3,1	
4/II-1	1	2,10	73,1	4,7	118,8	2,7	Bruch an Ausrundung unten Bruch an Ausrundung oben Bruch an Ausrundung oben
	2	2,10	58,5	3,7	116,8	3,2	
	3				117,9	3,5	
	MW	2,10	65,8	4,2		3,1	
5	1	1,65	36,6	2,3	117,5	1,6	Bruch oben Bruch unten
	2	1,65	29,6	1,9	117,5	1,7	
	3	1,65	42,9	2,7	116,8	1,8	
	MW	1,65	36,4	2,3		1,7	
6	1	2,04	53,5	3,4	117,4	3,1	Bruch mittig Bruch unten an Ausrundung Bruch unten an Ausrundung
	2	2,05	57,9	3,6	117,5	2,8	
	3	2,05	53,8	3,4	117,3	3,5	
	MW	2,04	55,1	3,5		3,1	

A3 Mehraxiale Versuche – Bruchfestigkeiten, eigene Versuche

In diesem Kapitel sind alle Einzelwerte aus ein- und mehraxialen Versuchen in der Triaxial-Maschine verzeichnet. Ergänzt wurden Standardabweichung und Variationskoeffizienten sowie - wenn nötig - Anmerkungen zu einzelnen Prüfkörpern. Auch zusätzliche Informationen zu den mathematischen Näherungen wurden ergänzt.

Im Rahmen des Forschungsprojektes, auf dem diese Arbeit basiert, wurden außer den Mehraxialversuchen auch Tastversuche zur Verformungsmessung mittels Fotogrammetrie, zu unterschiedlichen Prüfkörpergeometrien und zur Auswirkung unterschiedlicher Lasteinleitungsmittel auf die Bruchfestigkeiten und Verformungen von Leichtbeton durchgeführt. Nähere Angaben hierzu sind in Curbach/Scheerer (2006) nachzulesen.

A3.1 Druck-Druck-Versuche

A3.1.1 Bruchfestigkeiten

Tabelle 39: Beton B 1/1

Sp.V.	PK-Nr.	PK- Alter t [d]	Dauer Versuch [min:s]	Bruchspannung		normierte Bruchspannung		Stand.- abw. s _i (σ ₁)	Var.- koeff. ± v [%]
				σ ₁ [N/mm ²]	σ ₂	σ ₁ /f _{lc} '	σ ₂ /f _{lc} '		
000	000 1503 01	23	05:54	41,28	0	1,04	0	3,93	9,9
	000 1503 02	23	06:02	37,21	0	0,94	0		
	000 1503 03	23	05:45	41,74	0	1,06	0		
	000 2503 04	33	06:36	32,73	0	0,83	0		
	000 2503 05	33	05:52	40,64	0	1,03	0		
	000 2503 06	33	05:31	43,57	0	1,10	0		
Mittel		28,0	05:56	39,53	0	1	0		
005	005 1803 07	26	07:00	46,81	2,36	1,18	0,06	3,47	7,3
	005 1903 08	27	06:27	45,16	2,26	1,14	0,06		
	005 2003 09	28	06:28	50,70	2,51	1,28	0,06		
	005 2103 10	29	06:15	52,99	2,65	1,34	0,07		
	005 2103 11	29	06:10	45,85	2,27	1,16	0,06		
	005 2203 12	30	06:53	44,15	2,20	1,12	0,06		
Mittel		28,2	06:32	47,61	2,38	1,20	0,06		
020	020 1803 13	26	06:48	55,23	11,06	1,40	0,28	2,27	4,3
	020 1903 14	27	06:40	52,81	10,54	1,34	0,27		
	020 1903 15	27	06:22	51,40	10,28	1,30	0,26		
	020 2003 16	28	06:33	49,33	9,85	1,25	0,25		
	020 2103 17	29	06:23	54,53	10,93	1,38	0,28		
	020 2203 18	30	06:49	50,74	10,11	1,28	0,26		
Mittel		27,8	06:35	52,34	10,46	1,32	0,26		
040	040 1803 19	26	06:49	58,01	23,13	1,47	0,59	3,49	6,3
	040 1903 20	27	07:08	52,23	20,86	1,32	0,53		
	040 2003 21	28	06:33	49,97	20,02	1,26	0,51		
	040 2103 22	29	06:47	57,41	22,90	1,45	0,58		
	040 2103 23	29	06:45	58,44	23,35	1,48	0,59		
	040 2203 24	30	06:53	56,57	22,57	1,43	0,57		
Mittel		28,2	06:49	55,44	22,14	1,40	0,56		
060	060 1803 25	26	06:30	55,53	33,35	1,40	0,84	3,21	5,9
	060 1903 26	27	07:01	54,86	32,85	1,39	0,83		
	060 1903 27	27	06:43	50,52	30,37	1,28	0,77		
	060 2003 28	28	06:36	58,94	35,26	1,49	0,89		
	060 2103 29	29	06:35	56,53	33,83	1,43	0,86		
	060 2203 30	30	06:34	51,21	30,71	1,30	0,78		
Mittel		27,8	06:39	54,60	32,73	1,38	0,83		

Sp.V.	PK-Nr.	PK-Alter t [d]	Dauer Versuch [min:s]	Bruchspannung		normierte Bruchspannung		Stand.- abw. s _i (σ ₁)	Var.- koeff. ± v [%]
				σ ₁ [N/mm ²]	σ ₂ [N/mm ²]	σ ₁ /f _{ic} ' [-]	σ ₂ /f _{ic} ' [-]		
080	080 1803 31	26	07:09	48,87	39,01	1,24	0,99	2,33	4,5
	080 1803 32	26	06:39	50,03	40,10	1,27	1,01		
	080 2103 33	29	06:30	53,16	42,47	1,34	1,07		
	080 2103 34	29	07:00	51,38	41,09	1,30	1,04		
	080 2103 35	29	07:21	54,75	43,79	1,39	1,11		
	080 2203 36	30	06:38	54,06	43,23	1,37	1,09		
Mittel		28,2	06:52	52,04	41,61	1,32	1,05		
095	095 180 337	26	06:46	52,11	49,43	1,32	1,25	2,86	5,7
	095 1903 38	27	06:49	53,57	50,84	1,36	1,29		
	095 1903 39	27	07:00	49,79	47,17	1,26	1,19		
	095 2103 40	29	06:26	45,68	43,31	1,16	1,10		
	095 2103 41	29	06:46	50,78	48,18	1,28	1,22		
	095 2203 42	30	07:02	47,89	45,47	1,21	1,15		
Mittel		28,0	06:48	49,97	47,40	1,26	1,20		
Mittel alle PK		28,0	06:36						

Anmerkungen

- PK 01: Oberfläche etwas rund
- PK 04: Oberfläche rund
- PK 09: schief und kipplig beim Einrichten
- PK 17: in Richtung 3 ca. 1/2 Borstenreihe zu klein!
- PK 18: Ecke Seite Z2 etwas beschädigt
- PK 28: sehr unregelmäßig beim Einrichten, DMS 2.3 defekt
- PK 33: Probleme mit Stromversorgung beim Einrichten → lange Vorlast

Tabelle 40: Beton B 2/I

Sp.V.	PK-Nr.	PK-Alter t [d]	Dauer Versuch [min:s]	Bruchspannung		normierte Bruchspannung		Stand.- abw. s _i (σ ₁)	Var.- koeff. ± v [%]
				σ ₁ [N/mm ²]	σ ₂ [N/mm ²]	σ ₁ /f _{ic} ' [-]	σ ₂ /f _{ic} ' [-]		
000	000 1904 01	23	05:52	53,99	0	1,10	0	3,17	6,4
	000 1904 02	23	05:46	48,95	0	0,99	0		
	000 1904 03	23	05:49	51,28	0	1,04	0		
	000 2904 04	33	06:12	48,94	0	0,99	0		
	000 2904 05	33	06:10	44,61	0	0,91	0		
	000 2904 06	33	05:47	47,87	0	0,97	0		
Mittel		28,0	05:56	49,27	0	1	0		
005	000 2204 07	26	07:00	59,14	2,91	1,20	0,06	4,38	7,6
	000 2304 08	27	06:31	61,47	3,09	1,25	0,06		
	000 2404 09	28	06:47	53,86	2,70	1,09	0,05		
	000 2404 10	28	06:41	63,23	3,16	1,28	0,06		
	005 2504 11	29	07:26	52,02	2,61	1,06	0,05		
	005 2604 12	30	06:33	56,30	2,83	1,14	0,06		
Mittel		28,0	06:49	57,67	2,88	1,17	0,06		
020	020 2204 13	26	07:04	65,77	13,15	1,33	0,27	3,75	5,6
	020 2304 14	27	06:40	64,41	12,85	1,31	0,26		
	020 2304 15	27	07:21	71,49	14,30	1,45	0,29		
	020 2404 16	28	06:51	70,81	14,13	1,44	0,29		
	020 2504 17	29	06:51	65,55	13,12	1,33	0,27		
	020 2604 18	30	-	61,88	12,40	1,26	0,25		
Mittel		27,8	06:57	66,65	13,32	1,35	0,27		

Sp.V.	PK-Nr.	PK-Alter t [d]	Dauer Versuch [min:s]	Bruchspannung		normierte Bruchspannung		Stand.- abw. s _i (σ ₁)	Var.- koeff. ± v [%]
				σ ₁	σ ₂	σ ₁ /f _{lc} '	σ ₂ /f _{lc} '		
				[N/mm ²]		[-]			
040	040 2204 19	26	06:46	64,11	25,60	1,30	0,52	3,97	5,9
	040 2304 20	27	07:08	72,15	28,81	1,46	0,58		
	040 2404 21	28	06:45	71,21	28,44	1,45	0,58		
	040 2404 22	28	06:58	63,82	25,50	1,30	0,52		
	040 2504 23	29	07:01	63,85	25,51	1,30	0,52		
	040 2604 24	30	06:52	69,78	27,86	1,42	0,57		
Mittel		28,0	06:55	67,48	26,95	1,37	0,55		
060	060 2204 25	26	07:02	66,42	39,82	1,35	0,81	4,54	6,7
	060 2304 26	27	07:36	67,90	40,74	1,38	0,83		
	060 2304 27	27	06:39	66,55	39,93	1,35	0,81		
	060 2404 28	28	07:55	70,86	42,52	1,44	0,86		
	060 2504 29	29	06:41	74,02	44,31	1,50	0,90		
	060 2604 30	30	07:00	60,61	36,31	1,23	0,74		
Mittel		27,8	07:08	67,73	40,60	1,37	0,82		
080	080 2204 31	26	07:56	63,24	50,56	1,28	1,03	3,92	5,7
	080 2204 32	26	07:24	65,70	52,55	1,33	1,07		
	080 2404 33	28	07:30	66,95	53,51	1,36	1,09		
	080 2504 34	29	07:36	73,17	58,46	1,48	1,19		
	080 2504 35	29	07:50	69,57	55,59	1,41	1,13		
	080 2604 36	30	07:52	72,52	58,02	1,47	1,18		
Mittel		28,0	07:41	68,52	54,78	1,39	1,11		
095	095 2204 37	26	07:50	64,08	60,88	1,30	1,24	2,76	4,3
	095 2304 38	27	07:33	59,84	56,75	1,21	1,15		
	095 2304 39	27	08:03	67,96	64,42	1,38	1,31		
	095 2404 40	28	08:26	66,08	62,67	1,34	1,27		
	095 2504 41	29	07:53	64,82	61,50	1,32	1,25		
	095 2604 42	30	08:16	65,91	62,56	1,34	1,27		
Mittel		27,8	08:00	64,78	61,46	1,31	1,25		
Mittel alle PK		27,9	07:04						

Anmerkungen

PK 17: DMS 1.4 defekt

PK 30: sehr kipplig

Tabelle 41: Beton B 3/I

Sp.V.	PK-Nr.	PK-Alter t [d]	Dauer Versuch [min:s]	Bruchspannung		normierte Bruchspannung		Stand.- abw. s _i (σ ₁)	Var.- koeff. ± v [%]
				σ ₁	σ ₂	σ ₁ /f _{lc} '	σ ₂ /f _{lc} '		
				[N/mm ²]		[-]			
000	000 1510 01	33	7:40	69,07	0	1,04	0	3,17	4,8
	000 1510 02	33	8:02	70,78	0	1,06	0		
	000 1510 03	33	7:14	60,17	0	0,90	0		
	000 1510 04	33	7:19	66,77	0	1,00	0		
	000 1510 05	33	7:25	67,72	0	1,02	0		
	000 1510 06	33	7:38	66,24	0	0,99	0		
	000 1510 43	33	7:30	64,68	0	0,97	0		
	000 1510 44	33	7:20	67,25	0	1,01	0		
Mittel		33,0	7:31	66,59	0	1	0		
005	005 0810 07	26	8:54	69,26	3,46	1,04	0,05	2,17	3,0
	005 0910 08	27	8:25	72,67	3,65	1,09	0,05		
	005 1010 09	28	8:09	71,33	3,58	1,07	0,05		
	005 1010 10	28	8:35	74,61	3,69	1,12	0,06		
	005 1110 11	29	8:24	69,22	3,46	1,04	0,05		
	005 1210 12	30	8:53	73,08	3,65	1,10	0,05		
Mittel		28,0	8:33	71,70	3,58	1,08	0,05		

Sp.V.	PK-Nr.	PK-Alter t [d]	Dauer Versuch [min:s]	Bruchspannung		normierte Bruchspannung		Stand.- abw. s _i (σ ₁)	Var.- koeff. ± v [%]
				σ ₁	σ ₂	σ ₁ /f _{lc} '	σ ₂ /f _{lc} '		
				[N/mm ²]		[-]			
020	020 0810 13	26	8:58	82,32	16,47	1,24	0,25	1,98	2,4
	020 0910 14	27	8:48	82,97	16,59	1,25	0,25		
	020 0910 15	27	8:54	85,84	17,16	1,29	0,26		
	020 1010 16	28	9:07	82,03	16,41	1,23	0,25		
	020 1110 17	29	9:04	84,17	16,78	1,26	0,25		
	020 1210 18	30	9:08	80,04	15,94	1,20	0,24		
Mittel		27,8	9:00	82,90	16,56	1,24	0,25		
040	040 0810 19	26	9:34	87,50	34,89	1,31	0,52	4,15	4,9
	040 0910 20	27	9:15	88,03	35,14	1,32	0,53		
	040 0910 21	27	8:23	80,97	32,38	1,22	0,49		
	040 1010 22	28	9:30	88,20	35,21	1,32	0,53		
	040 1110 23	29	9:34	86,28	34,48	1,30	0,52		
	040 1210 24	30	8:28	78,46	31,36	1,18	0,47		
Mittel		27,8	9:07	84,91	33,91	1,28	0,51		
060	060 0810 25	26	8:52	82,15	49,13	1,23	0,74	2,54	3,0
	060 0910 26	27	9:29	87,67	52,54	1,32	0,79		
	060 1010 27	28	8:46	82,39	49,34	1,24	0,74		
	060 1110 28	29	9:17	81,04	48,60	1,22	0,73		
	060 1110 29	29	8:52	81,79	49,13	1,23	0,74		
	060 1210 30	30	9:16	85,20	51,16	1,28	0,77		
Mittel		28,2	9:05	83,37	49,98	1,25	0,75		
080	080 0810 31	26	10:08	83,95	67,03	1,26	1,01	3,83	4,7
	080 0910 32	27	9:34	81,40	65,18	1,22	0,98		
	080 1010 33	28	9:29	83,52	66,81	1,25	1,00		
	080 1110 34	29	9:55	73,61	58,82	1,11	0,88		
	080 1110 35	29	9:16	79,89	63,82	1,20	0,96		
	080 1210 36	30	10:11	82,58	66,07	1,24	0,99		
Mittel		28,2	9:46	80,83	64,62	1,21	0,97		
095	095 0910 37	27	9:36	76,49	72,48	1,15	1,09	1,83	2,4
	095 0910 38	27	10:12	79,87	75,89	1,20	1,14		
	095 1010 39	28	10:13	76,17	72,21	1,14	1,08		
	095 1010 40	28	10:38	75,60	71,86	1,14	1,08		
	095 1110 41	29	10:50	75,19	71,33	1,13	1,07		
	095 1210 42	30	10:02	74,83	70,96	1,12	1,07		
Mittel		28,2	10:15	76,36	72,46	1,15	1,09		
Mittel alle PK		28,9	8:58						

Anmerkungen

- PK 03: schiefe Belastung
- PK 06: Lunker an Seite W2
- PK 11: schlechte Qualität
- PK 13: manueller Abbruch des Versuches gleich nach Erreichen der Bruchlast, da die Bürsten sich fast berührten
- PK 16: Bürsten 1 und 2 nicht exakt in einer Achse, bei ca. 240 kN automatischer Versuchsabbruch, danach Wiederbelastung
- PK 18: Belastungssteigerung bis 90 kN, dann Drehen der Bürsten. Wechsel des Sp. V. von 060 auf 020 wegen zu geringer PK-Maße
- PK 19: in Richtung 1 sehr schiefe Belastung
- PK 24: DMS 2.4 defekt, nahe DMS 1.3 Ausplattung an der Ecke, schlechte Betonqualität
- PK 31: im ersten Teil des Versuches ungleichmäßige Stauchung
- PK 32: Probleme mit IWA 6
- PK 39: beim Einrichten Last kurzzeitig auf 160 kN, sehr einseitige Belastung und einseitiger Bruch
- PK 43: schwierig einzurichten
- PK 44: eine Ecke beschädigt, schwierig einzurichten

Tabelle 42: Beton B 4/I

Sp.V.	PK-Nr.	PK-Alter t [d]	Dauer Versuch [min:s]	Bruchspannung		normierte Bruchspannung		Stand.- abw. s _i (σ ₁)	Var.- koeff. ± v [%]
				σ ₁ [N/mm ²]	σ ₂	σ ₁ /f _{lc} '	σ ₂ /f _{lc} ' [-]		
000	000 0712 01	24	8:08	71,71	0	0,94	0	3,07	4,0
	000 0712 02	24	7:47	78,93	0	1,04	0		
	000 0712 03	24	7:49	76,27	0	1,00	0		
	000 1412 04	31	8:06	73,32	0	0,96	0		
	000 1412 05	31	8:14	77,93	0	1,02	0		
	000 1412 06	31	7:43	79,05	0	1,04	0		
Mittel		27,5	7:58	76,20	0	1	0		
005	005 0712 07	24	8:31	91,60	4,59	1,20	0,06	3,90	4,3
	005 1012 08	27	8:52	90,09	4,53	1,18	0,06		
	005 1112 09	28	9:10	85,41	4,25	1,12	0,06		
	005 1212 10	29	9:09	95,87	4,75	1,26	0,06		
	005 1312 11	30	8:57	93,47	4,66	1,23	0,06		
	005 1412 12	31	8:38	87,16	4,30	1,14	0,06		
Mittel		28,2	8:53	90,60	4,51	1,19	0,06		
020	020 1012 13	27	8:28	88,77	17,74	1,16	0,23	6,58	6,7
	020 1012 14	27	10:01	95,83	19,18	1,26	0,25		
	020 1112 15	28	8:57	92,44	18,48	1,21	0,24		
	020 1212 16	29	9:34	104,97	21,00	1,38	0,28		
	020 1212 17	29	9:21	104,37	20,83	1,37	0,27		
	020 1312 18	30	9:53	100,56	20,07	1,32	0,26		
Mittel		28,3	9:28	97,82	19,55	1,28	0,26		
040	040 0712 19	24	8:47	88,73	35,42	1,16	0,46	6,88	6,8
	040 1012 20	27	10:11	109,41	43,75	1,44	0,57		
	040 1112 21	28	8:57	102,00	40,72	1,34	0,53		
	040 1212 22	29	9:34	103,82	41,47	1,36	0,54		
	040 1312 23	30	9:21	103,61	41,42	1,36	0,54		
	040 1412 24	31	9:53	102,50	41,01	1,35	0,54		
Mittel		28,2	9:27	101,68	40,63	1,33	0,53		
060	060 1012 25	27	9:35	103,24	61,84	1,35	0,81	3,54	3,5
	060 1112 26	28	9:21	99,23	59,38	1,30	0,78		
	060 1112 27	28	8:39	94,32	56,62	1,24	0,74		
	060 1212 28	29	9:42	103,80	62,33	1,36	0,82		
	060 1212 29	29	10:09	100,79	60,40	1,32	0,79		
	060 1312 30	30	9:21	99,05	59,35	1,30	0,78		
	060 1312 43	30	10:02	102,12	61,20	1,34	0,80		
Mittel		28,7	9:27	100,29	60,12	1,32	0,79		
080	080 0712 31	24	10:37	93,26	74,44	1,22	0,98	5,86	5,9
	080 1012 32	27	10:34	98,87	78,94	1,30	1,04		
	080 1112 33	28	10:10	97,73	78,00	1,28	1,02		
	080 1212 34	29	11:21	109,25	87,43	1,43	1,15		
	080 1312 35	30	11:03	104,49	83,49	1,37	1,10		
	080 1412 36	31	10:36	96,24	76,89	1,26	1,01		
Mittel		28,2	10:44	99,97	79,87	1,31	1,05		
095	095 1012 37	27	11:39	95,03	90,05	1,25	1,18	2,98	3,2
	095 1112 38	28	11:01	90,33	85,68	1,19	1,12		
	095 1112 39	28	11:27	94,27	89,40	1,24	1,17		
	095 1212 40	29	11:17	91,53	86,57	1,20	1,14		
	095 1212 41	29	12:07	96,76	91,65	1,27	1,20		
	095 1312 42	30	11:41	98,09	93,07	1,29	1,22		
Mittel		28,5	11:32	94,33	89,41	1,24	1,17		
Mittel alle PK		28,2	9:38						

Anmerkungen

- PK 01: Seite 1 deutlich stärker gestaucht
- PK 03: Seite 2 H deutlich stärker gedehnt
- PK 07: kleine Ecke abgeplatzt, Probleme mit einem IWA
- PK 08: sehr schief
- PK 09: nach Versuch Bürste Z1 getauscht
- PK 10 + 27: neue Bürste W1
- PK 13: IWA 6 ausgetauscht
- PK 15 + 19: in vertikaler Richtung sehr ungleich gestaucht
- PK 28: IWA 6 locker
- PK 29: Abbruch wegen extrem schiefer Belastung
- PK 31: ungleiche Belastung
- PK 32: Unterseite des Würfels rund (Kontakt mit Widerlagerbürste W1)
- PK 37: Versuch ohne IWA 6
- PK 38 + 39: Seite 2 deutlich stärker gestaucht

Tabelle 43: Beton B 5

Sp.V.	PK-Nr.	PK- Alter t [d]	Dauer Versuch [min:s]	Bruchspannung		normierte Bruchspannung		Stand.- abw. s _i (σ ₁)	Var.- koeff. ± v [%]
				σ ₁ [N/mm ²]	σ ₂	σ ₁ /f _{ic} '	σ ₂ /f _{ic} ' [-]		
000	000 1006 01	26	06:55	62,05	0	1,11	0	4,21	7,5
	000 1006 02	26	07:25	55,53	0	0,99	0		
	000 1406 03	30	06:47	52,85	0	0,94	0		
	000 1406 04	30	06:30	53,48	0	0,96	0		
Mittel		28,0	06:54	55,98	0	1	0		
005	005 1006 07	26	08:06	64,95	3,34	1,16	0,06	3,65	6,1
	005 1106 08	27	07:25	59,02	2,96	1,05	0,05		
	005 1306 09	29	07:19	60,74	3,10	1,09	0,06		
	005 1406 10	30	08:16	54,79	2,80	0,98	0,05		
	005 1406 11	30	07:37	59,26	3,00	1,06	0,05		
Mittel		28,4	07:44	59,75	3	1,07	0,05		
020	020 1106 13	27	07:40	60,41	12,08	1,08	0,22	4,49	7,3
	020 1206 14	28	07:58	63,92	12,79	1,14	0,23		
	020 1206 15	28	07:19	55,07	11,06	0,98	0,20		
	020 1306 16	29	07:44	65,06	13,01	1,16	0,23		
Mittel		28,0	07:40	61,11	12	1,09	0,22		
040	040 1006 19	26	07:33	64,87	25,91	1,16	0,46	3,02	4,7
	040 1106 20	27	07:38	64,11	25,60	1,15	0,46		
	040 1306 21	29	08:08	68,36	27,31	1,22	0,49		
	040 1406 22	30	07:05	61,02	24,43	1,09	0,44		
Mittel		28,0	07:36	64,59	25,81	1,15	0,46		
060	060 1106 25	27	07:02	67,58	40,41	1,21	0,72	6,00	9,5
	060 1206 26	28	07:11	59,17	35,43	1,06	0,63		
	060 1206 27	28	07:47	69,41	41,60	1,24	0,74		
	060 1306 28	29	07:55	57,37	34,37	1,02	0,61		
Mittel		28,0	07:28	63,38	37,95	1,13	0,68		
080	080 1006 31	26	07:36	61,25	48,98	1,09	0,87	1,69	2,7
	080 1106 32	27	07:23	60,15	48,07	1,07	0,86		
	080 1306 33	29	07:22	62,27	49,71	1,11	0,89		
	080 1406 34	30	07:43	64,12	51,37	1,15	0,92		
Mittel		28,0	07:31	61,95	49,53	1,11	0,88		
095	095 1106 37	27	07:41	60,53	57,35	1,08	1,02	2,89	4,9
	095 1206 38	28	07:46	59,35	56,28	1,06	1,01		
	095 1206 39	28	07:08	55,15	52,35	0,99	0,94		
	095 1306 40	29	07:54	61,84	58,77	1,10	1,05		
Mittel		28,0	07:37	59,22	56,19	1,06	1,00		
Mittel alle PK		28,1	07:30						

Anmerkungen

- PK 14: neue Bürste Z2
 PK 16: Probleme mit Messrechner nach Bruch
 PK 31: Probleme mit Steuerrechner
 PK 40: dynamisches Abbruchkriterium in beiden Kreisen vor dem Bruch erreicht, deshalb wurde der PK ein zweites Mal belastet. Erstbelastung: $\sigma_{1u} : \sigma_{2u} = 48,3 : 45,72 \text{ N/mm}^2$ (06:29), Zweitbelastung s. Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.

Tabelle 44: Beton B 6

Sp.V.	PK-Nr.	PK-Alter t [d]	Dauer Versuch [min:s]	Bruchspannung		normierte Bruchspannung		Stand.- abw. $s_i (\sigma_1)$	Var.- koeff. $\pm v$ [%]
				σ_1	σ_2	σ_1/f_{ic}'	σ_2/f_{ic}'		
				[N/mm ²]		[-]			
000	000 0402 01	25	6:14	69,48	0	1,03	0	2,29	3,4
	000 0402 02	25	5:44	64,22	0	0,96	0		
	000 0402 03	25	6:27	66,55	0	0,99	0		
	000 1202 04	33	7:23	68,28	0	1,02	0		
	000 1202 05			51,07	0				
Mittel		27,0	6:27	67,13	0	1	0		
005	005 0502 07	26	8:13	77,37	3,93	1,15	0,06	9,03	11,1
	005 0602 08	27	8:29	73,84	3,70	1,10	0,06		
	005 0802 09	29	9:00	94,19	4,70	1,40	0,07		
	005 1102 10	32	8:07	78,53	3,89	1,17	0,06		
Mittel		28,5	8:27	80,98	4,05	1,21	0,06		
020	020 0402 13	25	8:36	100,77	20,07	1,50	0,30	6,40	7,0
	020 0502 14	26	8:41	89,18	17,78	1,33	0,26		
	020 0802 15	29	8:23	87,05	17,35	1,30	0,26		
	020 1102 16	32	8:34	88,01	17,57	1,31	0,26		
Mittel		28,0	8:34	91,25	18,19	1,36	0,27		
040	040 0502 19	26	8:51	99,35	39,67	1,48	0,59	11,42	12,3
	040 0602 20	27	9:32	106,15	42,55	1,58	0,63		
	040 0802 21	29	8:13	83,13	33,28	1,24	0,50		
	040 1102 22	32	8:05	84,02	33,57	1,25	0,50		
Mittel		28,5	8:40	93,16	37,27	1,39	0,56		
060	060 0402 25	25	8:45	90,21	53,95	1,34	0,80	3,06	3,5
	060 0502 26	26	8:58	90,00	54,04	1,34	0,80		
	060 0802 27	29	8:02	83,63	50,26	1,25	0,75		
	060 1202 28	33	8:29	87,48	52,41	1,30	0,78		
Mittel		28,3	8:34	87,83	52,66	1,31	0,78		
080	080 0502 31	26	9:54	91,22	73,06	1,36	1,09	3,96	4,6
	080 0602 32	27	10:12	81,89	65,52	1,22	0,98		
	080 0802 33	29	9:33	84,96	67,97	1,27	1,01		
	080 1102 34	32	9:56	87,60	69,86	1,30	1,04		
Mittel		28,5	9:54	86,42	69,10	1,29	1,03		
095	095 0402 37	25	10:03	85,13	80,80	1,27	1,20	2,71	3,1
	095 0602 38	27	10:29	83,56	79,36	1,24	1,18		
	095 0802 39	29	10:37	89,61	85,19	1,33	1,27		
	095 1102 40	32	10:49	87,84	83,52	1,31	1,24		
Mittel		28,3	10:30	86,54	82,22	1,29	1,22		
Mittel alle PK		28,1	8:44						

Anmerkungen

- PK 02, 03, 25, 37: sehr ungleichmäßig gestaucht
 PK 05: PK mit runden Seiten hatte sich unter Last verdreht → Abbruch bei 200 kN
 PK 21: ungleichmäßig gestaucht
 PK 33: Oberflächen rund
 PK 34: Oberflächen rund, ungleichmäßige Belastung
 PK 40: Betonoberseite = S2

A3.1.2 Sonstige Anmerkungen zu den zweiaxialen Druckversuchen

Tabelle 45: Rissneigungswinkel φ , Sp.V. 000 bei den DD-Versuchen

PK	Neigungswinkel φ auf Seite				MW φ [°]
	1 [°]	2 [°]	3 [°]	4 [°]	
Beton B 1/I					
01	84,0	88,7	84,0	88,0	86,2
02	90,0	90,0	90,0	87,0	89,3
03	87,5	85,5	83,0	81,3	84,3
05	83,3	86,7	86,0	87,5	85,9
alle PK					86,4
Beton B 3/I keine Werte aufgenommen					
Beton B 5					
03	85,0	89,0	88,3	90,0	88,1
04	84,6	89,0	88,3	88,3	87,5
alle PK					87,8

PK	Neigungswinkel φ auf Seite				MW φ [°]
	1 [°]	2 [°]	3 [°]	4 [°]	
Beton B 2/I					
02	80,0	80,0	84,3	89,0	83,3
04	83,0	86,5	88,8	89,3	86,9
alle PK					85,1
Beton B 4/I keine Werte aufgenommen					
Beton B 6					
01	88,3	89,0	88,2	85,3	87,7
02	86,5	88,5	79,5	-	84,8
alle PK					86,3

Tabelle 46: Rissneigungswinkel φ , zweiaxiale Versuche, LM-Betone

Sp.V.	PK	φ auf Seite		MW φ über alle	
		1 [°]	2 [°]	PK [°]	Sp.V. [°]
Beton B 1/I					
005	07	78,0	79,5	78,8	
	08	82,0	85,3	83,6	
	10	82,0	76,7	79,3	
	11	81,5	81,0	81,3	
	12	88,5	74,0	81,3	80,8
020	13	67,0	85,0	76,0	
	14	80,0	75,0	77,5	
	15	85,0	73,0	79,0	
	16	84,0	88,5	86,3	
	17	86,5	79,0	82,8	
	18	80,1	85,7	82,9	80,7
040	19	72,3	79,3	75,8	
	20	84,5	85,0	84,8	
	21	77,3	75,0	76,2	
	22	76,5	78,0	77,3	
	23	82,3	75,0	78,7	
	24	81,8	85,0	83,4	79,3
	25	71,5	87,5	79,5	
060	27	82,0	73,0	77,5	
	28	84,5	79,0	81,8	
	29	78,0	66,5	72,3	
	30	84,7	78,0	81,3	78,5
	31	82,5		82,5	
	32	77,0	82,5	79,8	
	33	78,3	81,0	79,7	
080	34	-	78,0	78,0	
	35	86,3	89,0	87,6	
	36	68,0	66,5	67,3	79,1
	37	78,0	90,0	84,0	
	38	82,3	82,0	82,2	
	40	85,8	86,0	85,9	
095	41	84,5	90,0	87,3	
	42	79,3	89,7	84,5	84,8

Sp.V.	PK	φ auf Seite		MW φ über alle	
		1 [°]	2 [°]	PK [°]	Sp.V. [°]
Beton B 3/I					
005	8	78,8	82,6	80,7	
	9	78,3	81,2	79,8	
	12	81,7	86,3	84,0	81,5
020	14	76,5	82,5	79,5	
	15	81,0	79,3	80,2	
	16	81,0	77,0	79,0	
060	18	78,0	90,0	84,0	80,7
	28	68,5	77,0	72,8	
	29	78,7	71,0	74,8	
080	30	77,3	79,3	78,3	75,3
	31	80,3	77,7	79,0	
	32	76,7	76,7	76,7	
	33	74,7	76,0	75,3	
095	34	76,0	78,0	77,0	
	36	79,6	78,8	79,2	77,4
	37	78,3	76,0	77,1	
	38	78,3	83,5	80,9	
	40	77,8	79,5	78,6	
095	41	78,0	85,0	81,5	
	42	76,5	81,3	78,9	79,4

Sp.V.	PK	φ auf Seite		MW φ über alle	
		1 [°]	2 [°]	PK [°]	Sp.V. [°]
Beton B 5					
005	7	80,8	76,5	78,6	
	8	81,7	80,7	81,2	
	9	83,8	84,5	84,1	
	10	76,7	72,7	74,7	
	10	81,3	87,7	84,5	
	11	87,0	72,7	79,8	80,5
020	13	81,0	79,0	80,0	
	14	83,2	76,3	79,8	
	15	86,0	80,0	83,0	
	15	85,3	78,5	81,9	
	16	59,0	85,0	72,0	79,3
	19	82,0	79,0	80,5	
040	20	81,3	80,7	81,0	
	21	84,3	86,7	85,5	
	22	78,8	79,8	79,3	81,6
	26	79,0	80,7	79,8	
060	27	75,0	88,3	81,7	
	28	86,5	83,0	84,8	82,1
080	31	84,0	89,0	86,5	
	32	80,0	81,0	80,5	
	34	81,0	80,3	80,7	82,6
	37	82,0	82,3	82,2	
095	39	84,3	87,0	85,7	
	39	82,3	87,0	84,7	
	40	84,0	82,3	83,2	83,9

Tabelle 47: Rissneigungswinkel φ , zweiachiale Versuche, MM-Betone

Sp.V.	PK	φ auf Seite		MW φ über alle		Sp.V.	PK	φ auf Seite		MW φ über alle		Sp.V.	PK	φ auf Seite		MW φ über alle		
		1	2	PK	Sp.V.			1	2	PK	Sp.V.			1	2	PK	Sp.V.	
		[°]	[°]	[°]	[°]			[°]	[°]	[°]	[°]			[°]	[°]	[°]	[°]	
Beton B 2/l																		
005	8	74,3	84,7	79,5														
	9	78,0	75,3	76,7														
	10	75,0	83,3	79,2														
	11	79,0	80,3	79,6														
	12	83,5	80,3	81,9	79,4													
020	13	78,0	81,7	79,8														
	14	81,6	77,8	79,7														
	15	75,5	82,0	78,8														
	16	81,5	77,7	79,6														
	17	76,7	71,0	73,8														
	18	83,3	75,7	79,5	78,5													
040	19	78,7	77,0	77,8														
	20	77,0	70,0	73,5														
	21	79,8	76,2	78,0														
	22	72,5	78,0	75,3														
	23	78,8	75,8	77,3														
	24	78,8	81,3	80,0	77,0													
060	25	77,8	79,8	78,8														
	26	72,0	66,5	69,3														
	27	72,5	74,7	73,6														
	28	76,7	82,3	79,5														
	29	81,5	78,7	80,1														
	30	77,0	78,0	77,5	76,4													
080	31	72,3	73,5	72,9														
	32	73,7	75,0	74,3														
	33	82,3	76,3	79,3														
	34	86,5	77,0	81,8														
	35	84,3	81,0	82,7														
	36	85,0	80,5	82,8	79,0													
095	37	78,8	78,5	78,7														
	38	80,3	81,0	80,7														
	39	90,0	86,0	88,0														
	40	70,0	82,7	76,3														
	41	86,7	73,5	80,1														
	42	84,0	78,5	81,3	80,8													
Beton B 4/l																		
005	11	81,0	82,5	81,8														
	12	77,5	77,0	77,3	79,5													
020	13	87,0	85,7	86,3														
	14	81,2	74,5	77,9														
	15	86,3	77,0	82,6														
	16	82,0	79,0	79,5														
	17	81,8	80,0	80,9														
	18	85,0	85,0	85,0	82,0													
040	19	79,8	80,8	80,3														
	20	80,4	77,2	78,8														
	21	83,0	82,0	82,5														
	22	85,0	78,5	81,8														
	23	81,8	78,0	79,9														
	24	73,0	73,3	73,2	79,4													
060	25	82,3	76,5	79,4														
	26	82,0	82,0	82,0														
	27	77	73,5	75,3														
	28	80,5	90,0	85,3														
	30	73,0	71,0	72,0	78,8													
	31	82,3	80,0	81,2														
080	33	90,0	85,0	87,5														
	34	87,5	87,5	87,5														
	35	78,3	77,3	77,8														
	36	80,0	84,0	82,0	83,2													
	38	84,6	85,0	84,8														
	39	90,0	85,0	87,5														
095	40	90,0	88,7	89,3														
	41	90,0	90,0	90,0														
	42	82,0	77,5	79,8	86,3													
	Beton B 6																	
	005	7	80,7	83,7	82,2													
		8	79,5	82,4	81,0													
10		83,3	82,3	82,8	82,0													
020	13	72,3	77,3	74,8	74,8													
040	19	79,0	79,0	79,0														
	20	82,6	86,3	84,5	81,7													
060	25	78,0	77,8	77,9														
	26	80,0	80,8	80,4														
080	28	82,0	80,5	81,3	79,8													
	32	78,5	83,5	81,0	81,0													
095	37	87,7	87,0	87,3														
	40	84,3	86,4	85,3	86,3													

A3.1.3 Ergänzungen zur mathematischen Beschreibung der zweiachialen Bruchkurve

A3.1.3.1 Näherung durch Polynome

Es wurden Polynome zweiten, dritten und vierten Grades untersucht. Polynome höherer Ordnung wurden nicht berücksichtigt, da diese Genauigkeit im Vergleich zu den mehr oder weniger stark streuenden Versuchswerten unnötig hoch wäre. Erwartungsgemäß wurden die besten Ergebnisse mit den Polynomen 4. Grades erzielt. Die Grundform einer solchen Gleichung lautet:

$$f(x) = y = a \cdot x^4 + b \cdot x^3 + c \cdot x^2 + d \cdot x + 1 \quad (A3.1)$$

Tabelle 48: Freiwerte für die Polynom-Näherung

Beton	B 1/l	B 2/l	B 3/l	B 4/l	B 6
A	-1,2526	-1,8334	-1,9761	-1,9174	-1,9152
B	3,5327	5,2517	4,9171	5,1314	5,5160
C	-3,9593	-5,3787	-4,5744	-4,9817	-5,7461
d	2,0482	2,3466	1,8347	2,0786	2,5160

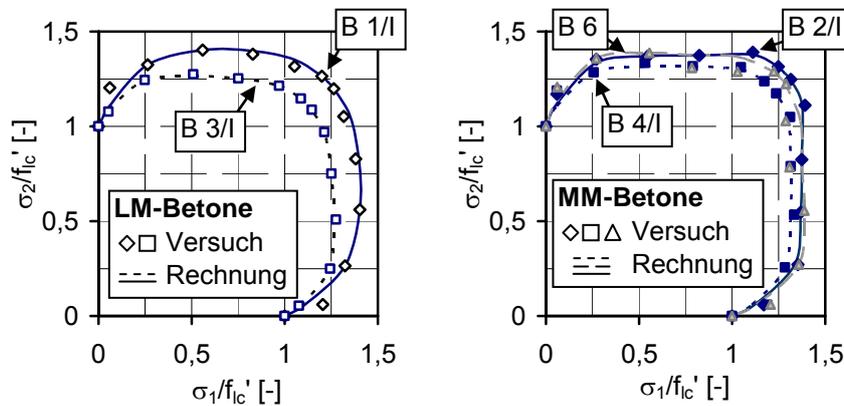


Bild 149 Versuchswerte und Polynome 4. Grades, links: LM-Betone, rechts: MM-Betone

Vorteile dieser Funktion:

- einfach anwendbar
- stetiger Verlauf
- sehr gute Näherung der Versuchswerte

Nachteile dieser Funktion:

- einige Spannungsverhältnisse werden weniger gut getroffen (Sp.V. 005)
- Konstanten sind unabhängig von Materialkennwerten
- Schon geringfügig andere Konstanten ergeben einen "Knick" an $\sigma_1 = \sigma_2$ im Funktionsverlauf, der nicht dem räumlichen Tragverhalten entspricht.

A3.1.3.3 Überlagerung von zwei Ellipsen in Parallellage und einer Sinus-Funktion

Tabelle 49: Zusammenstellung aller Materialkennwerte und Parameter der Vorzugsvariante

Beton	B 1/l	B 2/l	B 3/l	B 4/l	B 5 korr	B 6	
Materialkennwerte							
f_{ic}' [N/mm ²]	39,53	49,27	66,59	76,20	47,7	67,13	
f_{icc} [N/mm ²]	48,70	63,14	74,43	91,90	74,4	84,40	
Parameter							
a	0,669	0,704	0,587	0,650	0,653	0,687	
b	0,430	0,492	0,276	0,396	0,400	0,461	
A - Best fit	-0,01795	-0,06038	-0,00032	-0,03506	-	-0,05913	
A - Empfehlung	-0,0091	-0,0506	-0,0091	-0,0506	-0,0091	-0,0506	
Fehler F [%], nach Gleichung (1.12) ¹⁾							
$\sigma_2/\sigma_1 =$	0,05	2,4	-2,2	-3,8	2,3	-2,1	1,7
	0,20	-0,9	0,3	2,2	0,6	-2,6	2,4
	0,40	-0,3	-1,1	1,5	3,2	-1,8	2,4
	0,60	-1,5	-2,2	0,0	0,6	-3,4	-5,0
	0,80	-1,8	0,3	0,5	0,9	-1,2	-5,5
	0,95	0,1	0,1	0,2	0,2	0,1	0,1
Mittelwert F	1,18	1,03	1,36	1,30	1,90	2,86	

¹⁾ **Fett** = maximale Unter- bzw. Überschätzung eines Bruchwertes je Beton

A3.2 Druck-Druck-Druck-Versuche

A3.2.1 Bruchfestigkeiten

Tabelle 50: Beton B 1/II-1

Sp.V.	PK-Nr.	PK-Alter t [d]	Dauer Versuch [min:s]	Bruchspannung			normierte Bruchspannung			Stand.- abw. s _i (σ ₁)	Var.- koeff. ± v [%]
				σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₁ /f _{ic} '	σ ₂ /f _{ic} '	σ ₃ /f _{ic} '		
000	000 2108 01	36	05:43	39,74	0	0	1,10	0	0	3,45	9,6
	000 2208 02	37	05:32	35,90	0	0	0,99	0	0		
	000 2208 03	37	05:30	32,84	0	0	0,91	0	0		
Mittel		36,7	05:37	36,16	0	0	1	0	0		
205	205 1908 04	34	08:13	54,36	10,85	2,69	1,50	0,30	0,07	0,62	1,1
	205 2008 05	35	06:30	55,42	11,09	2,79	1,53	0,31	0,08		
	205 2108 06	36	08:13	54,34	10,89	2,74	1,50	0,30	0,08		
Mittel		35,0	07:38	54,71	10,94	2,74	1,51	0,30	0,08		
210	210 1908 13	34	08:48	62,40	12,50	6,26	1,73	0,35	0,17	1,81	2,9
	210 2008 14	35	08:59	60,41	12,12	6,07	1,67	0,34	0,17		
	210 2108 15	36	12:20	64,03	12,84	6,36	1,77	0,36	0,18		
Mittel		35,0	10:02	62,28	12,49	6,23	1,72	0,35	0,17		
215	215 1808 22	33	07:29	70,10	13,97	10,47	1,94	0,39	0,29	1,67	2,3
	215 1908 23	34	08:59	73,27	14,67	11,01	2,03	0,41	0,30		
	215 2108 24	36	07:46	72,62	14,50	10,89	2,01	0,40	0,30		
Mittel		34,3	08:04	72,00	14,38	10,79	1,99	0,40	0,30		
605	605 1908 70	34	06:38	61,73	37,03	3,09	1,71	1,02	0,09	1,58	2,6
	605 2008 08	35	05:55	58,89	35,32	2,95	1,63	0,98	0,08		
	605 2008 09	35	06:37	61,49	36,89	3,07	1,70	1,02	0,08		
Mittel		34,7	06:23	60,70	36,41	3,03	1,68	1,01	0,08		
610	610 1808 16	33	07:38	68,37	40,97	6,84	1,89	1,13	0,19	3,30	4,6
	610 1908 17	34	08:46	69,81	41,90	6,99	1,93	1,16	0,19		
	610 2108 18	36	09:44	74,66	44,85	7,46	2,06	1,24	0,21		
Mittel		34,3	08:42	70,94	42,57	7,10	1,96	1,18	0,20		
615	615 1908 25	34	09:49	84,64	50,86	12,74	2,34	1,41	0,35	4,99	6,2
	615 2008 26	35	07:29	78,05	46,82	11,71	2,16	1,29	0,32		
	615 2008 27	35	12:25	84,88	50,93	12,77	2,35	1,41	0,35		
615 2108 31	36	07:01	74,81	44,90	11,19	2,07	1,24	0,31			
Mittel		35,0	09:11	80,60	48,38	12,10	2,23	1,34	0,33		
105	105 1908 10	34	07:32	55,80	53,02	2,78	1,54	1,47	0,08	1,67	3,1
	105 1908 11	34	05:24	53,68	51,07	2,67	1,48	1,41	0,07		
	105 2008 12	35	06:49	52,51	49,85	2,62	1,45	1,38	0,07		
Mittel		34,3	06:35	54,00	51,32	2,69	1,49	1,42	0,07		
110	110 1908 19	34	07:45	70,37	66,88	7,05	1,95	1,85	0,19	2,94	4,3
	110 2008 20	35	08:59	68,14	64,70	6,81	1,88	1,79	0,19		
	110 2008 21	35	12:29	64,54	61,24	6,45	1,78	1,69	0,18		
Mittel		34,7	09:44	67,69	64,27	6,77	1,87	1,78	0,19		
115	115 1808 28	33	07:40	72,45	68,78	10,89	2,00	1,90	0,30	1,70	2,3
	115 1908 29	34	08:31	75,50	71,69	11,28	2,09	1,98	0,31		
	115 2108 30	36	07:45	72,69	69,02	10,89	2,01	1,91	0,30		
Mittel		34,3	07:58	73,54	69,83	11,02	2,03	1,93	0,30		
Mittel alle PK		34,8	08:06								

Anmerkungen

- Allgemein: oft bei relativ hoher Last Lastabfall um ca. 20 kN, dann nochmals Laststeigerung
 PK 01: mit kleinem Ölkreislauf (der Prüfmaschine) belastet
 PK 02: Oberflächen rund und fein gerissen
 PK 03: Oberflächen tiefer eingerissen
 PK 06: Oberflächen rund
 PK 14: Seite an Zylinder 2 rund

