

**Dünnwandige Segmentfertigteildebauweisen im Brückenbau  
aus gefasertem Ultrahochleistungsbeton (UHFB)  
- Tragverhalten, Bemessung und Konstruktion -**

Dissertation zur Erlangung des Doktorgrades der technischen Wissenschaften

an der

Fakultät für Bauingenieurwissenschaften

Technische Universität Graz

September 2010

Dipl.-Ing. Michael Maria Reichel

Begutachter:

Em.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Lutz Sparowitz  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue



## Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Assistent unter Herrn Prof. Lutz Sparowitz am Institut für Betonbau der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften der Technischen Universität Graz.

Mein besonderer und aufrichtiger Dank gilt Prof. Lutz Sparowitz für die Anregung zu dieser Arbeit und für die Möglichkeit, die Abfassung der Arbeit in geistiger Unabhängigkeit und Freiheit durchzuführen. Sein Enthusiasmus und die stete Diskussionsbereitschaft über neue Ideen zum optimalen Einsatz von UHFB in Brückenbauwerken haben bedeutende Anstöße für diese Arbeit geliefert. Weiterhin möchte ich ihm für das entgegengebrachte Vertrauen danken, die an der TU Graz durchgeführten UHFB-Pilotprojekte - Wildbrücke Völkermarkt, Bahnhilfsbrücken für die ÖBB und Fußgängerbrücke Lienz - quasi vom ersten Entwurf bis hin zur Ausführung maßgeblich, federführend und meist mit freier Hand zu begleiten. Auch wenn diese Forschungs- und Entwicklungsprojekte als auch die Durchführung der Entwurfs- und Ausführungsplanungen mich zeitlich stark in Anspruch genommen haben, so lieferten diese doch unbezahlbare Erfahrung – auch für das Abfassen dieser Arbeit.

Ebenso gilt mein Dank Herrn Prof. Tue für die Übernahme der 2. Begutachtung dieser Arbeit. Auch ihm möchte ich für die vielen Anregungen und Diskussionen danken sowie für die Möglichkeit, als früherer Mitarbeiter des Büros König und Heunisch in Leipzig unter anderem unter seiner Leitung viele spannende Brückenbauprojekte zu bearbeiten. Ohne das dort erlangte Wissen und die so gewonnene Erfahrung wäre diese Arbeit nicht in der vorliegenden Form möglich gewesen.

Bedanken möchte ich mich im Weiteren bei den lieben Kollegen des Institutes – im Besonderen Florian Hude, Werner Theiler, Günther Illich, Dirk Schlicke und Johannes Gröger, die mich im letzten Jahr von vielen Pflichten entlastet haben und somit zur kurzfristigen und schnellen Abfassung der Arbeit beigetragen haben. Ganz besonders danke ich Guido Altersberger, der mich bei der Bearbeitung zweier Forschungsprojekte begleitet hat und durch seine stete Hilfsbereitschaft – die nicht immer selbstverständlich ist – oft den Rücken frei gehalten hat. Auch gilt mein Dank unseren beiden Institutssekretärinnen Waltraud Reichl und Edith Fink, die mich bei den vielen kleinen organisatorischen Dingen immer wieder entlastet haben. Letztlich sei Euch allen hiermit nochmals für das tolle Institutsklima gedankt! Danken möchte ich auch den Mitarbeitern des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau der TU Graz, für die Durchführung der Versuche im Rahmen der Pilotprojekte und besonders Dr. Bernhard Freytag für seine kritische gewinnbringende Diskussionsbereitschaft und die oft notwendige Rückendeckung, wenn ich mal wieder mit Arbeit überhäuft war.

Für das Korrekturlesen dieser Arbeit danke ich Adrian Leipold und meiner lieben Mutter, die mit kritischem Abstand die Textpassagen durchgesehen haben.

Der größte und besonders herzliche Dank gilt schließlich meiner lieben Ina, die die Höhen und Tiefen bei der Abfassung dieser Arbeit miterleben musste. Ohne ihr Verständnis und ihre Geduld, ihre Unterstützung in der schwierigen und anstrengenden Zeit sowie ihre Bereitschaft mit mir nach Graz zu gehen, wäre die Arbeit wahrscheinlich nie entstanden.



## Kurzfassung

Gefasertes Ultrahochfestes Beton stellt in Bezug auf seine 5 bis 10-mal höhere Druckfestigkeit gegenüber Normalbeton und aufgrund seiner exzellenten Dauerhaftigkeitseigenschaften den derzeitigen Endstand der Entwicklung in der Biontechnologie dar. Mit diesen exzellenten Eigenschaften ist er geradezu prädestiniert für Ingenieurbauwerke und damit auch für Brücken. Jedoch lassen sich übliche Konstruktionsprinzipien des Betonbaus nicht einfach auf den neuen Werkstoff übertragen. Mit der konsequenten Einbeziehung der Eigenschaften und Besonderheiten des neuen Werkstoffes sowie unter Berücksichtigung der Forderungen der Nachhaltigkeit können neue Konstruktionsprinzipien abgeleitet werden, welche zu filigranen, modularen und flexiblen Segmentfertigteiltbauweisen mit externer Vorspannung und Trockenfuge führen, und sich ihrem Konstruktionsprinzip nach zwischen Beton- und Stahlkonstruktionen einordnen lassen. Durch die Modifikation und Anpassung vieler bereits bekannter Brückenbauverfahren werden bislang im Betonbau undenkbar Bauverfahren mit einem extrem schnellen Baufortschritt aufgrund des geringeren Gewichtes der Fertigteilstegmente möglich. In dieser Arbeit werden wissenschaftliche Fragen abgeklärt, die für die weitere Umsetzung von stoffgerechten, innovativen und wirtschaftlichen Brückenkonstruktionen in Kombination mit UHFB erforderlich sind.

Nach der Ableitung von optimal auf den Werkstoff abgestimmten Konstruktionsprinzipien und der Entwicklung geeigneter Querschnittsformen werden weiter aufbauend auf einer Analyse der mechanischen Eigenschaften von UHFB entsprechende Werkstoffgesetze abgeleitet, die für eine detailliertere Untersuchung der entwickelten Querschnittsformen in Brückentragwerken notwendig sind. Aufbauend auf der Analyse der mechanischen Eigenschaften erfolgt die Zusammenstellung und Diskussion der für die detailliertere Untersuchung erforderlichen Bemessungsmodelle. Im Speziellen kommt für die Querkraftbemessung ein neu erarbeiteter Vorschlag auf rein mechanisch begründeter Basis zur Anwendung, dessen Ableitung ausführlich diskutiert und dargestellt ist. Auf Grundlage dieser erarbeiteten Werkzeuge bilden die weitere Optimierung der vorgeschlagenen Querschnitte und die Untersuchung der Tragfähigkeit in der Brückenlängs- und Brückenquerrichtung einen wichtigen Kernbereich der Arbeit, um letztlich deren Machbarkeit aufzuzeigen. Einen wichtigen Aspekt stellen Detailuntersuchungen zur Ausbildung und der notwendigen Genauigkeit der Trockenfuge dar, um eine sichere Kraftübertragung mit entsprechender Dauerhaftigkeit zu gewährleisten.



## **Abstract**

With a compressive strength that is 5 to 10 times higher than Normal Strength Concrete and excellent durability properties, Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete currently marks the edge of development in concrete technology. These distinguished qualities make it predestined for engineering structures and therefore also for bridges. However, common design philosophies in concrete construction cannot easily be adapted to this new material. By consistently incorporating the properties and special features of this new material and by considering the demand for sustainability, new construction principles can be deduced. These principles lead to filigree, flexible and modular precast segmental constructions with external prestressing and dry joints. The design philosophy can be classified between concrete and steel structures. The modification and adaption of many already known bridge construction methods enable previously unimaginable construction methods with extremely rapid construction progress, which is due to the light weight of the prefabricated segments. This thesis clarifies scientific questions that are essential for the further implementation of material-appropriate, innovative and economical bridge constructions in combination with UHPC.

After deducing construction principles ideally adapted for the material and developing appropriate cross-sectional shapes, constitutive laws are derived based on the analysis of the mechanical properties of UHPC. These constitutive laws are necessary for a detailed analysis of the developed cross sections in bridge decks. Following the analysis of the mechanical properties, the compilation and discussion of the verification models required for detailed analysis occurs. In particular, a newly developed proposal, which is purely mechanical, is applied for shear force verification. Its derivation is elaborately discussed and demonstrated. Based on these gathered tools, the optimization of the proposed cross sections and the analysis of the load bearing capacity in longitudinal and transverse direction of the bridge are a core area of the thesis in order to prove their feasibility. Detailed analysis of the design and the necessary accuracy of the dry joints represent a vital aspect to guarantee a secure load transmission with corresponding durability.