Tabelle 51: Beton B 1/II-2

Sp.V.	PK-Nr.	PK-Alter t [d]	Dauer Versuch [min:s]	Bruchspannung			normierte Bruchspannung			Stand.- abw. s _i (σ ₁)	Var.- koeff. ± v [%]
				σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₁ /f _{lc} '	σ ₂ /f _{lc} '	σ ₃ /f _{lc} '		
				[N/mm ²]			[-]				
000	000 2208 01	30	05:37	46,72	0	0	1,11	0	0	4,86	11,6
	000 2208 02	30	05:12	42,18	0	0	1,01	0	0		
	000 2208 03	30	05:14	37,00	0	0	0,88	0	0		
Mittel		30,0	05:21	41,96	0	0	1	0	0		
205	205 2508 04	33	06:44	62,26	12,41	3,10	1,48	0,30	0,07	1,34	2,2
	205 2508 05	33	06:21	59,71	11,93	2,95	1,42	0,28	0,07		
	205 2708 06	35	06:35	61,70	12,34	3,09	1,47	0,29	0,07		
Mittel		33,7	06:33	61,22	12,23	3,05	1,46	0,29	0,07		
210	210 2508 13	33	07:29	67,46	13,44	6,77	1,61	0,32	0,16	0,75	1,1
	210 2608 14	34	08:10	66,16	13,22	6,62	1,58	0,31	0,16		
	210 2708 15	35	08:52	67,46	13,49	6,75	1,61	0,32	0,16		
Mittel		34,0	08:10	67,02	13,38	6,71	1,60	0,32	0,16		
215	215 2508 22	33	09:49	70,18	14,11	10,53	1,67	0,34	0,25	2,87	3,9
	215 2608 23	34	07:32	74,88	14,98	11,28	1,78	0,36	0,27		
	215 2708 24	35	07:29	75,38	15,10	11,30	1,80	0,36	0,27		
Mittel		34,0	08:16	73,48	14,73	11,03	1,75	0,35	0,26		
605	605 2508 07	33	05:54	60,48	36,22	2,97	1,44	0,86	0,07	2,29	3,6
	605 2608 08	34	06:39	64,78	38,86	3,24	1,54	0,93	0,08		
	605 2608 09	34	06:00	64,01	38,44	3,15	1,53	0,92	0,08		
Mittel		33,7	06:11	63,09	37,84	3,12	1,50	0,90	0,07		
610	610 2508 16	33	07:50	78,36	47,01	7,89	1,87	1,12	0,19	4,61	6,2
	610 2608 17	34	08:03	68,28	40,96	6,81	1,63	0,98	0,16		
	610 2708 18	35	08:20	77,71	46,61	7,77	1,85	1,11	0,19		
	610 2708 31	35	07:40	74,78	44,90	7,47	1,78	1,07	0,18		
Mittel		34,3	07:58	74,78	44,87	7,48	1,78	1,07	0,18		
615	615 2508 25	33	06:24	78,14	46,90	11,67	1,86	1,12	0,28	2,62	3,3
	615 2608 26	34	06:53	78,55	47,06	11,79	1,87	1,12	0,28		
	615 2608 27	34	06:33	83,35	50,01	12,51	1,99	1,19	0,30		
	615 2708 32	35	06:34	82,27	49,32	12,34	1,96	1,18	0,29		
Mittel		34,0	06:36	80,58	48,32	12,08	1,92	1,15	0,29		
105	105 2508 10	33	06:49	57,96	55,08	2,91	1,38	1,31	0,07	3,42	5,5
	105 2608 11	34	06:02	63,58	60,41	3,15	1,52	1,44	0,08		
	105 2708 12	35	06:01	64,15	60,94	3,26	1,53	1,45	0,08		
Mittel		34,0	06:17	61,90	58,81	3,11	1,48	1,40	0,07		
110	110 2508 19	33	07:10	72,64	69,05	7,30	1,73	1,65	0,17	3,06	4,2
	110 2508 20	33	07:20	68,98	65,57	6,94	1,64	1,56	0,17		
	110 2708 21	35	07:32	75,05	71,35	7,53	1,79	1,70	0,18		
Mittel		33,7	07:20	72,22	68,66	7,26	1,72	1,64	0,17		
115	115 2508 28	33	05:50	76,80	72,98	11,61	1,83	1,74	0,28	0,65	0,8
	115 2608 29	34	06:16	78,04	74,14	11,73	1,86	1,77	0,28		
	115 2708 30	35	05:48	77,78	73,99	11,71	1,85	1,76	0,28		
Mittel		34,0	05:58	77,54	73,70	11,68	1,85	1,76	0,28		
Mittel alle PK		33,5	06:53								

Anmerkungen

- PK 01: sehr unruhige Belastung (Belastungsschwankungen +/- 5 kN)
- PK 02, 14 +17: Schwankungen geringer, kippelt etwas
- PK 03: kippelt stärker
- PK 01 - 03: IWA 5 eventuell lockere Halterung (bei Dehnungsauswertung beachtet)
- PK 15: Abmessungen sehr knapp, kippelt
- PK 29: schlecht einzurichten (wahrscheinlich eine oder mehrere Seiten rund), kurze unplanmäßige Vorlast 90 kN mit hoher Geschwindigkeit
- PK 32: abgeplatze Ecke an Z3

Tabelle 52: Beton B 2/II-1

Sp.V.	PK-Nr.	PK-Alter t [d]	Dauer Versuch [min:s]	Bruchspannung			normierte Bruchspannung			Stand.- abw. s _i (σ ₁)	Var.- koeff. ± v [%]
				σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₁ /f _{lc} '	σ ₂ /f _{lc} '	σ ₃ /f _{lc} '		
				[N/mm ²]			[-]				
000	000 1009 01	35	06:06	55,55	0	0	0,95	0	0	7,22	12,4
	000 1009 02	35	06:11	66,57	0	0	1,14	0	0		
	000 1009 03	35	05:34	52,98	0	0	0,91	0	0		
Mittel		35,0	05:57	58,37	0	0	1	0	0		
205	205 0109 04	26	08:37	83,90	16,75	4,20	1,44	0,29	0,07	2,53	2,9
	205 0209 05	27	08:47	86,95	17,42	4,35	1,49	0,30	0,07		
	205 0909 06	34	09:23	88,92	17,76	4,46	1,52	0,30	0,08		
Mittel		29,0	08:55	86,59	17,31	4,34	1,48	0,30	0,07		
210	210 0209 14	27	11:27	107,73	21,57	10,80	1,85	0,37	0,19	2,23	2,1
	210 0209 15	27	11:36	103,77	20,78	10,34	1,78	0,36	0,18		
	210 0909 32	34	10:42	107,52	21,46	10,75	1,84	0,37	0,18		
Mittel		29,3	11:15	106,34	21,27	10,63	1,82	0,36	0,18		
215	215 0209 22	27	09:54	117,00	23,42	17,55	2,00	0,40	0,30	2,71	2,3
	215 0209 23	27	09:44	120,53	24,05	18,10	2,07	0,41	0,31		
	215 0909 24	34	09:26	122,33	24,46	18,33	2,10	0,42	0,31		
Mittel		29,3	09:41	119,96	23,98	17,99	2,06	0,41	0,31		
605	605 0109 07	26	09:25	90,43	54,24	4,49	1,55	0,93	0,08	4,04	4,5
	605 0309 08	28	08:44	96,19	57,70	4,78	1,65	0,99	0,08		
	605 0909 09	34	11:04	89,25	53,52	4,46	1,53	0,92	0,08		
	605 1009 33	35	06:53	86,61	51,94	4,27	1,48	0,89	0,07		
Mittel		30,8	09:01	90,62	54,35	4,50	1,55	0,93	0,08		
610	610 0109 16	26	11:26	115,99	69,40	11,57	1,99	1,19	0,20	2,16	1,8
	610 0309 17	28	10:45	119,25	71,52	11,90	2,04	1,23	0,20		
	610 0909 18	34	11:17	115,17	69,16	11,54	1,97	1,18	0,20		
Mittel		29,3	11:09	116,80	70,02	11,67	2,00	1,20	0,20		
615	615 0109 25	26	09:51	138,48	82,96	20,76	2,37	1,42	0,36	5,09	3,7
	615 0309 26	28	09:13	141,95	85,07	21,24	2,43	1,46	0,36		
	615 0309 27	28	10:00	133,48	80,06	19,92	2,29	1,37	0,34		
	615 0909 31	34	10:27	130,55	78,26	19,58	2,24	1,34	0,34		
Mittel		29,0	09:52	136,11	81,59	20,37	2,33	1,40	0,35		
105	105 0109 10	26	07:49	86,97	82,51	4,37	1,49	1,41	0,07	2,99	3,3
	105 0309 11	28	08:05	91,00	86,39	4,53	1,56	1,48	0,08		
	105 1009 12	35	k. A.	92,81	88,00	4,63	1,59	1,51	0,08		
Mittel		29,7	07:57	90,26	85,63	4,51	1,55	1,47	0,08		
110	110 0109 19	26	10:35	110,93	105,33	11,09	1,90	1,80	0,19	2,14	2,0
	110 0309 20	28	10:34	108,98	103,46	10,89	1,87	1,77	0,19		
	110 0909 21	34	10:36	106,67	101,30	10,70	1,83	1,74	0,18		
Mittel		29,3	10:35	108,86	103,36	10,89	1,87	1,77	0,19		
115	115 0109 28	26	09:42	128,45	121,99	19,27	2,20	2,09	0,33	1,90	1,5
	115 0309 29	28	09:20	124,99	118,65	18,70	2,14	2,03	0,32		
	115 0409 30	29	09:50	125,39	118,97	18,81	2,15	2,04	0,32		
Mittel		27,7	09:37	126,28	119,87	18,93	2,16	2,05	0,32		
Mittel alle PK		29,8	09:27								

Anmerkungen

- PK 05, 08: sehr klein, wackeln relativ stark, Laststeigerung ungleichmäßig (+/- 5 kN)
- PK 09, 19: etwas rund, kippt
- PK 12: Bruchwerte aus handschriftlichem Protokoll, da Fehler bei Datensicherung
- PK 13: Probleme mit der Stromversorgung des Steuerrechners. Da der erreichte Wert nahe der erwarteten Bruchlast lag, wurde auf eine Wiederbelastung verzichtet.
- PK 17: Würfel lag seit 04.09. in Versuchsraum da maschinenseitig Probleme, Seiten s. rund
- PK 26: Absturz bei 1378,5 kN bei schon flachem Kraftanstieg, Maximum war aber noch nicht erreicht
- PK 31: eine Ecke am Widerlager 1 sehr hohl

Tabelle 53: Beton B 2/II-2

Sp.V.	PK-Nr.	PK-Alter t [d]	Dauer Versuch [min:s]	Bruchspannung			normierte Bruchspannung			Stand.- abw. s _i (σ ₁)	Var.- koeff. ± v [%]
				σ ₁ [N/mm ²]	σ ₂	σ ₃	σ ₁ /f _{lc} '	σ ₂ /f _{lc} '	σ ₃ /f _{lc} '		
000	000 0706 01	26	04:39	51,53	0	0	1,09	0	0	4,95	10,4
	000 0706 02	26	05:10	48,96	0	0	1,03	0	0		
	000 0706 03	26	05:27	41,97	0	0	0,88	0	0		
Mittel		26,0	05:05	47,49	0	0	1	0	0		
205	205 0806 04	27	08:55	82,85	16,58	4,17	1,74	0,35	0,09	1,59	1,9
	205 0806 05	27	08:48	80,87	16,15	4,05	1,70	0,34	0,09		
	205 1006 06	30	07:57	84,00	16,85	4,27	1,77	0,35	0,09		
Mittel		28,0	08:33	82,57	16,53	4,16	1,74	0,35	0,09		
210	210 0806 13	27	12:21	94,68	18,98	9,48	1,99	0,40	0,20	3,81	4,2
	210 0906 14	28	14:35	88,53	17,67	8,83	1,86	0,37	0,19		
	210 1106 15	30	12:02	87,71	17,50	8,79	1,85	0,37	0,19		
Mittel		28,3	12:59	90,31	18,05	9,03	1,90	0,38	0,19		
215	215 0806 22	27	20:14	99,16	19,85	14,90	2,09	0,42	0,31	7,16	6,7
	215 0906 23	28	18:13	106,00	21,09	15,91	2,23	0,44	0,34		
	215 1106 24	30	16:44	113,47	22,61	16,97	2,39	0,48	0,36		
Mittel		28,3	18:23	106,21	21,18	15,93	2,24	0,45	0,34		
605	605 0706 07	26	08:45	89,15	53,42	4,47	1,88	1,12	0,09	9,22	11,5
	605 0806 08	27	08:30	86,13	51,55	4,35	1,81	1,09	0,09		
	605 0806 09	27	06:15	70,12	42,09	3,50	1,48	0,89	0,07		
	605 1106 31	30	08:07	73,97	44,26	3,67	1,56	0,93	0,08		
Mittel		27,5	07:54	79,84	47,83	4,00	1,68	1,01	0,08		
610	610 0706 16	26	11:29	97,25	58,30	9,72	2,05	1,23	0,20	2,69	2,8
	610 1006 17	29	11:32	98,47	59,11	9,86	2,07	1,24	0,21		
	610 1006 18	29	09:51	93,33	55,96	9,31	1,97	1,18	0,20		
Mittel		28,0	10:57	96,35	57,79	9,63	2,03	1,22	0,20		
615	615 0806 25	27	16:41	121,80	72,88	18,21	2,56	1,53	0,38	6,98	6,1
	615 1006 26	29	14:25	111,93	67,08	16,78	2,36	1,41	0,35		
	615 1006 27	29	16:10	108,33	64,94	16,27	2,28	1,37	0,34		
Mittel		28,3	15:45	114,02	68,30	17,09	2,40	1,44	0,36		
105	105 0706 10	26	07:37	66,53	63,17	3,31	1,40	1,33	0,07	8,37	11,1
	105 0906 11	28	08:08	82,94	78,71	4,15	1,75	1,66	0,09		
	105 0906 12	28	12:04	70,00	66,38	3,53	1,47	1,40	0,07		
	105 1106 32	30	09:57	82,13	78,02	4,11	1,73	1,64	0,09		
Mittel		28,0	09:26	75,40	71,57	3,78	1,59	1,51	0,08		
110	110 0906 19	28	11:49	97,31	92,47	9,74	2,05	1,95	0,21	3,89	4,1
	110 0906 20	28	16:18	98,56	93,12	9,82	2,08	1,96	0,21		
	110 1006 21	29	10:57	91,29	86,56	9,10	1,92	1,82	0,19		
Mittel		28,3	13:01	95,72	90,72	9,55	2,02	1,91	0,20		
115	115 1006 28	29	16:16	99,07	93,69	14,81	2,09	1,97	0,31	7,94	7,3
	115 1006 29	29	16:22	114,19	108,41	17,18	2,40	2,28	0,36		
	115 1106 30	30	14:57	110,83	105,26	16,59	2,33	2,22	0,35		
Mittel		29,3	15:51	108,03	102,45	16,19	2,27	2,16	0,34		
Mittel alle PK		28,0	11:36								

Tabelle 54: Beton B 3/II-1

Sp.V.	PK-Nr.	PK-Alter t [d]	Dauer Versuch [min:s]	Bruchspannung			normierte Bruchspannung			Stand.- abw. s _i (σ ₁)	Var.- koeff. ± v [%]
				σ ₁ [N/mm ²]	σ ₂	σ ₃	σ ₁ /f _{lc} '	σ ₂ /f _{lc} '	σ ₃ /f _{lc} '		
000	000 1909 01	30	06:44	54,17	0	0	1,00	0	0	0,16	0,3
	000 1909 02	30	06:48	45,04	0	0	-	-	-		
	000 1909 03	30	06:45	53,94	0	0	1,00	0	0		
Mittel		30,0	06:44	54,05	0	0	1	0	0		

Sp.V.	PK-Nr.	PK-Alter t [d]	Dauer Versuch [min:s]	Bruchspannung			normierte Bruchspannung			Stand.- abw. s _i (σ ₁)	Var.- koeff. ± v [%]
				σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₁ /f _{lc} '	σ ₂ /f _{lc} '	σ ₃ /f _{lc} '		
				[N/mm ²]			[-]				
205	205 1509 04	26	07:38	88,46	17,66	4,44	1,64	0,33	0,08	2,10	2,4
	205 1709 05	28	07:08	85,49	17,14	4,25	1,58	0,32	0,08		
	205 1909 06			79,25	15,86	3,98					
Mittel		27,0	07:23	86,98	17,40	4,35	1,61	0,32	0,08		
210	210 1609 13	27	09:32	105,48	21,07	10,58	1,95	0,39	0,20	2,92	2,9
	210 1609 14	27	09:55	100,41	20,11	10,06	1,86	0,37	0,19		
	210 1809 15	29	10:09	100,43	20,13	10,11	1,86	0,37	0,19		
Mittel		27,7	09:52	102,11	20,43	10,25	1,89	0,38	0,19		
215	215 1509 22	26	10:59	110,95	22,18	16,66	2,05	0,41	0,31	2,62	2,3
	215 1709 23	28	09:33	115,99	23,21	17,40	2,15	0,43	0,32		
	215 1809 24	29	09:50	112,24	22,46	16,82	2,08	0,42	0,31		
Mittel		27,7	10:07	113,06	22,62	16,96	2,09	0,42	0,31		
605	605 1509 07	26	06:48	88,19	52,85	4,44	1,63	0,98	0,08	6,16	6,5
	605 1709 08	28	07:18	90,98	54,57	4,58	1,68	1,01	0,08		
	605 1909 09	30	08:07	101,13	60,67	5,06	1,87	1,12	0,09		
	605 1909 31	30	07:47	98,71	59,23	4,97	1,83	1,10	0,09		
Mittel		28,5	07:30	94,75	56,83	4,76	1,75	1,05	0,09		
610	610 1509 16	26	11:31	109,65	65,52	10,92	2,03	1,21	0,20	0,57	0,5
	610 1709 17	28	10:32	110,21	66,14	11,06	2,04	1,22	0,20		
	610 1809 18	29	10:42	109,08	65,40	10,90	2,02	1,21	0,20		
Mittel		27,7	11:06	109,65	65,69	10,96	2,03	1,22	0,20		
615	615 1609 25	27	10:30	122,76	73,58	18,41	2,27	1,36	0,34	0,61	0,5
	615 1609 26	27	10:18	122,73	73,66	18,45	2,27	1,36	0,34		
	615 1809 27	29	09:40	123,81	74,23	18,57	2,29	1,37	0,34		
Mittel		27,7	10:09	123,10	73,82	18,47	2,28	1,37	0,34		
105	105 1609 10	27	07:33	88,12	83,68	4,41	1,63	1,55	0,08	2,16	2,5
	105 1609 11	27	07:34	86,61	82,29	4,34	1,60	1,52	0,08		
	105 1809 12	29	07:25	83,85	79,67	4,20	1,55	1,47	0,08		
Mittel		27,7	07:30	86,19	81,88	4,31	1,59	1,51	0,08		
110	110 1509 19	26	10:29	102,65	97,56	10,25	1,90	1,80	0,19	2,36	2,3
	110 1709 20	28	08:14	98,21	93,33	9,81	1,82	1,73	0,18		
	110 1809 21	29	09:57	101,81	96,57	10,20	1,88	1,79	0,19		
Mittel		27,7	09:33	100,89	95,82	10,09	1,87	1,77	0,19		
115	115 1509 28	26	09:10	117,45	111,62	17,66	2,17	2,06	0,33	1,41	1,2
	115 1709 29	28	08:54	116,16	110,28	17,43	2,15	2,04	0,32		
	115 1709 30	28	09:12	114,64	108,74	17,16	2,12	2,01	0,32		
Mittel		27,3	09:05	116,08	110,21	17,42	2,15	2,04	0,32		
Mittel alle PK		28,0	08:48								

Anmerkungen

Allgemein: Oberflächen der PK oft rund, was sich in Schwierigkeiten beim Einrichten, bei den Bruchwerten und in den Bruchbildern äußerte.

PK 01: ungleichmäßig belastet bei Vergleich der Vorder- und Rückseite

PK 02: Seite 2 oben frei (Oberfläche am Rand sehr rund) - erster DMS versagt dort schon bei 200 kN, Bruchbild bestätigt dies: Risse überall in Seitenmitte

PK 04: Unterseite rund

PK 06: sehr schlecht einzurichten, in alle Richtungen kipplig

PK 07: untypischer, sehr schneller Abfall nach Erreichen der Bruchlast

PK 08: Oberseite sehr rund

PK 14: sehr schlecht einzurichten

PK 29: Datenverlust Messcomputer

PK 31: in starrer Widerlagerecke Kante ausgebrochen

Tabelle 55: Beton B 3/II-2

Sp.V.	PK-Nr.	PK- Alter t [d]	Dauer Versuch [min:s]	Bruchspannung			normierte Bruchspannung			Stand- abw. s _i (σ ₁)	Var.- koeff. ± v [%]
				σ ₁ [N/mm ²]	σ ₂	σ ₃	σ ₁ /f _{lc} '	σ ₂ /f _{lc} '	σ ₃ /f _{lc} '		
000	000 2209 01	26	07:26	62,40	0	0	1,02	0	0	3,23	5,3
	000 2209 02	26	07:08	63,50	0	0	1,04	0	0		
	000 2209 03	26	06:56	57,45	0	0	0,94	0	0		
Mittel		26,0	07:10	61,12	0	0	1	0	0		
205	205 2309 04	27	07:54	94,60	18,94	4,75	1,55	0,31	0,08	2,74	2,8
	205 2609 05	30	07:00	97,41	19,49	4,90	1,59	0,32	0,08		
	205 2609 06	30	07:20	100,08	19,92	5,06	1,64	0,33	0,08		
Mittel		29,0	07:24	97,36	19,45	4,90	1,59	0,32	0,08		
210	210 2509 14	29	10:16	120,88	24,19	12,14	1,98	0,40	0,20	2,19	1,8
	210 2609 15	30	10:31	122,28	24,45	12,27	2,00	0,40	0,20		
	210 2909 37	33	10:03	117,98	23,57	11,79	1,93	0,39	0,19		
Mittel		30,7	10:16	120,38	24,07	12,07	1,97	0,39	0,20		
215	215 2309 22	27	16:23	131,52	26,28	19,77	2,15	0,43	0,32	2,38	1,8
	215 2309 23	27	14:21	128,08	25,58	19,30	2,10	0,42	0,32		
	215 2609 24	30	12:32	132,64	26,40	19,92	2,17	0,43	0,33		
Mittel		28,0	14:25	130,75	26,09	19,66	2,14	0,43	0,32		
605	605 2309 08	27	06:45	101,03	60,64	5,01	1,65	0,99	0,08	2,24	2,2
	605 2509 09										
	605 2509 31	29	07:36	104,47	62,68	5,23	1,71	1,03	0,09		
	605 2909 35	33	06:36	100,27	60,17	4,99	1,64	0,98	0,08		
Mittel		29,7	06:59	101,92	61,16	5,07	1,67	1,00	0,08		
610	610 2309 17	27	10:20	129,53	77,66	12,99	2,12	1,27	0,21	5,25	4,2
	610 2609 18										
	610 2609 32	30	10:15	120,62	72,40	12,05	1,97	1,18	0,20		
	610 2909 34	33	10:28	122,01	73,17	12,21	2,00	1,20	0,20		
	610 2909 36	33	10:20	131,06	78,58	13,17	2,14	1,29	0,22		
Mittel		30,8	10:20	125,81	75,45	12,60	2,06	1,23	0,21		
615	615 2309 25	27	14:29	142,79	85,70	21,41	2,34	1,40	0,35	2,77	1,9
	615 2509 26	29	12:55	146,75	88,05	22,03	2,40	1,44	0,36		
	615 2509 27	29	12:32	141,42	84,84	21,19	2,31	1,39	0,35		
Mittel		28,3	13:18	143,65	86,20	21,54	2,35	1,41	0,35		
105	105 2309 10	27	08:11	91,73	87,14	4,58	1,50	1,43	0,07	1,99	2,1
	105 2509 11	29	07:44	95,68	90,91	4,78	1,57	1,49	0,08		
	105 2509 12	29	07:31	94,13	89,44	4,70	1,54	1,46	0,08		
Mittel		28,3	07:48	93,85	89,16	4,69	1,54	1,46	0,08		
110	110 2509 20	29	10:28	117,19	111,29	11,71	1,92	1,82	0,19	1,45	1,2
	110 2609 21	30	10:46	116,99	111,09	11,66	1,91	1,82	0,19		
	110 2909 33	33	10:50	119,59	113,66	11,97	1,96	1,86	0,20		
Mittel		30,7	10:41	117,92	112,01	11,78	1,93	1,83	0,19		
115	115 2309 28	27	11:35	129,47	122,93	19,39	2,12	2,01	0,32	2,79	2,2
	115 2509 29	29	11:38	126,31	120,00	18,98	2,07	1,96	0,31		
	115 2609 30	30	12:39	131,88	125,25	19,78	2,16	2,05	0,32		
Mittel		28,7	11:57	129,22	122,73	19,38	2,11	2,01	0,32		
Mittel alle PK		29,1	10:02								

Anmerkungen

- PK 01: Würfel in Richtung 2 sehr klein
- PK 02: Betonieroberseite = Seite 1 (sonst immer Seite 2)
- PK 03: an Betonieroberseite schlechte Qualität
- PK 06: ab 700 kN Schwankungen bei der Laststeigerung (Kraft 1)
- PK 09: Streichwert. Würfel hatte extrem runde Seitenflächen und stand ohne Vorlast nur schlecht auf der Widerlagerbürste W1. Schwierigkeiten beim Einrichten, da PK oft nur in Seitenmitte festgeklemmt war. Probleme beim Steuerrechner bei 908 kN
- PK 12: Vertiefung auf Oberfläche (Seite an Zylinder Z3), hohle Ecke Z1

Anmerkungen

I. A. war die Qualität der Würfel gut (kaum runde Seiten oder abgeplatzte Ecken). Die PK 07, 13, 16 und 19 wurden schon nach 12 Tagen getestet und gehen hier nicht in Auswertung ein.

PK 01 - 03: Bei diesen PK wurde jeweils nur eine Ecke zerstört, obwohl die Stauchung während des Versuchs gleichmäßig war. Die DMS waren während des Versuchs ständig kontrolliert worden. Auch die Dehnungsaufzeichnung bestätigt den Sachverhalt.

PK 02, 12: Laststeigerung unruhig

PK 04: sehr rund an allen Oberflächen

PK 09: Oberseite rund (Z1)

PK 24: Unterseite rund

PK 26: Probleme beim Steuerrechner nach Erreichen der Bruchlast

Tabelle 57: Beton B 4/II-2

Sp.V.	PK-Nr.	PK-Alter t [d]	Dauer Versuch [min:s]	Bruchspannung			normierte Bruchspannung			Stand.- abw. s _i (σ ₁)	Var.- koeff. ± v [%]
				σ ₁ [N/mm ²]	σ ₂	σ ₃	σ ₁ /f _{lc} '	σ ₂ /f _{lc} '	σ ₃ /f _{lc} '		
000	000 1310 01	26	07:35	78,08	0	0	0,99	0	0	0,87	1,1
	000 1310 02	26	07:45	79,29	0	0	1,00	0	0		
	000 1310 03	26	07:38	79,76	0	0	1,01	0	0		
Mittel		26,0	07:39	79,04	0	0	1	0	0		
205	205 1410 04	27	09:18	156,14	31,23	7,81	1,98	0,40	0,10	6,74	4,1
	205 1510 05	28	09:42	163,60	32,73	8,19	2,07	0,41	0,10		
	205 1610 06	29	09:15	162,40	32,47	8,09	2,05	0,41	0,10		
	205 1710 32	30	10:16	172,50	34,49	8,57	2,18	0,44	0,11		
Mittel		28,5	09:37	163,66	32,73	8,17	2,07	0,41	0,10		
210	210 1410 13	27	13:52	200,77	40,20	20,09	2,54	0,51	0,25	4,10	2,1
	210 1510 14	28	13:33	192,57	38,50	19,25	2,44	0,49	0,24		
	210 1610 15	29	12:17	196,94	39,38	19,65	2,49	0,50	0,25		
Mittel		28,0	13:14	196,76	39,36	19,66	2,49	0,50	0,25		
215	215 1310 22	26	19:46	236,11	47,23	35,40	2,99	0,60	0,45	4,70	1,9
	215 1510 23	28	19:51	246,93	49,39	37,05	3,12	0,62	0,47		
	215 1710 24	30	19:01	244,65	48,93	36,74	3,10	0,62	0,46		
	215 1710 33	30	19:31	243,78	48,76	36,58	3,08	0,62	0,46		
Mittel		28,5	19:32	242,87	48,58	36,44	3,07	0,61	0,46		
605	605 1310 07	26	09:27	170,47	102,28	8,54	2,16	1,29	0,11	0,62	0,4
	605 1610 08	29	09:55	171,30	102,72	8,55	2,17	1,30	0,11		
	605 1610 09	29	09:27	170,08	102,00	8,49	2,15	1,29	0,11		
Mittel		28,0	09:36	170,62	102,33	8,53	2,16	1,29	0,11		
610	610 1410 16	27	13:50	220,67	132,21	22,06	2,79	1,67	0,28	3,28	1,5
	610 1410 17	27	12:59	215,13	129,05	21,46	2,72	1,63	0,27		
	610 1710 18	30	13:38	220,94	132,60	22,13	2,80	1,68	0,28		
Mittel		28,0	13:29	218,91	131,29	21,89	2,77	1,66	0,28		
615	615 1410 25	27	18:58	261,18	156,71	39,16	3,30	1,98	0,50	2,33	0,9
	615 1510 26	27	18:13	260,58	156,33	39,07	3,30	1,98	0,49		
	615 1610 27	28	17:55	256,88	154,08	38,49	3,25	1,95	0,49		
Mittel		27,3	18:22	259,54	155,71	38,90	3,28	1,97	0,49		
105	105 1410 10	27	11:21	159,31	151,41	7,95	2,02	1,92	0,10	1,62	1,0
	105 1510 11	28	12:00	160,43	152,44	8,01	2,03	1,93	0,10		
	105 1610 12	29	10:54	154,15	146,44	7,68					
	105 1610 31	29	10:24	157,24	149,35	7,85	1,99	1,89	0,10		
Mittel		28,0	11:15	158,99	151,07	7,94	2,01	1,91	0,10		
110	110 1410 19	27	15:44	201,07	191,06	20,14	2,54	2,42	0,25	0,48	0,2
	110 1510 20	28	15:45	200,65	190,63	20,06	2,54	2,41	0,25		
	110 1610 21	29	15:45	201,61	191,49	20,16	2,55	2,42	0,26		
Mittel		28,0	15:44	201,11	191,06	20,12	2,54	2,42	0,25		

Sp.V.	PK-Nr.	PK-Alter t [d]	Dauer Versuch [min:s]	Bruchspannung			normierte Bruchspannung			Stand.- abw. s ₁ (σ ₁)	Var.- koeff. ± v [%]
				σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ ₁ /f _{lc} '	σ ₂ /f _{lc} '	σ ₃ /f _{lc} '		
115	115 1310 28	26	20:15	240,76	228,72	36,11	3,05	2,89	0,46	2,07	0,9
	115 1510 29	28	19:42	243,40	231,16	36,55	3,08	2,92	0,46		
	115 1710 30	30	18:35	239,32	227,25	35,90	3,03	2,88	0,45		
Mittel		28,0	19:30	241,16	229,05	36,19	3,05	2,90	0,46		
Mittel alle PK		27,9	13:51								

Anmerkungen

- PK 01-03: alle rund
- PK 03: gleichmäßige Stauchung, beim Bruch aber nur die Ecke W2/Z3 zerstört (s. a. B 4/II-1-Tests)
- PK 06: Würfel in Richtung 3 sehr klein
- PK 12: nach Erreichen der Höchstlast sehr schneller Kraftabfall, untypisch für dieses Spannungsverhältnis, Bruchbild einseitig (eventuell lokaler Defekt --> Streichwert, dafür PK 31 ergänzt)
- PK 13: Kante an IWA 7 sehr schlecht
- PK 15: sehr schlecht einzurichten
- PK 17: Kante zwischen Z2 und Z3 sehr schlecht
- PK 19: Oberfläche Z3 sehr schlecht
- PK 32: ergänzt wegen großen Streuungen im Sp.V. 205
- PK 33: ergänzt wegen großen Streuungen im Sp.V. 215
- bis PK 16: = laufende Nr. 8 bei der Versuchsdurchführung: IWA 2 lieferte ungültige Messwerte, eventuell auch bei vorhergehenden PK
- bis PK 26: = laufende Nr. 17 bei der Versuchsdurchführung: IWA 4 lieferte ungültige Messwerte, eventuell auch bei vorhergehenden PK

A3.2.2 Sonstige Anmerkungen zu den dreiaxialen Druckversuchen

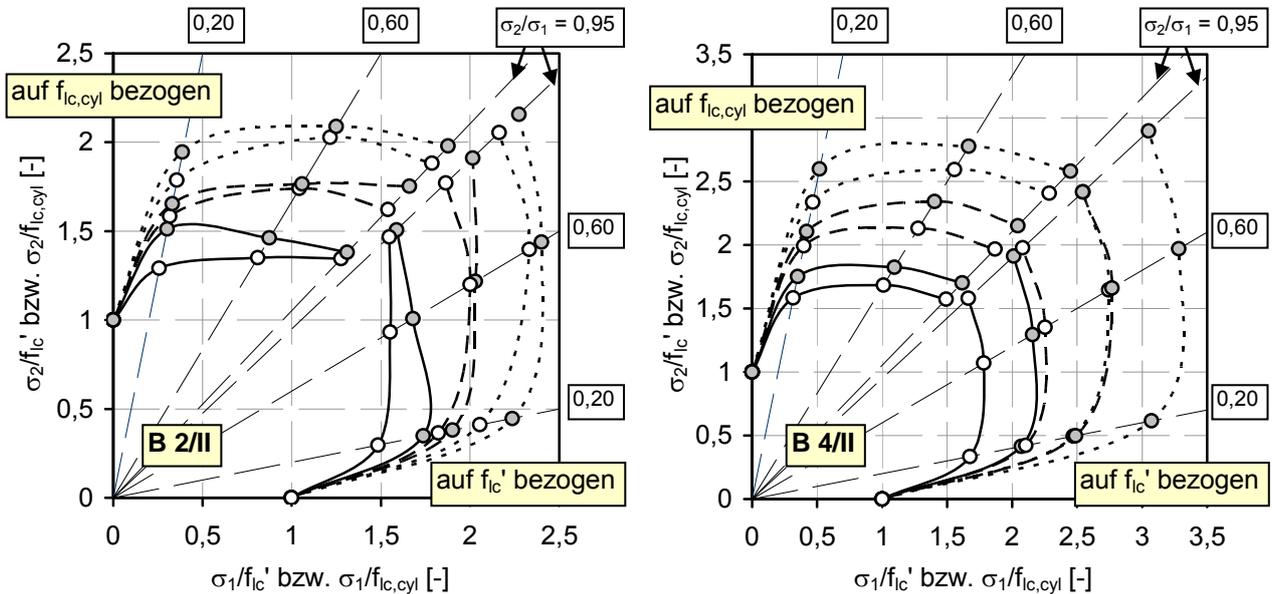


Bild 150 Dreiaxiale Bruchfestigkeiten der Betone B 2/II und B 4/II, jeweils links oben mit der Zylinderdruckfestigkeit $f_{lc,cyl}$ und links unten mit der Festigkeit f'_{lc} normiert

A3.2.3 Ergänzungen zur mathematischen Beschreibung der dreiaxialen Bruchwerte

A3.2.3.1 Variante (A): Optimierung für jeden Leichtbeton einzeln

Tabelle 58: Parameter für die Berechnung der Bruchwerte – Variante (A): Optimierung für jeden Leichtbeton einzeln

	Beton 1/II		Beton 2/II		Beton 3/II		Beton 4/II	
	-1	-2	-1	-2	-1	-2	-1	-2
Eingangswerte								
f_{ic}' [N/mm ²]	36,2	42,0	58,4	47,5	54,1	61,1	87,9	79,0
$f_{ict,ax}$ ¹⁾ [N/mm ²]	1,22		2,64	1,68	2,03		3,11	
f_{icc}/f_{ic}' ²⁾ [-]	1,22		1,28		1,12		1,21	
$f_{ic,3ax}$	s. Kap. A3.2							
Parameter Bruchkriterium								
a_{ZM}	-0,5655	-0,5380	-0,4071	-0,6033	-0,3412	-0,3600	-0,8327	-0,9022
b_{ZM}	0,1365	0,1147	0,0358	0,1588	0,0153	0,0181	0,3719	0,4075
c_{ZM}	-0,3485	-0,3202	-0,1556	-0,3765	-0,0906	-0,1065	-0,5888	-0,6146
a_{DM}	-0,6190	-1,0481	-0,7103	-0,7450	-1,0344	-0,5249	-0,7761	-1,5237
b_{DM}	0,1629	1,0302	0,2328	0,1524	0,7417	0,0111	0,0857	0,6243
c_{DM}	-0,2425	-0,8094	-0,3201	-0,2679	-0,6772	-0,0662	-0,2217	-0,6989
Betrag des Fehlers F [%] bei								
f_{ic}'	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$f_{ict,ax}$	0,15	1,10	0,42	0,62	4,87	1,19	0,00	0,27
f_{icc}	4,80	4,99	0,90	4,99	5,00	5,01	1,97	2,13
Maximalwert ³⁾	5,01	4,25	5,01	5,01	5,00	4,05	5,00	5,00
MW gesamt ⁴⁾	2,0	2,2	1,5	2,2	2,4	1,8	1,3	1,7

1) Versuchswert Zugszylinder

3) nur dreiaxiale Versuche

2) aus zweiaxialen Versuchen

4) alle dreiaxialen Versuche und f_{ic}' , $f_{ict,ax}$ und f_{icc}

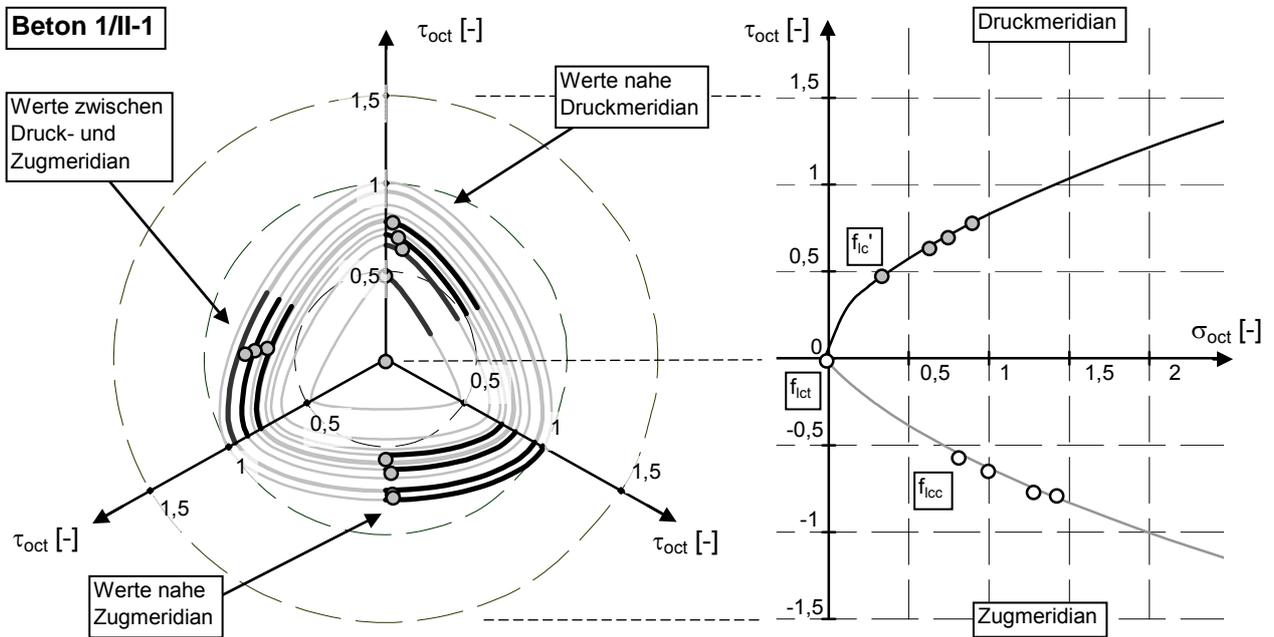


Bild 151

An Versuchswerten des Betons B 1/II-1 kalibriertes Bruchkriterium für Leichtbetone

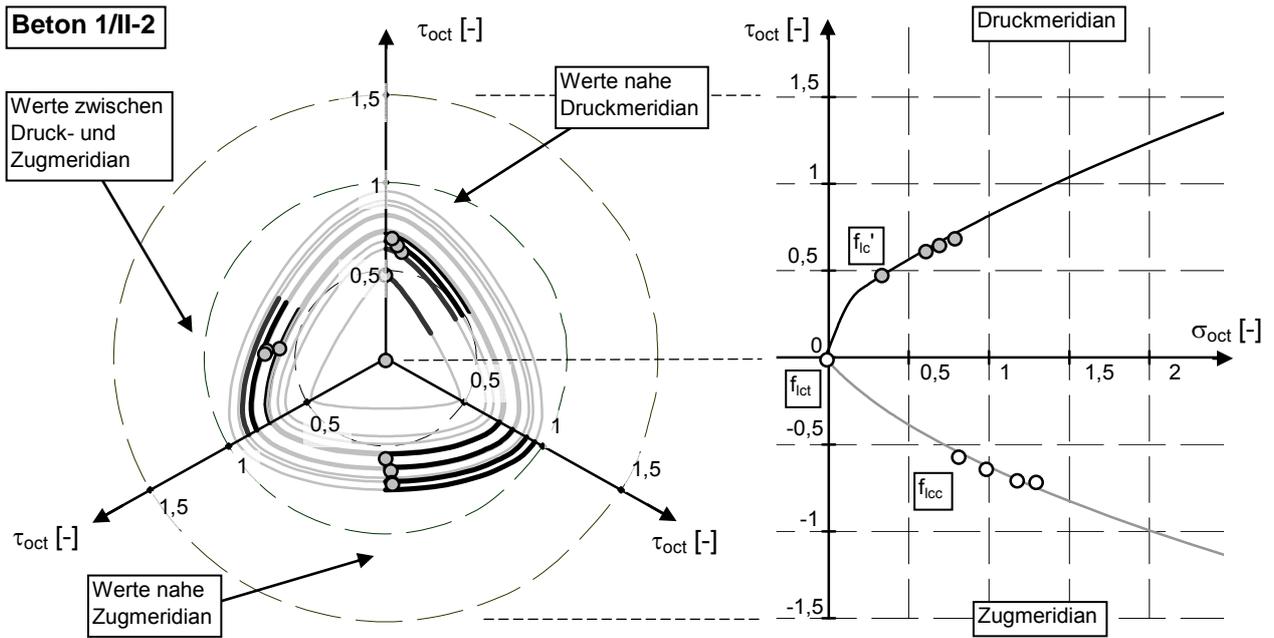


Bild 152 An Versuchswerten des Betons B 1/II-2 kalibriertes Bruchkriterium für Leichtbetone

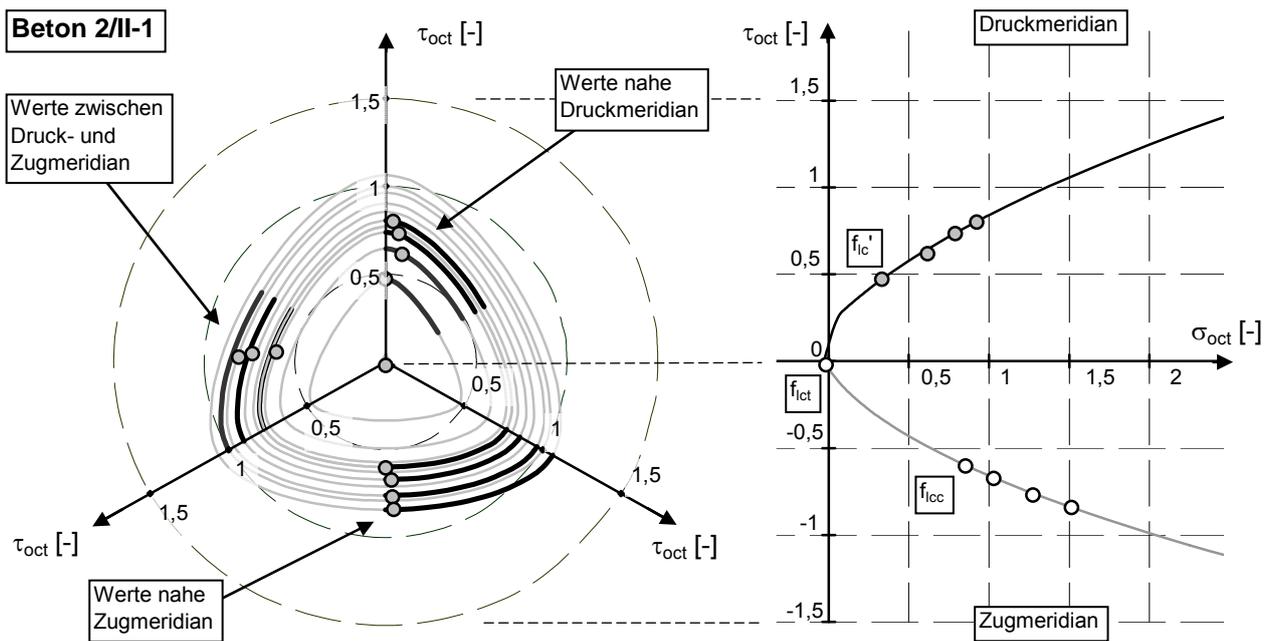


Bild 153 An Versuchswerten des Betons B 2/II-1 kalibriertes Bruchkriterium für Leichtbetone

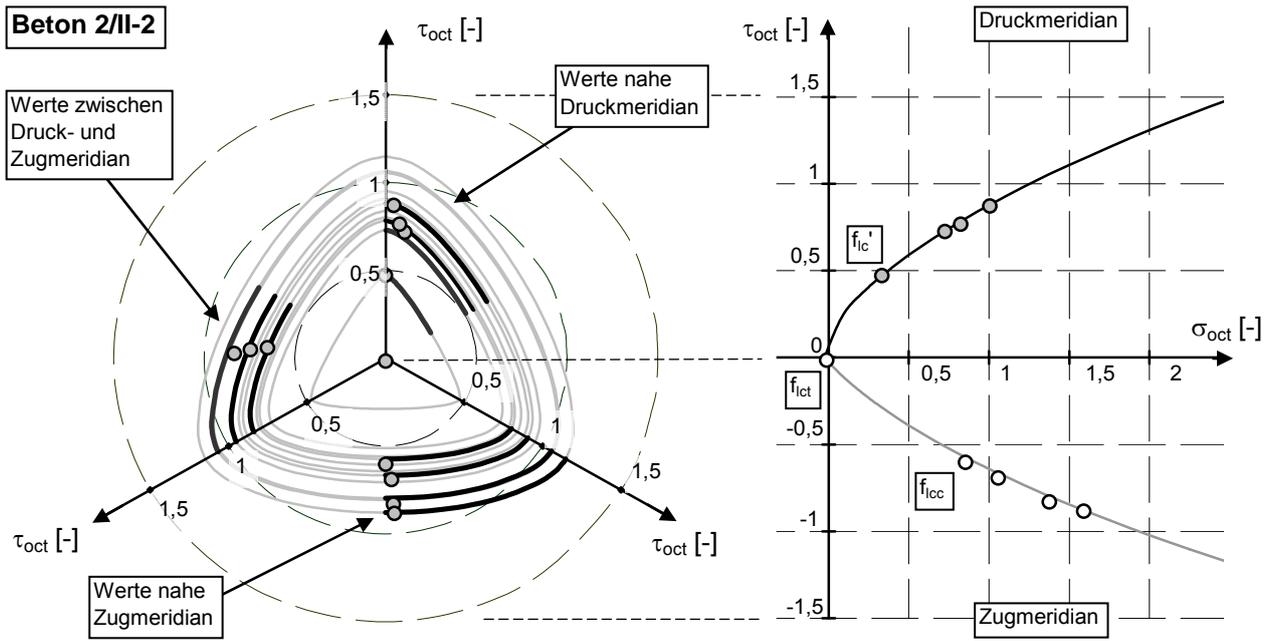


Bild 154 An Versuchswerten des Betons B 2/II-2 kalibriertes Bruchkriterium für Leichtbetone