# Inhaltsverzeichnis

<b>Vorwort</b> .....	<b>III</b>
<b>Kurzfassung</b> .....	<b>V</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>VII</b>
<b>Formelzeichen</b> .....	<b>XIII</b>
<b>1 Einleitung</b> .....	<b>1</b>
1.1 Veranlassung und Motivation .....	1
1.2 Zielsetzung der Arbeit .....	1
1.3 Vorgehensweise und Aufbau der Arbeit .....	2
1.4 Abgrenzung.....	4
<b>2 Eigenschaften von Ultrahochfestem Beton (UHFB)</b> .....	<b>5</b>
2.1 Grundprinzip.....	5
2.2 Mechanische Eigenschaften .....	6
2.3 Dauerhaftigkeit .....	7
2.3.1 Gefügeeigenschaften und Dichtigkeit.....	7
2.3.2 Chloriddiffusion und Permeabilität .....	8
2.3.3 Karbonatisierung .....	9
2.3.4 Frostwiderstand und Frost-Tausalz-Widerstand.....	10
2.3.5 Widerstand gegen chemische Angriffe.....	11
2.4 Zeitabhängige Verformungseigenschaften.....	12
2.4.1 Schwinden.....	12
2.4.2 Kriechen .....	12
2.5 Zusammenfassung.....	12
<b>3 UHFB im Brückenbau</b> .....	<b>15</b>
3.1 Warum UHFB im Brückenbau? .....	15
3.2 Überblick und Analyse bereits erstellter Brücken aus UHFB.....	20
3.3 UHFB-Segmentfertigteilbauweise – abgeleitete Konstruktionsprinzipien ...	24
3.4 Entwicklung von Querschnittsformen für Hohlkastenbrücken .....	26
3.4.1 Grundlegende Anforderungen an den Querschnitt.....	26
3.4.2 Mögliche Querschnittsformen.....	27
3.5 Bauverfahren.....	33
3.5.1 Freivorbau mit UHFB - Segmentfertigteilen.....	33
3.5.2 Feldweiser Vorbau mit UHFB - Segmentfertigteilen .....	34
3.5.3 Taktschieben mit UHFB - Segmentfertigteilen .....	34
3.5.4 Segmentstapeleindrehmethode mit UHFB - Segmentfertigteilen .....	35
3.5.5 Freivorbau von Bogenbrücken mit UHFB - Segmentfertigteilen .....	36
3.5.6 Bogenklappverfahren mit UHFB - Segmentfertigteilen.....	36
3.6 Wertung und Zusammenfassung .....	37

<b>4</b>	<b>Mechanische Eigenschaften von gefasertem UHFB.....</b>	<b>39</b>
4.1	Methodik und Vorgehensweise .....	39
4.2	Tragverhalten auf Druck von UHFB .....	39
4.2.1	Beschreibung des Tragverhaltens unter Druckbeanspruchung.....	39
4.2.2	Analytische Modellierung des Tragverhaltens.....	41
4.2.3	Einfluss des $\sigma$ - $\varepsilon$ -Verlaufes auf die Bemessung .....	47
4.2.4	Zusammenfassung.....	48
4.3	Zugtragverhalten von gefasertem UHFB.....	50
4.3.1	Allgemein .....	50
4.3.2	Einfluss der Faserart, Synergieeffekte von Fasercocktails und des Fasergehaltes.....	53
4.3.3	Einfluss der Faserorientierung .....	54
4.3.4	Beschreibung und analytische Modellierung des Zugtragverhaltens .....	58
4.3.5	Praktikable Vereinfachung zur analytischen Bestimmung der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung .....	70
4.3.6	Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung versus Spannungs-Dehnungs-Beziehung.....	77
4.3.7	Diskussion der vorgenommenen Vereinfachungen und Einfluss auf das Biegetragverhalten .....	83
4.4	Zugtragverhalten stabstahlbewehrter gefasertes UHFB .....	85
4.5	Konstitutive Modellierung von gefasertem UHFB für FE-Untersuchungen.	92
<b>5</b>	<b>Bemessung und Konstruktion.....</b>	<b>99</b>
5.1	Bemessungswerte und Sicherheitskonzept.....	99
5.1.1	Bemessungswerte und Materialeigenschaften.....	99
5.1.2	Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastanalysen .....	104
5.2	Querkraft .....	108
5.2.1	Beschreibung und Bewertung vorhandener Ansätze .....	108
5.2.2	Analytische Beschreibung des Querkrafttragverhaltens.....	111
5.2.3	Auswirkung der mechanischen Eigenschaften von gefaserten UHFB auf die Querkrafttragfähigkeit .....	119
5.2.4	Zusammenstellung Nachweiskonzept und Verifikation .....	123
5.3	Durchstanzen .....	132
5.4	Ermüdung.....	135
5.5	Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit.....	137
5.6	Konstruktive Ausbildung.....	138
5.6.1	Allgemeine Empfehlungen aufgrund von Erfahrungen bei umgesetzten Pilotprojekten .....	138
5.6.2	Betondeckung .....	140
<b>6</b>	<b>Segmentfertigteilbrücken aus UHFB.....</b>	<b>143</b>
6.1	Grundlagen zur Untersuchung .....	143
6.1.1	Zur Wahl der Querschnittsbreite.....	143
6.1.2	Brückenausbauten .....	144
6.1.3	Lokale Detailuntersuchungen .....	145
6.1.4	Modellbildung .....	145
6.2	Einwirkungen.....	146
6.2.1	Verkehrsbelastung und Lastanordnung.....	146

6.2.2	Temperatur- und Windeinwirkungen .....	147
6.3	Wahl der Querschnittsform.....	150
6.3.1	Optimierung der fachwerkartig aufgelösten Fahrbahnplatte.....	151
6.3.2	Optimierung der Rippenabstände der rippenartig ausgesteiften Fahrbahnplatte .....	154
6.3.3	Verhältnis der Fahrbahnplattenauskrugung zu Stegabstand.....	154
6.3.4	Auswirkung der Stegneigung und Stegsteifigkeit .....	155
6.3.5	Konstruktive Details zur Schalgeometrie .....	155
6.3.6	Fahrbahnplattendicke in Bezug auf die Durchstanztragfähigkeit.....	156
6.4	Untersuchungen in Querrichtung und lokale Nachweise der Fahrbahnplatte .....	156
6.4.1	Modellbildung und Berechnung .....	156
6.4.2	Rippenquerschnitt .....	157
6.4.3	Fachwerkquerschnitt .....	162
6.5	Untersuchungen in Längsrichtung.....	164
6.5.1	Einfeldträger – Rippenquerschnitt .....	167
6.5.2	Einfeldträger - Fachwerkquerschnitt.....	169
6.5.3	Mehrfeldträger über Symmetrie – Rippenquerschnitt.....	170
6.5.4	Mehrfeldträger über Symmetrie – Fachwerkquerschnitt.....	172
6.6	Besonderheiten bei der Berechnung von Segmentbauwerken .....	174
6.6.1	Mechanismen der Lastübertragung über die Fuge.....	174
6.6.2	Hypothesen zu Anzahl, Form und Materialfestigkeiten .....	185
6.6.3	Numerische Untersuchungen .....	185
6.6.4	An die Fuge angrenzende Bereiche der Segmente.....	191
6.6.5	Toleranzen und erforderliche Fugenebenheit.....	193
6.7	Betrachtung weiterer entscheidender Detailpunkte .....	200
6.8	Auswertung und Vergleich .....	206
<b>Literatur .....</b>		<b>217</b>
<b>Anhang 1.....</b>		<b>233</b>
<b>Anhang 2.....</b>		<b>239</b>
<b>Anhang 3.....</b>		<b>241</b>
<b>Anhang 4.....</b>		<b>247</b>
<b>Anhang 5.....</b>		<b>253</b>
<b>Anhang 6.....</b>		<b>263</b>



## Formelzeichen

### Große lateinische Buchstaben

<i>A</i>	Querschnittsfläche
<i>E</i>	Elastizitätsmodul
<i>F</i>	Kraft
<i>G</i>	Schubmodul; Bruchenergie
<i>I</i>	Flächenträgheitsmoment
<i>K</i>	K-Koeffizient
<i>L</i>	Länge
<i>M</i>	Biegemoment
<i>N</i>	Normalkraft; Anzahl
<i>P</i>	Kraft; Vorspannkraft
<i>Q</i>	Querkraft; veränderliche Einzellast
<i>R</i>	Widerstand
<i>S</i>	Flächenmoment 1. Grades
<i>T</i>	Temperatur; Torsionsmoment
<i>U</i>	Umfang
<i>V</i>	Gehalt; Volumen; Querkraft
<i>Z</i>	Zugkraft

### Kleine lateinische Buchstaben

<i>a</i>	Abmessung; Abstand
<i>b</i>	Breite; Abmessung
<i>c</i>	Abmessung
<i>d</i>	Durchmesser; statische Nutzhöhe
<i>f</i>	Festigkeit; Faser; Korrekturfaktor
<i>g</i>	Faserwirksamkeitsbeiwert
<i>h</i>	Höhe
<i>i</i>	Laufvariable
<i>l</i>	Länge
<i>m</i>	Biegemoment/m
<i>n</i>	Anzahl; Laufvariable
<i>q</i>	veränderliche Streckenlast
<i>s</i>	Rissabstand; Abstand
<i>t</i>	Dicke
<i>u</i>	Verformung; Umfang; Verschiebung
<i>w</i>	Rissbreite
<i>x</i>	Druckzonenhöhe
<i>z</i>	Innerer Hebelarm