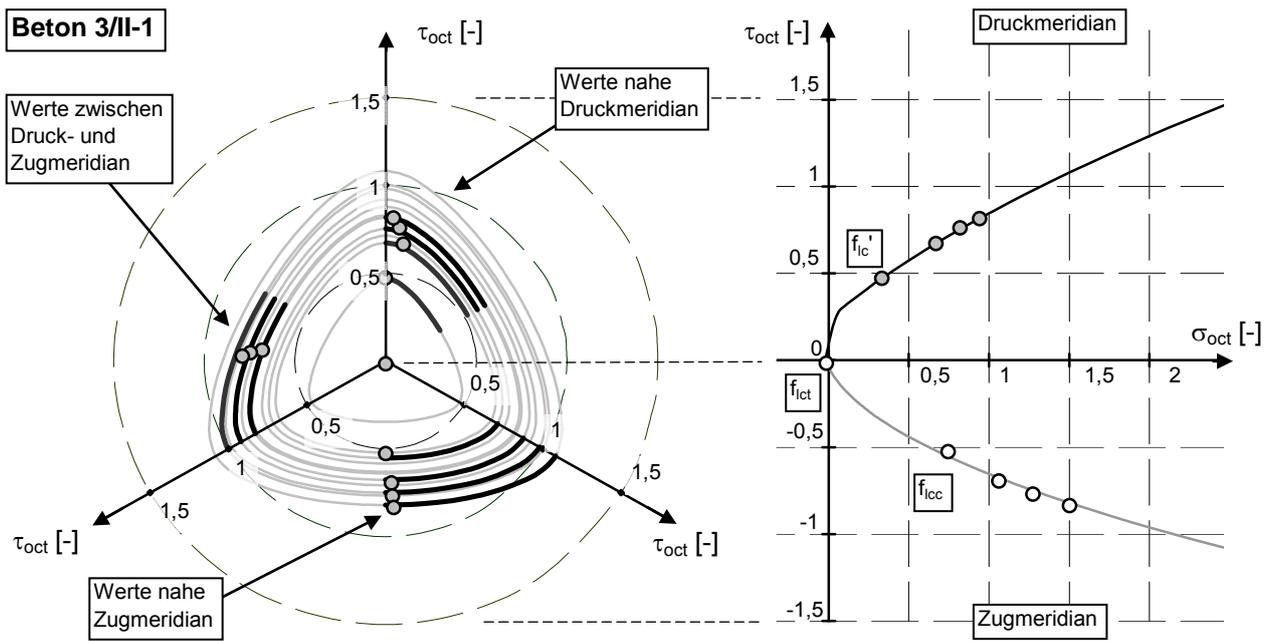


Bild 155 An Versuchswerten des Betons B 3/II-1 kalibriertes Bruchkriterium für Leichtbetone

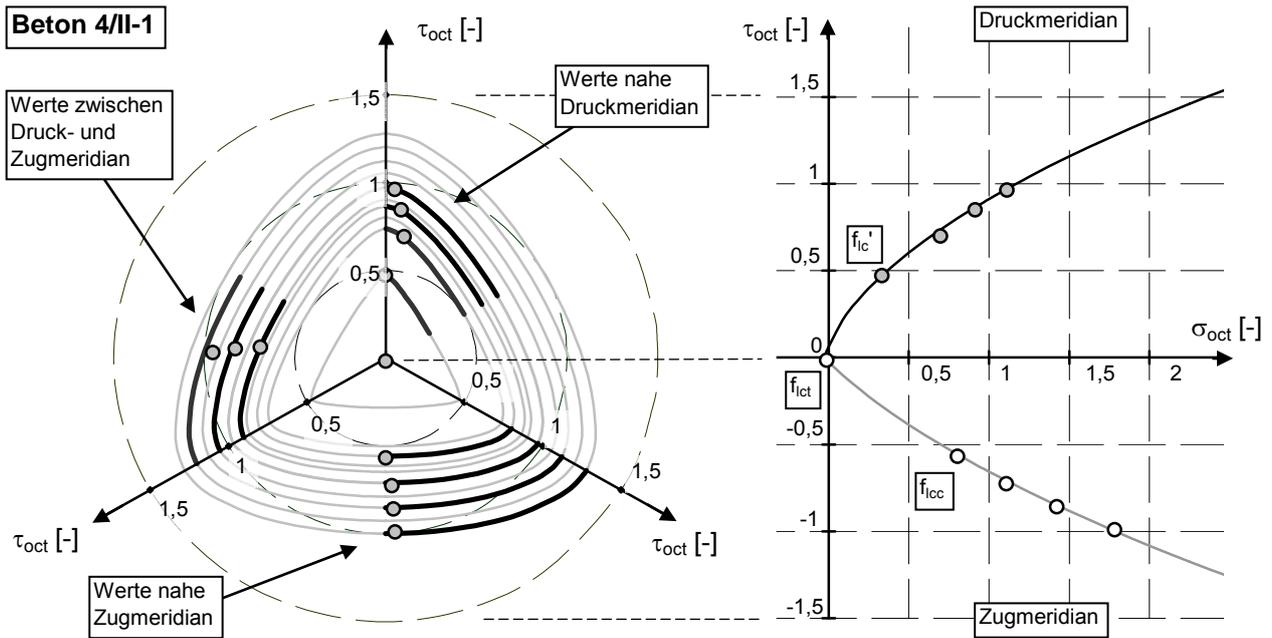


Bild 156 An Versuchswerten des Betons B 4/II-1 kalibriertes Bruchkriterium für Leichtbetone

A3.2.3.2 Variante (B): Allgemeine Formulierung für Liapor-Leichtbetone

Tabelle 59: Parameter für die Berechnung der Bruchwerte – Variante (B): allgemeine Form

	Beton 1/II		Beton 2/II		Beton 3/II		Beton 4/II	
	-1	-2	-1	-2	-1	-2	-1	-2
Eingangswerte								
$f_{ic,LM}$ bzw. $f_{ic,MM}$ [N/mm ²]	36,2	38,1	58,3	47,5	53,3	65,1	80,9	81,4
$f_{ic,3ax}$	s. Anhang A3.2							
Parameter a_{DM} bis c_{ZM} für das Bruchkriterium nach Gleichungen (5.15) ff. und Tabelle 19								
Betrag des Fehlers F [%] bei								
f'_{ic}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
f_{icc}	5,0	4,8	2,5	5,0	3,0	1,6	3,7	3,9
Maximalwert ¹⁾	5,3	7,5	8,3	5,0	5,8	8,7	5,9	3,7
MW gesamt ²⁾	2,6	3,3	3,4	2,4	2,5	3,2	1,9	1,6

¹⁾ nur dreiaxiale Versuche

²⁾ alle dreiaxialen Versuche inklusive Sp.V. 000

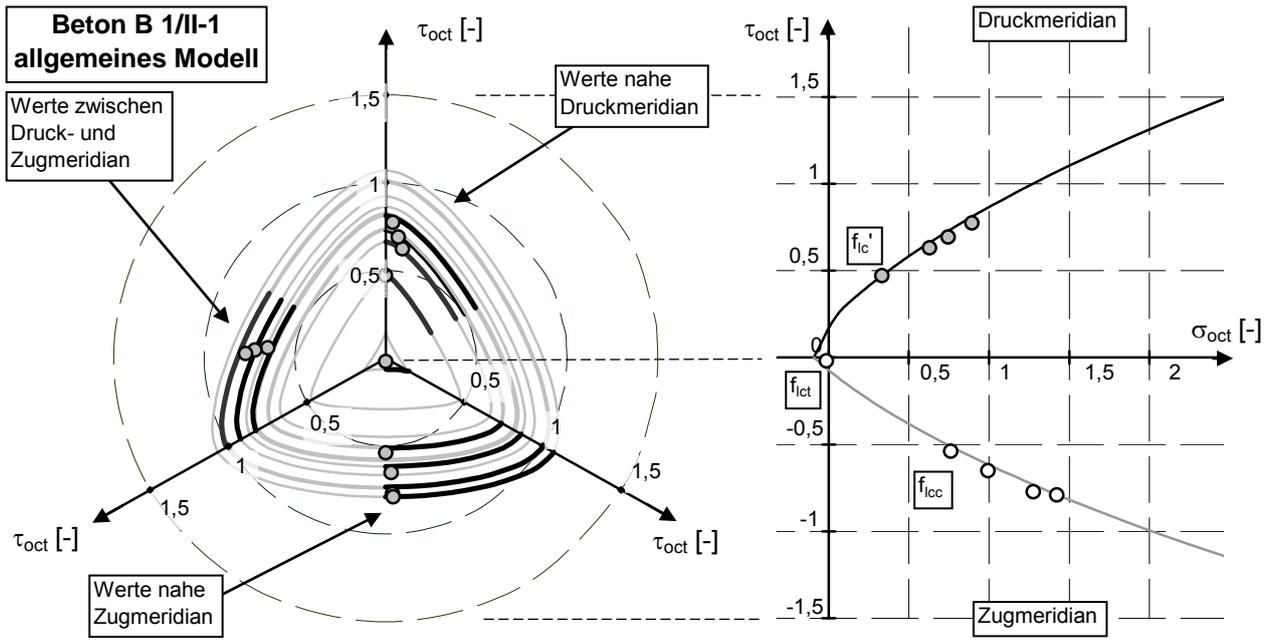


Bild 157 Allgemeines Bruchkriterium für Leichtbeton und Werte des Betons B 1/II-1

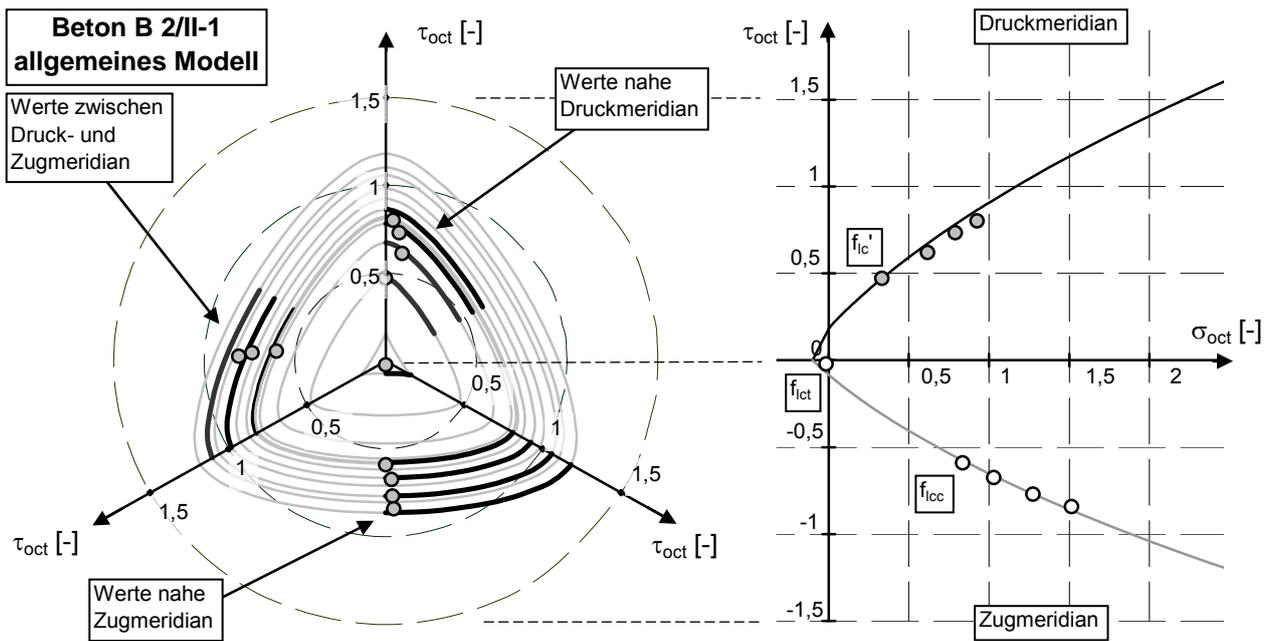


Bild 158 Allgemeines Bruchkriterium für Leichtbeton und Werte des Betons B 2/II-1

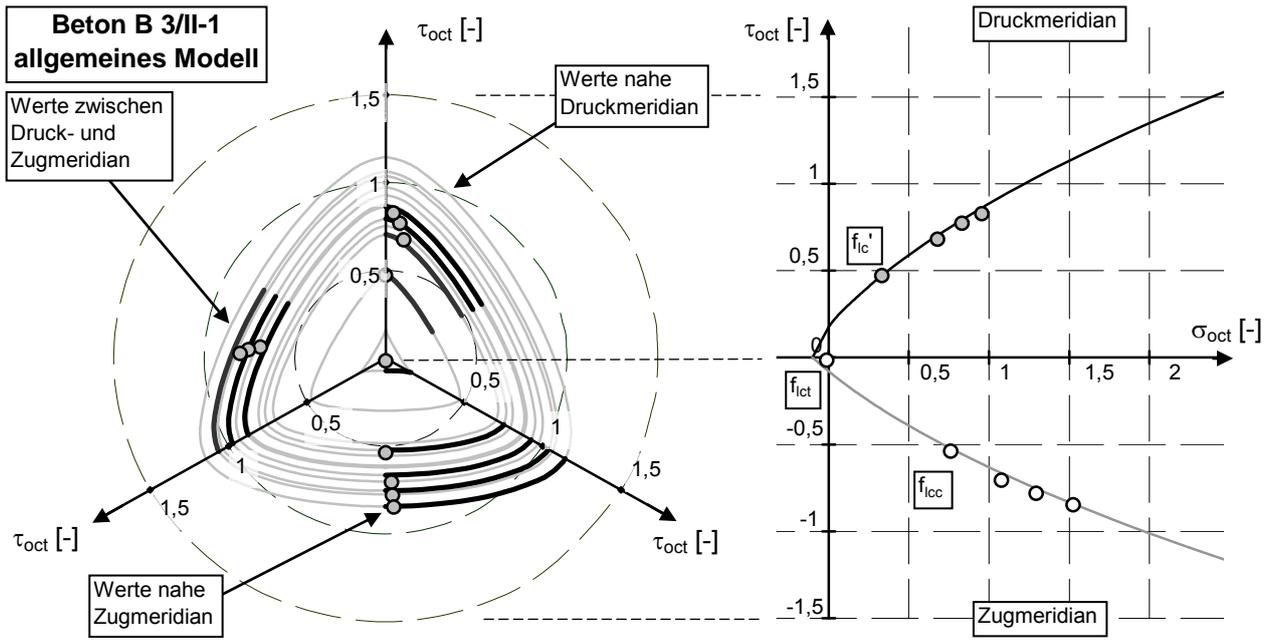


Bild 159 Allgemeines Bruchkriterium für Leichtbeton und Werte des Betons B 3/II-1

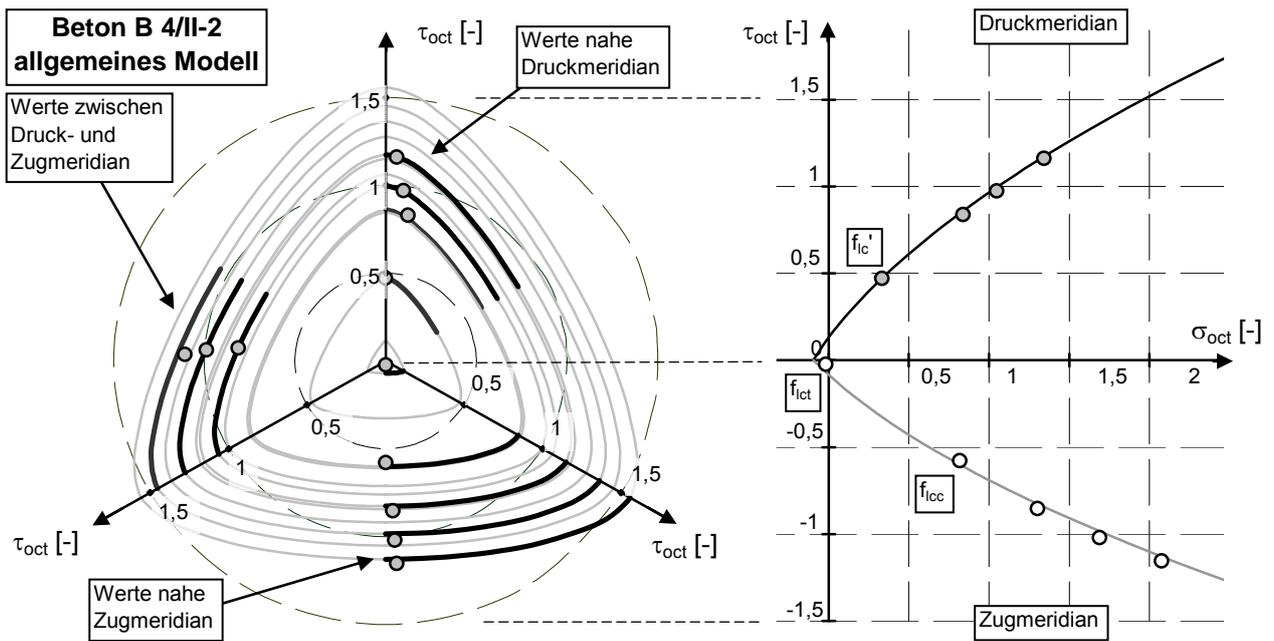


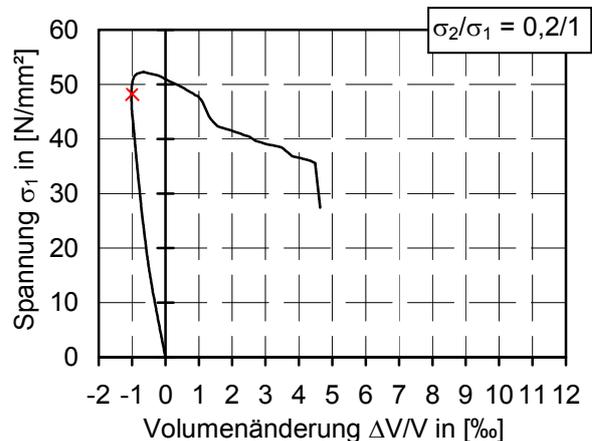
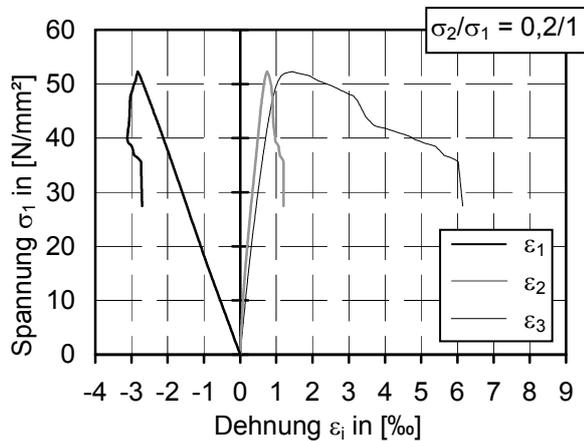
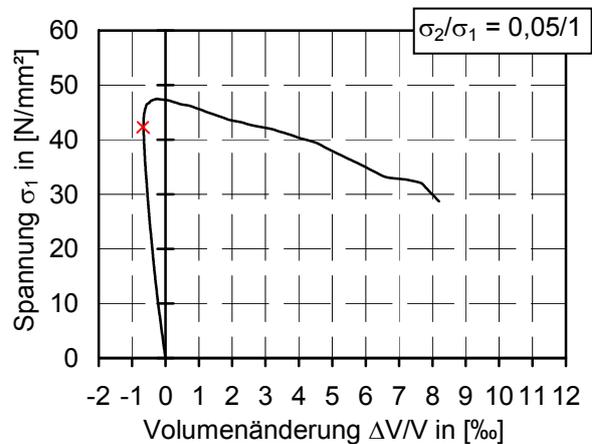
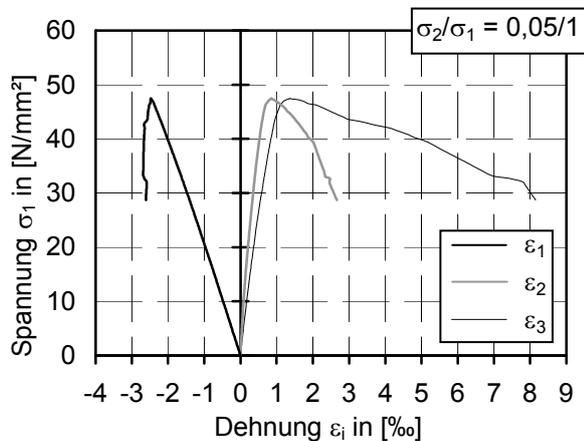
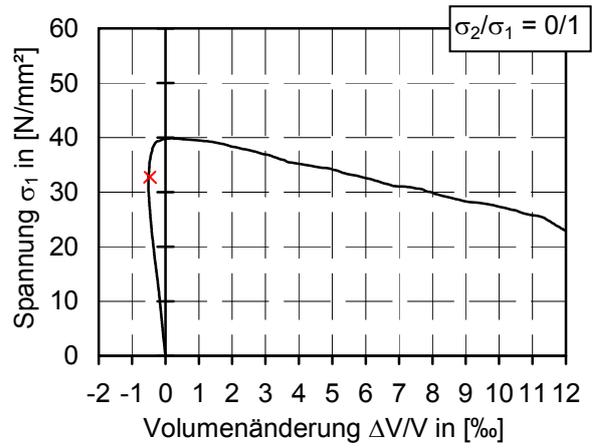
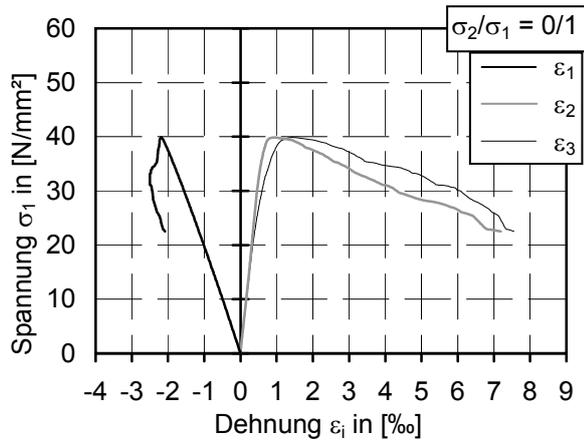
Bild 160 Allgemeines Bruchkriterium für Leichtbeton und Werte des Betons B 4/II-1

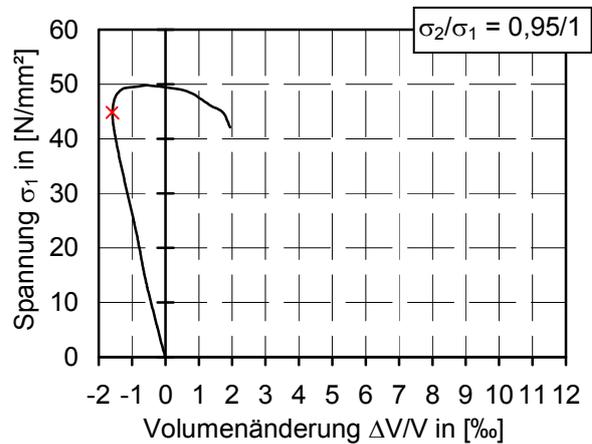
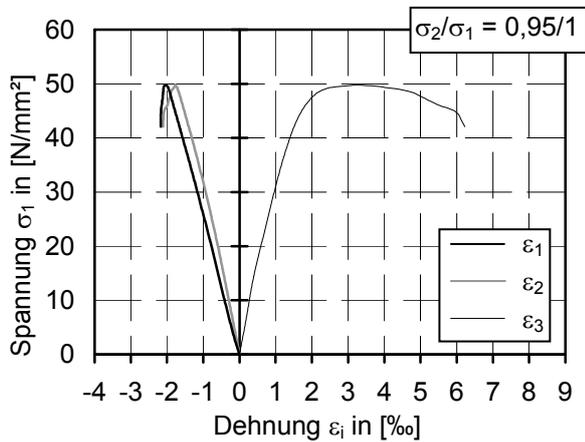
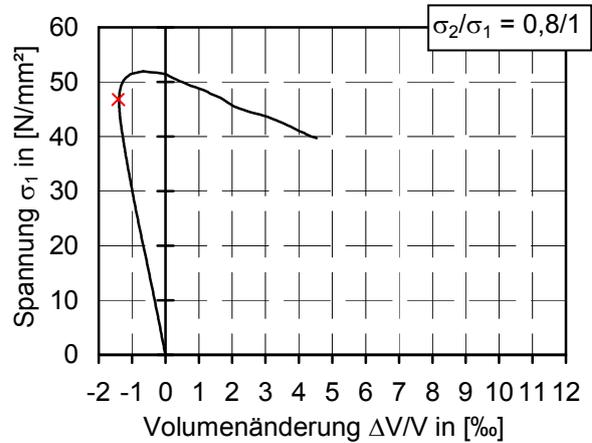
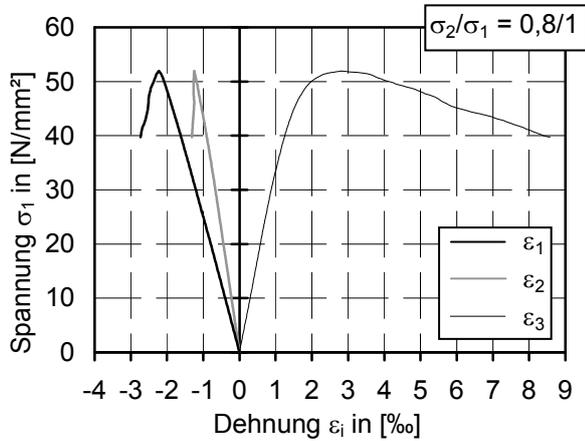
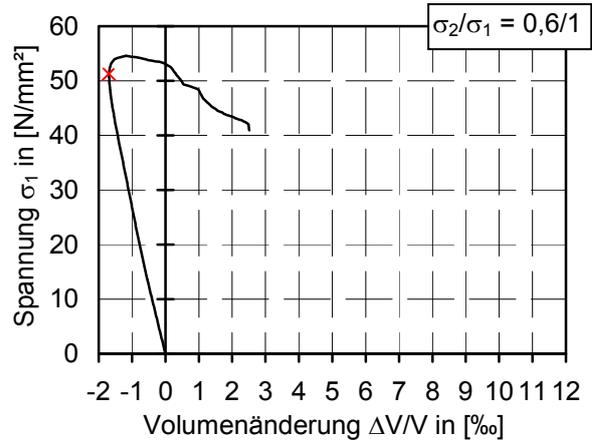
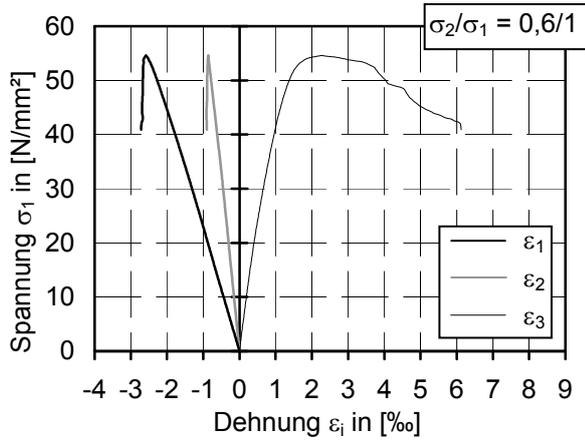
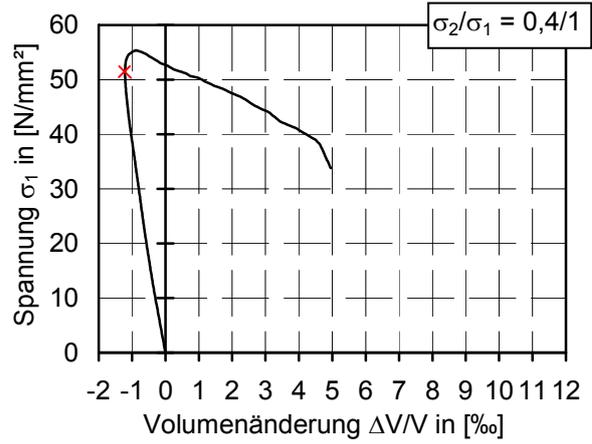
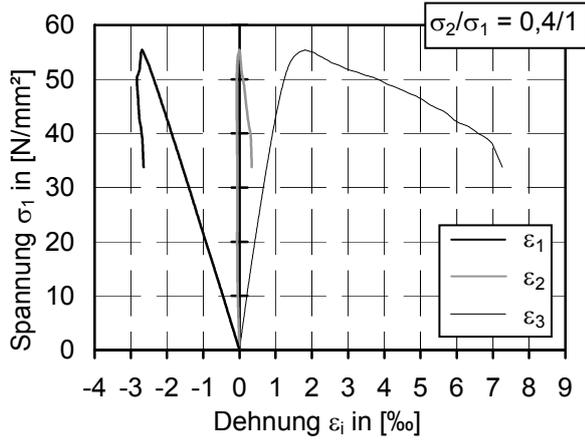
A4 Mehraxiale Versuche – Verformungen, eigene Versuche

A4.1 Verformungen Druck-Druck-Versuche

A4.1.1 Beton B 1/

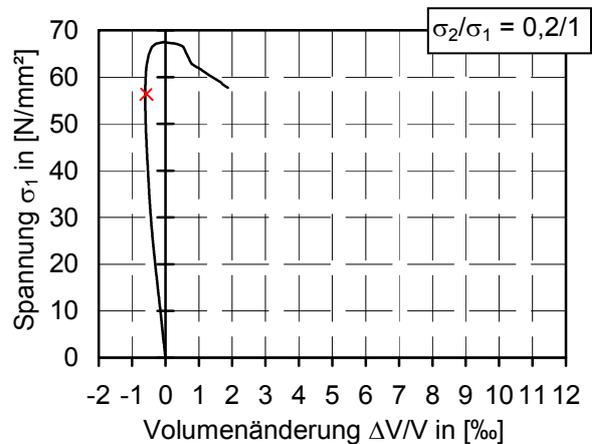
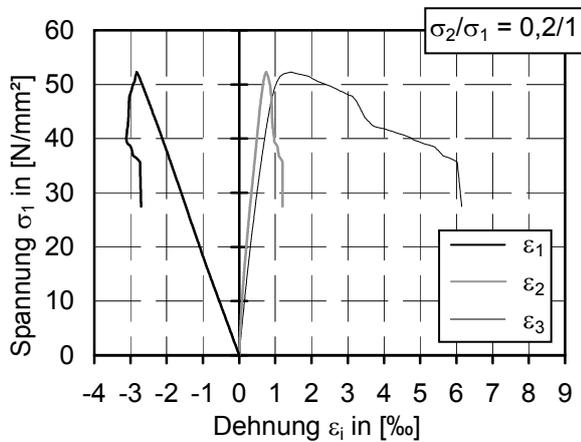
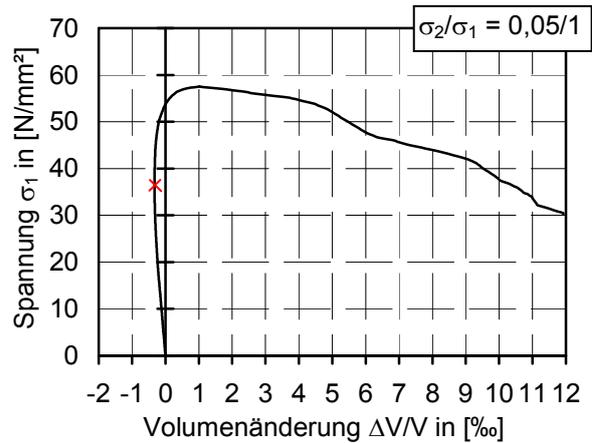
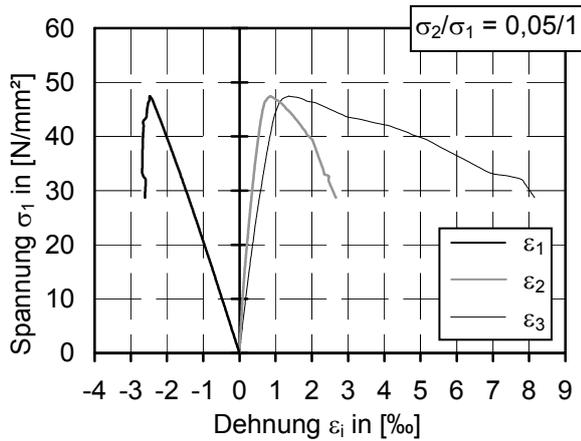
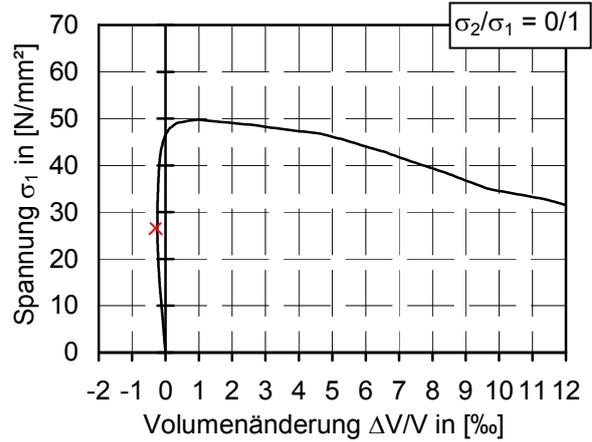
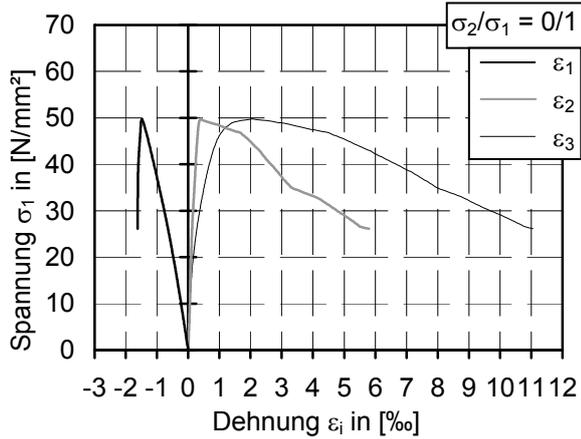
Sp.V.	Bruchdehnungen [‰]		
	ϵ_{1u}	ϵ_{2u}	ϵ_{3u}
000	-2,19	0,95	1,43
005	-2,48	0,85	1,36
020	-2,83	0,74	1,44
040	-2,69	0,00	1,82
060	-2,58	-0,86	2,26
080	-2,22	-1,25	2,80
095	-2,03	-1,77	3,24

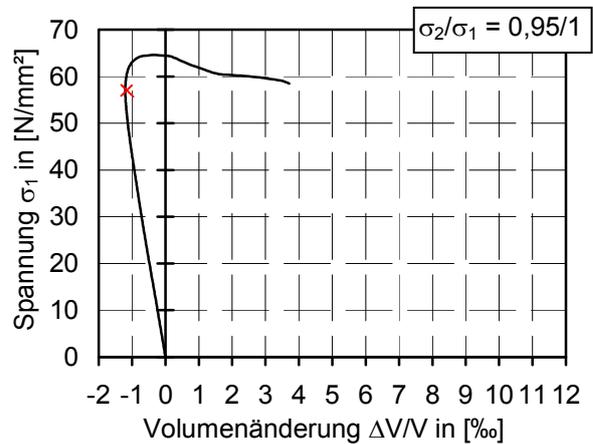
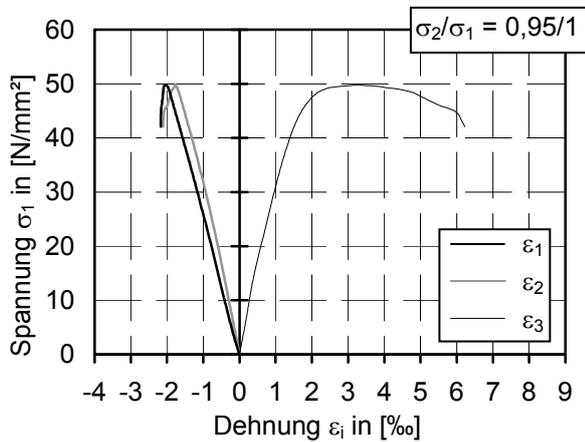
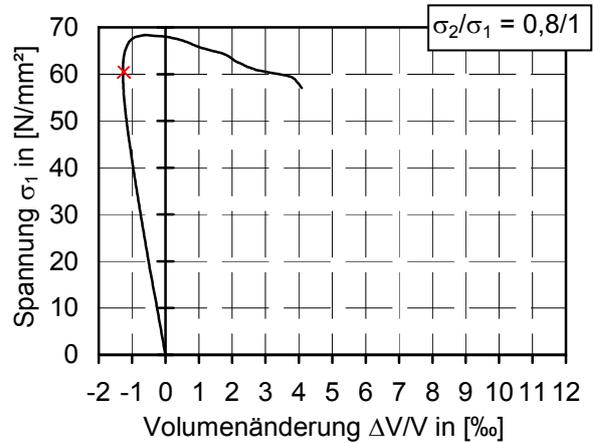
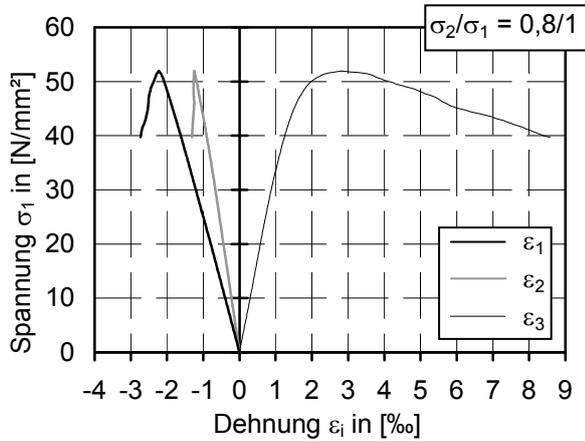
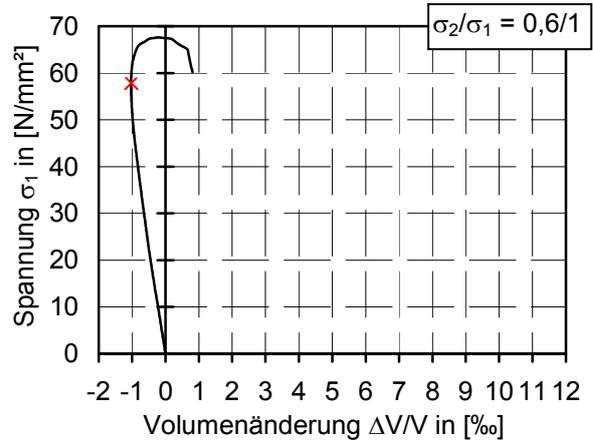
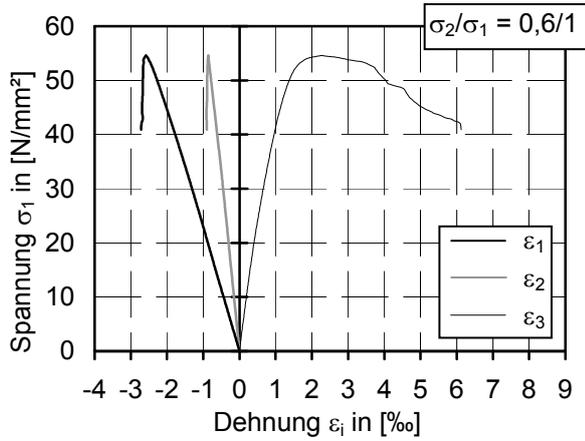
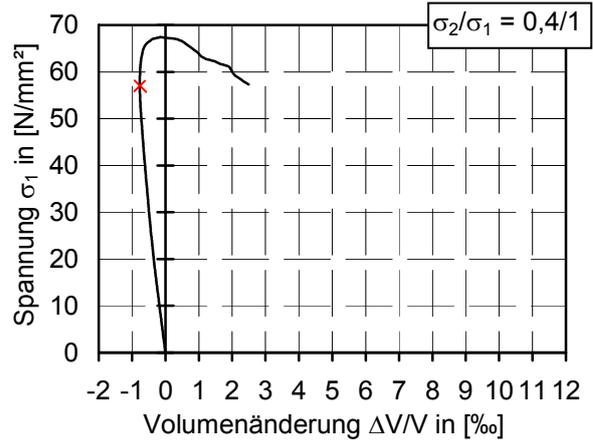
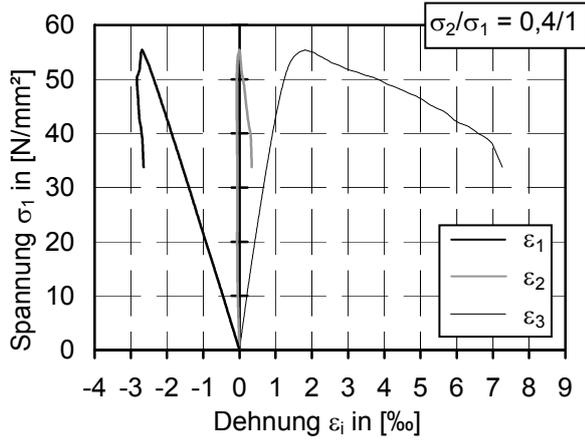




A4.1.2 Beton B 2/I

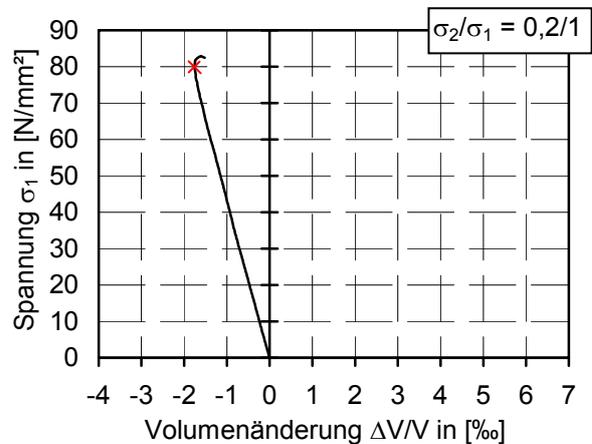
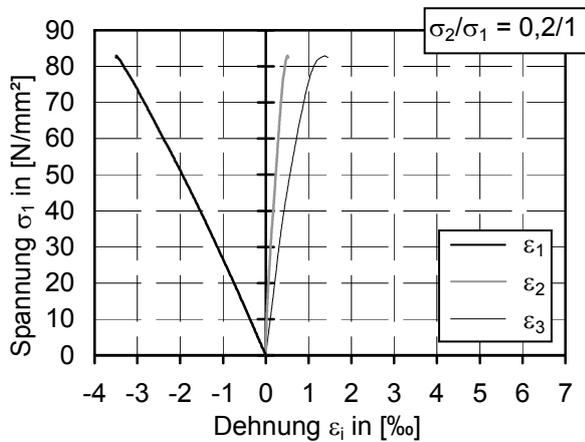
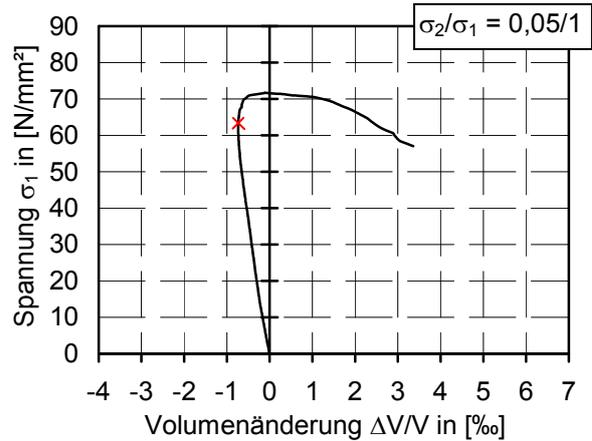
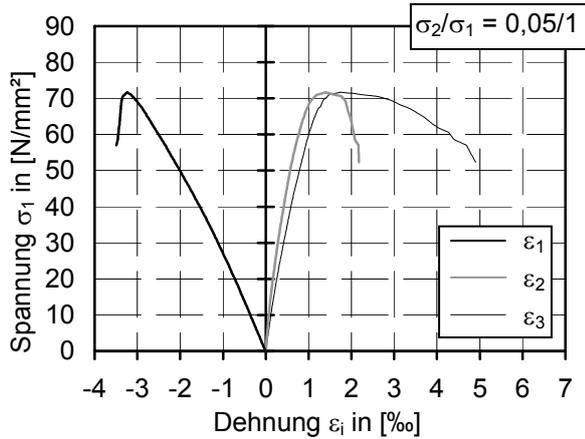
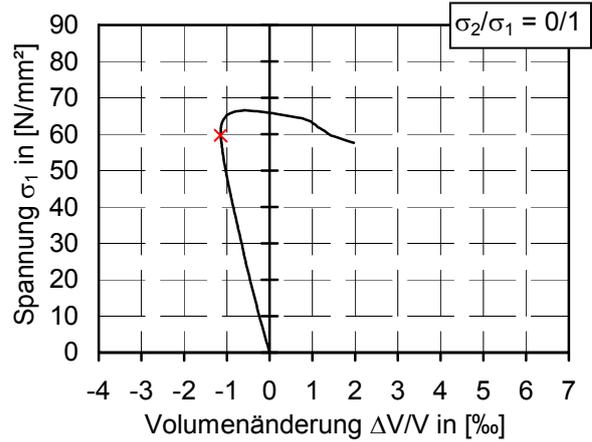
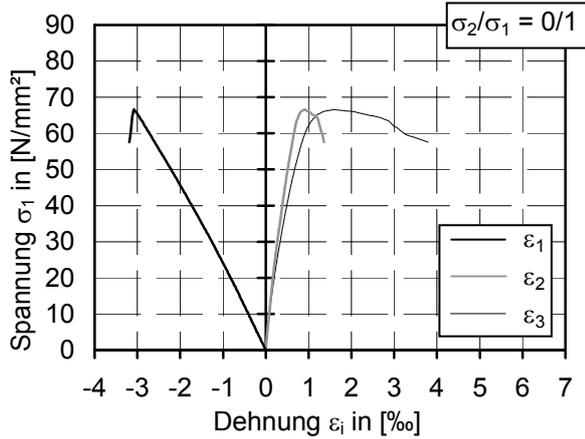
Sp.V.	Bruchdehnungen [‰]		
	ϵ_{1u}	ϵ_{2u}	ϵ_{3u}
000	-1,49	0,41	2,05
005	-1,98	1,42	1,57
020	-2,28	0,56	1,67
040	-2,09	-0,06	2,00
060	-2,11	-0,57	2,45
080	-1,83	-1,17	2,39
095	-1,66	-1,42	2,72