**Griechische Buchstaben**

$\alpha$	Winkel; Verhältnis; Völligkeit; Faserorientierungsbeiwert
$\beta$	Winkel
$\delta$	Durchbiegung
$\Delta$	Differenz
$\varepsilon$	Dehnung
$\phi$	Winkel, Verdrehung; Kriechzahl
$\gamma$	Teilsicherheitsbeiwert
$\eta$	Faserorientierungsbeiwert
$\kappa$	Krümmung
$\lambda$	Sprengwerkneigung
$\mu$	Querdehnzahl
$\nu$	Beiwert; Abminderungsbeiwert
$\theta$	Druckstrebenwinkel
$\rho$	Gehalt
$\sigma$	Spannung
$\tau$	Schubspannung
$\psi$	Verdrehung

**Indizes**

äq	äquivalent
b	Beton
bal	balanced
BPZ	Bruchprozesszone
bü	Bügel
c	Beton, charakteristisch
cal	rechnerisch; berechnet
cf	Faserbeton
ch	charakteristisch
cj	Druckfestigkeit im Alter j
ck	charakteristisch
cockt	cocktail; Fasercocktail
cr	Riss; gerissen
crit	kritisch
d	design
E	Einwirkung; Eigenspannung
Ed	Bemessungseinwirkung
eff	effektiv; wirksam
el	elastisch
eq	equivalent
exp	experimentell; Versuch
ext	extern
f	Faser; Flansch
F	Fuge
hard	hardening
j	Alter
k	Beiwert; Bezugsfaktor; Faktor
lim	Grenze, Grenzwert

m	mittlerer Wert
max	maximal
min	minimal
multi	Multirissbildung
N	Normalkraft
o	oben
OG	Obergurt
P	Vorspannung
pl	plastisch
r	Riss
R	Widerstand; Randzug
Rd	Bemessungswiderstand
S	Schub; Spaltzug; Stahl; Schwerpunkt
shr	Schwinden
SLS	Gebrauchszustand
soft	Softening
sw	Bügelbewehrung
t	Zug, Zugfestigkeit
tj	Zugfestigkeit im Alter j
u	ultimate; unten
w	Steg; Bügel
x	Druckzonenhöhe; Richtung
y	Fließgrenze; Richtung
z	Richtung



# 1 Einleitung

## 1.1 *Veranlassung und Motivation*

Schon immer wurde durch intensive und umfangreiche Forschungsaktivitäten im Bereich der Materialtechnologie versucht, die Druckfestigkeiten von Beton zu erhöhen und gleichzeitig seine Dauerhaftigkeitseigenschaften zu verbessern. Ultrahochfester Beton – im Folgenden als UHFB bezeichnet - stellt in Bezug auf seine 5 bis 10-mal höhere Druckfestigkeit gegenüber Normalbeton und seine exzellenten Dauerhaftigkeitseigenschaften den derzeitigen Endstand der Entwicklung in der Betontechnologie dar. Seit ca. 25 - 30 Jahren wird sehr gezielt an der Optimierung dieses Materials gearbeitet, und das Wissen auf diesem Gebiet ist bereits weit fortgeschritten. Dagegen hat man erst viel später begonnen, sein Tragverhalten intensiv zu erforschen, wodurch bis heute keine wirklich vollständigen und abgesicherten Bemessungsregeln für dieses Material existieren. Zwar gibt es bereits nicht wenige Bauwerke – vor allem auch Brücken – die aus diesem Baustoff gebaut wurden, jedoch können viele dieser Bauwerke die infolge des hohen Materialpreises teuer bezahlten hohen Festigkeiten nicht wirklich ausnutzen. Dies beruht wohl zum einen auf dem Mangel von verfügbaren Bemessungsgrundlagen, zum anderen wird versucht, den Baustoff UHFB in Verbindung mit üblichen Konstruktionsprinzipien des Betonbaus anzuwenden, was aber durch die abweichenden mechanischen Eigenschaften des UHFB gegenüber konventionellem Beton nicht zu einer optimalen Materialausnutzung führt. Infolge der exzellenten Dauerhaftigkeit lassen sich zwar viele Bauschäden vermeiden und die Lebensdauer unserer Infrastrukturbauwerke erhöhen, was zu einer bedeutenden Entlastung unserer Volkswirtschaft führen könnte, jedoch besteht die Notwendigkeit, erst mit neuen geeigneten stoffgerechten Konstruktionen das viel versprechende Potential dieses Baustoffes wirklich zu erschließen. Nur unter konsequenter Einbeziehung aller Eigenschaften und Besonderheiten des neuen Werkstoffes, der Bauverfahren und unter Berücksichtigung der Forderungen an die Nachhaltigkeit, wird man wirtschaftliche Brückenkonstruktionen aus UHFB in Zukunft errichten können. Im Umkehrschluss können aber auch wiederum die gefundenen Konstruktionsprinzipien eine bedarfsgerechte Materialforschung stimulieren, um die hohen Stoffkosten des UHFB weiter zu senken, was bedeutet, dass an dieser Stelle in Zukunft eine enge Zusammenarbeit zwischen Betontechnologen und Tragwerksplanern stark an Bedeutung gewinnen wird.

## 1.2 *Zielsetzung der Arbeit*

Grundsätzlich dient diese Arbeit zur Abklärung wissenschaftlicher Fragen, die für die weitere Umsetzung von stoffgerechten, innovativen und wirtschaftlichen Brückenkonstruktionen in Kombination mit UHFB erforderlich sind. Damit gilt es zunächst im Rahmen dieser Arbeit, aufbauend auf einer Analyse der Materialeigenschaften, geeignete Konstruktionsprinzipien für Brückenbauwerke zu entwickeln, die die Basis für die Entwicklung geeigneter Tragsysteme mit einer möglichst optimalen Materialausnutzung darstellen. Durch die Kombination mit optimal ausgefeilten Bauverfahren, die zu extrem kurzen Bauzeiten führen, wird versucht, die Mehrkosten des Materials bereits während der Erstellung weitgehend zu kompensieren. Bei der Entwicklung der Tragsysteme müssen dabei die besonderen Herstell- und Verarbeitungseigenschaften des UHFB berücksichtigt werden, um eine tatsächliche Umsetzung zu gewährleisten. In der Arbeit wird von der Randbedingung ausgegangen, dass eine sichere Anwendung von UHFB derzeit nur im Fertigteilwerk möglich ist. Damit ist auch die gesamte Füge-technik sowie die Ausbildung der Fugen

zwischen den Fertigteilen dem UHFB entsprechend anzupassen. Aspekte der Dauerhaftigkeit und der Austauschbarkeit haben dabei höchste Priorität, um die angestrebte lange Lebensdauer der Bauwerke auch tatsächlich abzusichern. Denn eine lange Lebensdauer der Bauwerke ist nur gegeben, wenn die Bauwerke flexibel an Nutzungsänderungen angepasst werden können, was einen einfachen Austausch schadhafter Segmente oder gar einen möglichen Abriss und Wiederaufbau an anderer Stelle impliziert.

Nach einer engeren Auswahl der im Hinblick auf einen stoffgerechten Einsatz am besten geeigneten zuvor entwickelten Tragsysteme bzw. Querschnitte für UHFB - Brückenbauwerke, werden auf der Grundlage statischer Berechnungen und Detailuntersuchungen zunächst weitere Optimierungen vorgenommen und letztlich die Machbarkeit der entwickelten Tragsysteme aufgezeigt. Im Zuge dieser Untersuchungen kristallisieren sich auch das erforderliche Druckfestigkeitsniveau und die notwendigen Zugfestigkeiten des gefaserten UHFB heraus und liefern damit wiederum Informationen für eine entsprechend sinnvolle und kostenoptimierte Stoffzusammensetzung des UHFB. Im Weiteren soll sich letztlich zeigen, welches Konstruktionsprinzip sich für die optimale Anwendung von UHFB am besten eignet.

Die Entwicklung stoffgerechter Tragsysteme und deren detailliertere Untersuchung geben erste Orientierungen zur Wahl einer geeigneten Fugenausbildung. Soll die Fertigteilbauweise eine schnelle Montage gewährleisten und im Weiteren flexibel und anpassbar auf Nutzungsänderungen sein, so erscheint eine Fugenausbildung mit einer Trockenfuge in Verbindung mit externer Vorspannung am besten geeignet. Durch die detaillierteren Untersuchungen und statischen Berechnungen ist dabei orientierend zu klären, ob eine ebene, eine feinprofilierte Fugenoberfläche oder eine Fugenausbildung mit einer oder wenigen großen Konsolen am optimalsten ist. Zusätzlich geben Untersuchungen zur erforderlichen Fugenebenheit, erste Rückschlüsse auf die Wahl der Herstellungstechnologie für die Fertigteillemente, die wiederum einen entscheidenden Einfluss auf den wirtschaftlichen Erfolg der entwickelten Tragsysteme hat. Die Anwendung der externen Vorspannung bedingt deren Verankerung und Umlenkung an lokal konzentrierten Punkten im Tragwerk. In dieser Arbeit soll geklärt werden, wie eine konstruktive Ausbildung solcher Verankerungs- und Umlenkstellen aussehen kann.