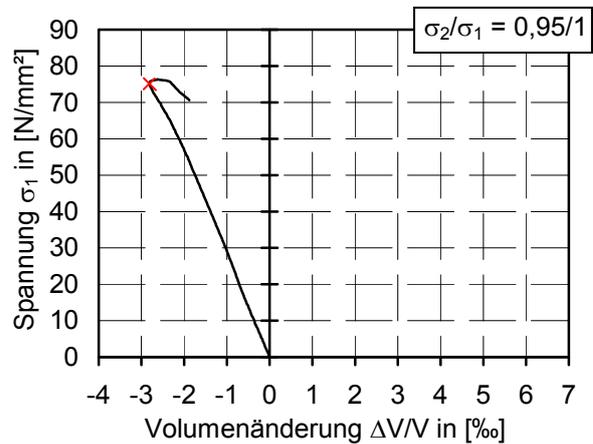
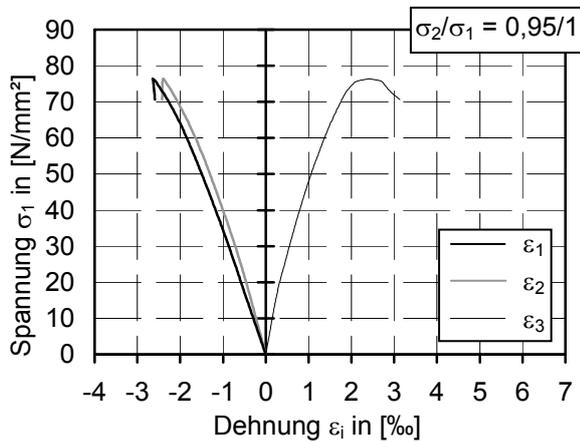
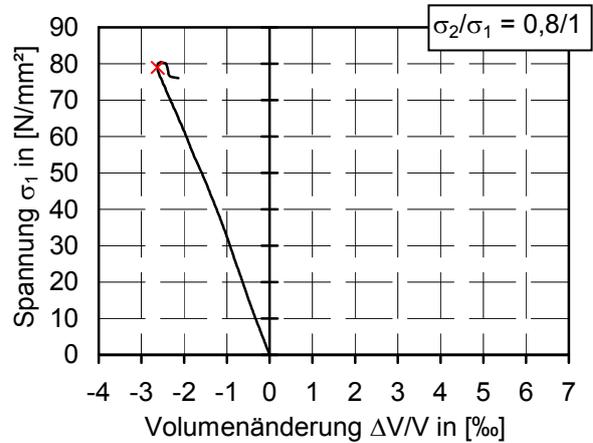
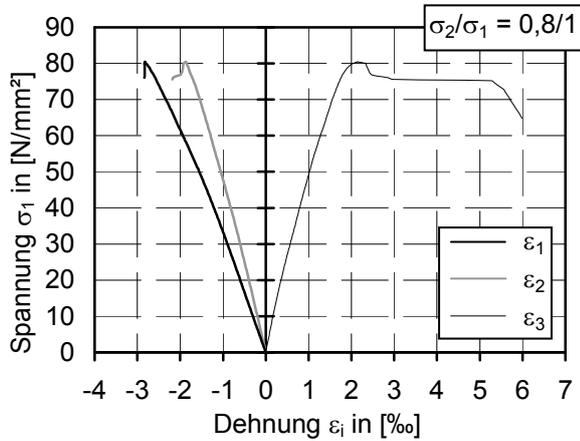
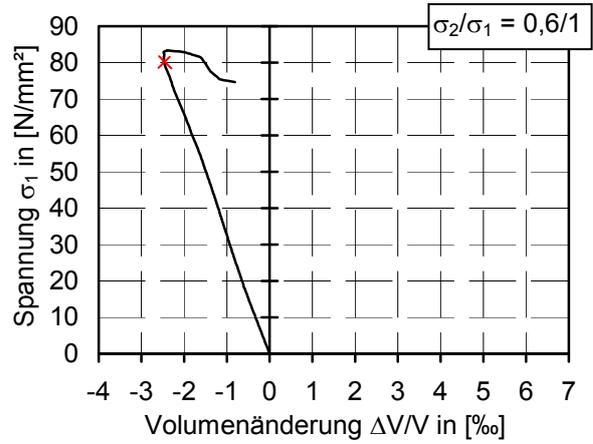
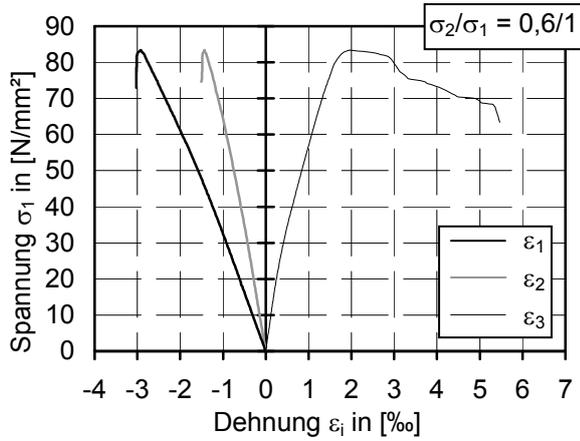
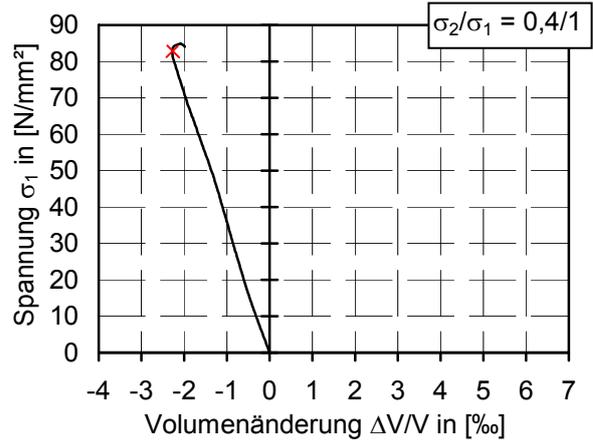
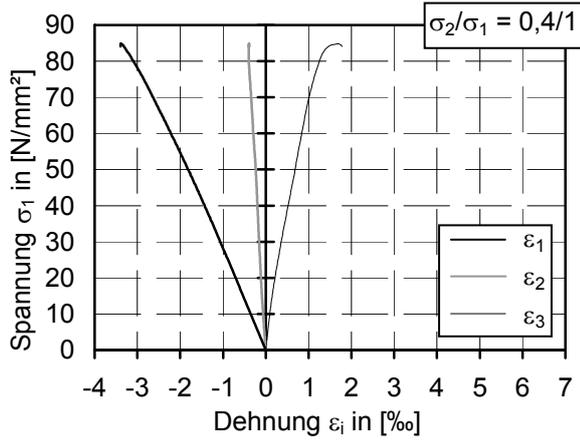




A4.1.3 Beton B 3/I

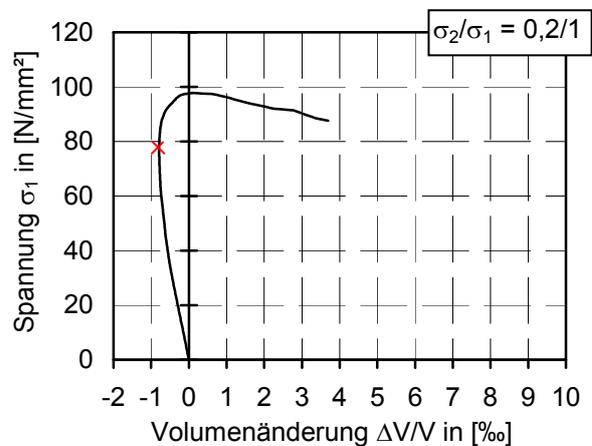
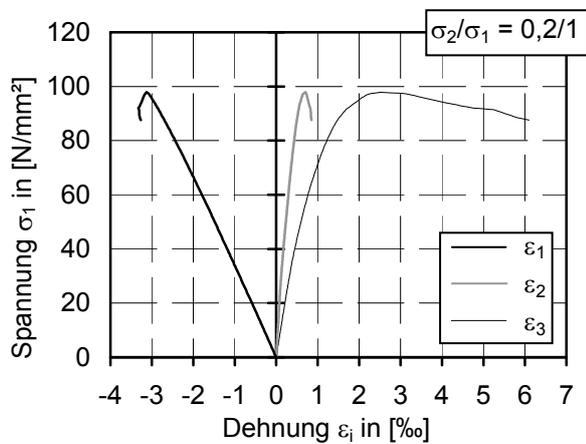
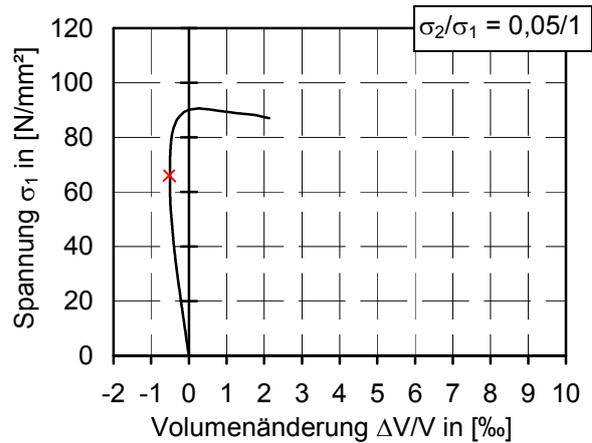
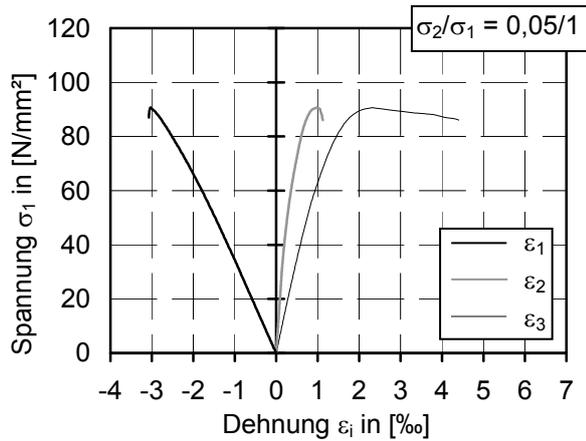
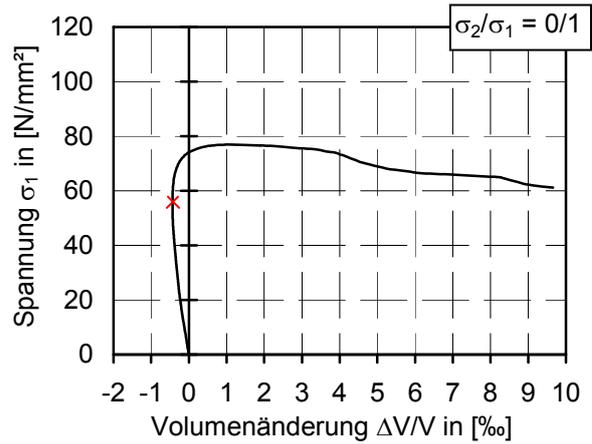
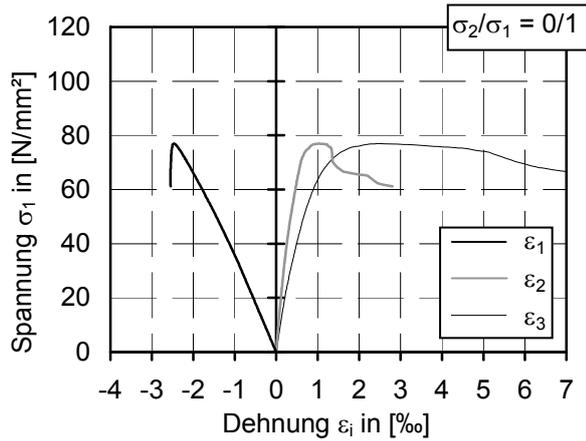
Sp.V.	Bruchdehnungen [‰]		
	ϵ_{1u}	ϵ_{2u}	ϵ_{3u}
000	-3,08	0,90	1,58
005	-3,23	1,39	1,73
020	-3,49	0,51	1,38
040	-3,38	-0,39	1,69
060	-2,92	-1,43	1,95
080	-2,82	-1,87	2,14
095	-2,64	-2,40	2,41

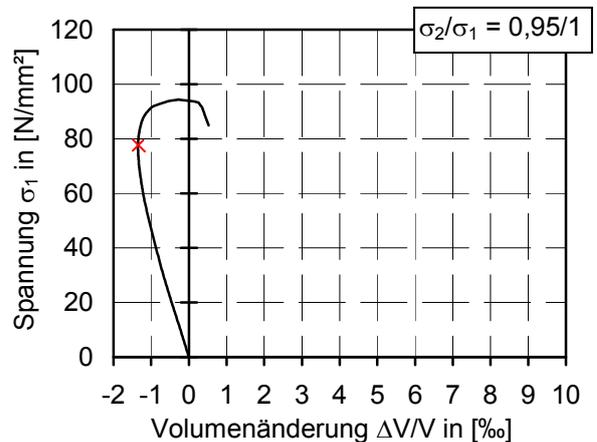
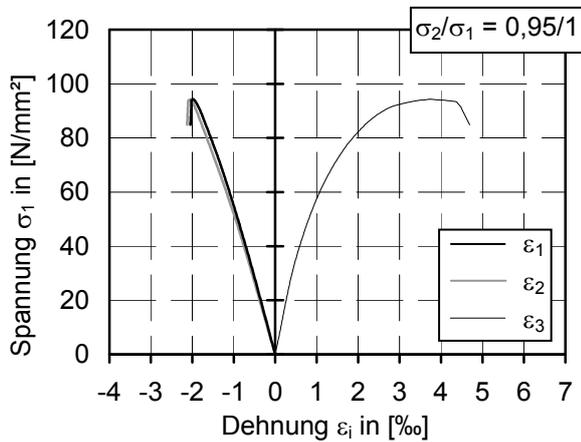
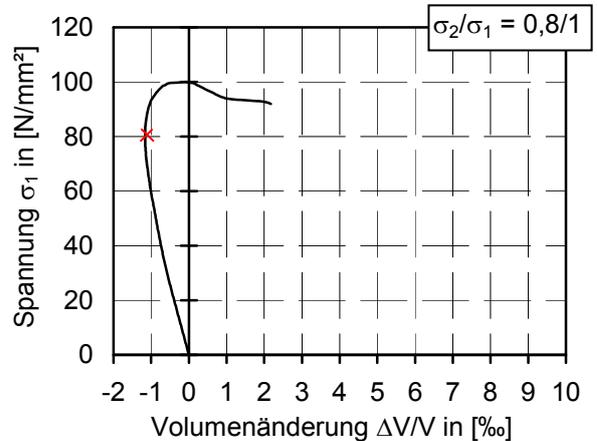
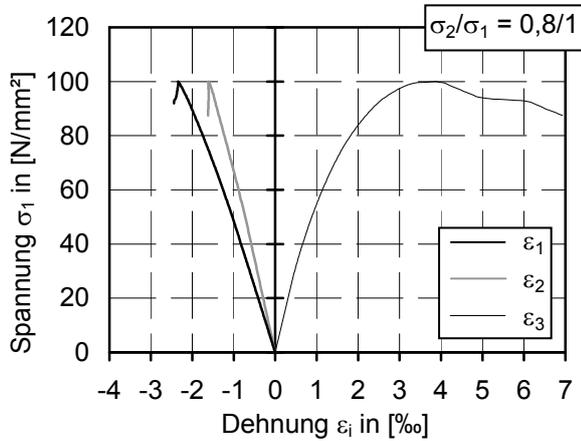
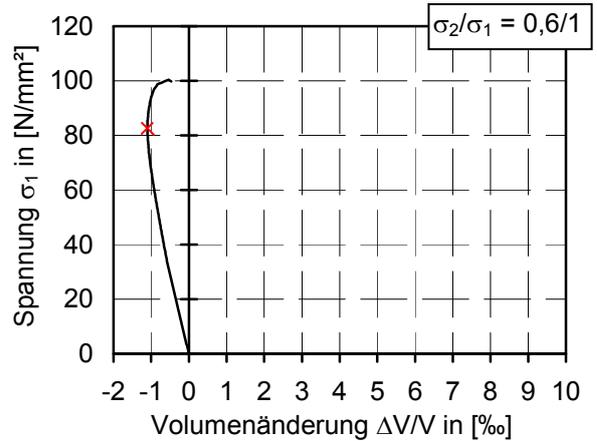
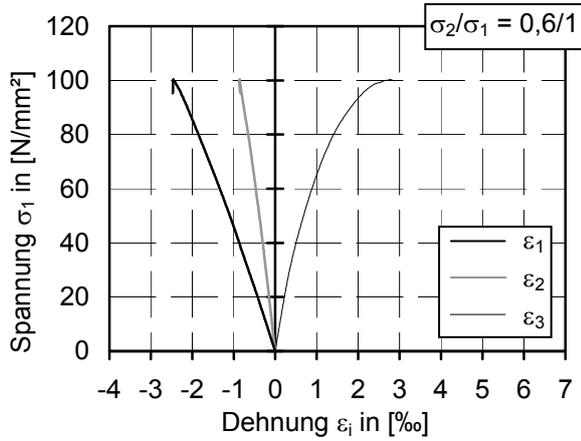
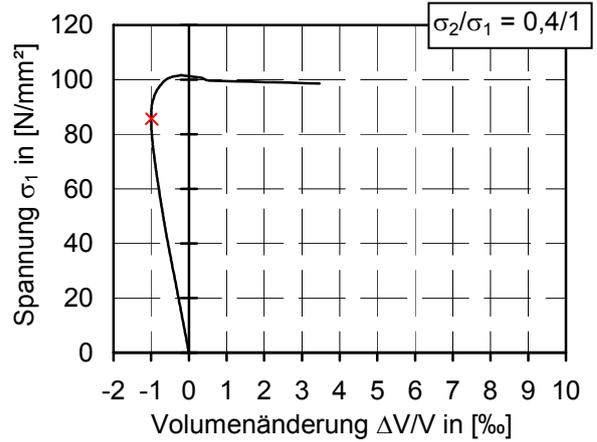
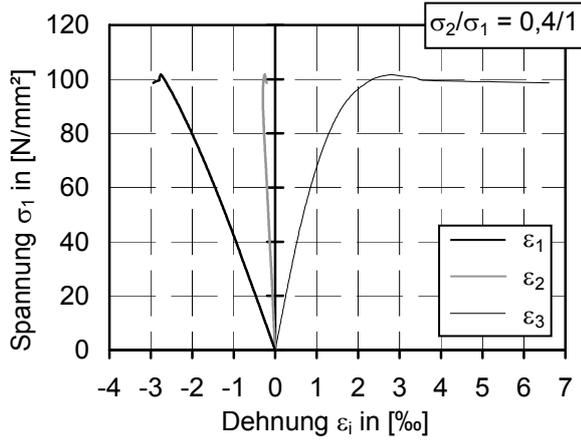




A4.1.4 Beton B 4/I

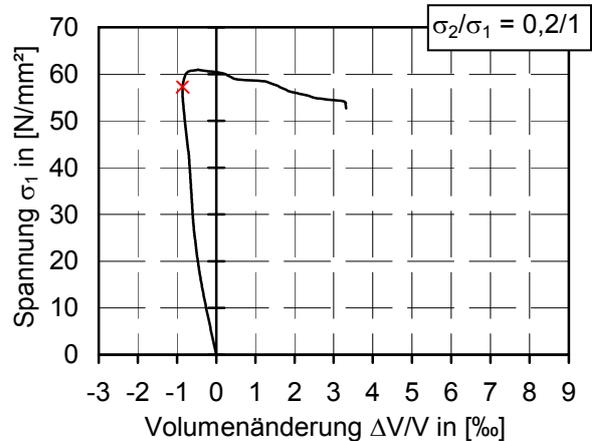
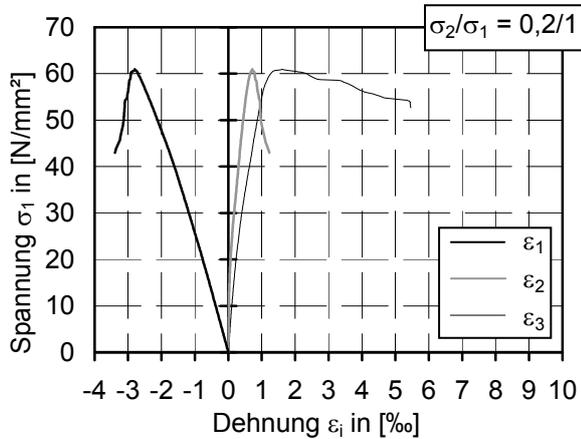
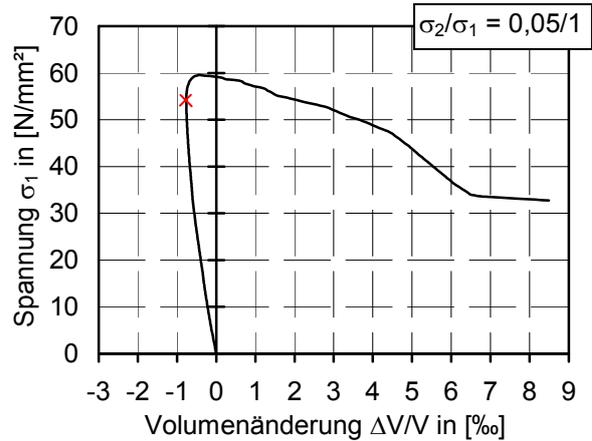
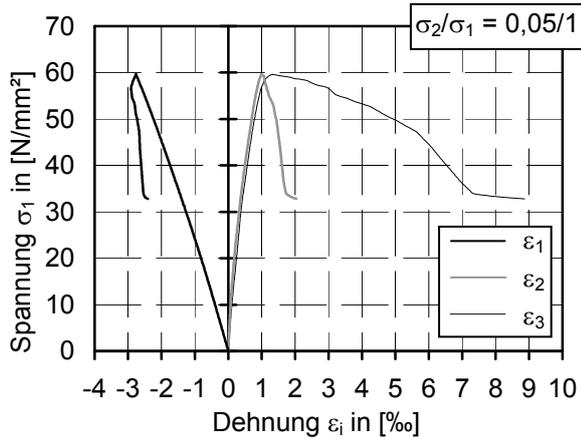
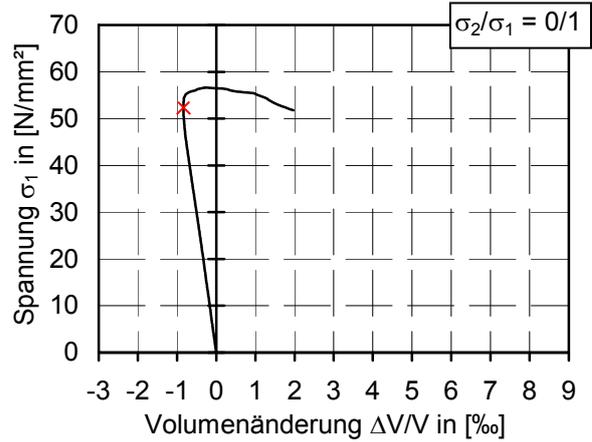
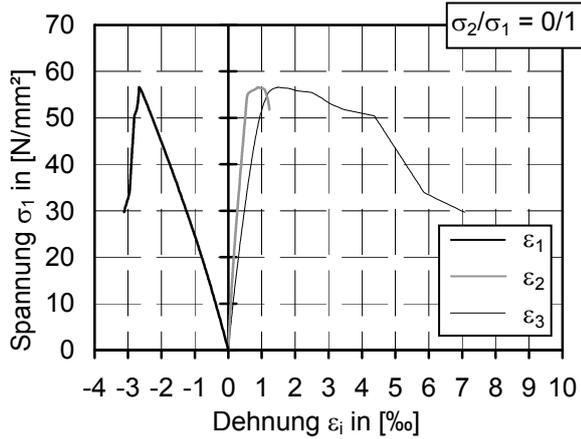
Sp.V.	Bruchdehnungen [‰]		
	ϵ_{1u}	ϵ_{2u}	ϵ_{3u}
000	-2,46	1,03	2,46
005	-3,03	0,97	2,32
020	-3,13	0,70	2,51
040	-2,76	-0,25	2,80
060	-2,46	-0,86	2,78
080	-2,34	-1,61	3,88
095	-1,97	-2,04	3,73

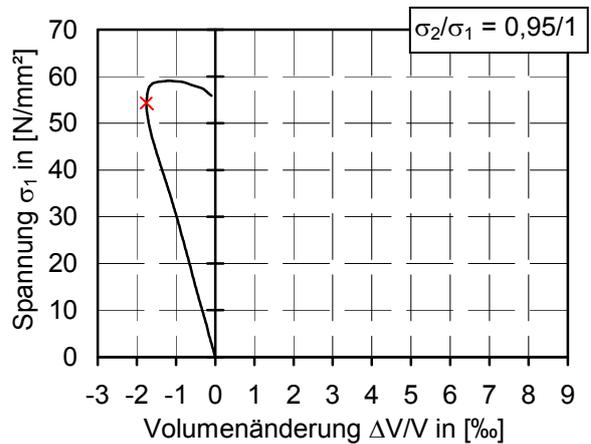
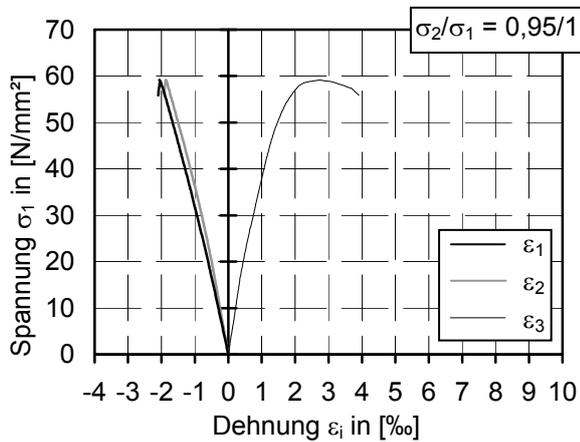
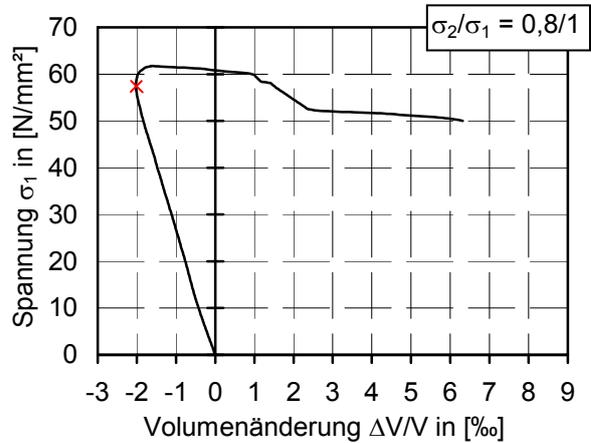
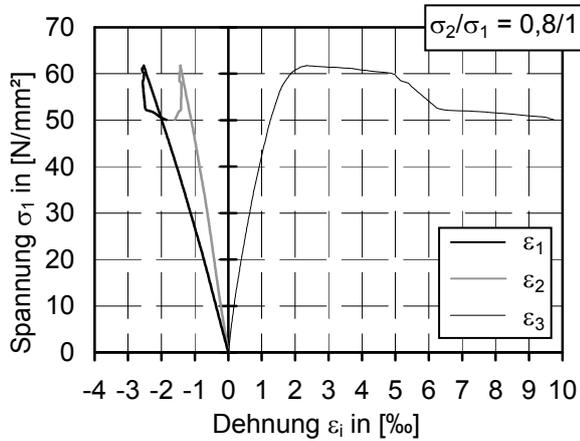
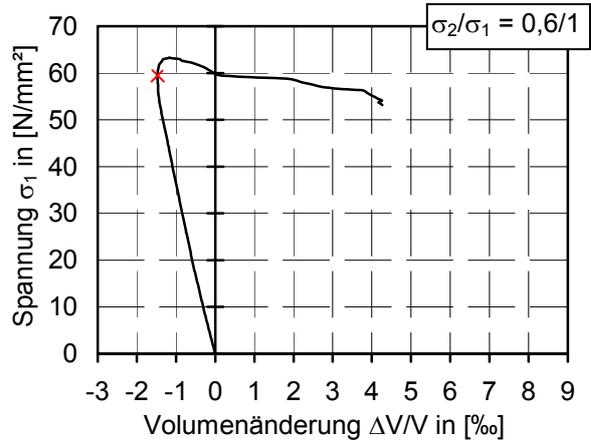
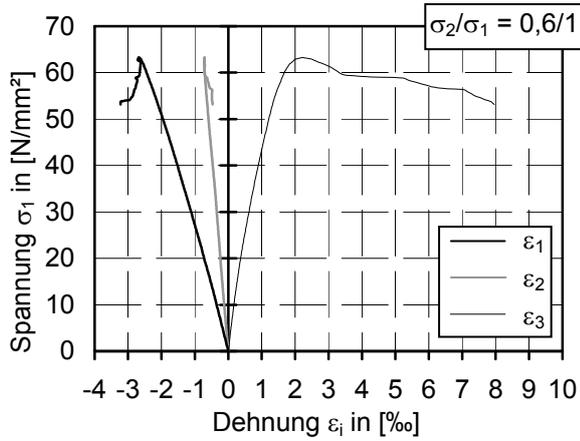
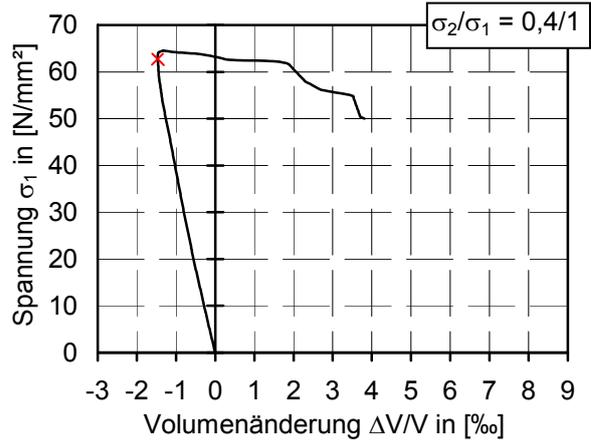
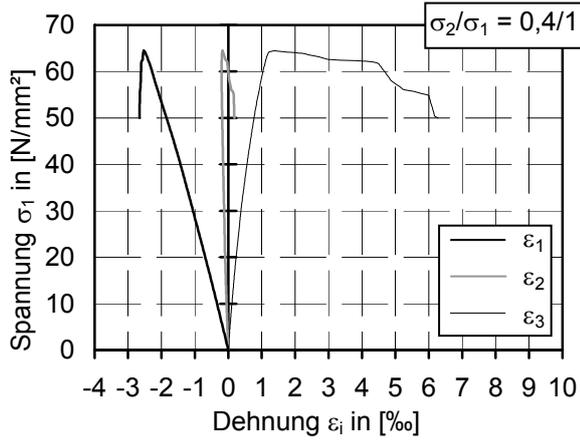




A4.1.5 Beton B 5

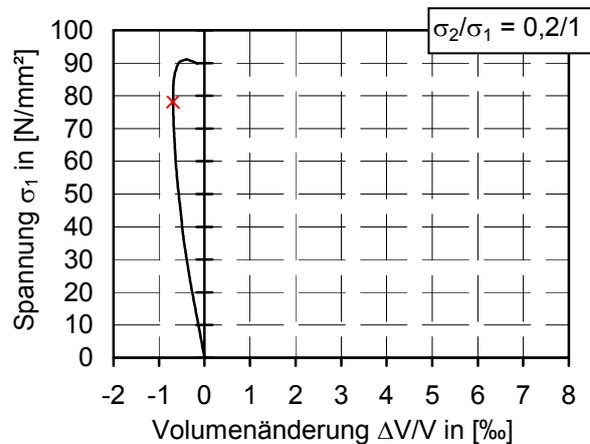
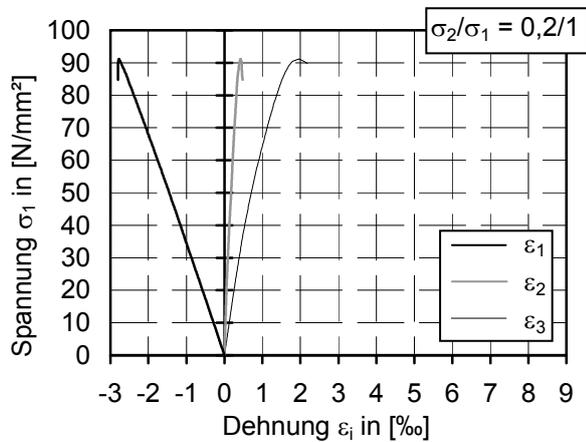
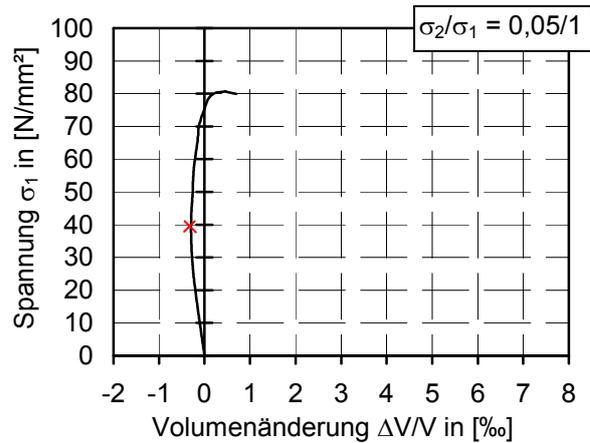
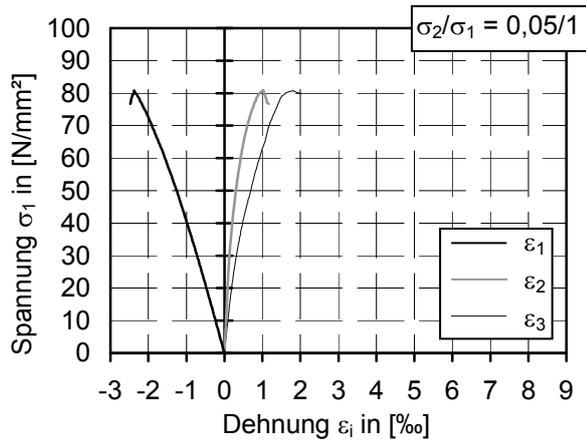
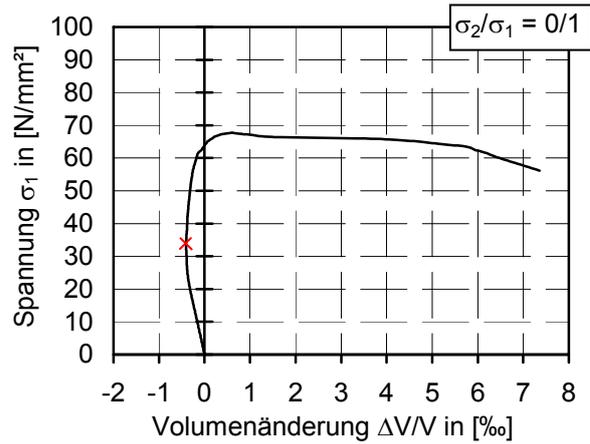
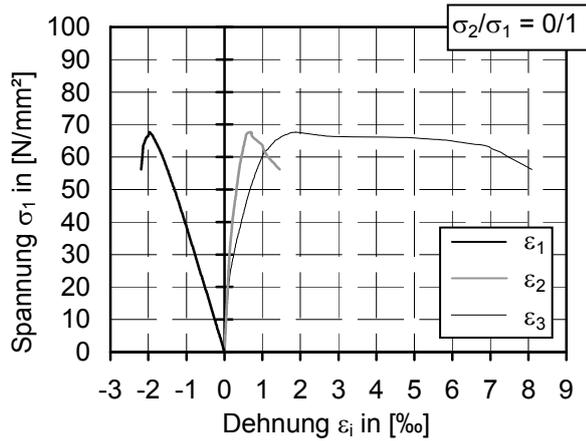
Sp.V.	Bruchdehnungen [‰]		
	ϵ_{1u}	ϵ_{2u}	ϵ_{3u}
000	-2,66	0,89	1,48
005	-2,76	0,99	1,32
020	-2,79	0,72	1,62
040	-2,53	-0,17	1,38
060	-2,68	-0,72	2,22
080	-2,53	-1,43	2,33
095	-2,05	-1,87	2,73

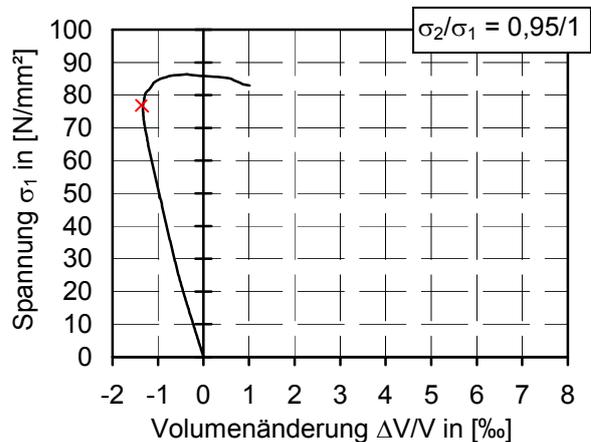
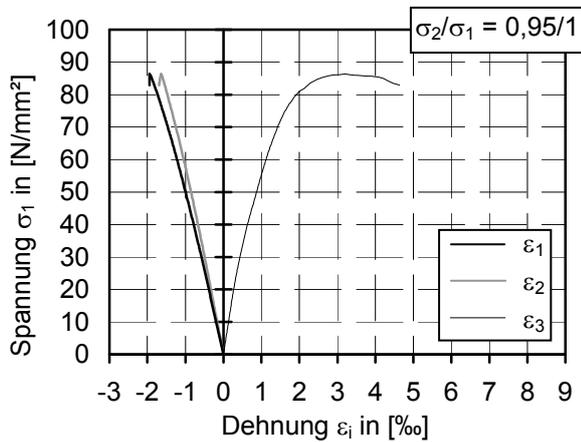
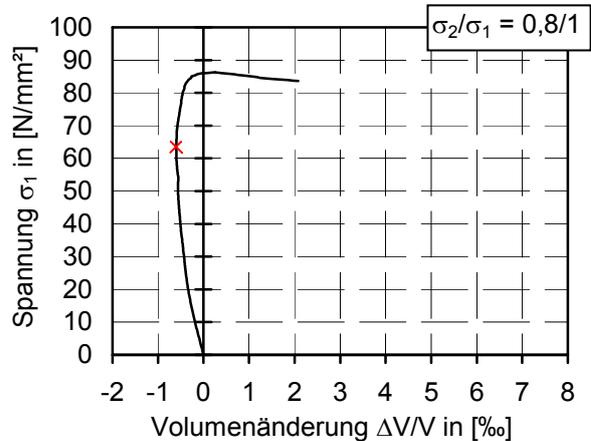
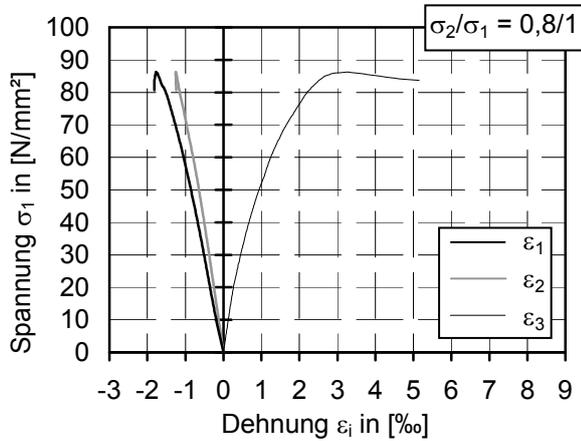
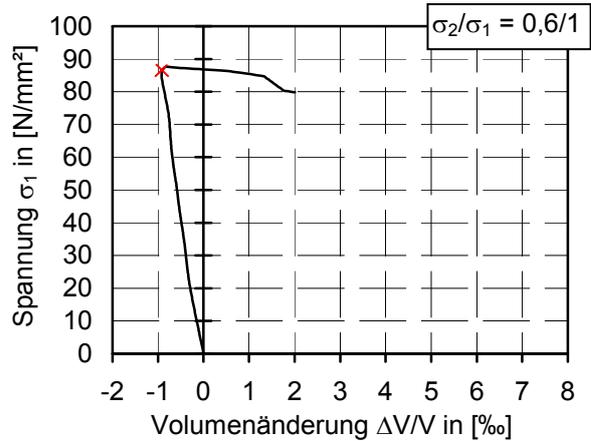
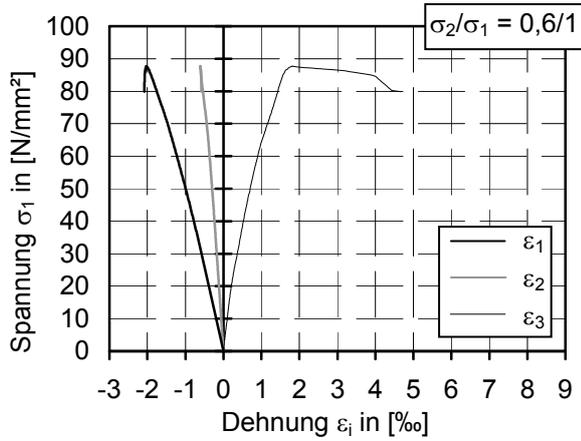
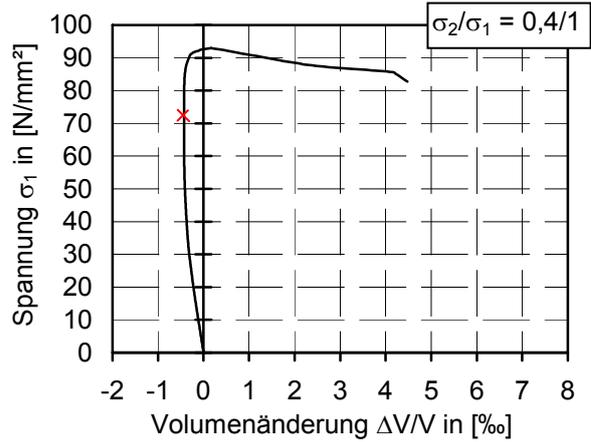
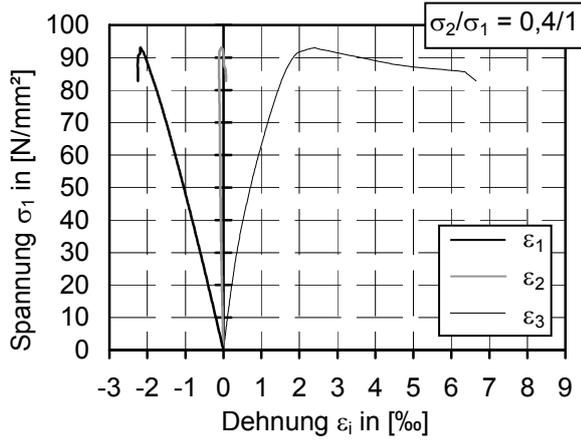




A4.1.6 Beton B 6

Sp.V.	Bruchdehnungen [‰]		
	ϵ_{1u}	ϵ_{2u}	ϵ_{3u}
000	-1,97	0,69	1,88
005	-2,38	1,03	1,80
020	-2,77	0,42	1,96
040	-2,18	-0,06	2,40
060	-2,03	-0,61	1,82
080	-1,77	-1,25	3,27
095	-1,94	-1,64	3,23





A4.1.7 Sonstige Ergänzungen, DD-Versuche

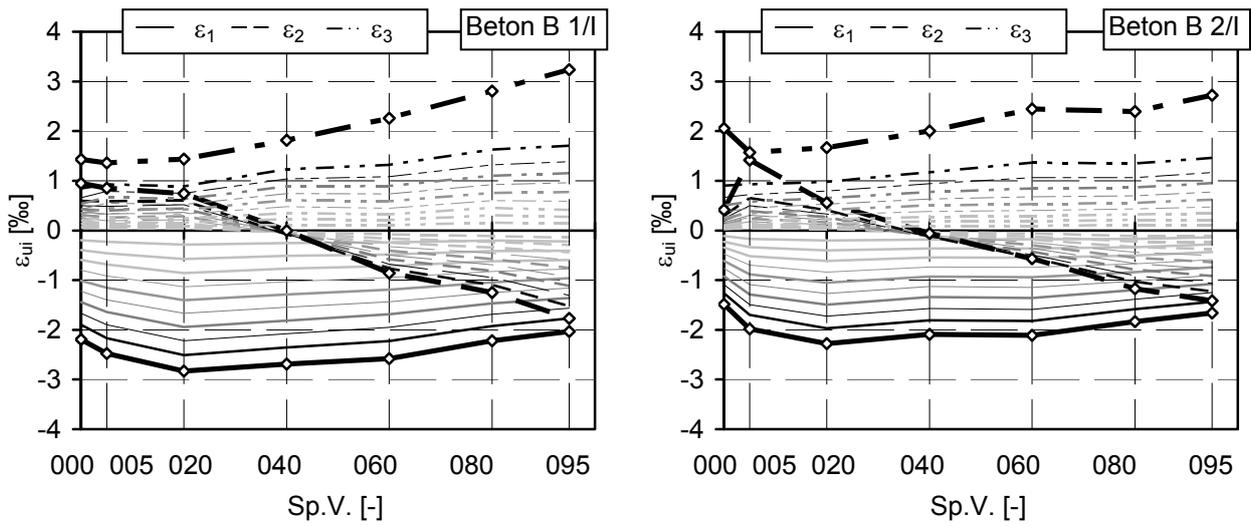


Bild 161 Verformungen der Betone mit F 6.5, dargestellt in Laststufen von $0,1 \cdot f_{lc2ax}$

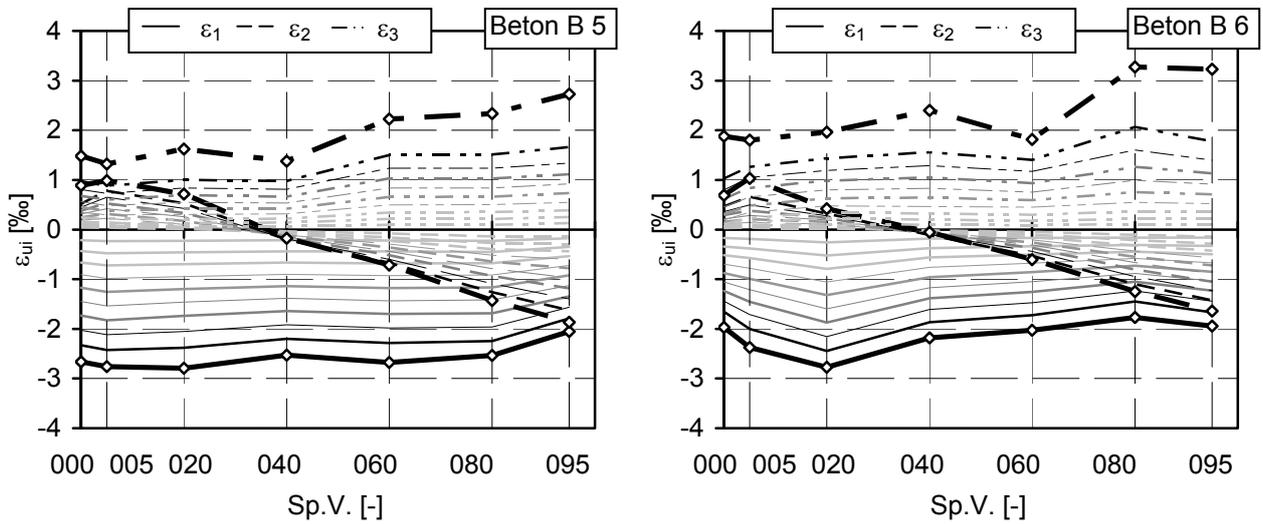


Bild 162 Verformungen der Betone mit F 8, dargestellt in Laststufen von $0,1 \cdot f_{lc2ax}$

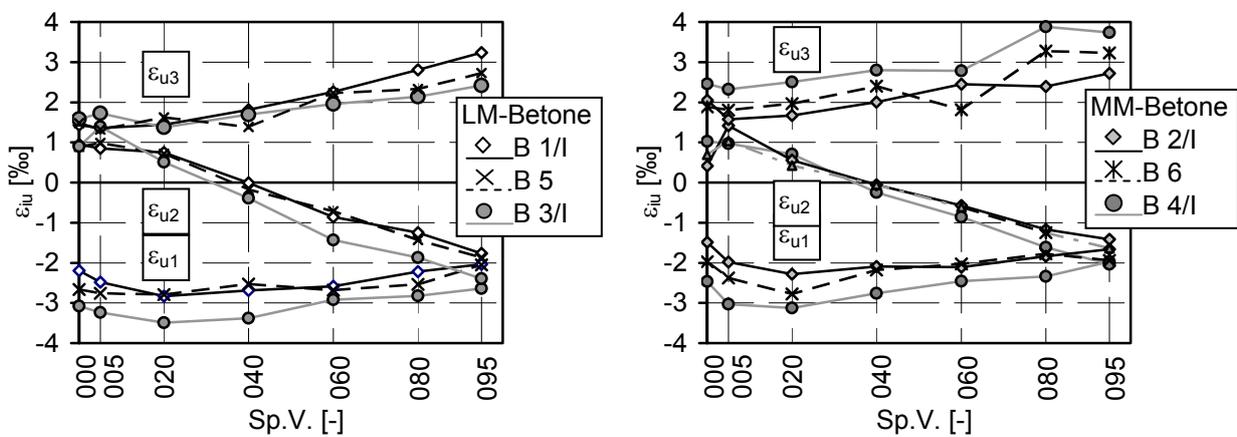


Bild 163 Bruchdehnungen aus den zweiaxialen Druckversuchen; links: alle LM-Betone, rechts: alle MM-Betone