Schließlich liefern die durchgeführten genaueren Betrachtungen der Tragsysteme und die ersten orientierenden Untersuchungen von Detailausbildungen einen wichtigen Beitrag, um zu zeigen, an welchen Stellen die Forschung noch weiter gezielt intensiviert werden muss und wo geeignete Bemessungsmodelle fehlen, um UHFB stoffgerecht und wirtschaftlich in Kombination mit den vorgeschlagenen Tragsystemen in der Praxis umzusetzen.

### **1.3 Vorgehensweise und Aufbau der Arbeit**

Nach einer einleitenden Bemerkung zu Motivation und Zielsetzung dieser Arbeit, werden zunächst in Abschnitt 2 anhand der Literatur die Eigenschaften von UHFB im Hinblick auf seine Festigkeit, seine Dauerhaftigkeit und weiteren wichtigen, zur Entwicklung geeigneter Konstruktionsprinzipien notwendigen Eigenschaften, betrachtet. Auf Grundlage dieser zuvor zusammengestellten Eigenschaften wird durch einfache theoretische Überlegungen in Abschnitt 3 dargestellt, warum UHFB gerade für eine Anwendung im Brückenbau so geeignet ist. Eine Analyse bereits erstellter UHFB - Brückenbauwerke liefert einen Überblick über schon vorhandene Konstruk-

tionsprinzipien, zeigt deren Vorteile und Schwachstellen auf und gibt weiter einen wichtigen Aufschluss darüber, an welchen Stellen noch Verbesserungen und weiteres Optimierungspotential zu sehen sind. Auf Basis der Materialeigenschaften und unter Berücksichtigung der Aspekte wie Wartungsaufwand, Nutzungsdauer und Nachhaltigkeit werden die grundlegenden Anforderungen und geeignete Konstruktionsprinzipien für UHFB – Brückenbauwerke abgeleitet. Diese theoretischen Betrachtungen führen zu dem Konstruktionsprinzip einer sehr dünnwandigen, materialsparenden, flexiblen und modularen Segmentfertigteiltbauweise mit externer Vorspannung und Trockenfugen. Auf den erarbeiteten Konstruktionsprinzipien basierend folgen die Entwicklung und der Vorschlag möglicher Querschnittsformen, deren Eignung über die Zusammenstellung ihrer Vor- und Nachteile diskutiert wird. Abschließend erfolgt in diesem Abschnitt die Auswahl von zwei vorgeschlagenen Querschnittstypen für eine spätere detailliertere Untersuchung sowie die Darstellung angepasster oder gar neuer bzw. modifizierter Brückenbauverfahren, die zu einer weiteren wirtschaftlichen Optimierung führen können, um bereits die hohen Stoffkosten des UHFB während der Herstellung zu auszugleichen.

Um die detaillierteren Untersuchungen der in Kapitel 3 vorgeschlagenen und ausgewählten Querschnittstypen durchführen zu können, bedarf es zunächst der Zusammenstellung der für die Berechnungen zur Anwendung kommenden Stoffgesetze. Die Form des Tragwerkes, des Querschnittes und die konstruktive Ausbildung bedingt verschiedene erforderliche Druck- und Zugfestigkeiten. Die erforderlichen Druckfestigkeiten ergeben sich im Wesentlichen relativ einfach im Zuge der statischen Berechnungen, da in der Regel nur der linear ansteigende Ast der Arbeitslinie ausgenutzt ist. Der Verlauf der Arbeitslinie auf der Zugseite hängt dagegen sehr stark vom Fasergehalt und vom Typ der eingesetzten Fasern ab, und hat einen wesentlichen Einfluss auf die Bemessung aber letztlich auch auf die Stoffkosten. Um die Notwendigkeit von bestimmten erforderlichen Zugfestigkeiten aufgrund unterschiedlicher konstruktiver Ausbildungen zu untersuchen, werden in Abschnitt 4, auf Basis theoretischer Ansätze aus der Literatur, vier verschiedene so genannte Referenzkurven abgeleitet. Daran anschließend erfolgt die Darstellung des Tragverhaltens von mit Fasern und Stabstahl kombiniert bewehrten Bauteilen aus UHFB und die Erläuterung der verwendeten konstitutiven Modelle für später durchzuführende nichtlineare 3-dimensionale Finite Elemente Berechnungen.