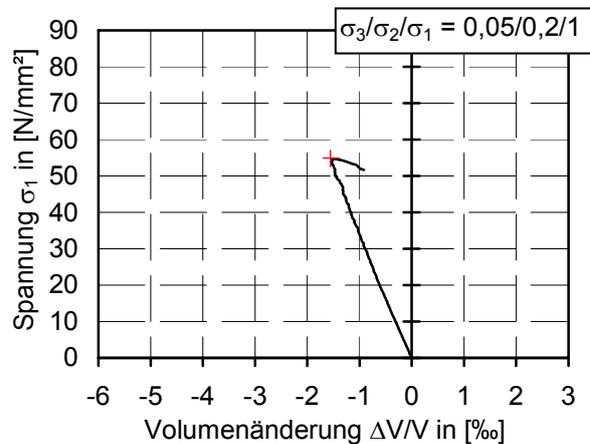
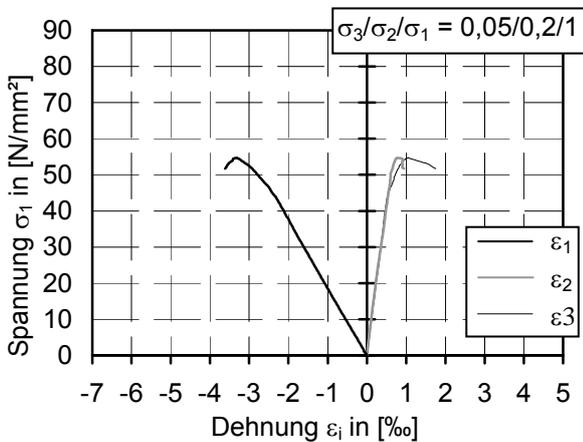
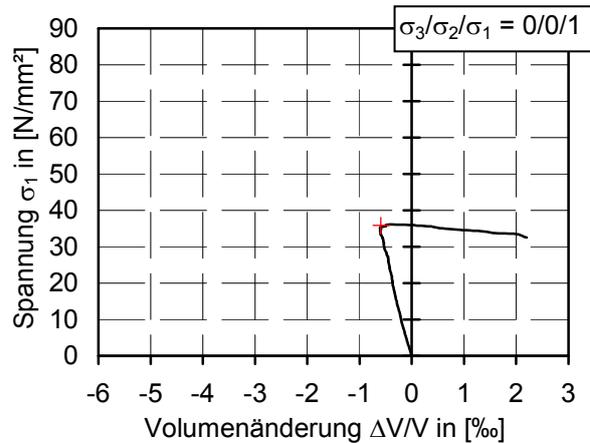
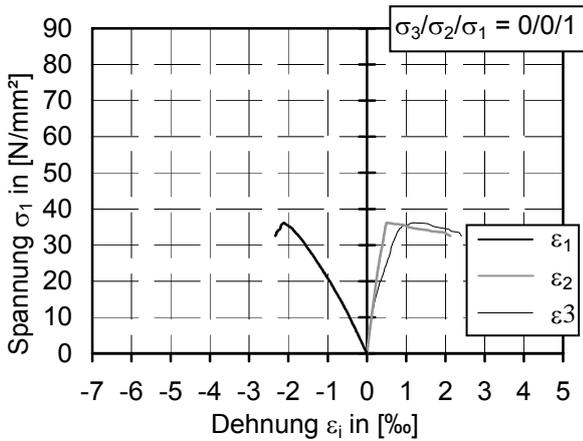
Tabelle 60: $\Delta V/V$ -Werte bei Erreichen der Bruchlast, zweiachiale Druckversuche

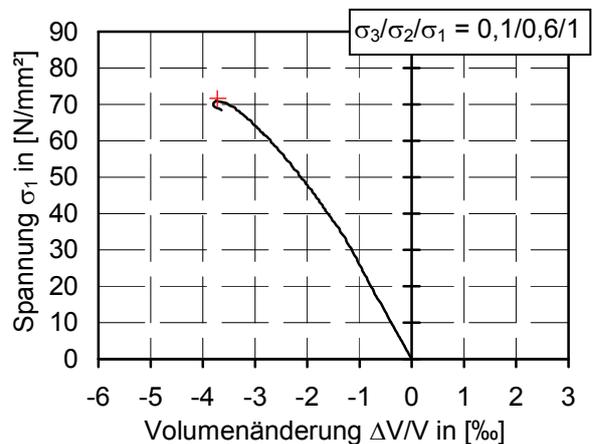
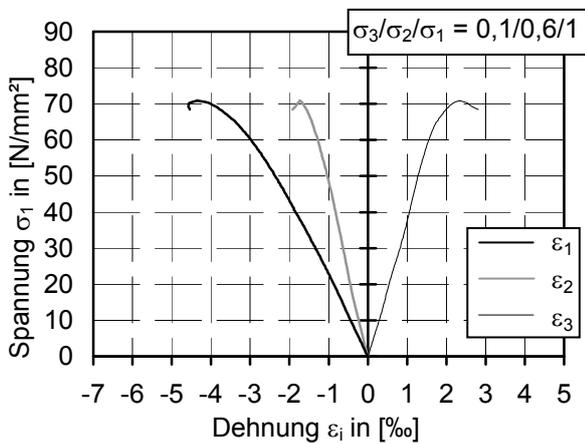
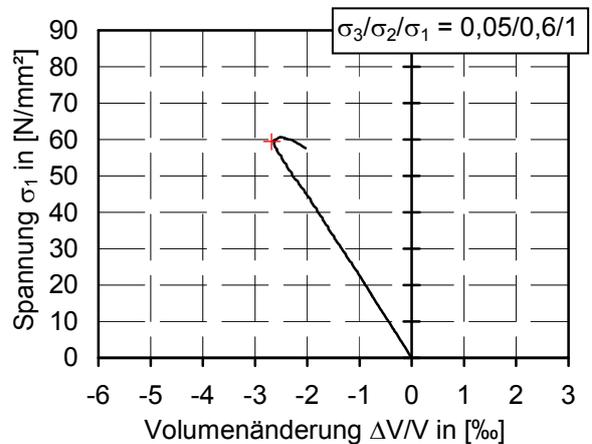
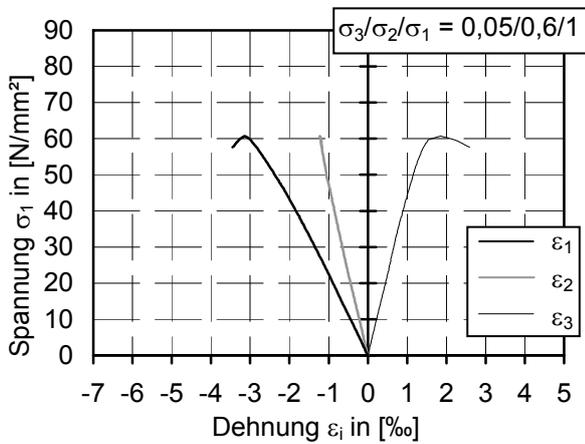
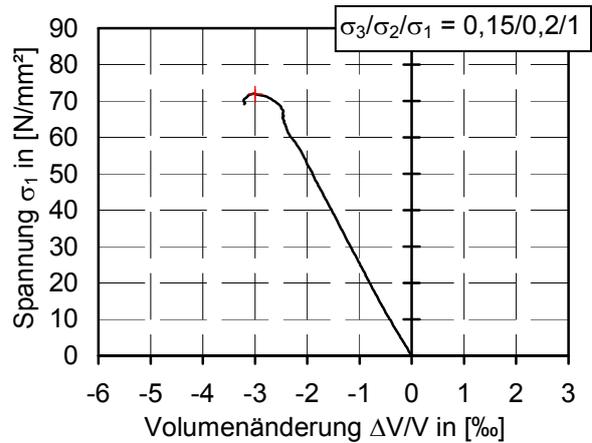
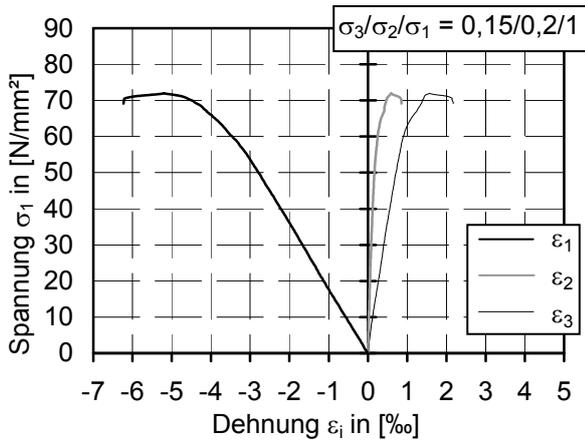
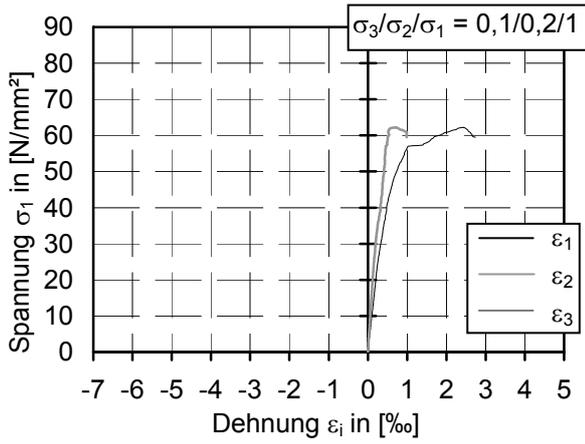
Beton	$\Delta V/V$ -Werte in [%] bei Bruchlastniveau, Spannungsverhältnis						
	000	005	020	040	060	080	095
B 1/I	0,18	-0,27	-0,65	-0,88	-1,19	-0,67	-0,57
B 5	-0,29	-0,45	-0,46	-1,32	-1,17	-1,63	-1,19
B 3/I	-0,60	-0,12	-1,61	-2,08	-2,40	-2,55	-2,62
B 2/I	0,98	1,01	-0,05	-0,15	-0,23	-0,61	-0,36
B 6	0,60	0,46	-0,39	0,17	-0,82	0,25	-0,35
B 4/I	1,02	0,26	0,08	-0,20	-0,53	-0,07	-0,28

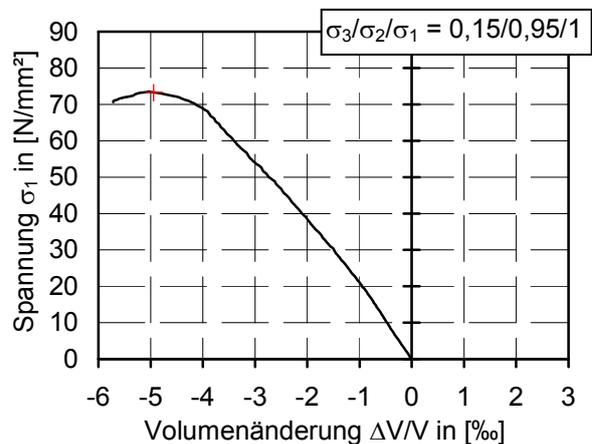
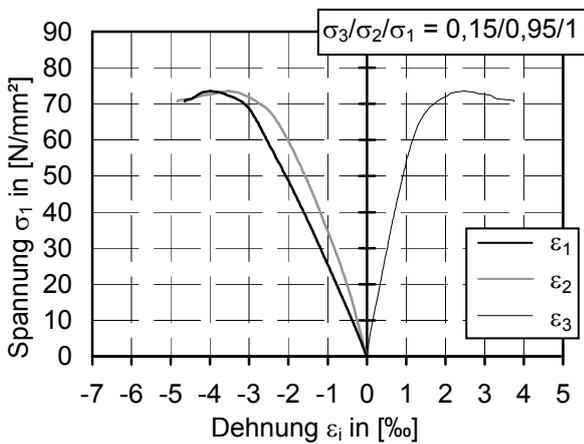
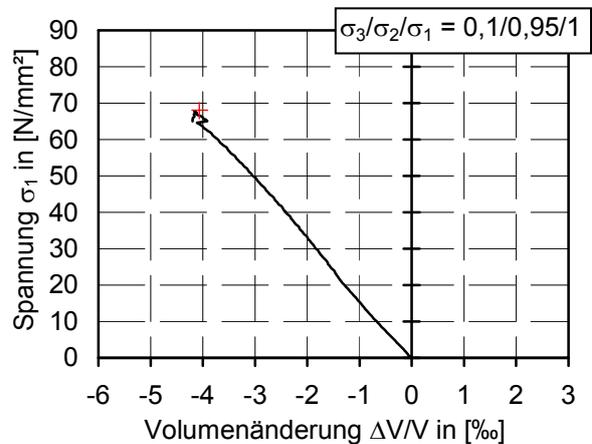
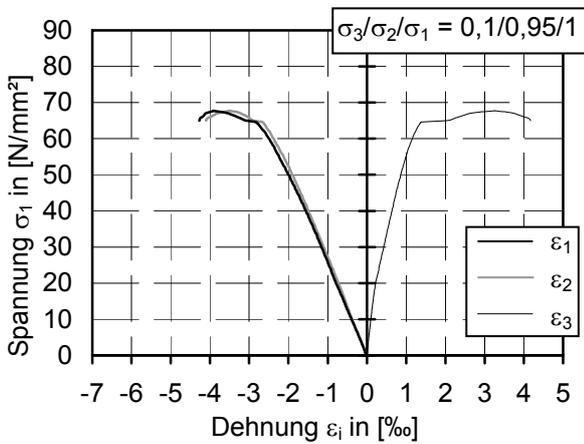
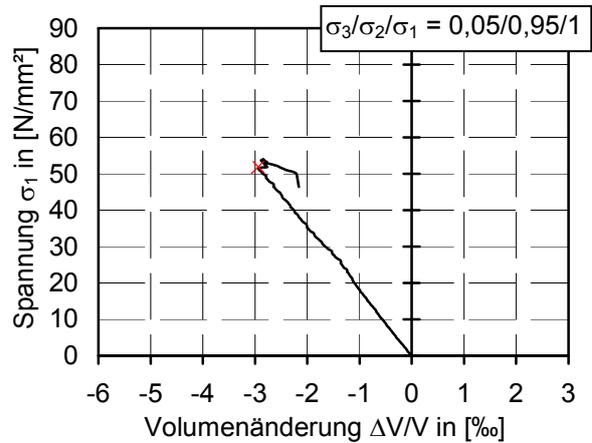
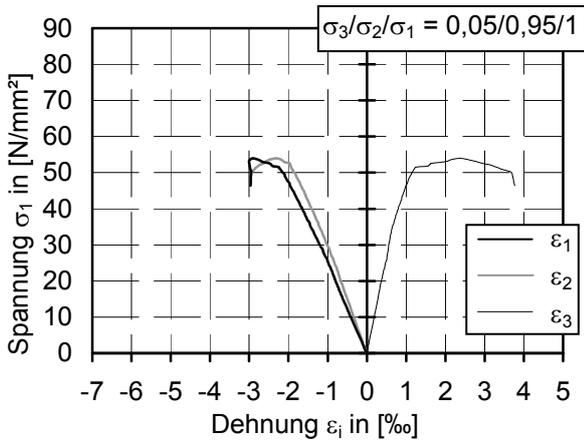
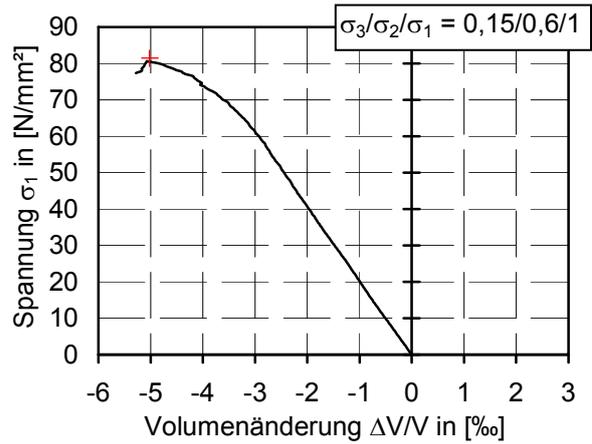
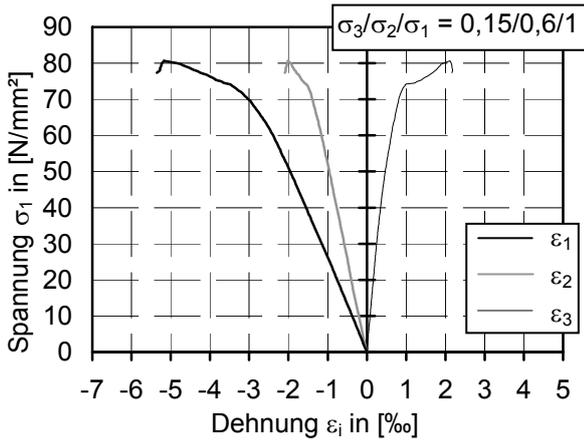
A4.2 Verformungen Druck-Druck-Druck-Versuche

A4.2.1 Beton B 1/II-1

Sp.V.	Bruchdehnungen [%]		
	ϵ_{1u}	ϵ_{2u}	ϵ_{3u}
000	-2,11	0,51	1,20
205	-3,32	0,77	1,05
210	-	0,71	2,44
215	-5,20	0,60	1,58
605	-3,14	-1,22	1,86
610	-4,36	-1,73	2,34
615	-5,17	-2,01	2,11
105	-2,90	-2,31	2,37
110	-3,91	-3,51	3,26
115	-3,99	-3,52	2,48

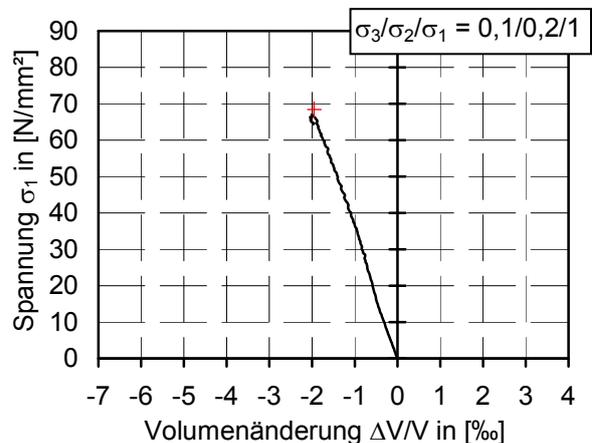
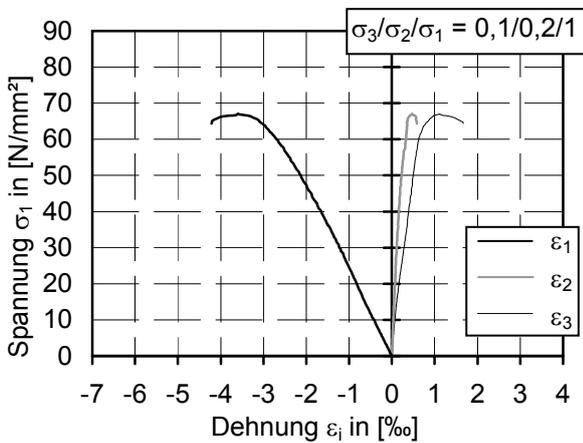
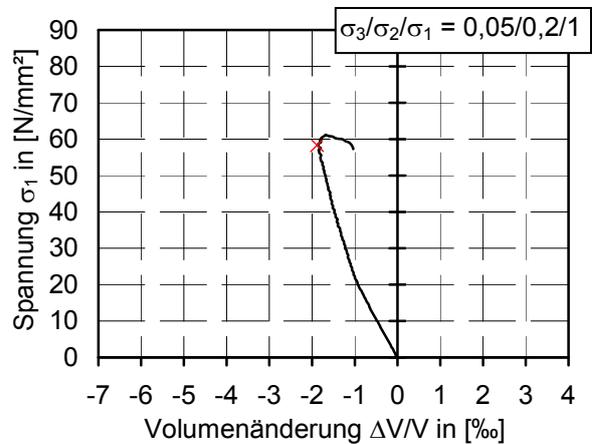
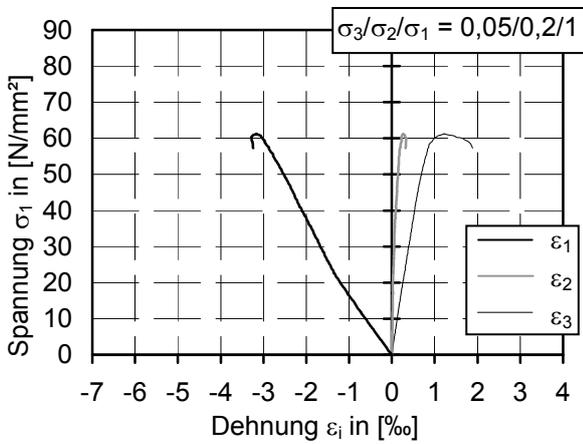
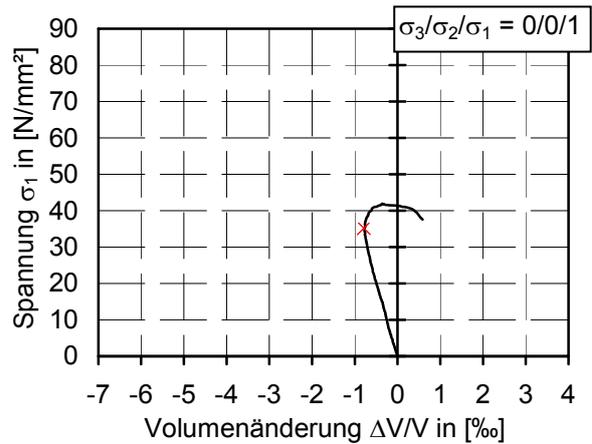
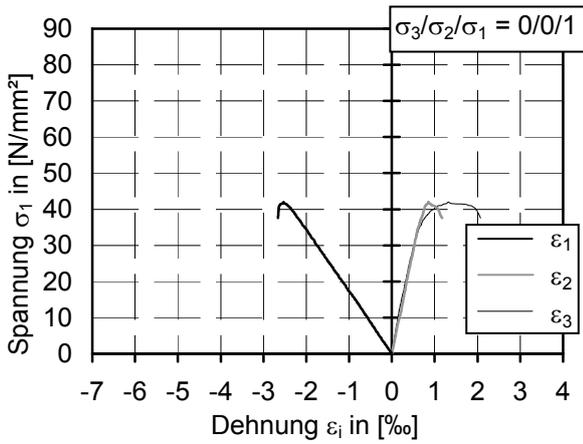


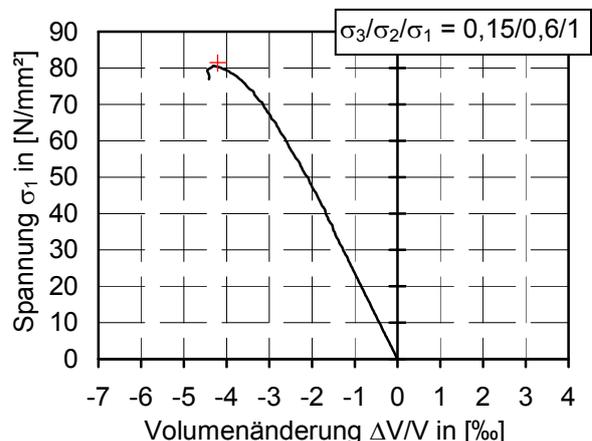
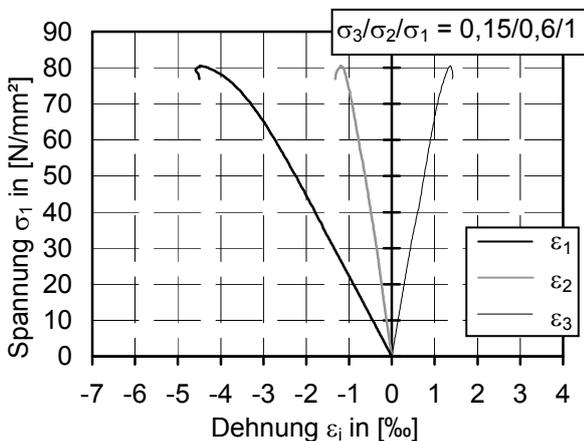
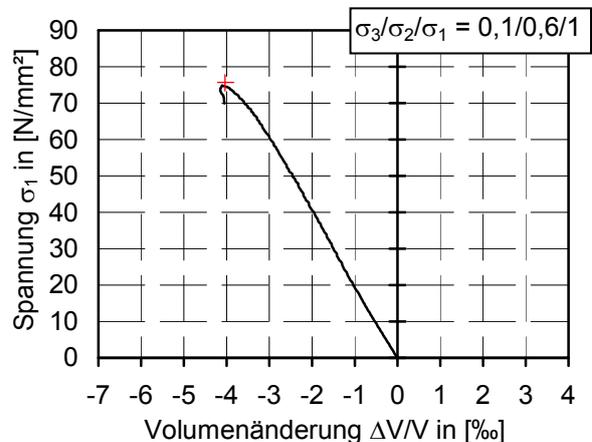
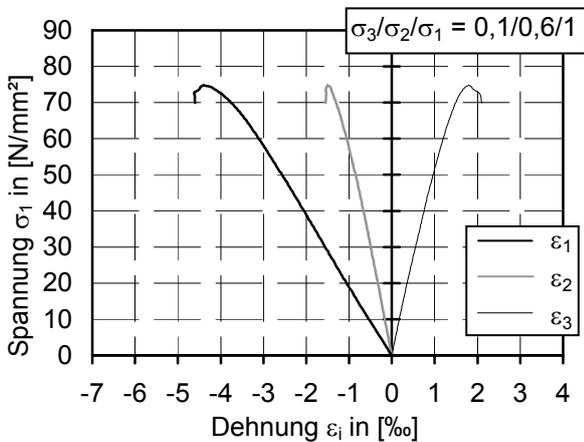
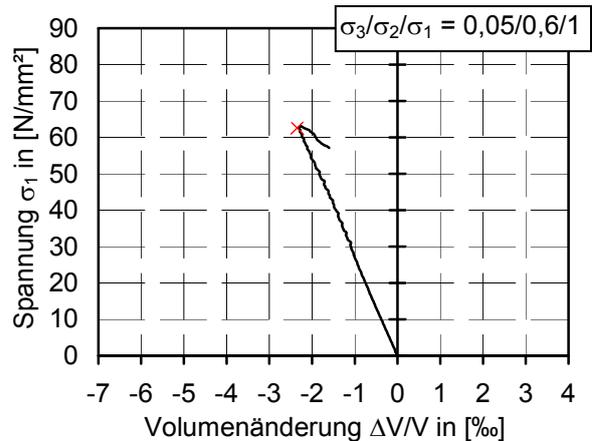
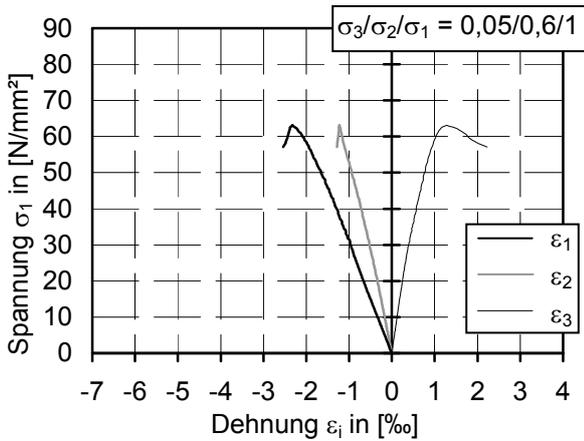
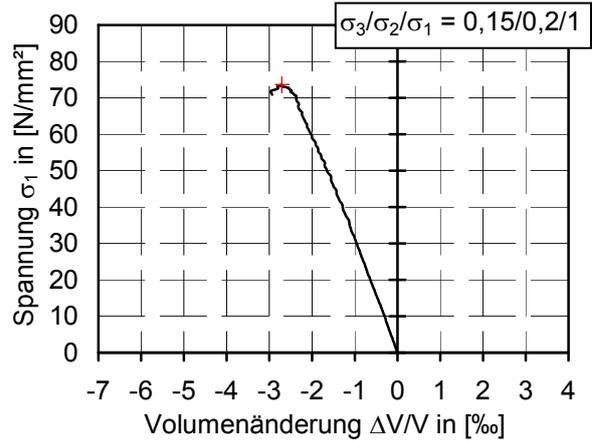
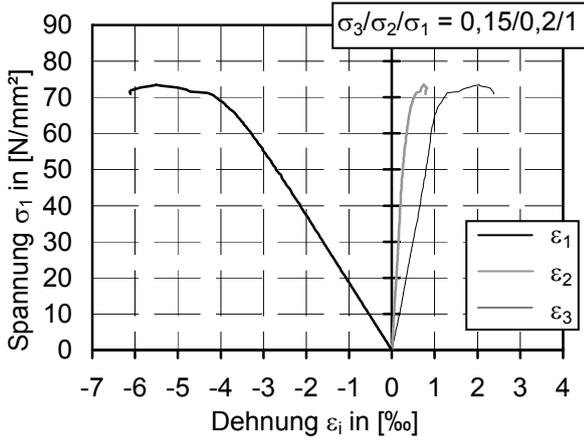


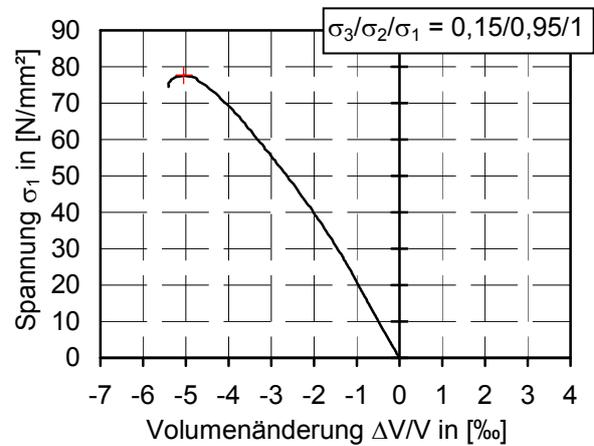
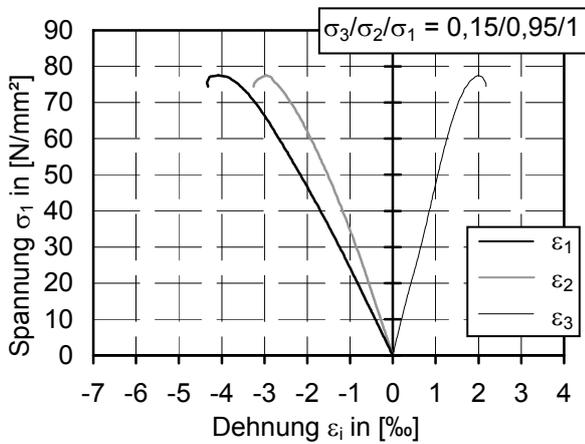
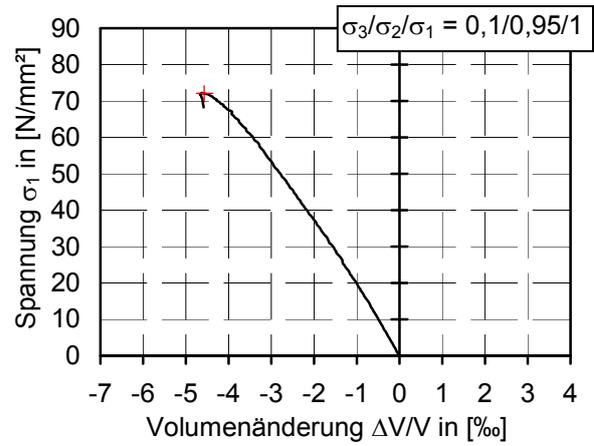
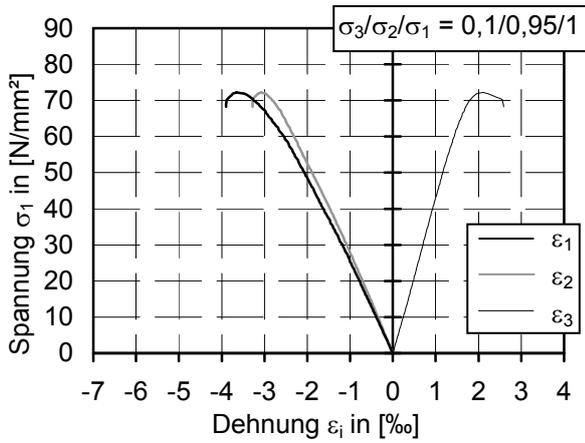
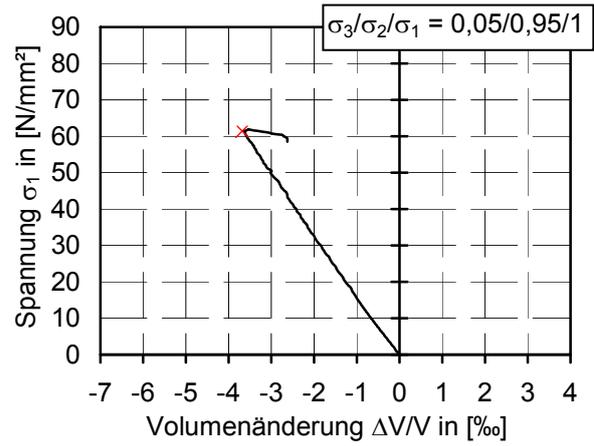
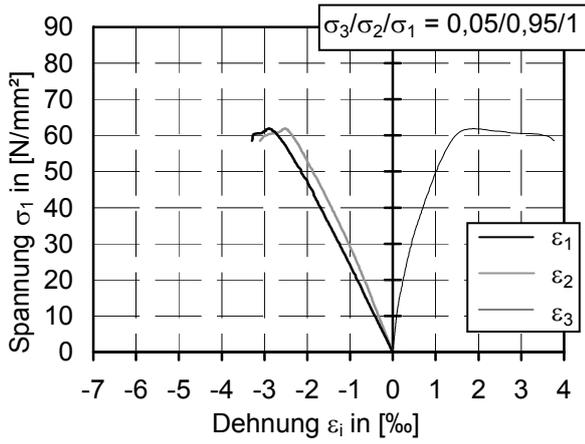


A4.2.2 Beton B 1/II-2

Sp.V.	Bruchdehnungen [‰]		
	ϵ_{1u}	ϵ_{2u}	ϵ_{3u}
000	-2,53	0,86	1,32
205	-3,17	0,26	1,22
210	-3,60	0,47	1,12
215	-5,51	0,75	2,03
605	-2,32	-1,23	1,28
610	-4,40	-1,51	1,80
615	-4,48	-1,20	1,37
105	-2,89	-2,52	1,87
110	-3,66	-3,08	2,11
115	-4,08	-2,96	2,00

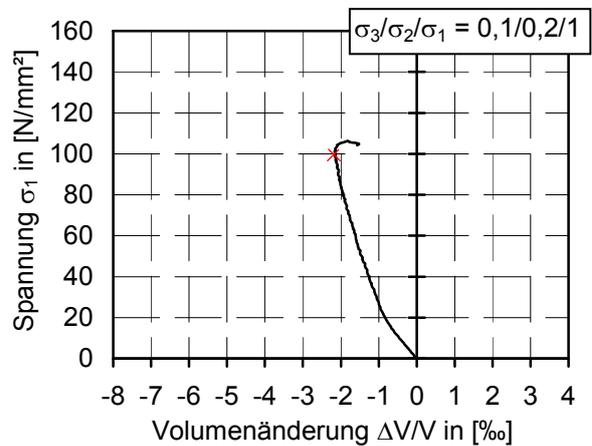
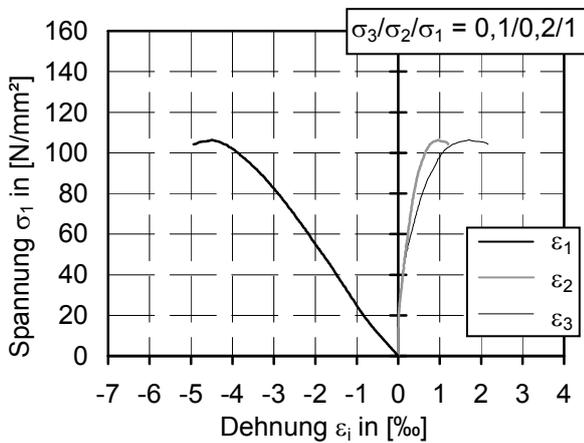
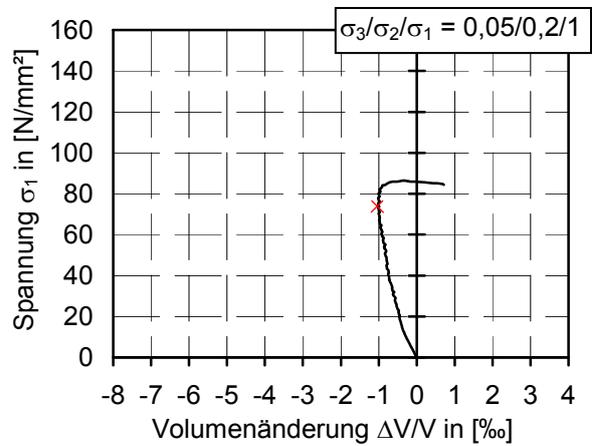
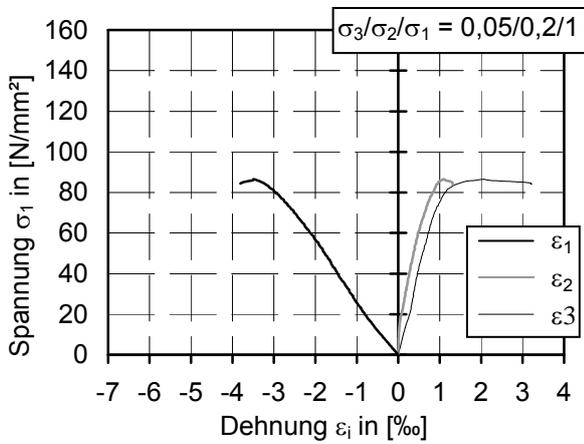
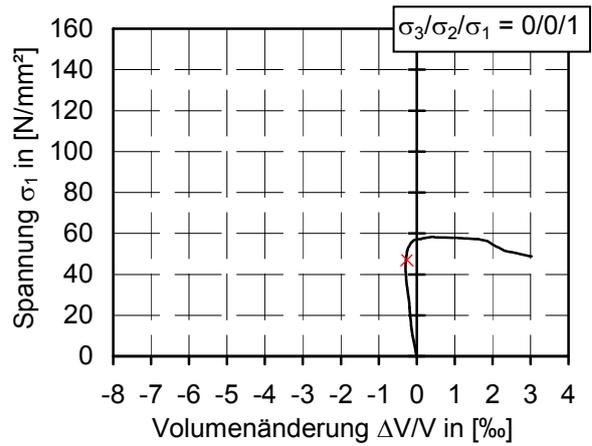
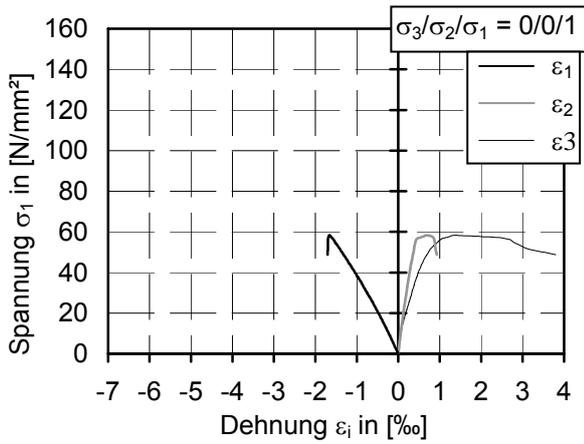


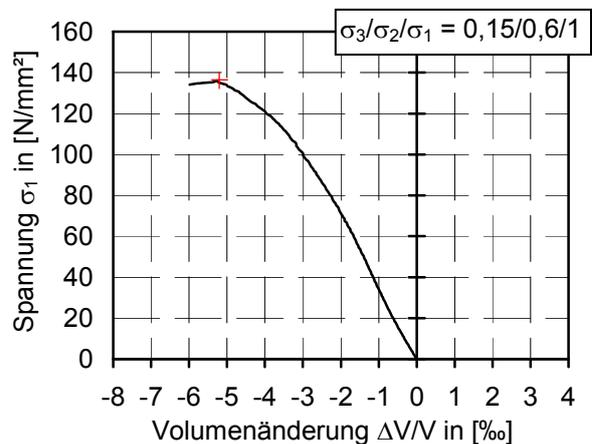
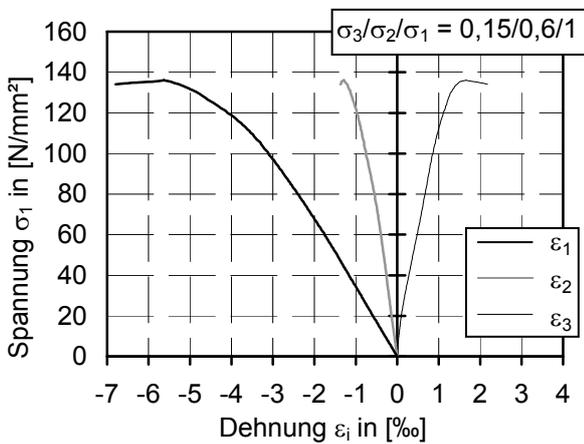
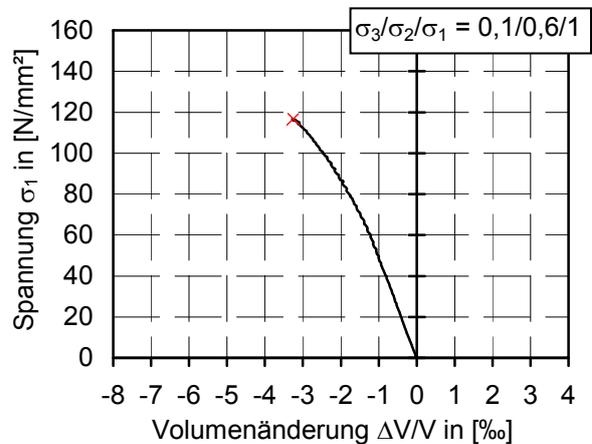
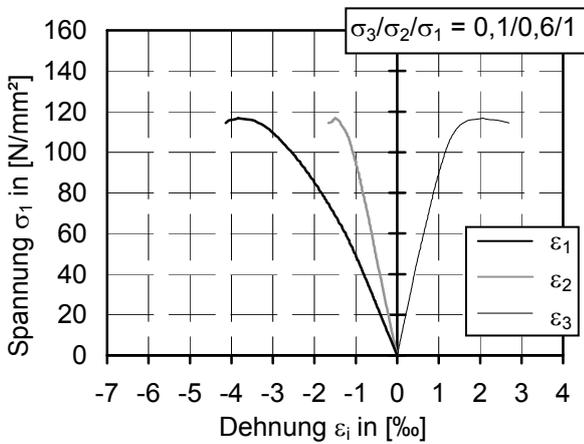
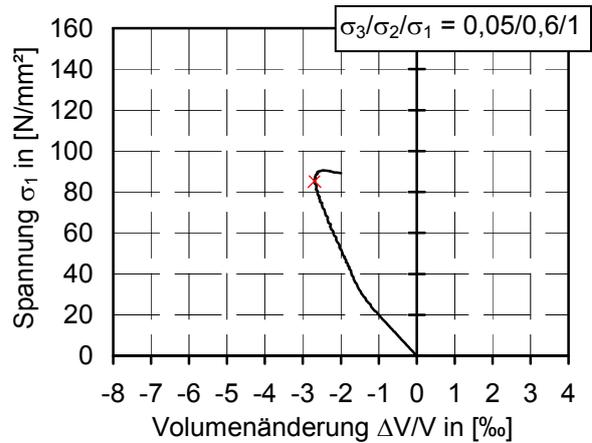
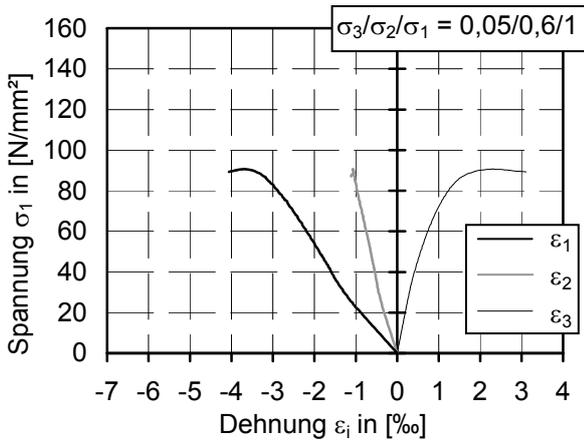
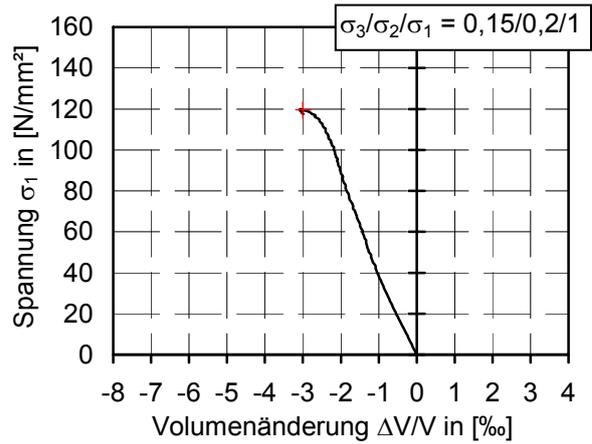
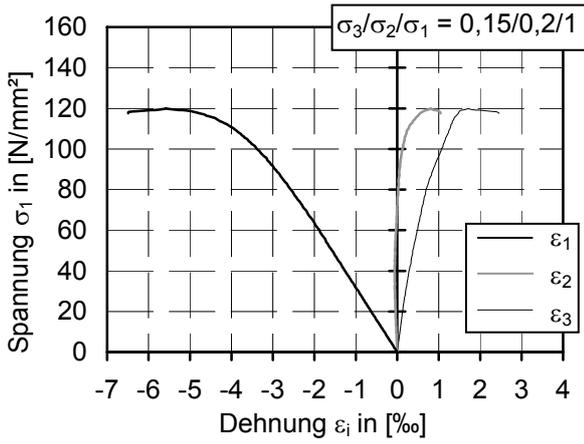


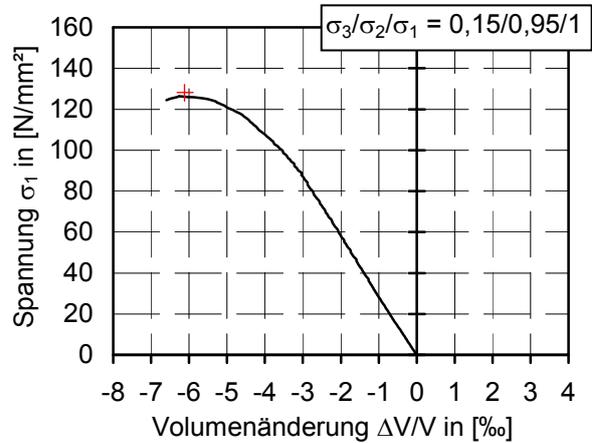
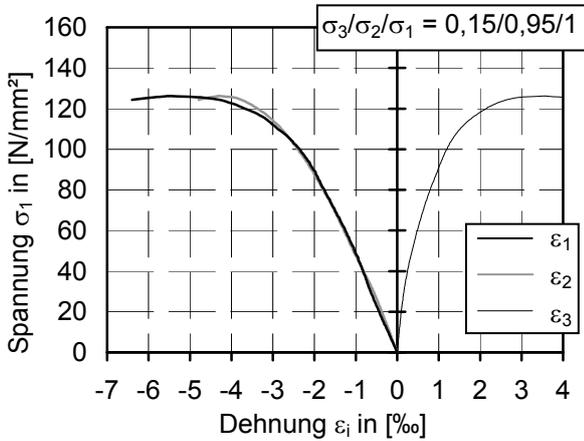
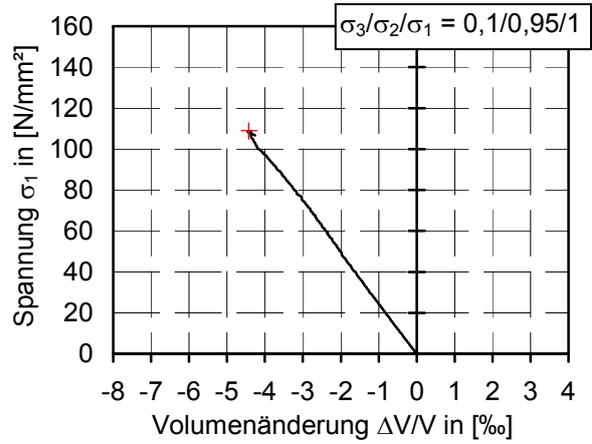
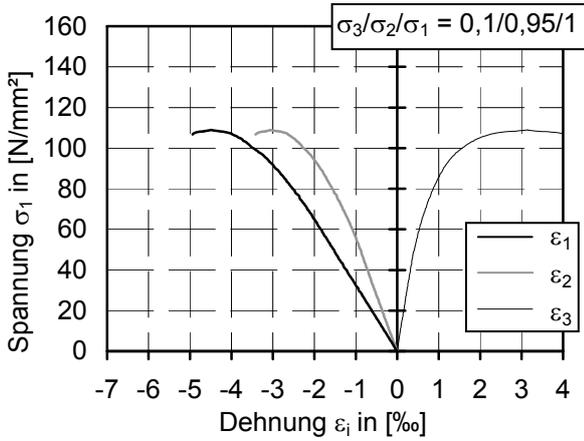
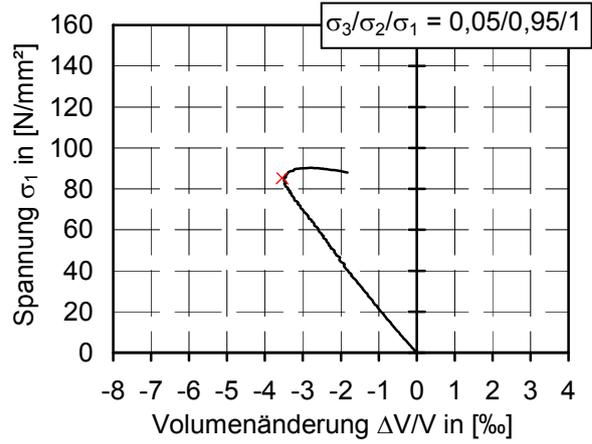
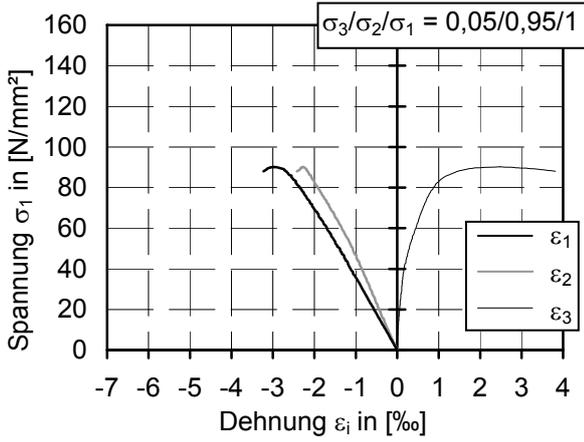


A4.2.3 Beton B 2/II-1

Sp.V.	Bruchdehnungen [‰]		
	ϵ_{1u}	ϵ_{2u}	ϵ_{3u}
000	-1,66	0,68	1,40
205	-3,49	1,10	2,06
210	-4,50	0,97	1,71
215	-5,58	0,80	1,71
605	-3,69	-1,08	2,30
610	-3,84	-1,50	2,06
615	-5,62	-1,29	1,66
105	-2,98	-2,28	2,48
110	-4,50	-3,06	3,15
115	-5,50	-4,31	3,55

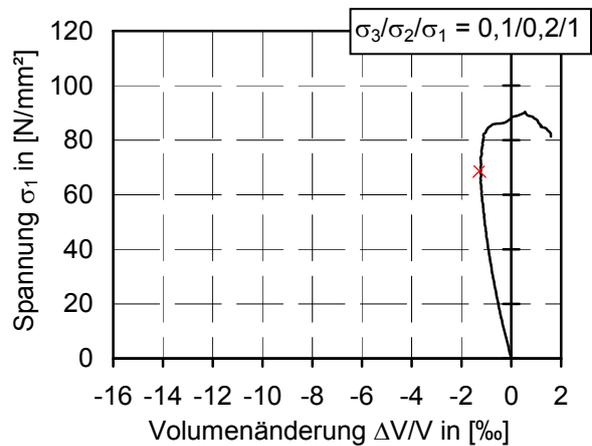
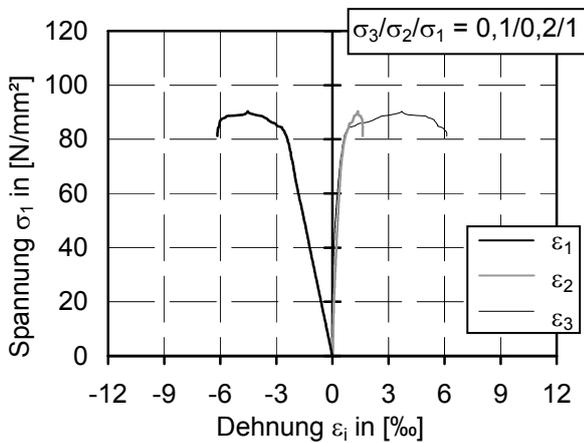
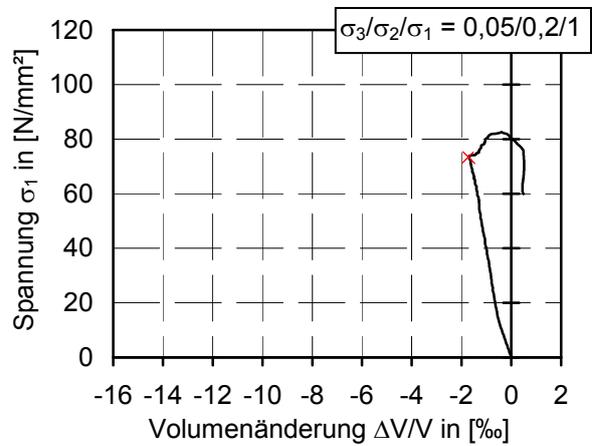
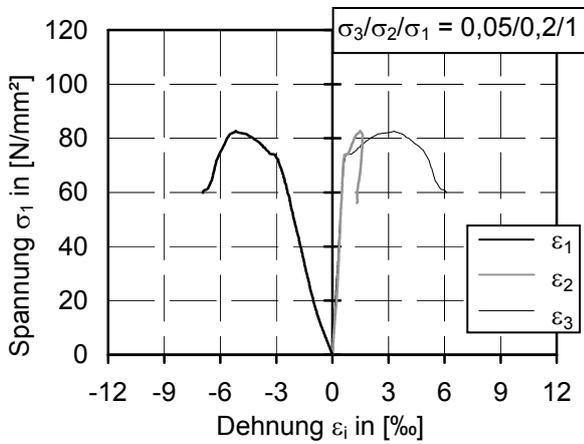
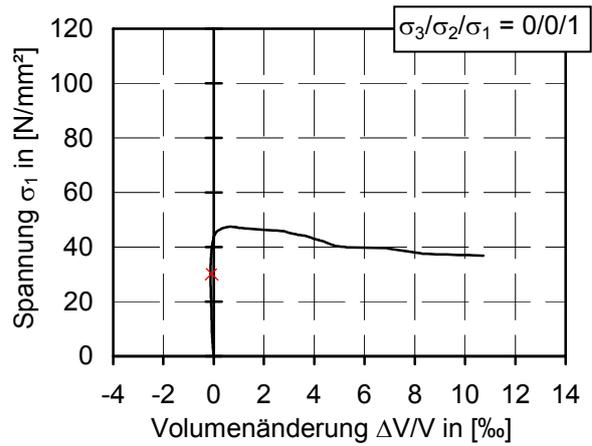
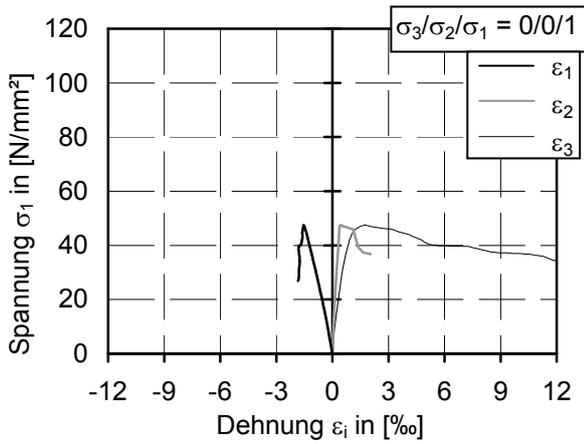


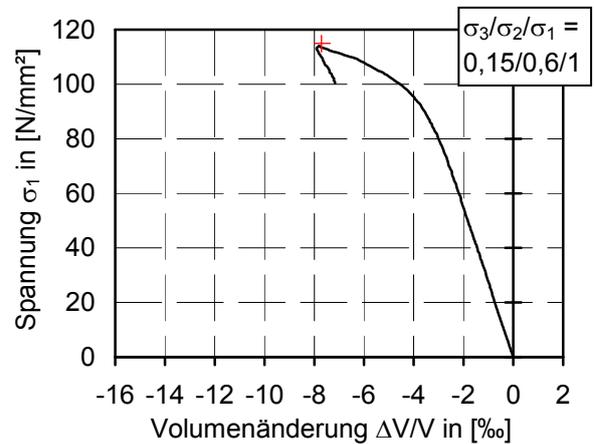
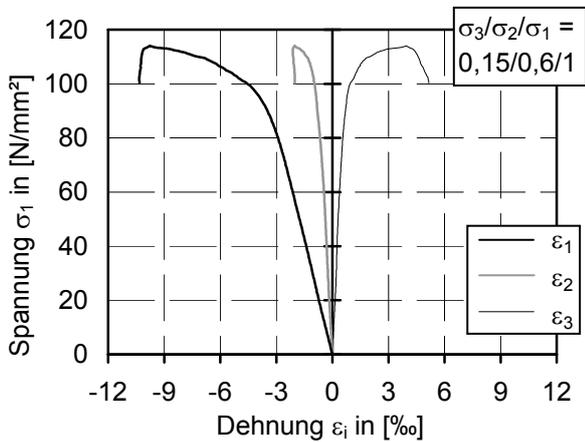
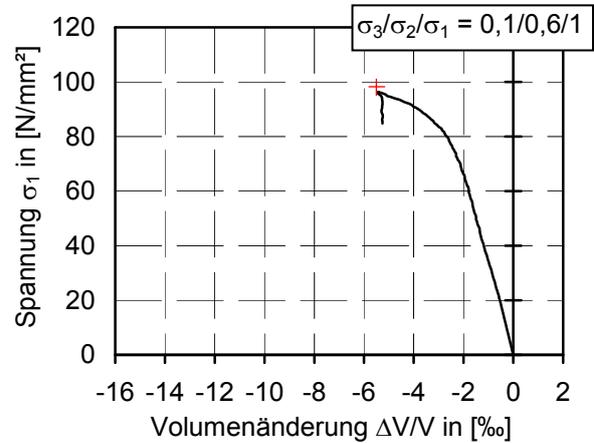
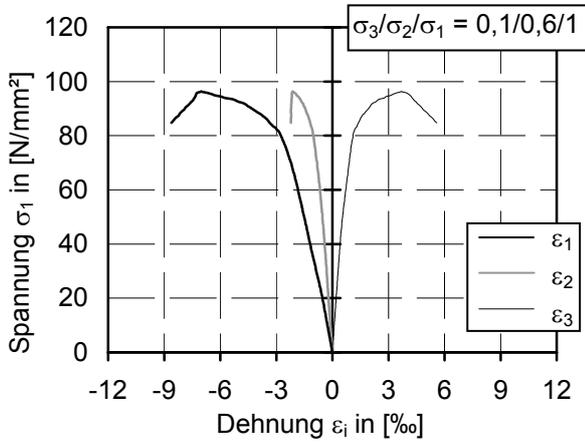
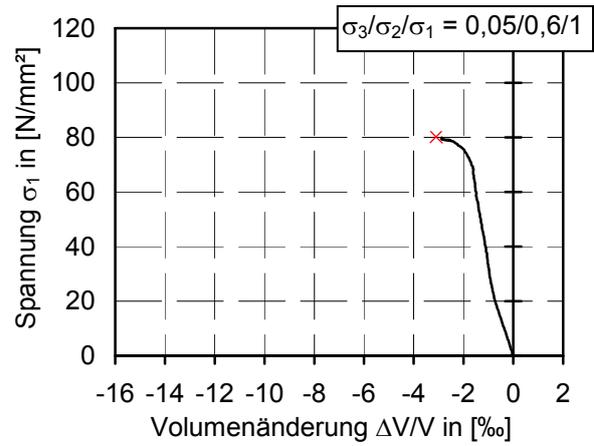
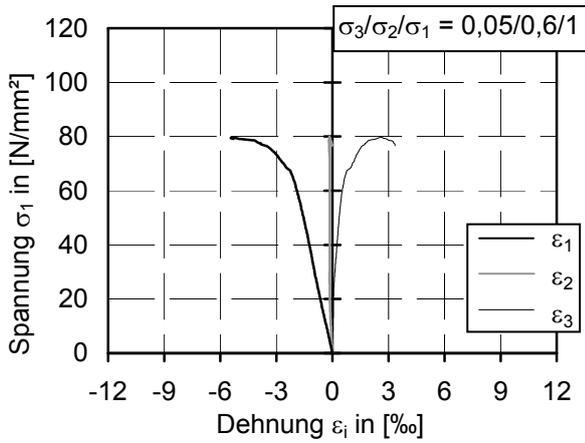
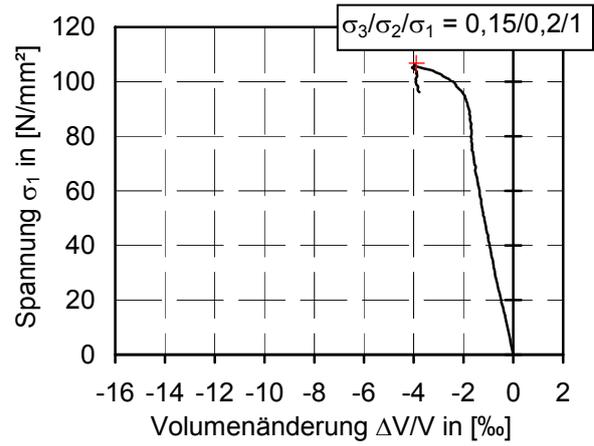
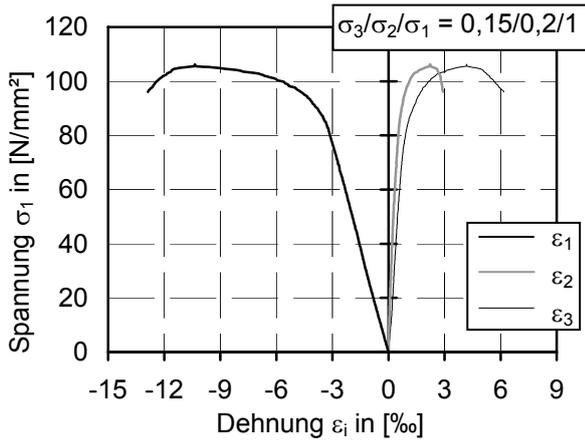


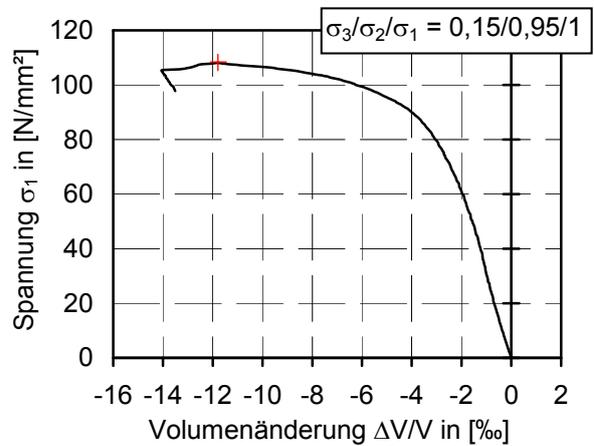
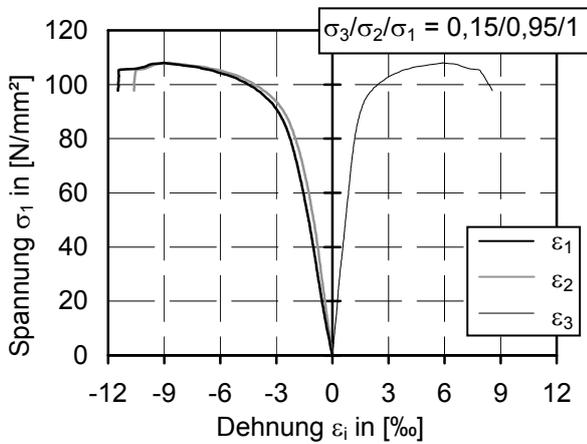
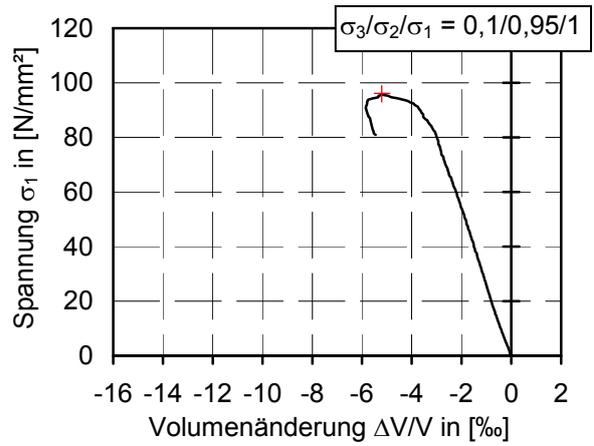
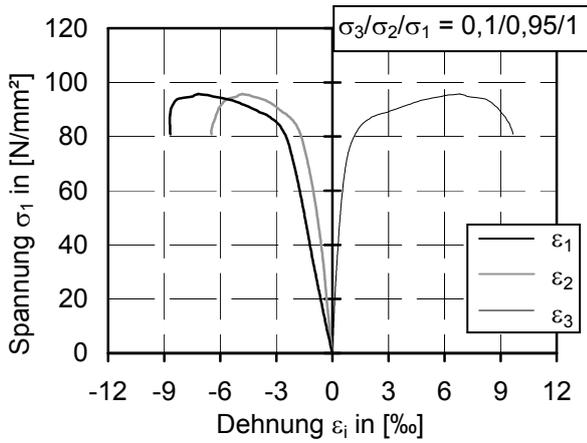
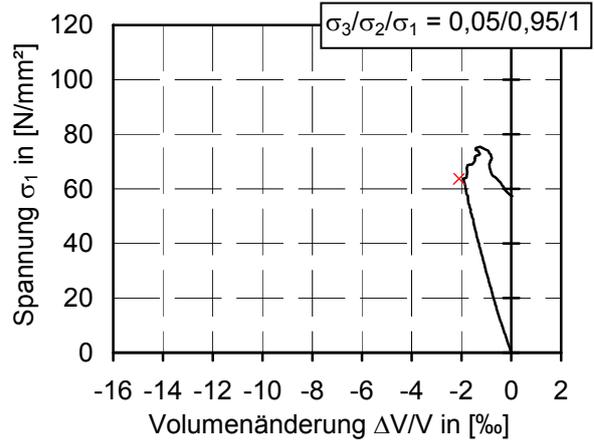
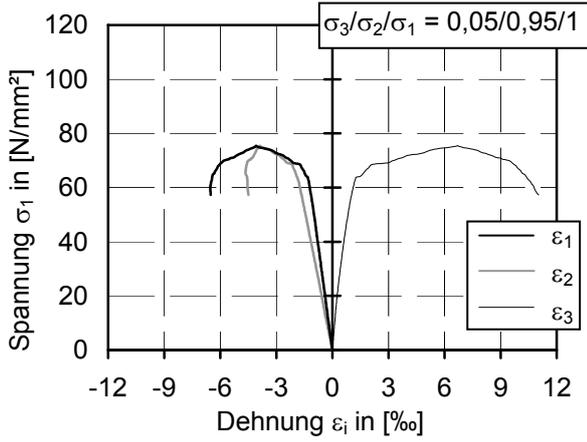


A4.2.4 Beton B 2/II-2

Sp.V.	Bruchdehnungen [‰]		
	ϵ_{1u}	ϵ_{2u}	ϵ_{3u}
000	-1,53	0,45	1,74
205	-5,17	1,49	3,30
210	-4,52	1,35	3,72
215	-10,36	2,22	4,18
605	-5,35	-0,15	2,63
610	-7,01	-2,11	3,69
615	-9,76	-2,00	3,95
105	-4,08	-3,88	6,71
110	-7,19	-4,82	6,83
115	-8,97	-8,70	5,88

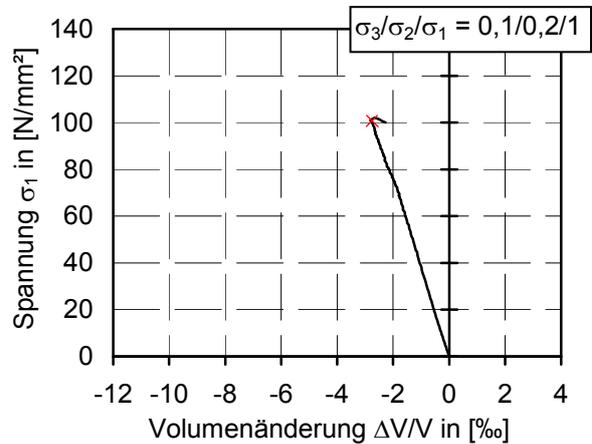
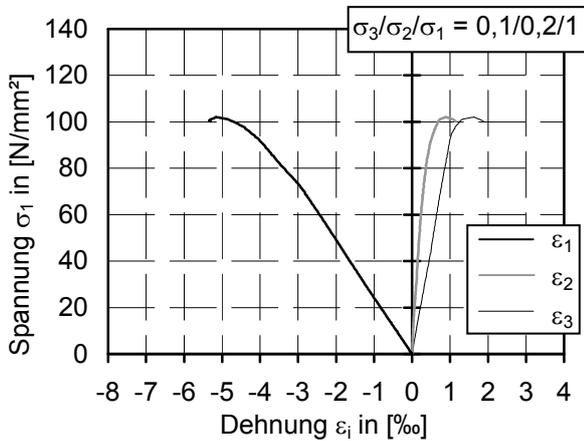
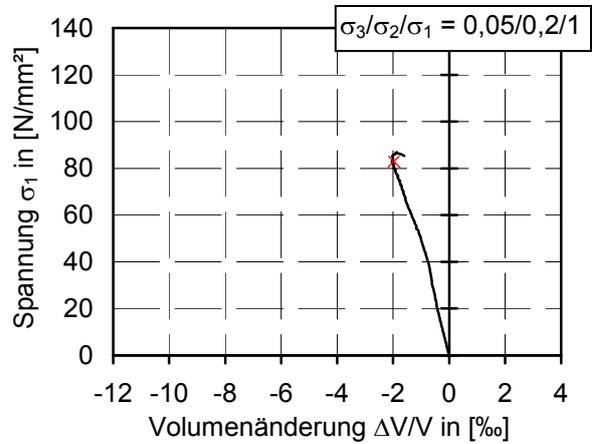
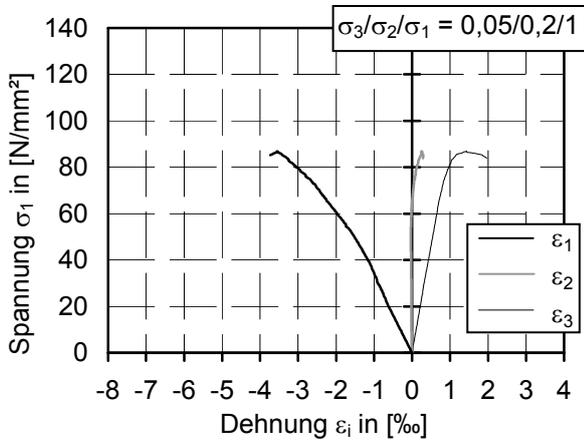
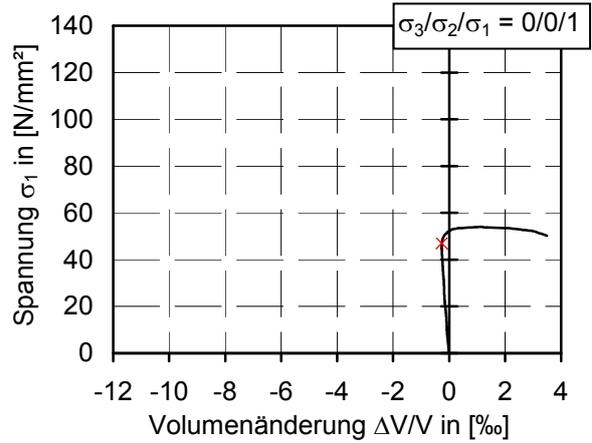
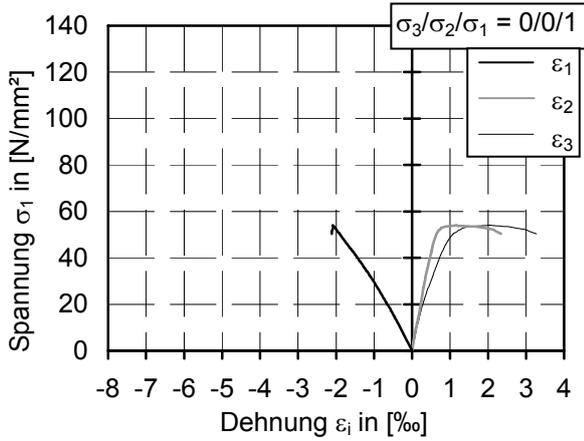


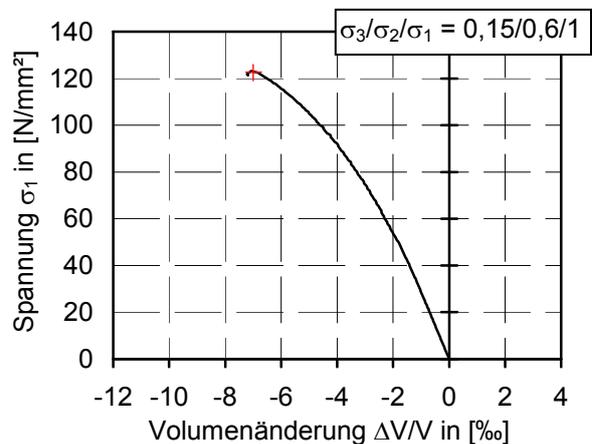
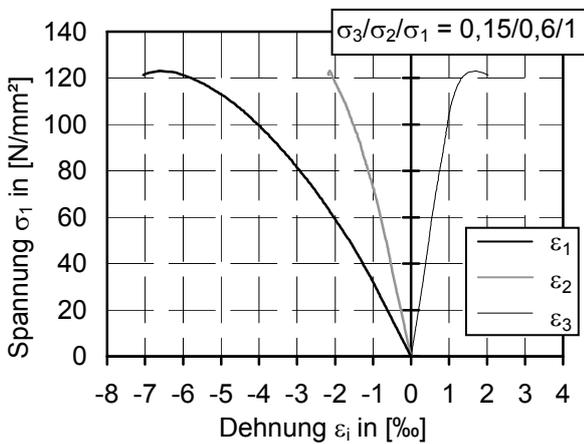
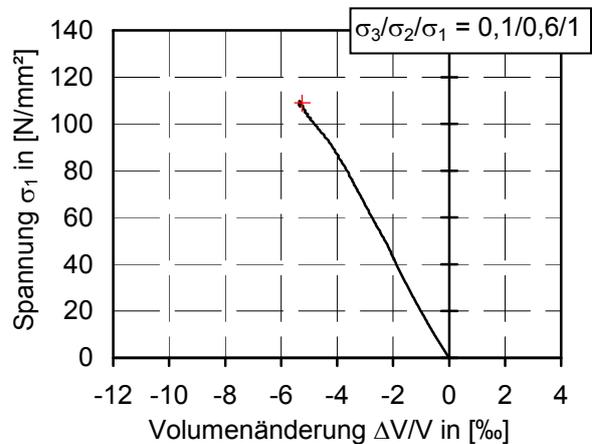
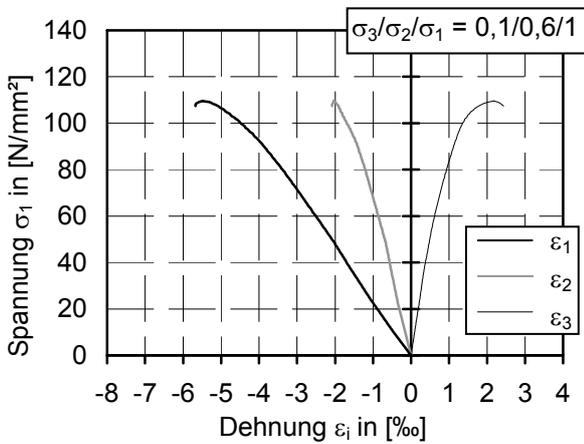
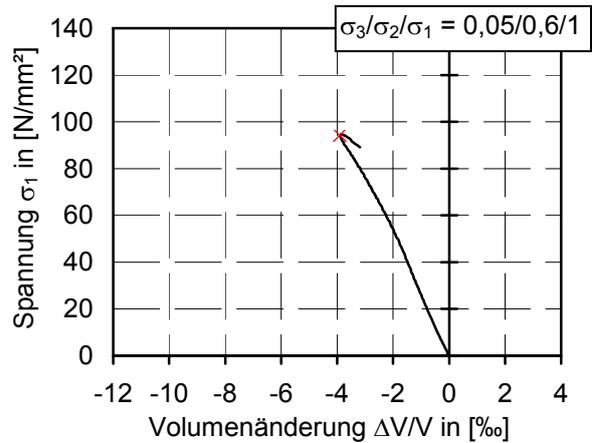
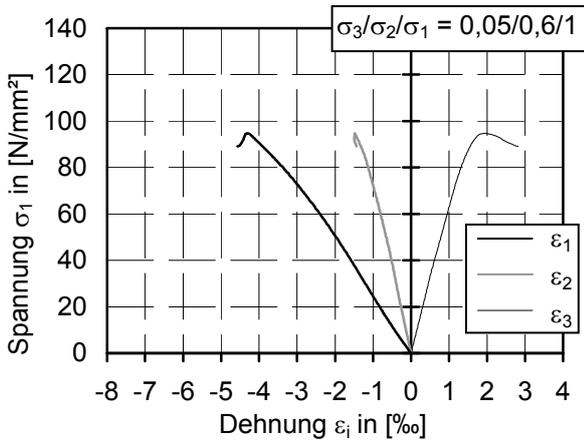
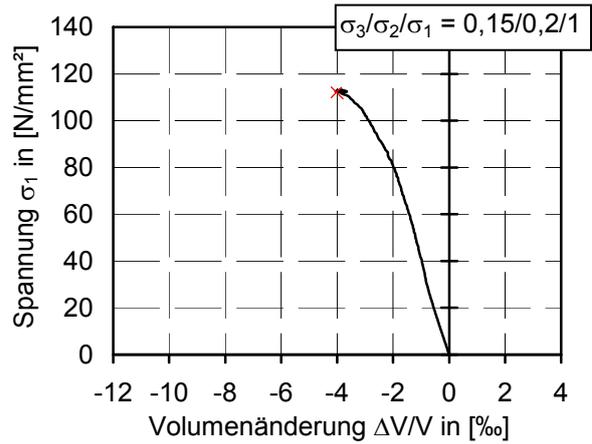
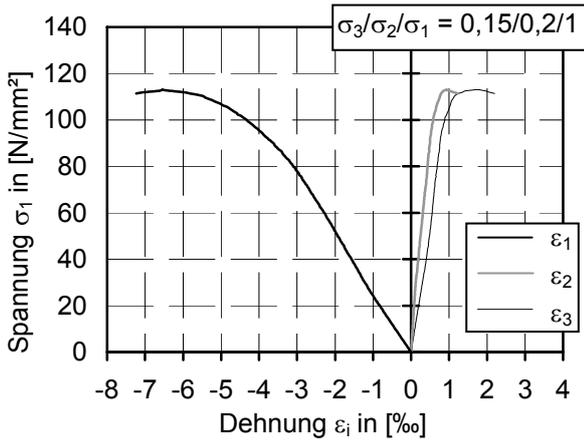


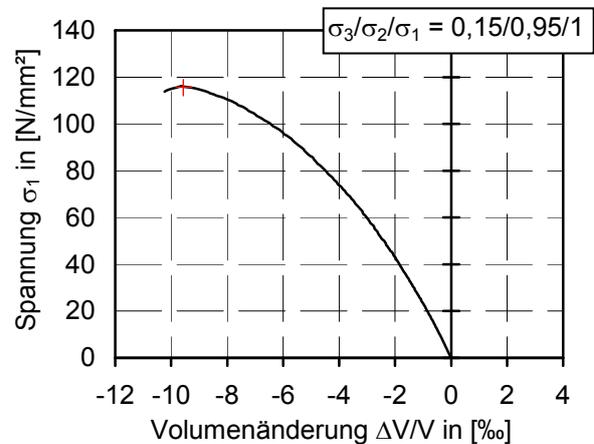
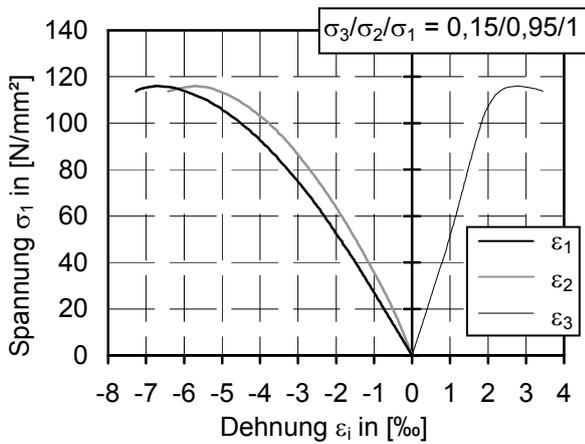
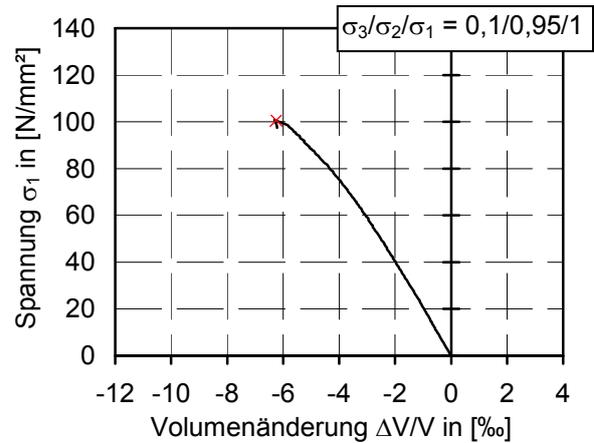
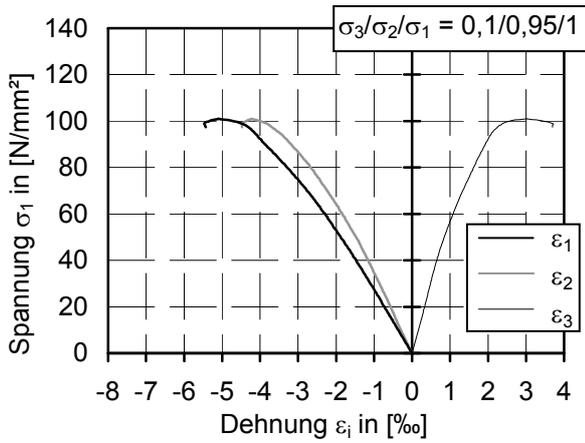
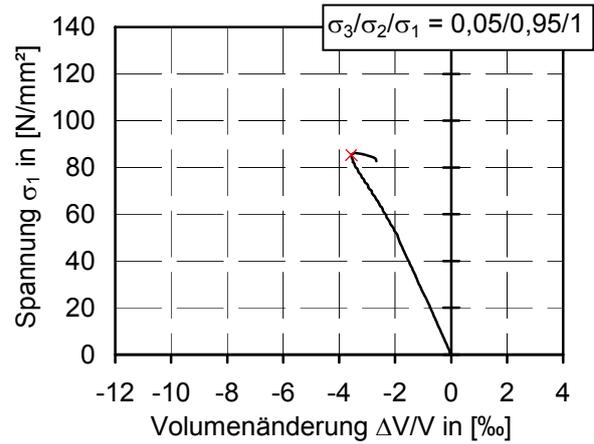
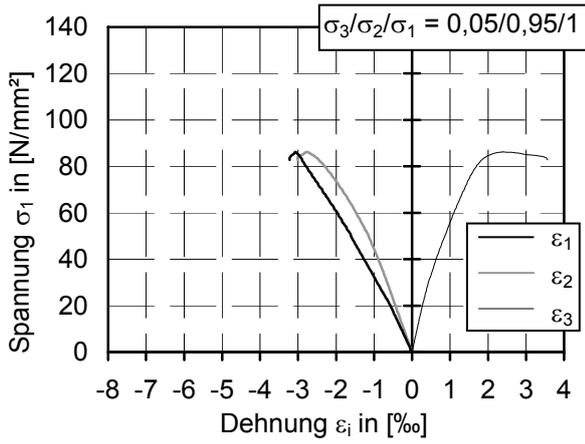


A4.2.5 Beton B 3/II-1

Sp.V.	Bruchdehnungen [‰]		
	ϵ_{1u}	ϵ_{2u}	ϵ_{3u}
000	-2,09	1,17	2,05
205	-3,55	0,26	1,44
210	-5,16	0,89	1,62
215	-6,55	0,93	1,70
605	-4,30	-1,48	1,93
610	-5,49	-2,03	2,18
615	-6,63	-2,14	1,71
105	-3,06	-2,76	2,38
110	-5,10	-4,22	3,01
115	-6,74	-5,71	2,79

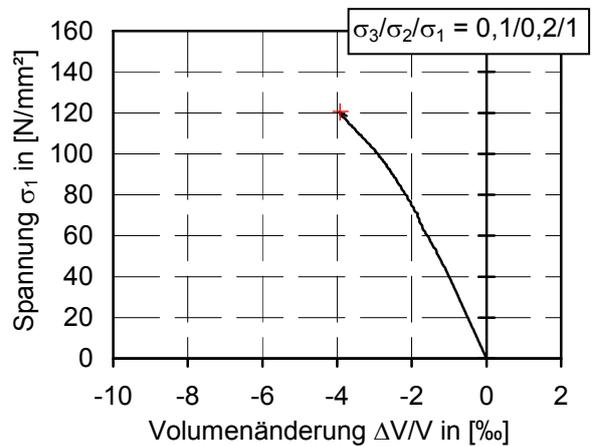
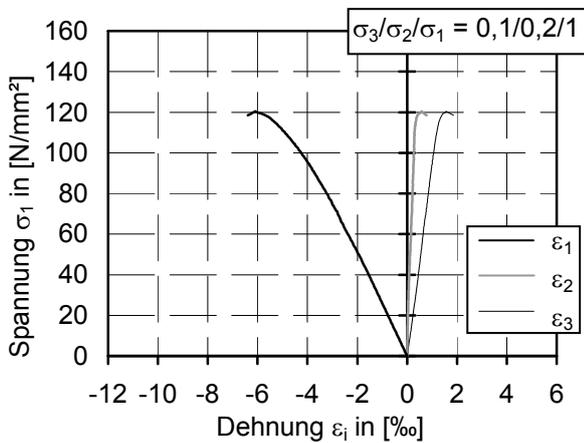
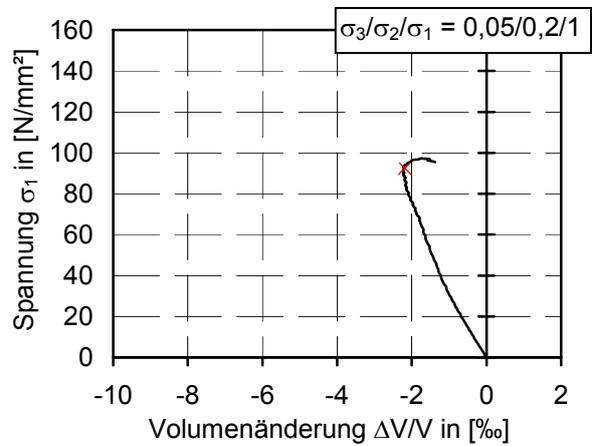
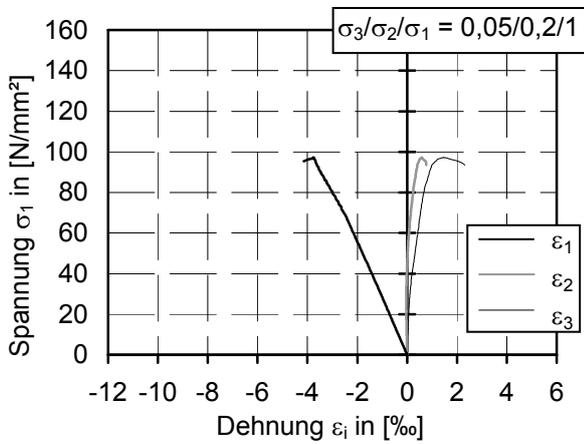
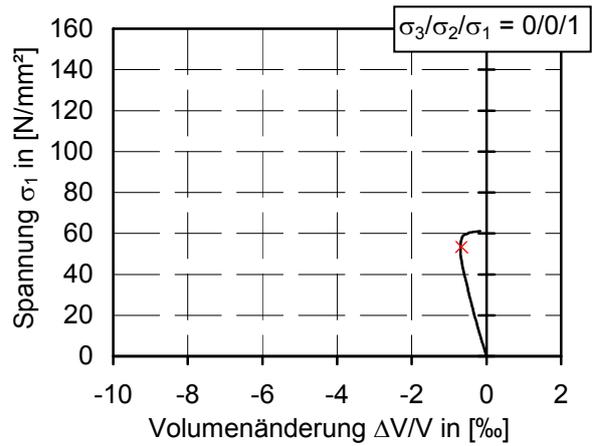
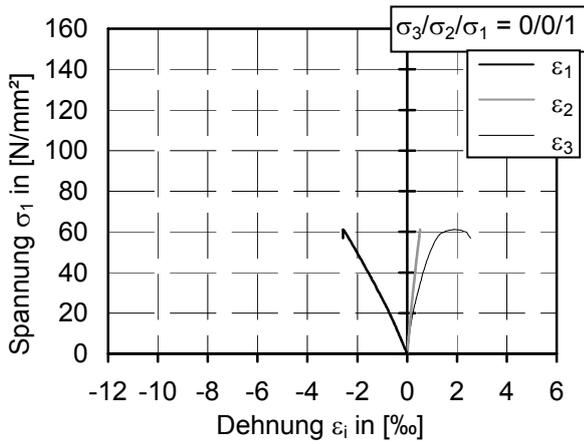


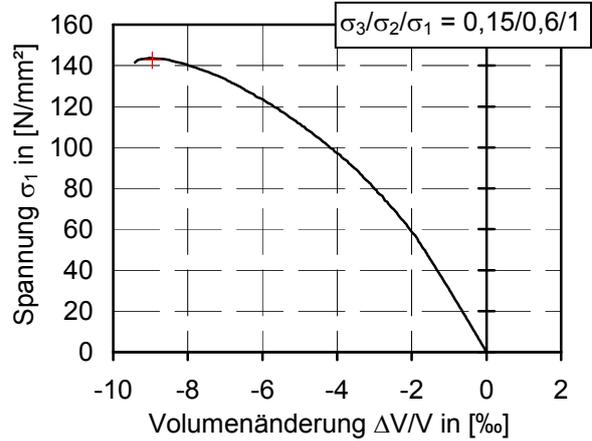
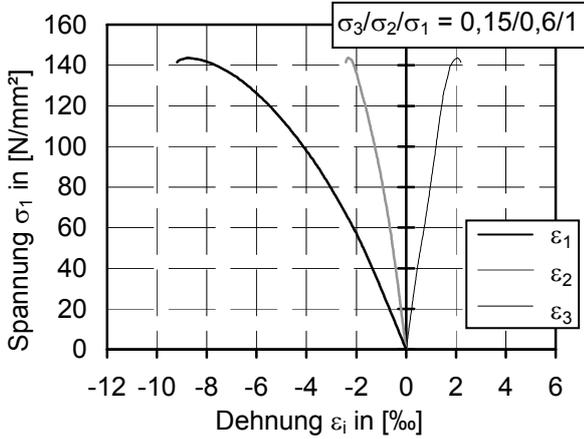
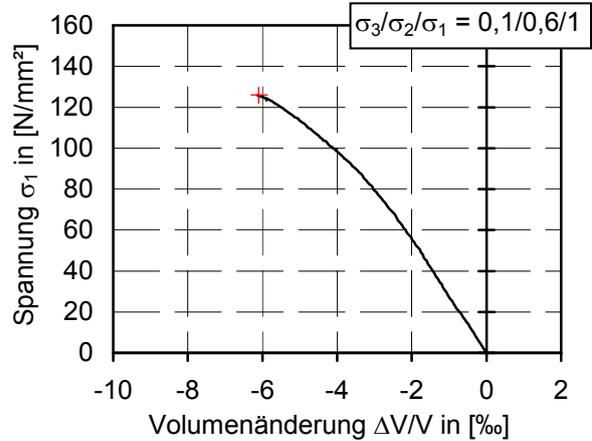
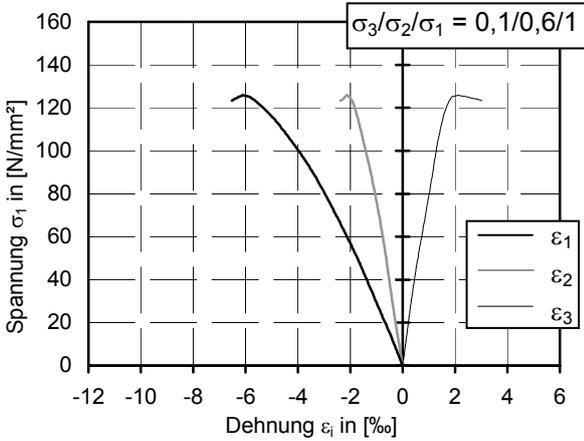
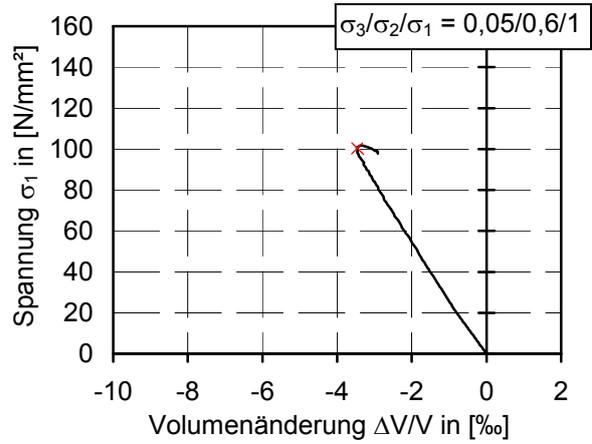
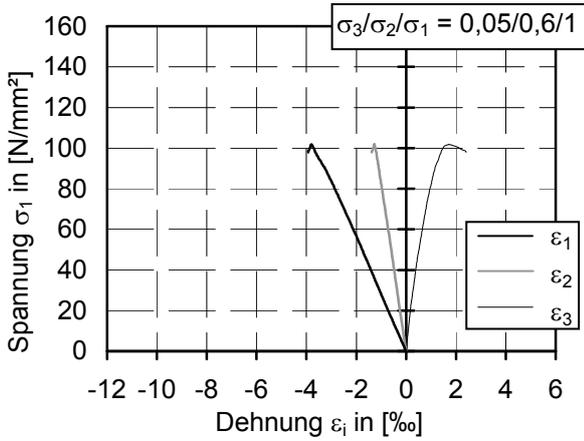
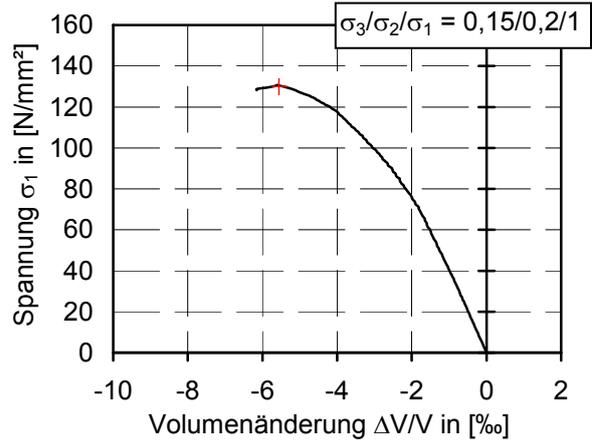
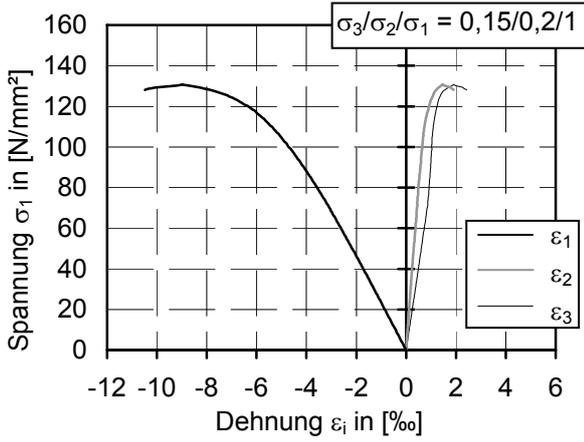


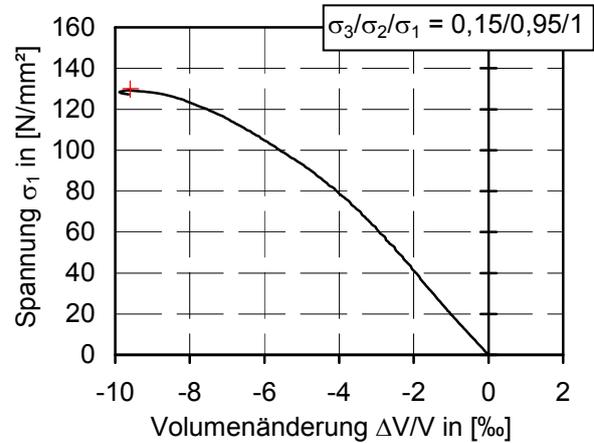
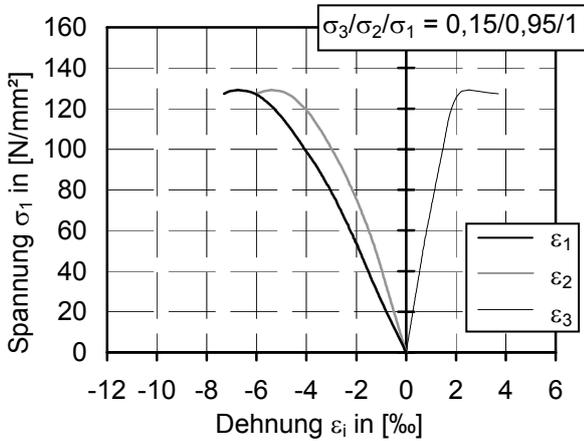
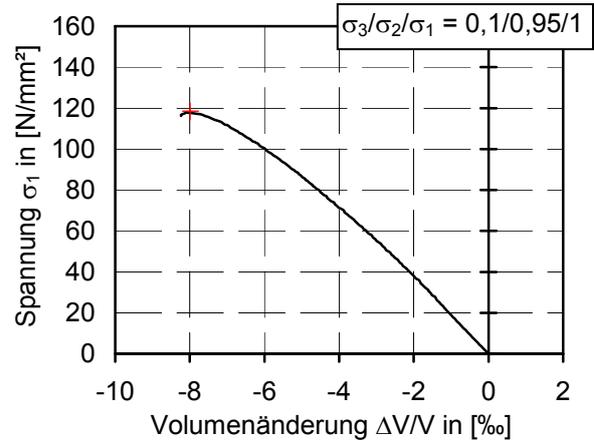
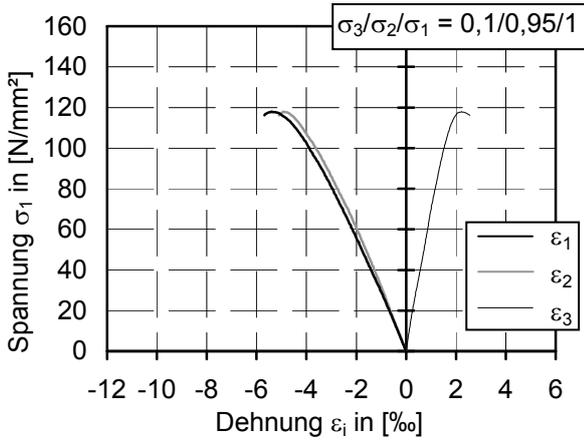
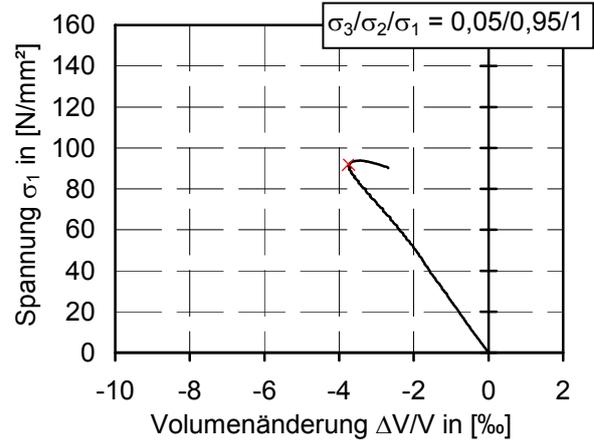
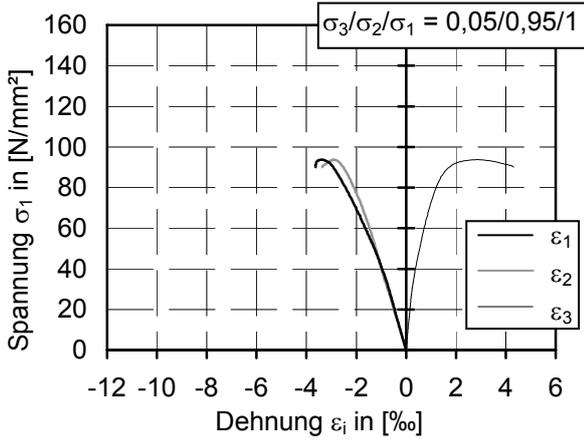


A4.2.6 Beton B 3/II-2

Sp.V.	Bruchdehnungen [‰]		
	ϵ_{1u}	ϵ_{2u}	ϵ_{3u}
000	-2,57	0,52	1,88
205	-3,78	0,58	1,46
210	-6,09	0,58	1,57
215	-8,98	1,46	1,92
605	-3,80	-1,28	1,72
610	-6,11	-2,14	2,12
615	-8,76	-2,33	2,07
105	-3,39	-2,91	2,86
110	-5,40	-4,92	2,22
115	-6,75	-5,41	2,51

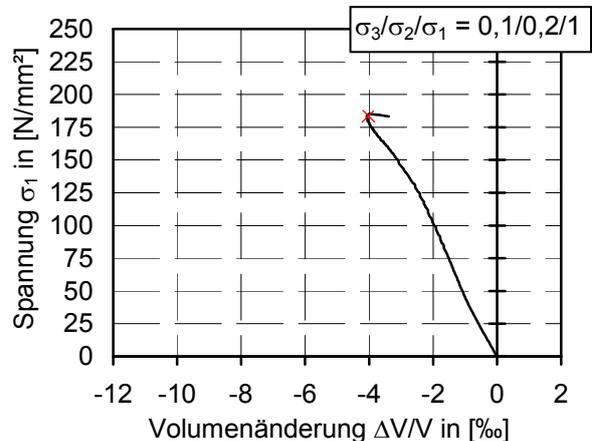
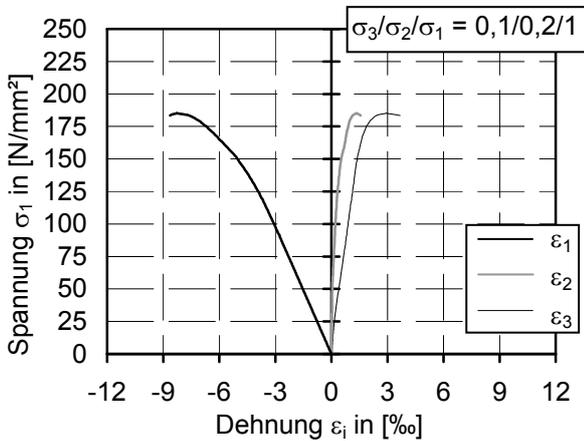
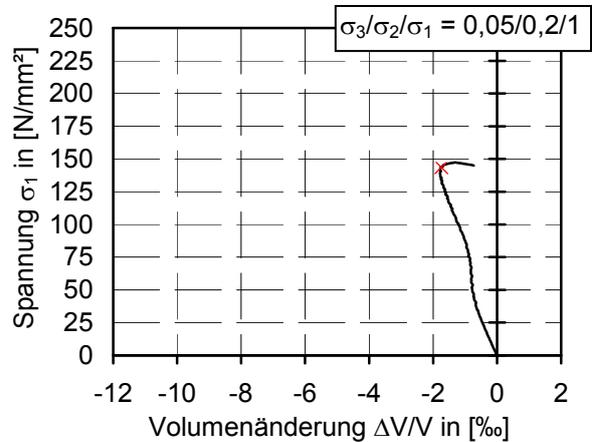
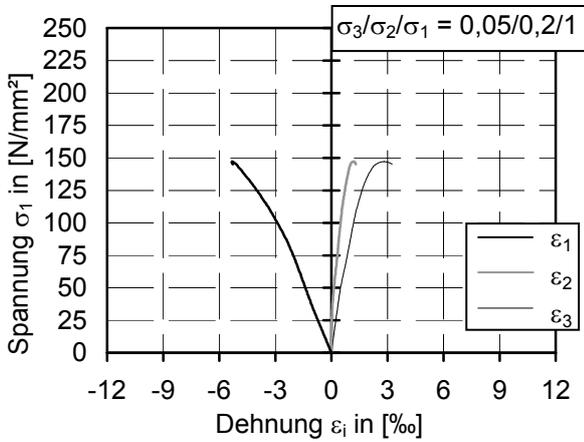
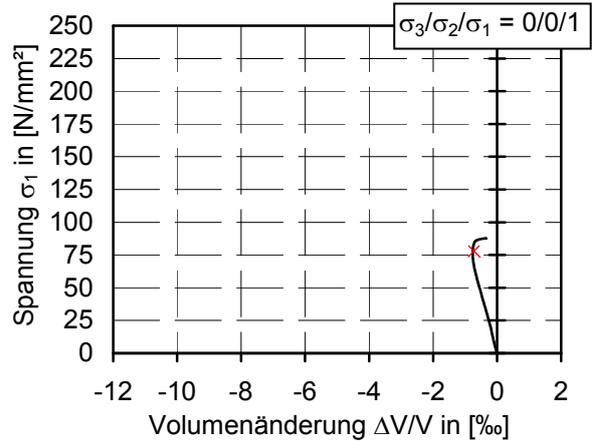
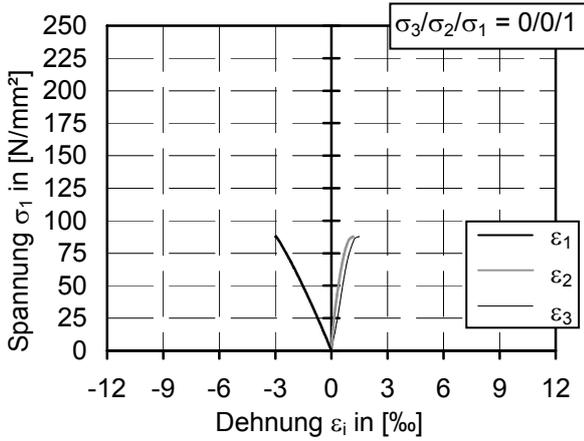


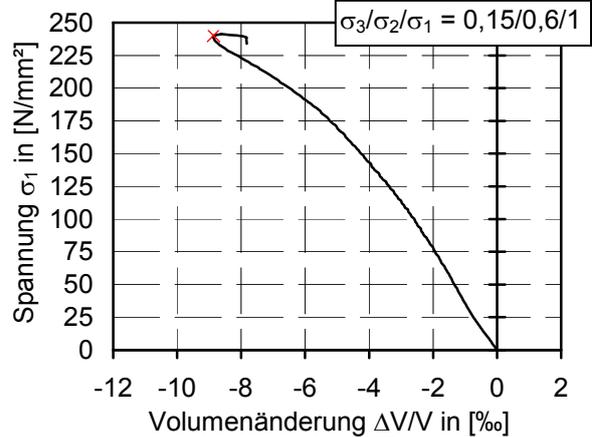
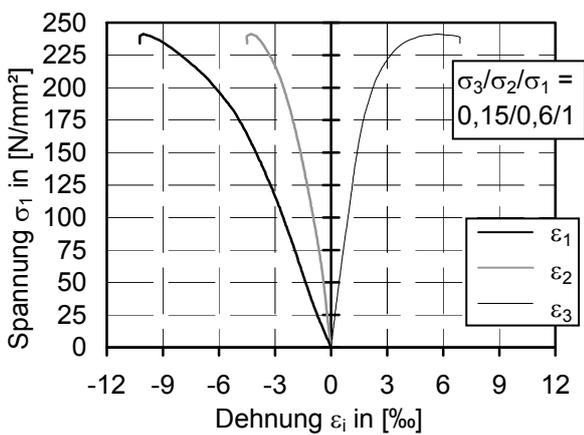
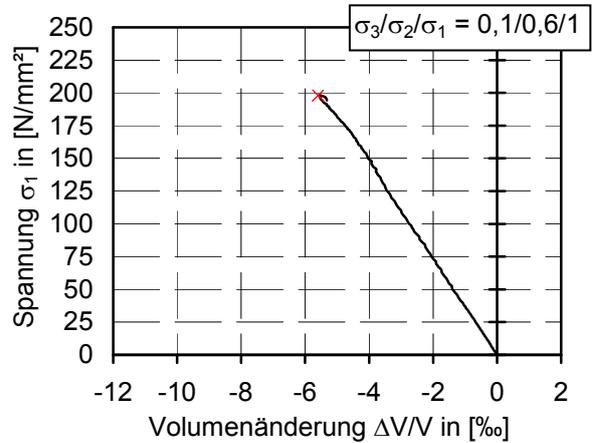
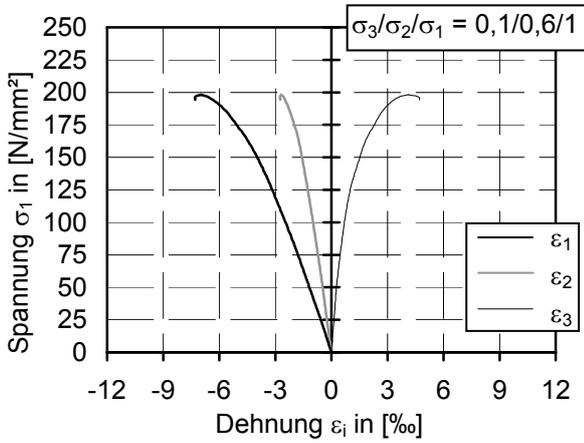
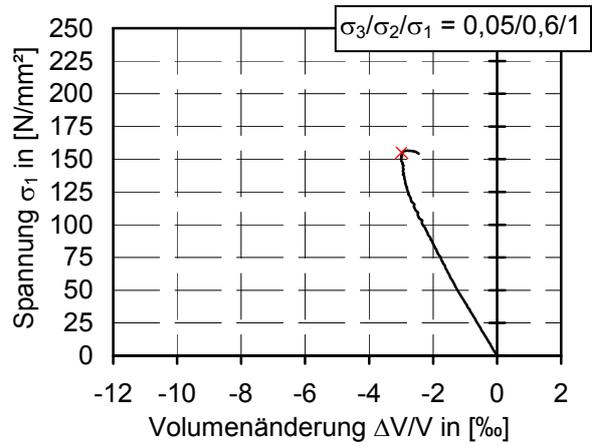
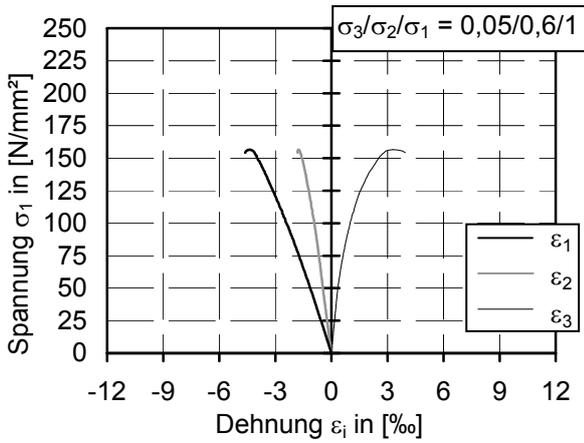
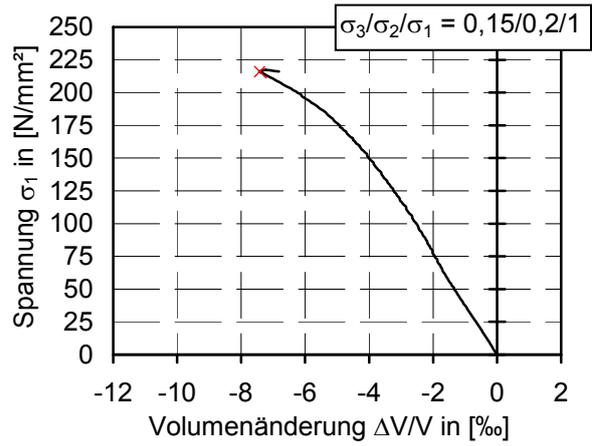
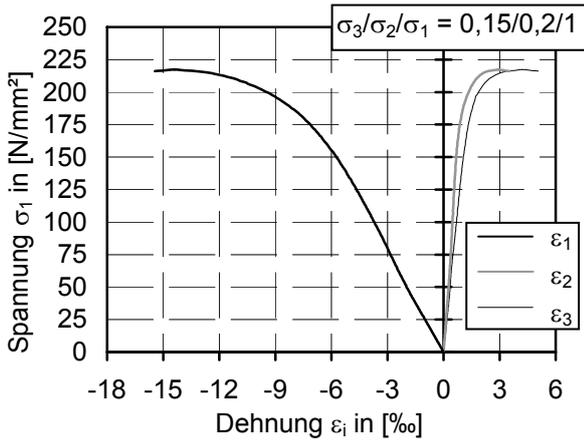


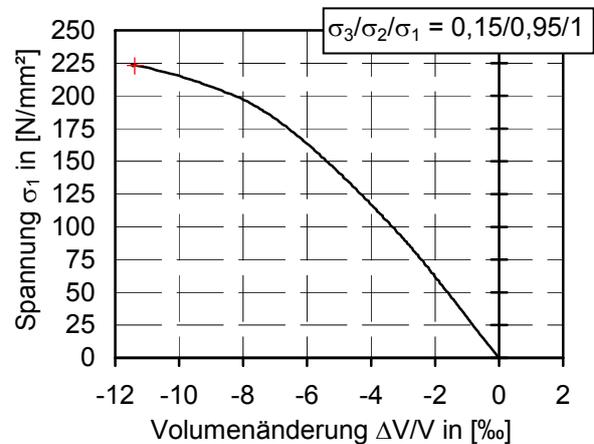
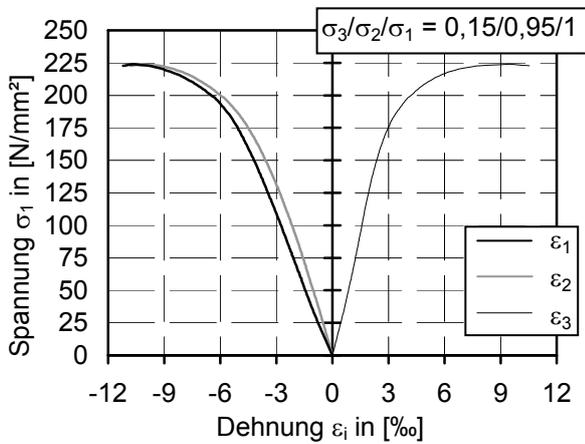
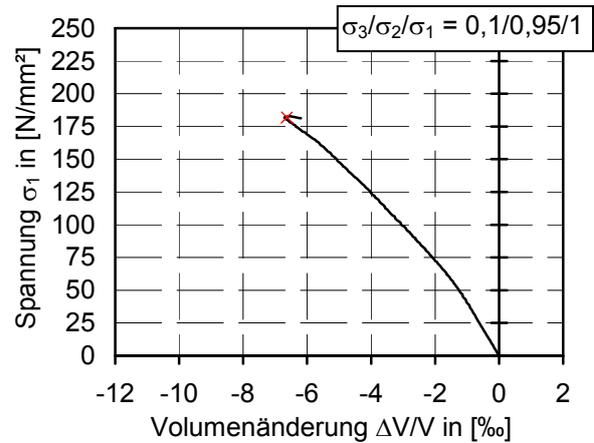
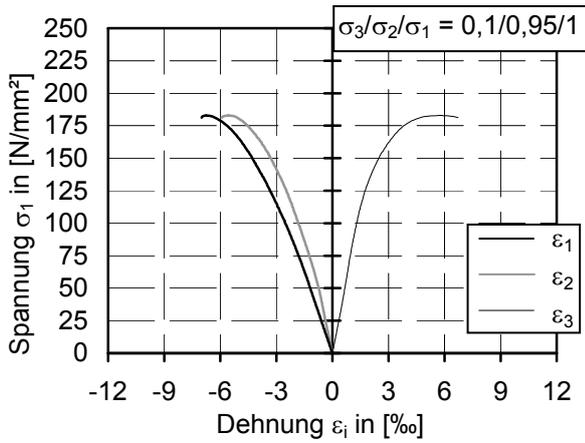
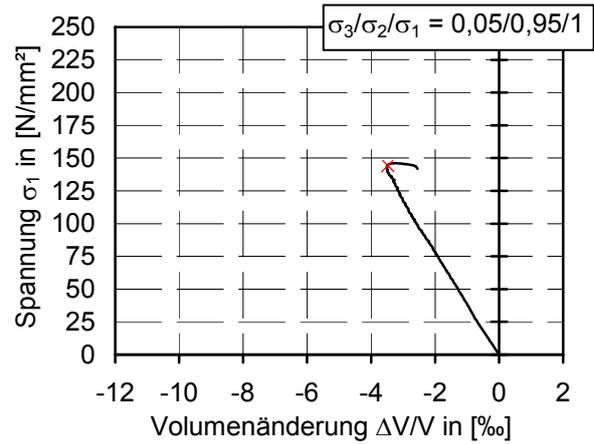
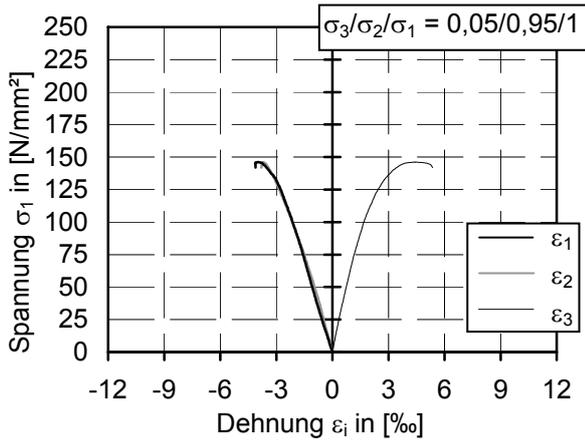


A4.2.7 Beton B 4/II-1

Sp.V.	Bruchdehnungen [‰]		
	ϵ_{1u}	ϵ_{2u}	ϵ_{3u}
000	-2,96	1,15	1,46
205	-5,31	1,19	2,81
210	-8,28	1,35	2,95
215	-14,40	2,94	4,22
605	-4,37	-1,75	3,30
610	-6,98	-2,68	4,11
615	-10,05	-4,27	5,69
105	-3,97	-3,71	4,42
110	-6,75	-5,57	5,77
115	-10,69	-10,24	9,46

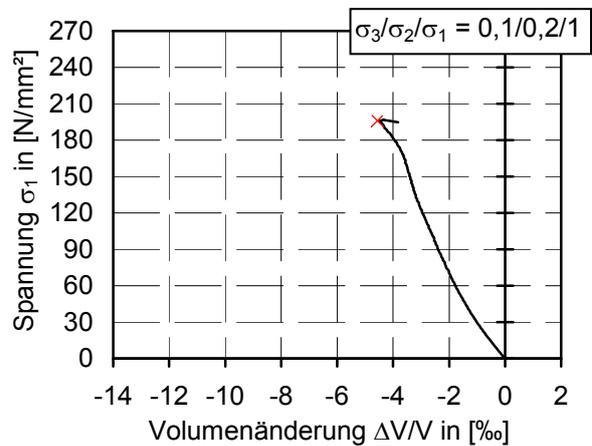
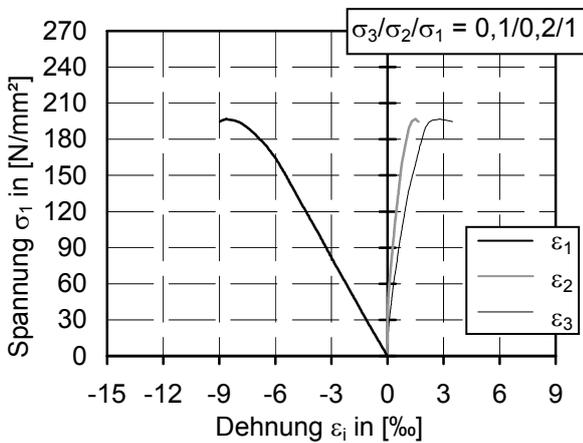
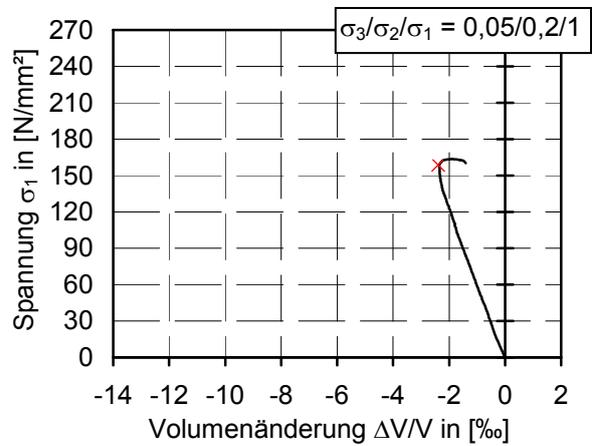
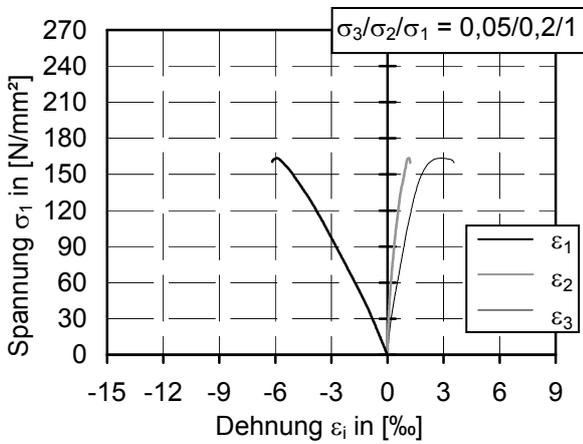
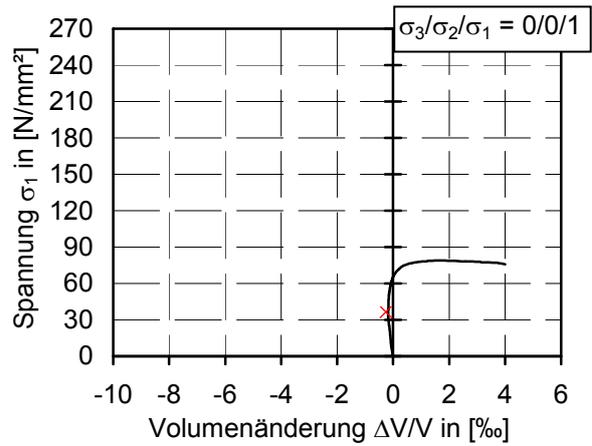
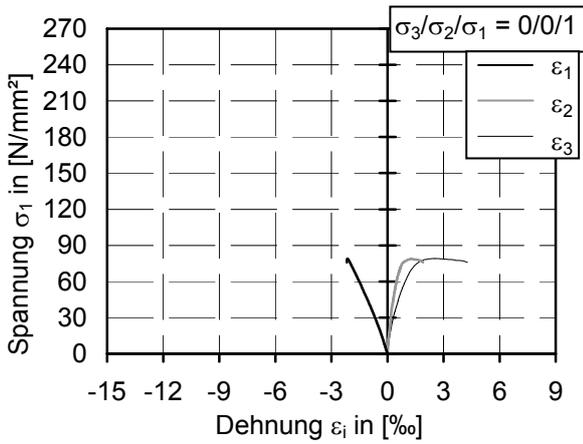


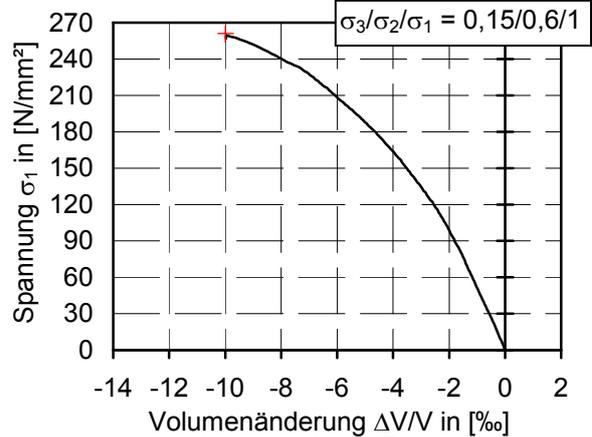
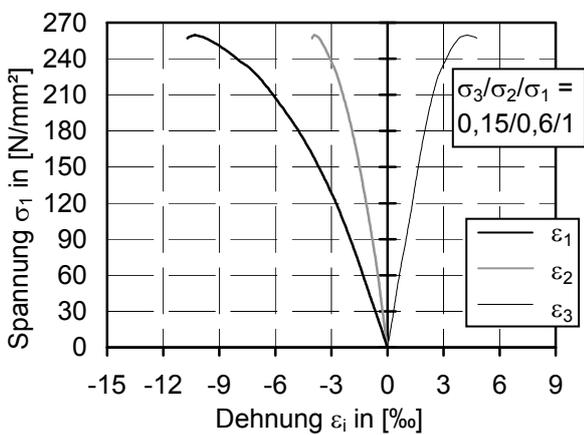
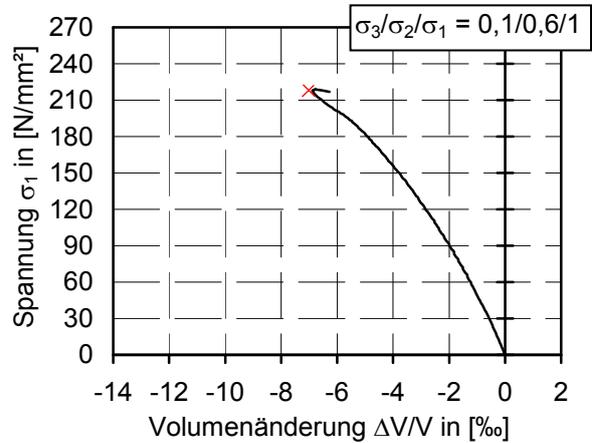
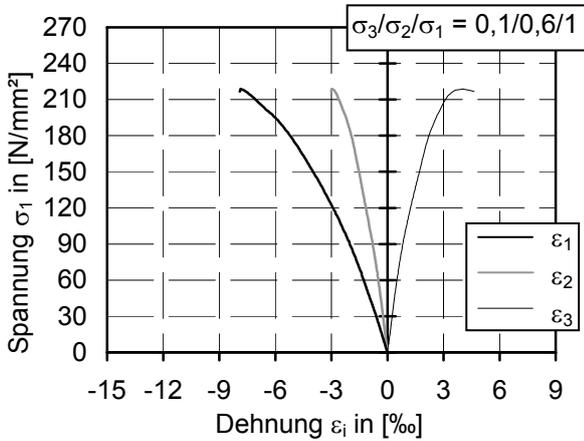
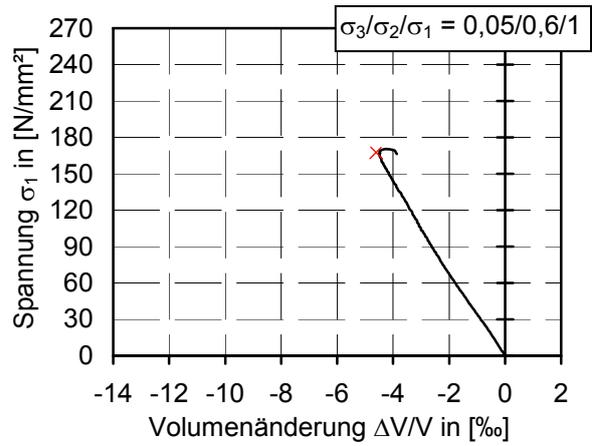
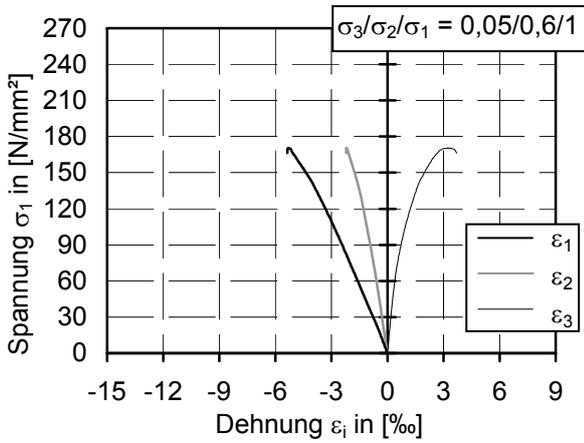
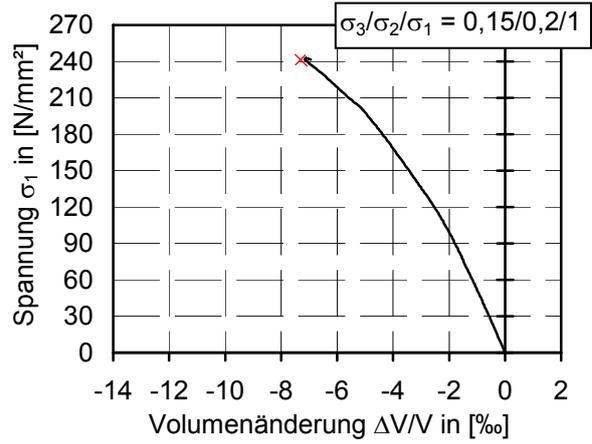
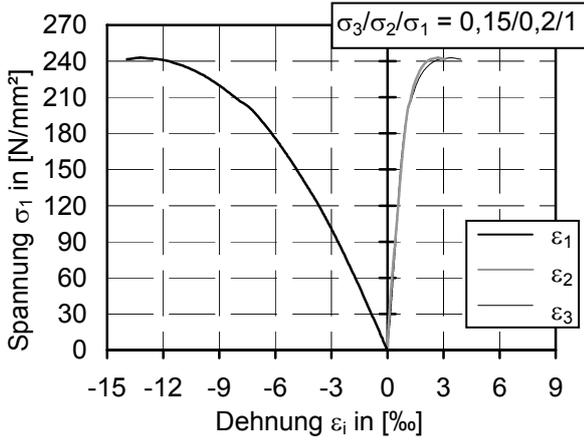


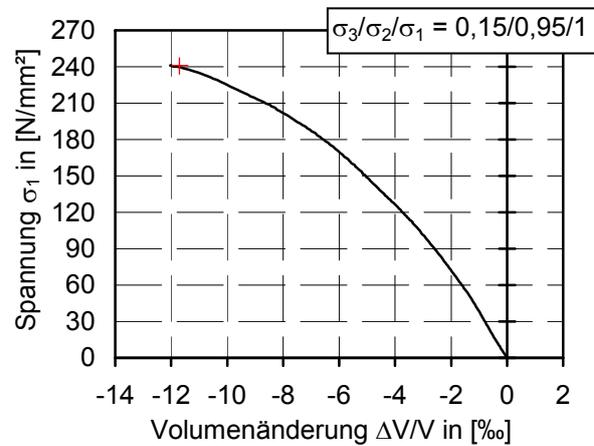
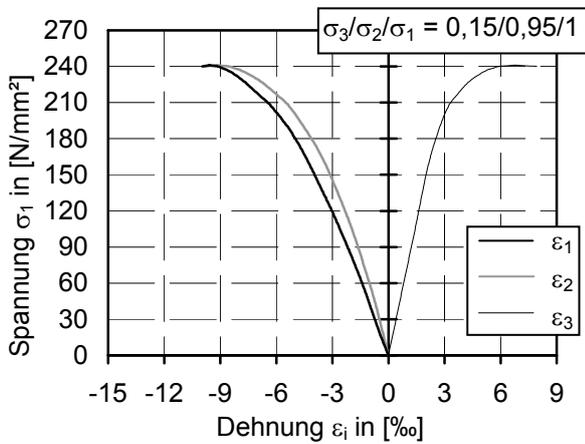
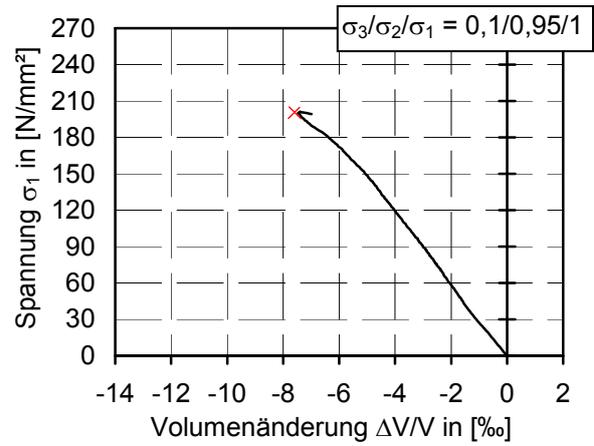
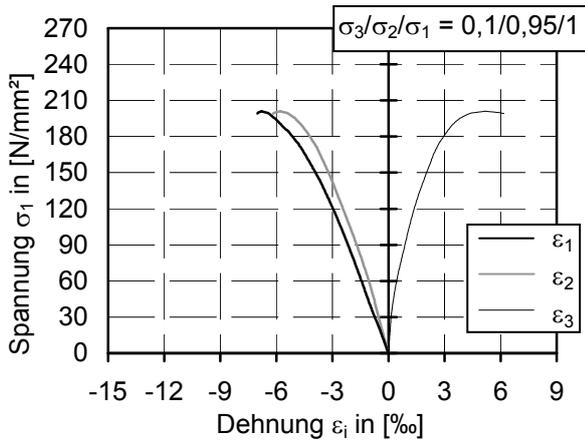
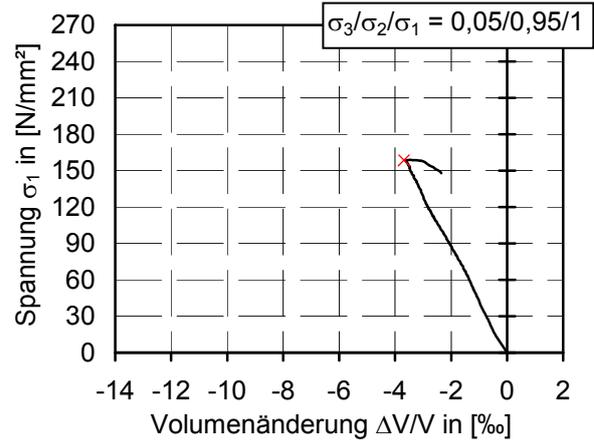
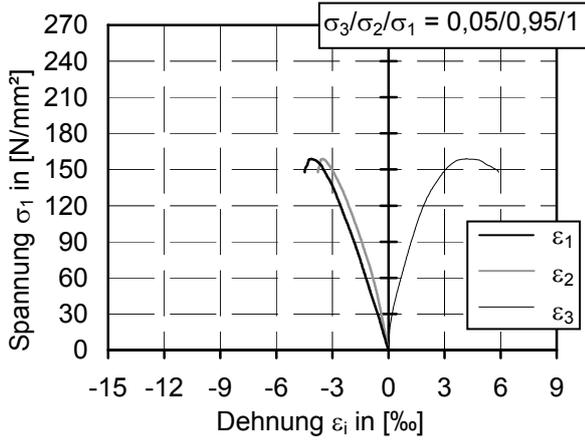


A4.2.8 Beton B 4/II-2

Sp.V.	Bruchdehnungen [‰]		
	ϵ_{1u}	ϵ_{2u}	ϵ_{3u}
000	-2,14	1,27	2,53
205	-5,91	1,14	2,88
210	-8,64	1,50	2,80
215	-13,24	2,70	3,42
605	-5,30	-2,20	3,25
610	-7,84	-2,96	4,02
615	-10,30	-3,92	4,26
105	-4,13	-3,51	4,16
110	-6,79	-5,78	5,17
115	-9,59	-9,22	6,78







A4.2.9 Ergänzungen zu den DDD-Versuchen

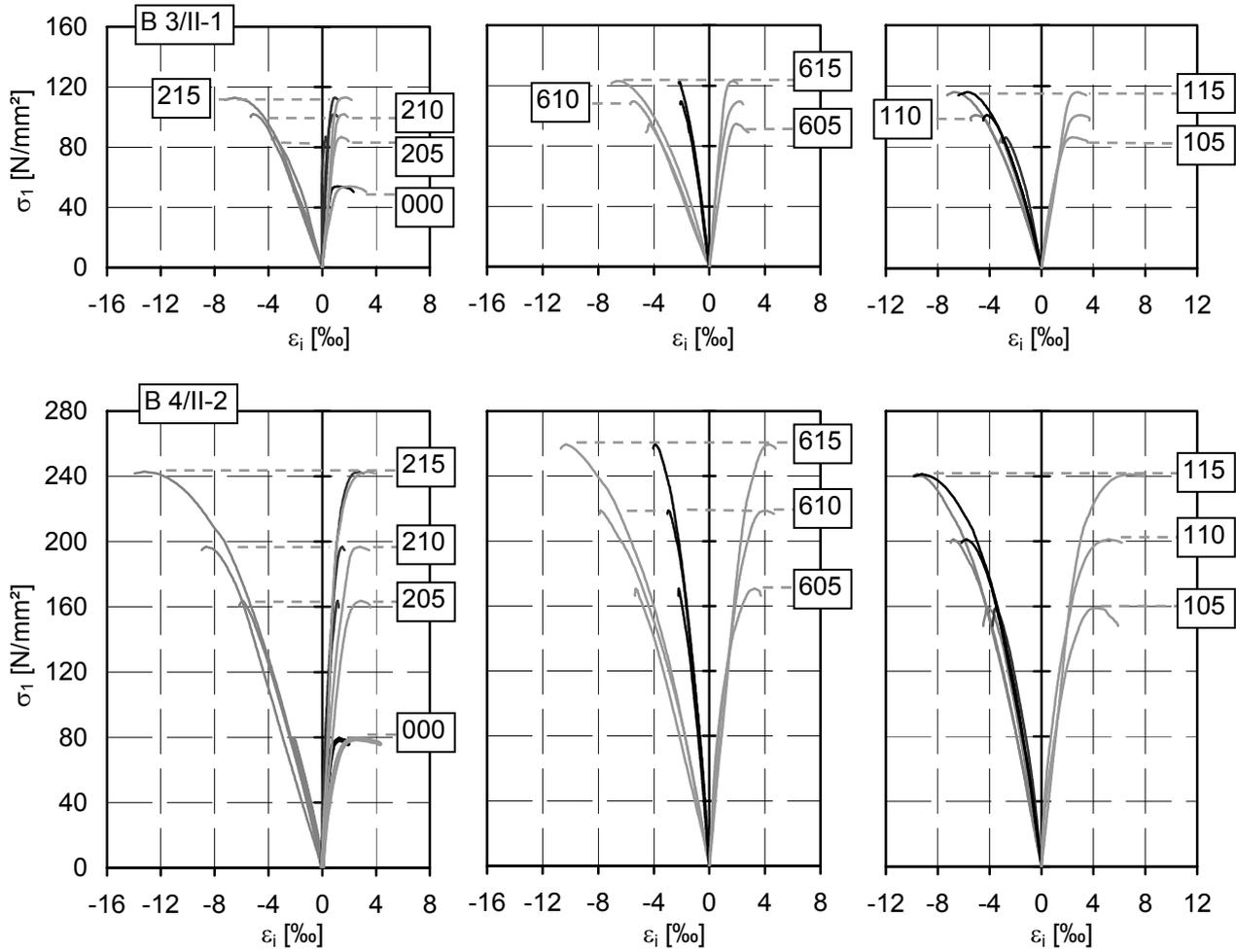


Bild 164 Ausgewählte σ - ε -Linien aus den dreiaxialen Druckversuchen, Betone mit F 9.5

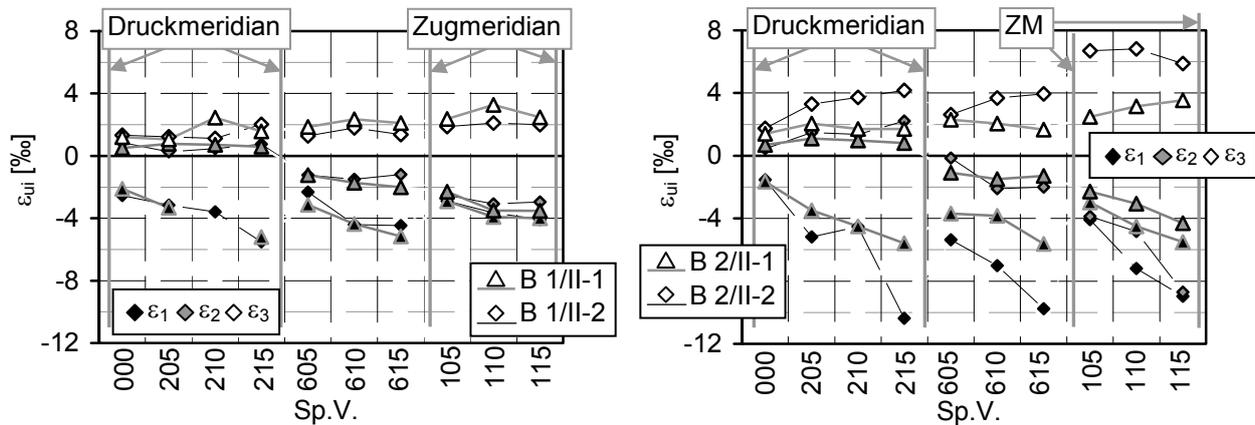


Bild 165 Bruchdehnungen der Betone B 1/II und B 2/II

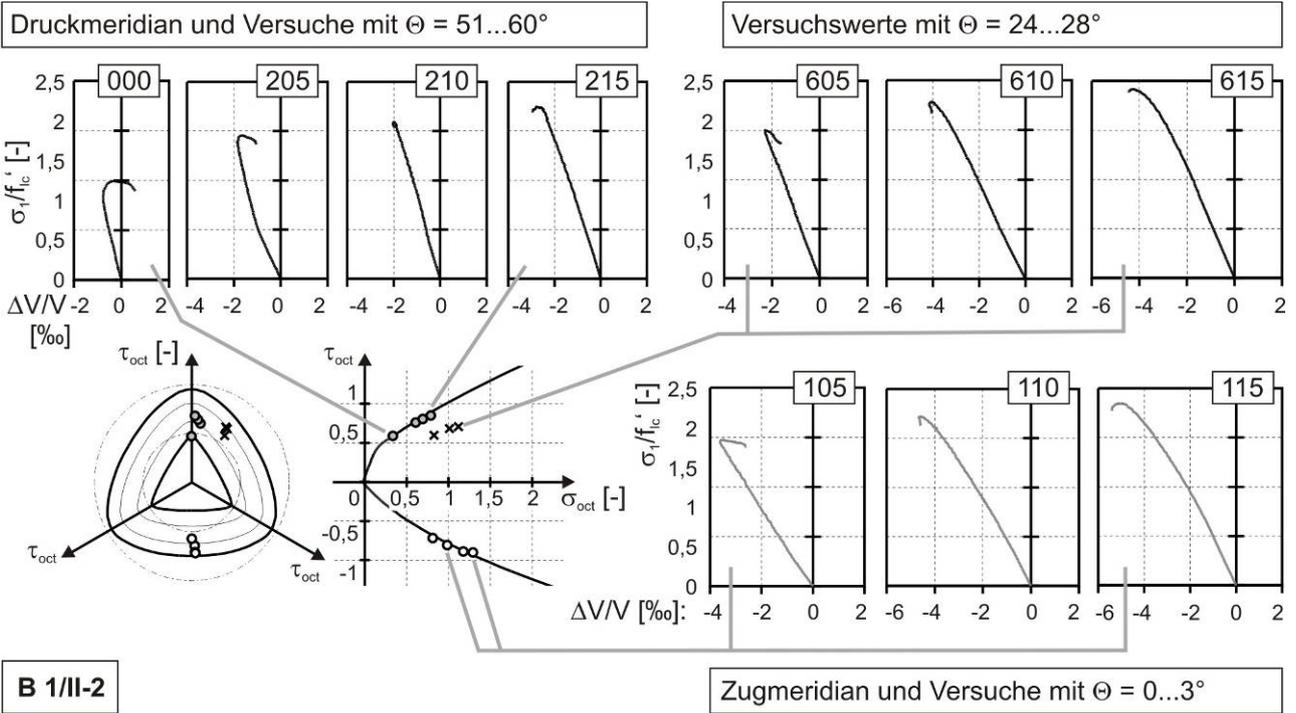


Bild 166 Gegenüberstellung der $\Delta V/V$ -Kurven, Beton B 1/II-1

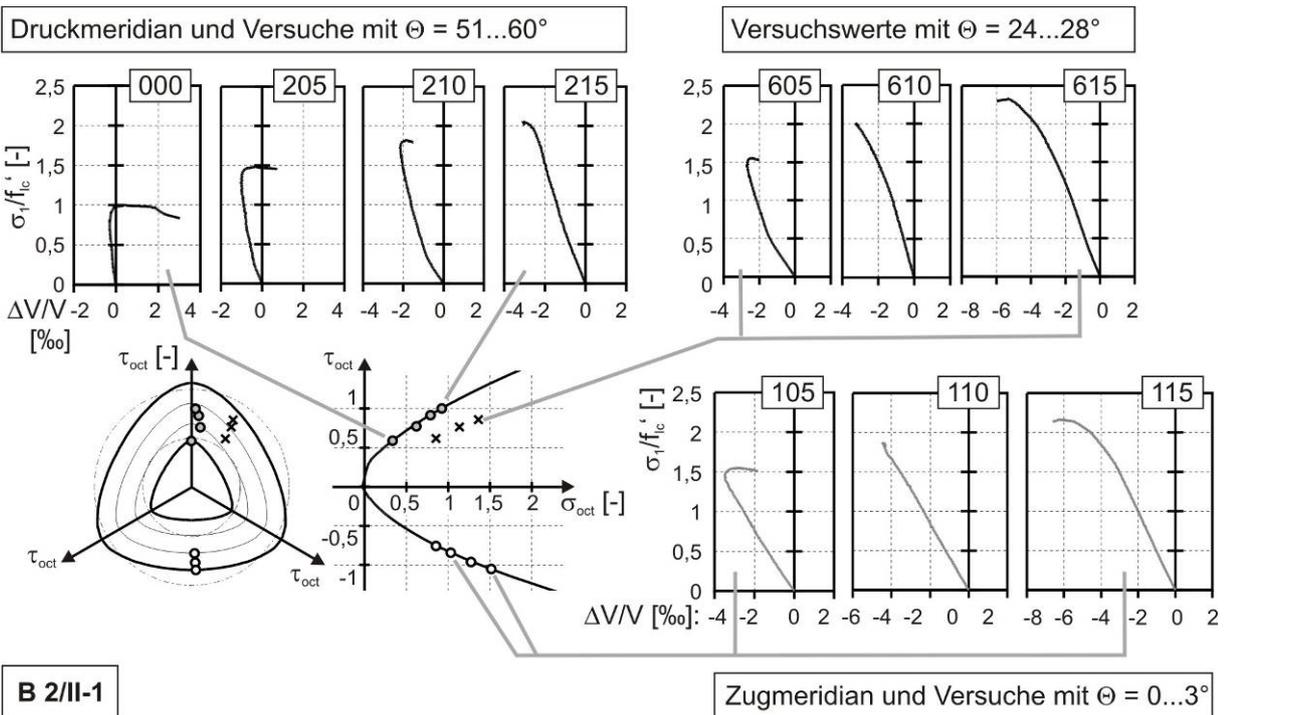


Bild 167 Gegenüberstellung der $\Delta V/V$ -Kurven, Beton B 2/II-1

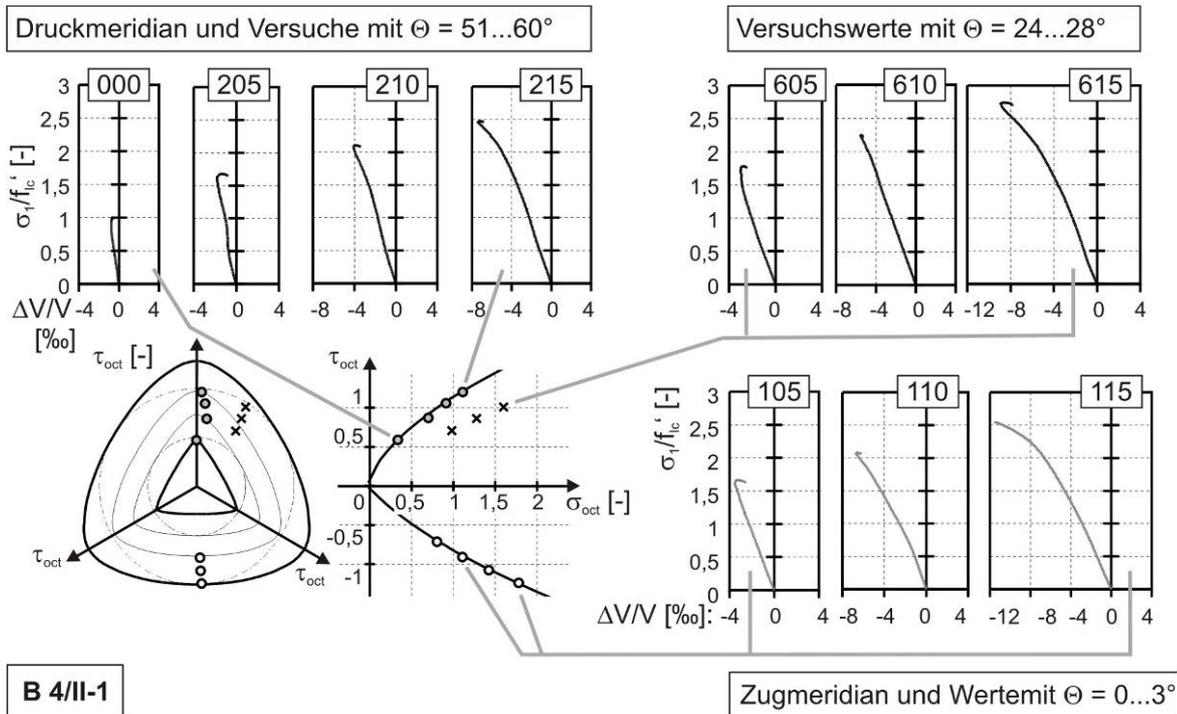


Bild 168 Gegenüberstellung der $\Delta V/V$ -Kurven, Beton B 4/II-1

A4.3 Zur Transformation der IWA-Daten

Im Kap. Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden. wurden kurz verschiedene Verfahren der Dehnungserfassung bei mehraxialen Versuchen vorgestellt. Außer den DMS werden in Dresden seit einigen Jahren auch IWA erfolgreich eingesetzt, die an den äußeren Borsten befestigt sind. Da diese Messmittel aber nicht die Bürstenverformung an der Würfeloberfläche sondern in einiger Entfernung zu dieser registrieren, müssen die Datensätze transformiert werden. Das Verfahren wurde hauptsächlich von Linse (1978) entwickelt und z. B. in Curbach et al. (2000) oder Curbach/Speck (2002) ausführlicher erläutert. Die wichtigsten Formeln werden der Vollständigkeit halber kurz vorgestellt.

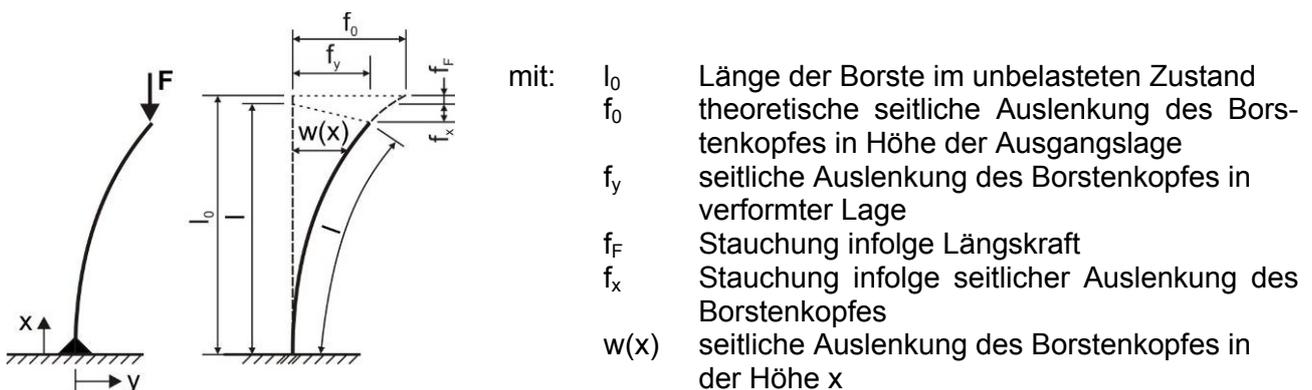


Bild 169 System und Bezeichnungen bei der Borstenberechnung

Als statisches System für die Randborsten wird näherungsweise ein unten eingespannter und oben freier Stab angenommen. Die Biegelinie einer Borste kann mit folgendem Ansatz beschrieben werden:

$$w(x) = A \cdot \sin(k \cdot x) + B \cdot \cos(k \cdot x) + C \cdot x + D \quad (\text{A4.1})$$

Die entsprechenden Ableitungen lauten:

$$w'(x) = A \cdot k \cdot \cos(k \cdot x) - B \cdot k \cdot \sin(k \cdot x) + C \quad (\text{A4.2 a})$$

$$w''(x) = -A \cdot k^2 \cdot \sin(k \cdot x) - B \cdot k^2 \cdot \cos(k \cdot x) \quad (\text{A4.2 b})$$

mit: $k = \sqrt{\frac{|F|}{E \cdot I}}$

Entsprechend dem gewählten statischen System ergeben sich die Randbedingungen wie folgt.

$$\begin{array}{ll} \text{(I)} & w(x=0) = 0 \\ \text{(II)} & w'(x=0) = 0 \\ \text{(III)} & w''(x=l_0) = 0 \\ \text{(IV)} & w(x=l_0) = f_0 \end{array}$$

Werden diese mit den Ableitungen der Ansatzfunktion kombiniert, ergeben sich die Freiwerte A-D.

$$\text{(I)} \quad w(x=0) = 0 = A \cdot \sin(0) + B \cdot \cos(0) + 0 + D \quad \Rightarrow \quad A = \frac{f_0}{\tan(k \cdot l_0) - k \cdot l_0} \quad (\text{A4.3 a})$$

$$\text{(II)} \quad w'(x=0) = 0 = A \cdot k \cdot \cos(0) - B \cdot k \cdot \sin(0) + C \quad \Rightarrow \quad B = -\frac{f_0 \cdot \tan(k \cdot l_0)}{\tan(k \cdot l_0) - k \cdot l_0} \quad (\text{A4.3 b})$$

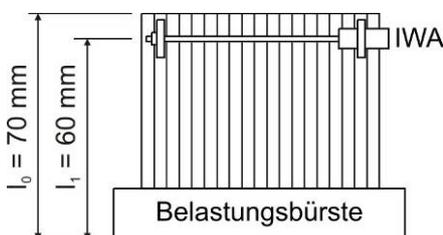
$$\text{(III)} \quad w''(x=l_0) = 0 = -A \cdot k^2 \cdot \sin(k \cdot l_0) - B \cdot k^2 \cdot \cos(k \cdot l_0) \quad \Rightarrow \quad C = -\frac{f_0 \cdot k}{\tan(k \cdot l_0) - k \cdot l_0} \quad (\text{A4.3 c})$$

$$\text{(IV)} \quad w(x=l_0) = f_0 = A \cdot \sin(k \cdot l_0) + B \cdot \cos(k \cdot l_0) + C \cdot l_0 + D \quad \Rightarrow \quad D = \frac{f_0 \cdot \tan(k \cdot l_0)}{\tan(k \cdot l_0) - k \cdot l_0} \quad (\text{A4.3 d})$$

Die Differenzialgleichung der Durchbiegung an der Stelle x lautet demnach:

$$w(x) = \frac{f_0}{\tan(k \cdot l_0) - k \cdot l_0} \cdot [\sin(k \cdot x) - \tan(k \cdot l_0) \cdot \cos(k \cdot x) - k \cdot x + \tan(k \cdot l_0)] \quad (\text{A4.4})$$

Eine Belastungsbürste und die Anordnung eines IWA sind in Bild 170 schematisch dargestellt. Die für die Berechnung benötigten Materialkennwerte sind ergänzt. Mit diesen Daten ergibt sich der von der jeweiligen Belastungshöhe abhängige Umrechnungsfaktor Δ , Gleichung (A4.5), mit dessen Hilfe aus der Querverformung der Bürste auf die Prüfkörperverformung geschlossen werden kann.



$$E = 205.000 \text{ N/mm}^2$$

$$I = \frac{5^4}{12} \text{ mm}^4$$

Bild 170 Belastungsbürste

$$\Delta = \frac{V_{\text{Körper}}}{V_{\text{IWA}}} = \frac{w(l_0)}{w(l_1)} = \frac{\sin(k \cdot l_0) - k \cdot l_0 \cdot \cos(k \cdot l_0)}{\sin(k \cdot l_1) \cdot \cos(k \cdot l_0) - \sin(k \cdot l_0) \cdot \cos(k \cdot l_1) - k \cdot l_1 \cdot \cos(k \cdot l_0) + \sin(k \cdot l_0)} \quad (\text{A4.5})$$

A4.4 Ergänzungen zur mathematischen Beschreibung

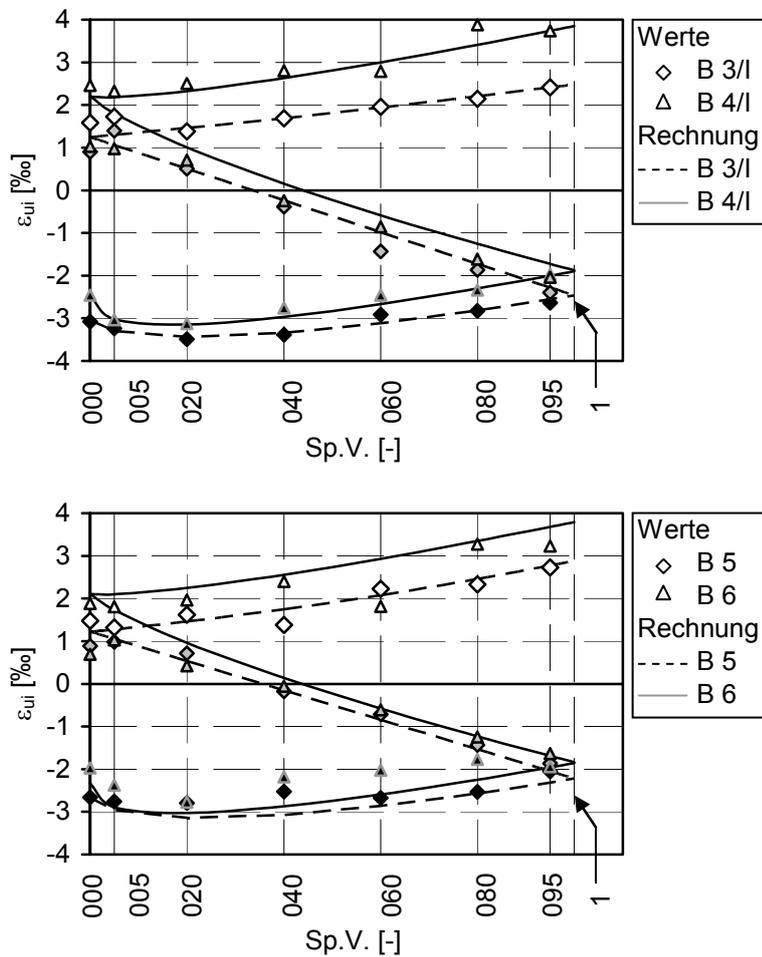


Bild 171 Bruchdehnungen der DD-Versuche, Vergleich Rechnung – Versuch, Betone B 3/I-B 6

A5 Ergänzungen zu mehraxialen Versuchen anderer Forscher

A5.1 Überblick über bekannte Forschungsarbeiten

Tabelle 61: Bekannte Forschungsarbeiten – Art der Versuche, Randbedingungen

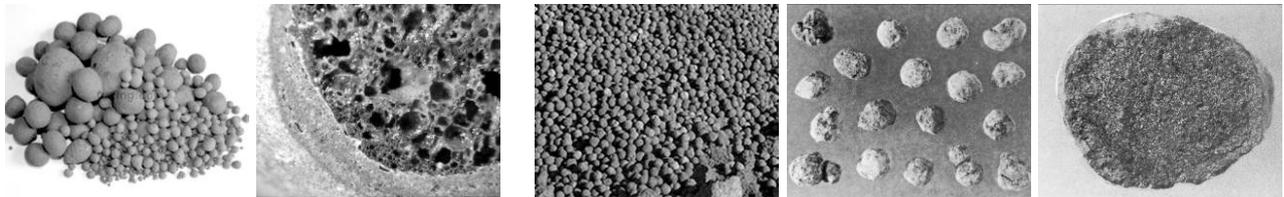
Quelle	Mehraxiale Versuche				Festigkeit		PK-Form	Lasteinleitungs- mittel
	ZZ	DZ	DD	DDD	f_{lc}	f_{lc}'		
Hanson (1963)				x	24/35		Z	TZ
Sims/Krahl/Viktory (1966)				x			Z	TZ
Niwa/Kobayashi/Koyanagi (1967)			x		32	29,8	W	SP+G+S
Opitz (1970)			x		23		Sch	F
Taylor/Jain/Ramey (1972)			x		14-35		W	BB, SP
Atan/Slate (1973)			x		18-25		Sch	BB
Linse/Stegbauer (1976)	x	x	x		27		Sch	BB
Grübl/Springenschmidt (1983)				x	15-48		W	BB
Berra/Fatticioni/Ferrara (1984)					56-67		W	Sp+S+PE
Hoff (1992)				x			Z	TZ
Bjerkeli/Jensen/Lenschow (1993)				x	Sonderfall			
Thienel (1994)			x		49	37	Sch	BB
Hussein/Marzouk (1998)	x	x	x		69	67	Sch	BB

Tabelle 62: Bekannte Forschungsarbeiten – Leichtzuschläge

Material	d_{GK} [mm] bzw. Körnung	ρ_a / f_a [kg/dm ³] / [N/mm ²]	Gestalt
Hanson (1963)			
Aggr. 2 - Aggr. 3 -	19 / -	-	gebrochen
geblähter (Ton-)Schiefer		-	rund mit glatter Oberfläche
Aggr. 4 - Blähton		-	die meisten Partikel gebrochen, aber nicht richtig eckig und kantig
Aggr. 5 - geblähter (Ton-)Schiefer		-	gebrochen, größere Partikel ein wenig eckig und porös
Aggr. 6 - geblähte Hochofenschlacke		-	eckig, (scharf-)kantig und porös, feinere Partikel oft gebrochen
Aggr. 10 - Aggr. 13 -		-	rund mit dichter Oberfläche
Aggr. 7 - Kohle(-nstoff-)haltiger Schiefer, aus Kohleverarbeitung, gebrannt auf Sinterrost	k. A.	-	Gebrochen, sehr scharfkantig und porös
Sims et al. (1966)			
Blähton			-
Niwa et al. (1967)			
Lionite - Kies - Sand	15	1,53 / -	rund
geblähter (Ton-)Schiefer ¹⁾	-	1,98 / -	gebrochen
Opitz (1970)			
Blähton	12,5	0,8 / -	kugelig, glatte Oberfläche
Taylor et al. (1972)			
geblähter (Ton-)Schiefer			-
Atan/Slate (1973)			
Kies	20	0,68 / -	-
Sand	-	1,05 / -	-
Linse/Stegbauer (1976)			
Liapor 5 F + 5 G	Blähton	4/8 + 8/16	-
Grübl/Springenschmidt (1983)			
-		4/8 + 8/16	-

Material		d _{GK} [mm] bzw. Körnung	ρ _a / f _a [kg/dm ³] / [N/mm ²]	Gestalt
Berra et al. (1984)				
Lyttag	gesinterte Flugasche	8/15	1,56 / 4,88	- (s. Bild 172)
Leca	Blähton		0,6 / 0,45	-
Hoff (1992)				
Kies LWC 1	-	25	-	gebrochen
Kies LWC 2	-	19	-	pelletiert
Bjerkeli et al. (1993)				
-				
Thienel (1994)				
Liapor	Blähton	-	-	s. eigene Versuche
Hussein/Marzouk (1998, 2000)				
Stalite	geblähter Schiefer	~ 9	1,5 / -	- (s. Bild 172)

¹⁾ ergänzt aus Lazarus (1993)



Leca, links: (www-14), rechts: (www-15)

Lyttag, links: (www-16), Mitte und rechts: Owens (1992)



Stalite (www-17)

Bild 172 Auswahl von Zuschlägen aus Tabelle 62

A5.2 Zweiaxiale Versuche mit Leichtbetonen in chronologischer Reihenfolge

Tabelle 63: Versuchswerte von Niwa/Kobayashi/Koyanagi (1967), normierte Größen ¹⁾

Proportionale Belastung			Lastpfadversuche			Trendlinie	
Sp.V.	σ ₁ /f _{ic} '	σ ₂ /f _{ic} '	Sp.V.	σ ₁ /f _{ic} '	σ ₂ /f _{ic} '	σ ₁ /f _{ic} '	σ ₂ /f _{ic} '
σ ₂ /σ ₁ in [-]	[-]	[-]	σ ₂ /σ ₁ in [-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0	1	0	0	1	0	1	0
0,11	1,209	0,132	0,11	1,16	0,13	1,140	0,114
0,11	1,131	0,127	0,24	1,28	0,30	1,305	0,326
0,25	1,213	0,300	0,24	1,35	0,33	1,375	0,600
0,23	1,313	0,307	0,26	1,34	0,34	1,315	0,880
0,25	1,300	0,328	0,27	1,35	0,37	1,141	1,141
0,49	1,308	0,641	0,38	1,41	0,53	0,880	1,315
0,50	1,400	0,693	0,52	1,33	0,70	0,600	1,375
0,50	1,427	0,710	0,77	1,18	0,91	0,326	1,305
0,74	1,192	0,877	0,77	1,25	0,97	0,114	1,140
0,75	1,218	0,911	0,77	1,29	1,00	0	1
0,72	1,342	0,963	0,85	1,19	1,01		
0,98	1,110	1,092	0,95	1,22	1,15		
1,01	1,184	1,195	1	1,17	1,17		
0,98	1,230	1,207					

¹⁾ Werte wurden aus den Grafiken in der Originalquelle abgeleitet, stammen also nicht aus einer Wertetabelle!

Tabelle 64: Versuchswerte von Opitz (1967)

Sp.V. F ₂ /F ₁ in [-]	F ₁ [kN]	F ₂ [kN]	Sp.V. F ₂ /F ₁ in [-]	F ₁ [kN]	F ₂ [kN]	Sp.V. F ₂ /F ₁ in [-]	F ₁ [kN]	F ₂ [kN]
0	167	0	0,4	196	79	1	178	178
	153	0		198	81		174	174
	178	0		197	79		181	181
	169	0		185	74		201	201
	168	0		177	71		185	185
	154	0		214	86		192	192
Mittelwert	164,8	0	Mittelwert	194,5	78,3	Mittelwert	185,2	185,2
0,2	197	39	0,7	200	140			
	196	39		201	142			
	190	38		199	139			
	163	33		196	137			
	179	36		188	132			
	186	38		185	129			
Mittelwert	185,2	37,2	Mittelwert	194,8	136,5			

Tabelle 65: Versuchswerte von Taylor/Jain/Ramey (1972)^{1), 2)}

2000-psi-LWC			3500-psi-LWC			5000-psi-LWC		
Sp.V. σ ₂ /σ ₁ in [-]	σ ₁ /f _{lc} ' [-]	σ ₂ /f _{lc} ' [-]	Sp.V. σ ₂ /σ ₁ in [-]	σ ₁ /f _{lc} ' [-]	σ ₂ /f _{lc} ' [-]	Sp.V. σ ₂ /σ ₁ in [-]	σ ₁ /f _{lc} ' [-]	σ ₂ /f _{lc} ' [-]
0	0,98	0	0	0,89	0	0	0,86	0
	1,00	0		1,03	0		0,91	0
	1,02	0		1,05	0		1,08	0
	1,04	0		1,07	0		1,18	0
0,2	1,31	0,3	0,2	1,10	0	0,2	0,87	0,2
	1,33	0,3		1,02	0,2		0,89	0,2
	1,35	0,3		1,10	0,2		1,20	0,2
0,4	1,32	0,5	0,4	1,12	0,2	0,4	1,03	0,4
	1,35	0,5		1,07	0,4		1,07	0,4
	1,36	0,5		1,11	0,4		1,09	0,4
	1,27	0,8		1,18	0,5		1,08	0,6
0,6	1,39	0,8	0,6	1,23	0,5	0,6	1,11	0,7
	1,42	0,9		1,25	0,8		1,19	0,7
0,8	1,34	1,1	0,8	1,29	0,8	0,8	1,28	1,0
	1,36	1,1		1,31	1,0		1,29	1,0
	1,44	1,2		1,35	1,1		1,31	1,0
1	1,26	1,3	1	1,38	1,1	1	1,32	1,1
	1,30	1,3		1,24	1,2		1,04	1,0
	1,35	1,4		1,27	1,3		1,06	1,1
Trend- linie	1,00	0,0	Trend- linie	1,00	0,0	Trend- linie	1,08	1,1
	1,17	0,1		1,29	0,8		1,23	1,2
	1,31	0,2		1,34	1,1		1,00	0,0
	1,38	0,8		1,31	1,2		1,11	0,6
	1,38	1,1		1,24	1,24		1,18	0,9
	1,37	1,2					1,18	1,0
	1,31	1,31					1,125	1,125

¹⁾ Werte der Versuche mit Bürsten und proportionaler Laststeigerung aus Bildern (und einige wenige aus einer Wertetabelle) in der Originalquelle

²⁾ Umrechnungsfaktoren: 1 kgf/cm² = 0,1 N/mm²; 1 ksi = 6,895 N/mm²; 1 inch = 25,4 mm

Tabelle 66: Versuchswerte von Atan/Slate (1973) ^{1), 2)}

Sp.V. σ_2/σ_1 in [-]	ALWAC		SLWAC		Sp.V. σ_2/σ_1 in [-]	ALWAC		SLWAC	
	σ_1/f_{lc}' [-]	σ_2/f_{lc}' [-]	σ_1/f_{lc}' [-]	σ_2/f_{lc}' [-]		σ_1/f_{lc}' [-]	σ_2/f_{lc}' [-]	σ_1/f_{lc}' [-]	σ_2/f_{lc}' [-]
0	0	0,99	0	0,82	1	0,86	0,86	0,87	0,87
	0	0,99	0	1,01		1,15	1,15	1,40	1,40
	0	1,03	0	1,18		1,14	1,14	1,60	1,60
0,2	0,19	0,97	0,18	0,92	Trend- linie	0,0	1,0	0,0	1,0
	0,21	1,05	0,19	0,95		0,1	1,1	0,2	1,1
	0,25	1,25	0,27	1,36		0,3	1,2	0,5	1,2
	0,26	1,25				0,6	1,2	0,8	1,3
	0,28	1,38				0,9	1,2	1,2	1,3
	0,27	1,34				1,1	1,2	1,3	1,3
0,5	0,60	1,21	0,56	1,11		1,1	1,1		
	0,72	1,43	0,65	1,31					
	0,54	1,09	0,73	1,45					

- ¹⁾ Werte aus Bildern in der Originalquelle abgeleitet
²⁾ Umrechnungsfaktoren: 1 psi = 6,895·10⁻³ N/mm²

Tabelle 67: Versuchswerte von Linse/Stegbauer (1976)

Sp.V. σ_2/σ_1 in [-]	σ_1/f_{lc}' [-]	σ_2/f_{lc}' [-]
0	1	0
0,2	1,1	0,2
0,5	1,2	0,6
1	1,1	1,1

- ¹⁾ Umrechnung: 1 kp/cm² = 0,1 N/mm²

Tabelle 68: Versuchswerte von Thienel (1998)

Sp.V. σ_2/σ_1 in [-]	σ_1/f_{lc}' [-]	σ_2/f_{lc}' [-]	Sp.V. σ_2/σ_1 in [-]	σ_1/f_{lc}' [-]	σ_2/f_{lc}' [-]	
0	1,25	0	0,45	1,44	0,65	
	1,01	0		0,67	1,25	0,83
	0,99	0		0,96	1,23	1,18
	0,85	0				
	0,92	0				

Tabelle 69: Versuchswerte von Hussein/Marzouk (1998)

Sp.V. σ_2/σ_1 in [-]	σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	Mittelwert [N/mm ²]		σ_1/f_{lc}' [-]	σ_2/f_{lc}' [-]	Mittelwert [-]	
			σ_1	σ_2			σ_1/f_{lc}'	σ_2/f_{lc}'
0	64,97	0	66,66	0	0,97	0	1	0
	66,82	0			1,00	0		
	68,19	0			1,02	0		
0,22	77,19	18,12	81,06	17,81	1,16	0,27	1,22	0,27
	84,47	17,74			1,27	0,27		
	81,51	17,56			1,22	0,26		
0,5	91,15	45,85	91,99	45,99	1,37	0,69	1,38	0,69
	86,34	45,67			1,30	0,69		
	98,48	46,45			1,48	0,70		
0,98	90,22	86,85	87,59	85,85	1,35	1,30	1,31	1,29
	88,91	89,86			1,33	1,35		
	83,65	80,85			1,25	1,21		

A5.3 Dreiaxiale Versuche mit Leichtbetonen in chronologischer Reihenfolge

Tabelle 70: Versuchswerte von Hanson (1963) ^{1), 2)}

σ_1 in [N/mm ²]								$\sigma_2 = \sigma_3$ in [N/mm ²]	$(\sigma_2=\sigma_3)/\sigma_1$
LZ 2	LZ 3	LZ 4	LZ 5	LZ 6	LZ 7	LZ 10	LZ 13	Alle LZ	[-]
3500-psi-Serie									
		24,0			23,6	25,8		0	0
		32,7			30,5	39,5		2,3	0,06-0,07
		37,8			38,5	44,5		4,6	0,10-0,12
		44,6			42,3	50,7		6,9	0,14-0,16
4500-psi-dry-Serie									
32,1	29,4	34,0	31,2	32,8	32,5	34,6	34,1	0	0
49,0	51,6	47,0	45,0	43,7	46,5	54,9	54,6	3,4	0,06-0,08
56,0	55,7	59,8	49,4	51,0	52,7	64,3	64,1	6,9	0,11-0,14
61,4	60,8	67,2	55,0	55,2	55,1	71,8	68,1	10,3	0,14-0,19
4500-psi-moist-Serie									
		31,7			31,8	34,3		0	0
		44,7			46,3	51,5		2,3	0,07-0,08
		49,7			51,4	62,7		4,6	0,11-0,14
		57,5			57,5	71,6		6,9	0,14-0,18

¹⁾ Werte aus Tabellen in der Originalquelle

²⁾ Umrechnungsfaktor: 1 psi = 0,0069 MPa = N/mm²

Tabelle 71: Versuchswerte von Niwa/Kobayashi/Koyanagi (1967), normierte Größen ^{1), 2)}

Druck- meridian	σ_1/f_{lc}'	$(\sigma_2=\sigma_3)/f_{lc}'$	$(\sigma_2=\sigma_3)/\sigma_1$	Zug- meridian:	σ_1/f_{lc}'	$(\sigma_2=\sigma_3)/f_{lc}'$	$\sigma_1/(\sigma_2=\sigma_3)$
	[-]	[-]	[-]		[-]	[-]	[-]
	1	0	0		0	0,84	0
	1,49	0,08	0,06		0,00	1,10	~ 0
	1,90	0,15	0,08		0,03	1,67	0,02
	2,55	0,39	0,15		0,13	2,13	0,06
	3,06	0,66	0,22		0,31	2,59	0,12
	3,63	0,94	0,26		0,55	3,02	0,18
	4,06	1,24	0,31				

¹⁾ Werte aus Bildern in der Originalquelle (hier: fig. 11 – Darstellung der Meridiankurven). In der Tabelle werden nur die Werte auf dem Druck- und dem Zugmeridian angegeben, obwohl Niwa et al. die Versuchsergebnisse auch in der Pi-Ebene dargestellt haben. Bei dem recht kleinen Diagramm mit Polfiguren gelingt es nur teilweise, die Hauptspannungen σ_1 , σ_2 und σ_3 aus den Bildern und den Angaben zur hydrostatischen Lasthöhe $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ zu berechnen. Deshalb wird hier auf eine solche Angabe verzichtet. Eine Wertetabelle ist in der Quelle nicht enthalten.

²⁾ Die Spannungsverhältnisse wurden aus den abgelesenen Werten berechnet.

Tabelle 72: Versuchswerte von Grübl/Springenschmidt (1983) ¹⁾

LZ-Nr.	$(\sigma_2=\sigma_3)/\sigma_1$ [-]	Mischungs-Nr. 1		Mischungs-Nr. 2		Mischungs-Nr. 4	
		σ_1 [N/mm ²]	$\sigma_2 = \sigma_3$ [N/mm ²]	σ_1 [N/mm ²]	$\sigma_2 = \sigma_3$ [N/mm ²]	σ_1 [N/mm ²]	$\sigma_2 = \sigma_3$ [N/mm ²]
1	0	13,5	0	14,3	0	15,2	0
	0,05	18,4	0,9	19,6	1,0	23,8	1,2
	0,1			26,8	2,7	26,7	2,7
	0,25	25,5	6,4	26,0	6,5	33,9	8,5
	1	31,1	31,1	32,2	32,2	40,6	40,6
2	0	31,3	0				
	0,1	48,3	4,8				
	0,25	67,2	16,8				
3	0	32,9	0	44,3	0	47,5	0
	0,05	77,7	3,9	79,7	4,0	88,3	4,4
	0,1	92,5	9,3	102,5	10,3	109,6	11,0
	0,25	131,3	32,8	173,3	43,3	189,6	47,4
4	0	16,9	0			26,9	0
	0,1	28,1	2,8			33,7	3,4
	0,25	39,5	9,9			51,0	12,8
5	0					27,2	0
	0,1					37,7	3,8
	0,25					51,6	12,9

¹⁾ Werte aus Tafeln in der Originalquelle

Tabelle 73: Versuchswerte von Berra et al. (1984), mit f_{lc} normierte Größen ^{1), 2)}

Zuschlag Lytag				Zuschlag Leca			
Druckmeridian		Zugmeridian		Druckmeridian		Zugmeridian	
σ_1 [N/mm ²]	$\sigma_2 = \sigma_3$ [N/mm ²]	σ_1 [N/mm ²]	$\sigma_2 = \sigma_3$ [N/mm ²]	σ_1 [N/mm ²]	$\sigma_2 = \sigma_3$ [N/mm ²]	σ_1 [N/mm ²]	$\sigma_2 = \sigma_3$ [N/mm ²]
32,4	0	0	34,7	15	0	0,1	18,3
50,7	4,1	0,1	38,4	18,8	2,0	2,0	22,9
43,1	2,1	1,2	43,3	20,8	4,1	3,4	23,8
56,2	6,0	2,7	49,4	25,5	6,2	4,7	24,9
61,6	8,0	5,4	58,2				
76,8	16,2	3,3	52,7				
89,4	24,3	6,2	60,6				
		9,7	68,5				

¹⁾ Werte aus Bildern in der Originalquelle – Einzelwerte waren nur sehr schlecht zu erkennen

²⁾ Spannungsverhältnisse werden nicht angegeben, da die Werte nur näherungsweise aus den Abbildungen abgelesen werden konnten.

Tabelle 74: Versuchswerte von Hoff (1992) ¹⁾

LC 1			LC 2			HSLWC		
σ_1 [N/mm ²]	$\sigma_2 = \sigma_3$ [N/mm ²]	$(\sigma_2 = \sigma_3)/\sigma_1$ [-]	σ_1 [N/mm ²]	$\sigma_2 = \sigma_3$ [N/mm ²]	$(\sigma_2 = \sigma_3)/\sigma_1$ [-]	σ_1 [N/mm ²]	$\sigma_2 = \sigma_3$ [N/mm ²]	$(\sigma_2 = \sigma_3)/\sigma_1$ [-]
54,5	0,0	0	65,3	0,0	0	74,5	0,0	0
65,2	5,5	0,08	77,4	5,5	0,07	93,3	5,6	0,06
73,0	11,0	0,15	72,1	11,3	0,16	97,3	11,2	0,12
79,7	15,3	0,19	83,5	15,1	0,18	101,9	15,9	0,16

¹⁾ Werte aus Tafeln in der Originalquelle

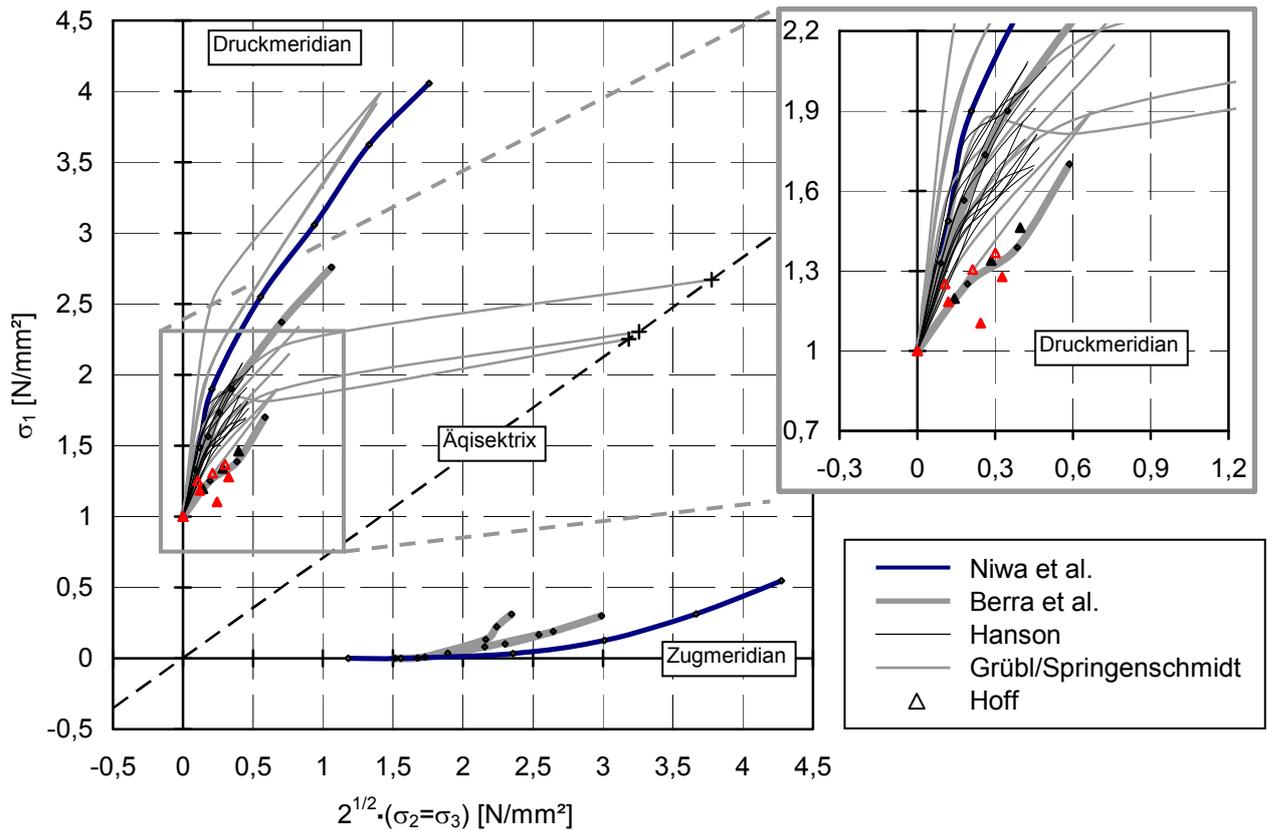


Bild 173 Zusammenfassung bekannter dreiaxialer Versuchswerte, normierte Darstellung

A5.4 Auswahl mehraxialer Versuche mit Normalbetonen

Tabelle 75: DD-Versuche mit HPC nach Curbach et al. (2000) bzw. Hampel (2006), Mittelwerte

Sp.V. σ_2/σ_1 [-]	HPC 1		HPC 2		HPC 3	
	σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]
0	61,2	0	72,4	0	94,2	0
0,05	70,0	3,6	90,2	4,3	105,1	5,4
0,2	78,5	16,3	94,9	18,9	112,7	23,5
0,4	82,0	34,1	96,1	38,4	119,5	49,8
0,6	85,4	53,4	93,4	55,9	114,3	71,5
0,8	84,3	70,3	85,2	68,1	111,7	93,0
0,95	77,0	76,2	81,2	77,1	103,5	102,4

Tabelle 76: DD-Versuche mit duktilem HPC, Curbach/Speck (2002), Mittelwerte ¹⁾

Sp.V. σ_2/σ_1 [-]	Duktiler HPC II b σ_1/f_c' σ_2/f_c' [-]		Sp.V. σ_2/σ_1 [-]	Duktiler HPC II c σ_1/f_c' σ_2/f_c' [-]	
f_c'	93,2	[N/mm ²]	f_c'	93,5	[N/mm ²]
0	1	0	0	1	0
0,05	1,13	0,06	0,2	1,29	0,26
0,2	1,24	0,25	0,6	1,43	0,85
0,4	1,31	0,52	0,95	1,29	1,22
0,6	1,34	0,81			
0,8	1,32	1,06			
0,95	1,23	1,17			

Tabelle 77: DDD-Versuche mit NC nach Schickert/Winkler (1977), Mittelwerte ¹⁾

Sp.V. $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ [-]	Druckmeridian			Sp.V. $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ [-]	Zugmeridian		
	σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	σ_3 [N/mm ²]		σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	σ_3 [N/mm ²]
1/0/0	30,6	0	0	1/1/0,07	61,3	61,3	4,1
1/0,11/0,12	62,1	7,1	7,3	1/0,99/0,05	64,7	63,9	3,1
1/0,10/0,10	65	6,6	6,6	1/1/0,08	73,5	73,4	5,8
1/0,15/0,15	78,9	12	12	1/1/0,08	80	80	6,6
1/0,18/0,18	93,5	17,2	17,2				
1/0,20/0,21	108,3	22,2	22,3				
1/0,20/0,20	113,4	23,2	23,1				

¹⁾ *kursiv:* Laststeigerung entlang verschiedener Lastpfade, nicht *kursiv:* proportionale Laststeigerung

Tabelle 78: DDD-Versuche mit HPC nach Curbach et al. (2000) bzw. Hampel (2006), Mittelwerte

Sp.V. $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ [-]	Meridian- kurve	HPC 1			HPC 3		
		σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	σ_3 [N/mm ²]	σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	σ_3 [N/mm ²]
1/0/0		46,1	0	0	83,4	0	0
1/0,2/0,05	etwa Druckmeridian	102,6	20,5	5,0	167,8	33,5	8,3
1/0,2/0,1		144,5	28,8	14,3	229,0	45,7	22,8
1/0,2/0,15		204,8	40,9	30,6	293,0	58,5	43,9
1/0,95/0,05		etwa Zugmeridian	93,2	88,5	4,6	156,7	148,8
1/0,95/0,1	136,3		129,5	13,5	211,9	201,3	21,1
1/0,295/0,15	186,2		176,9	27,8	283,0	268,9	42,4

Tabelle 79: DDD-Versuche mit duktilem HPC, Speck (2006), Mittelwerte

Sp.V. $\sigma_1/\sigma_2/\sigma_3$ [-]	Meridian- kurve	dHPC IIb		
		σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	σ_3 [N/mm ²]
1/0/0		85,0	0	0
1/0,05/0,05	etwa Druckmeridian	128,4	6,4	6,4
1/0,2/0,05		160,2	32,0	8,0
1/0,95/0,05	etwa Zugmeridian	144,4	137,2	7,2

A5.4 Ergänzungen zum Vergleich HLLB – Versuche anderer Forscher

Tabelle 80: NEU: Parameter für das biaxiale Bruchkriterium für Leichtbetone, kalibriert an Ergebnissen anderer Forscher

Parameter	Forscher	Niwa et al. (1967)	Opitz (1970)	Taylor/Jain/Ramey (1972)		Atan/Slate (1973)		Linse/Stegbauer (1976)	Hussein/Marzouk (1998, 2000)
	Matrix	LM	MM	LM 1	LM 3	LM	MM	MM	MM
f_{icc}		1,17	1,12	1,30	1,10	1,14	1,29	1,08	1,30
a		0,624	0,591	0,718	0,576	0,605	0,710	0,556	0,718
b		0,348	0,284	0,517	0,254	0,312	0,502	0,213	0,516
A		-0,0091	-0,0506	-0,0091	-0,0091	-0,0091	-0,0506	-0,0506	-0,0506

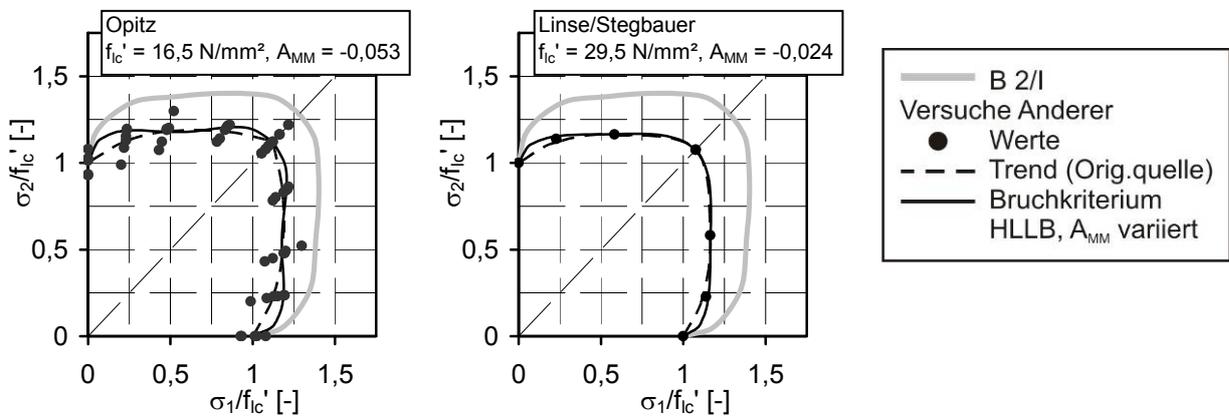


Bild 174 Vergleich der zwei axial getesteten Mischmatrixbetone mit den Ergebnissen anderer Forscher, Parameter A_{MM} variiert

Tabelle 81: Parameter für das Bruchkriterium für Leichtbetone unter dreiaxialer Beanspruchung, kalibriert anhand von Ergebnissen anderer Forscher

Parameter	Quelle	Hanson (1963)	Niwa et al. (1967)	Berra et al. (1984), LZ Lytag
Einaxiale Druckfestigkeit in $[N/mm^2]$		f'_{ic} 34,6	f'_{ic} 29,8	$f'_{ic,cyl160 \times 320}$ 32,4
a_{zM}		-0,8313	-1,0246	-0,6033
b_{zM}		0,3693	0,6569	0,1588
c_{zM}		-0,5874	-0,7877	-0,3765
a_{DM}		-0,7216	-0,6604	-0,5249
b_{DM}		0,0364	0,0288	0,0111
c_{DM}		-0,1611	-0,1337	-0,0662

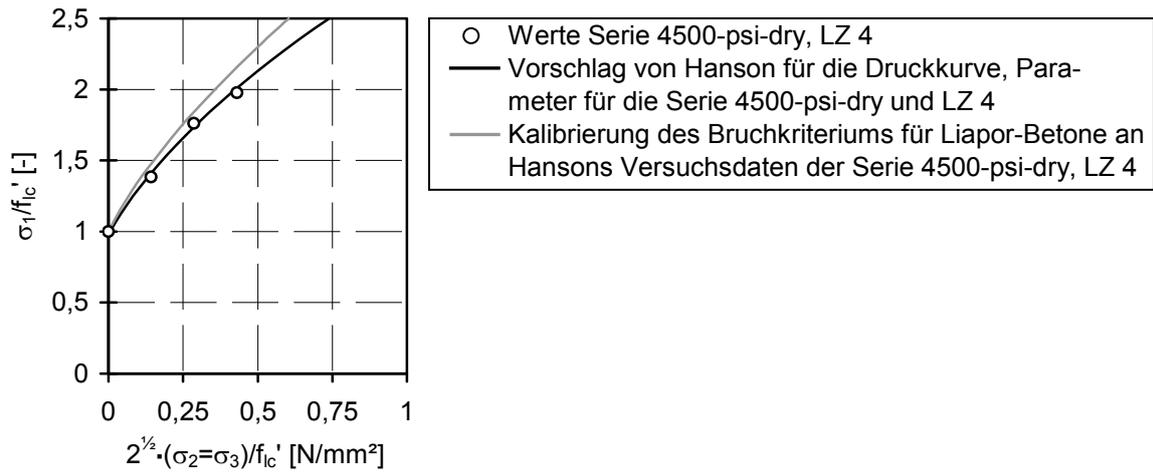


Bild 175 Druckmeridiane nach Hanson (1963), Gleichung (3.14), und nach dem Bruchkriterium für Liapor-Betone, Parameter nach Tabelle 81