Aufbauend auf Abschnitt 4 erfolgt in Abschnitt 5 die Zusammenstellung und Erläuterung der für die durchzuführenden Untersuchungen notwendigen Bemessungsmodelle. Nach der Festlegung von allgemeinen Bemessungswerten wird der Vorschlag für ein Sicherheitskonzept zur Nachweisführung anhand nichtlinearer Traglastanalysen erarbeitet, die im Zuge der weiteren Untersuchungen erforderlich werden. Da bis heute leider keine auf mechanischer Grundlage nachvollziehbaren Bemessungsansätze für die Querkrafttragfähigkeit von gefasertem UHFB vorliegen, kommt ein eigener auf rein mechanisch begründeter Basis erarbeiteter Vorschlag zur Anwendung, dessen Ableitung in diesem Abschnitt ausführlich diskutiert und dargestellt ist. Daran anschließend wird das Durchstanztragverhalten infolge schwerer Radlasten bei dünnen Fahrbahnplatten auf Grundlage vorhandener Literatur diskutiert und die Bemessung im Hinblick auf ermüdungswirksame Beanspruchungen festgelegt. Kurze Anmerkungen zu den Nachweisen im Gebrauchszustand, zur konstruktiven Ausbildung und die Diskussion der erforderlichen Betondeckung schließen diesen Abschnitt ab.

Nachdem in den Abschnitten 4 und 5 die Grundlagen für eine detailliertere Untersuchung der in Abschnitt 3 ausgewählten Querschnittstypen erarbeitet wurden, soll in Abschnitt 6 nach einer weiteren Optimierung der Querschnitte die Tragfähigkeit in der Brückenlängs- und Brückenquerrichtung untersucht werden, um letztlich deren Machbarkeit aufzuzeigen. Die Besonderheiten des Tragverhaltens von Fertigteil-segmentbauwerken mit Trockenfuge erfordern spezielle Betrachtungen, die eine zuverlässige Kraftübertragung über die Fugen absichern. Zum einen gilt es die grundsätzliche Ausbildung der Fuge bezüglich ihrer Form festzulegen, zum anderen können Unebenheiten der Fugenstirnfläche zu Dauerhaftigkeitsproblemen aber auch zu einer schädlichen Längsrisssbildung führen. Detaillierte Untersuchungen mit Hilfe nichtlinearer FE-Analysen geben Aufschluss über die Eignung der letztlich gewählten Fugenform im Hinblick auf die Tragfähigkeit aber auch über die notwendige Fugenebenheit. Daran anschließend werden die Auswirkungen der Umlenkkräfte aus der externen Vorspannung auf die angrenzenden Querschnittsbereiche bzw. deren Auswirkung auf die vorgeschlagenen dünnwandigen Hohlkastenquerschnitte betrachtet. Abschließend erfolgt die Auswertung der Untersuchungsergebnisse und der Versuch einer näherungsweise Gegenüberstellung mit konventionellen Spannbetonhohlkastenbrücken.

#### **1.4 Abgrenzung**

Im Zuge dieser Arbeit werden nur Straßenbrücken und im Besonderen Spannbetonhohlkastenbrücken betrachtet, da sie den größten Anteil der gebauten Verkehrsinfrastruktur ausmachen und der Hohlkastenquerschnitt der häufigste zum Einsatz kommende Querschnittstyp ist. Der vorgesehene Straßenregelquerschnitt gibt die erforderliche Brückenbreite und damit Querschnittsbreite vor. Ist die Machbarkeit für die größte in Frage kommende Querschnittsbreite gegeben, so sind in der Regel auf Grund der geringeren Beanspruchungen schmalere Querschnitte ebenfalls in dieser Bauweise realisierbar. Die Betrachtung von Querschnitten mit zwei gemeinsamen Richtungsfahrbahnen erfolgt dabei in dieser Arbeit nicht.

Die Grundlagen zum mechanischen Tragverhalten von gefasertem UHFB werden im Wesentlichen auf Basis des neuesten wissenschaftlichen Erkenntnisstandes der Literatur entnommen. Nur wo notwendig, sollen Modifikationen und Erweiterungen dieser Modelle auf rein mechanisch theoretischer Grundlage vorgenommen werden. Auch die hier verwendeten Bemessungsmodelle sind hauptsächlich der Literatur entnommen. Das Modell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit basiert auf Überlegungen mit alleiniger theoretischer Grundlage. Diese Modifikationen, Erweiterungen und Bemessungsmodelle wurden weder durch Versuche noch andere tiefer gehende Untersuchungen abgesichert, sondern sind eher als ingenieurmäßige Näherungen zu verstehen und dienen lediglich vorerst als Werkzeuge für die Durchführung der Untersuchungen in Kapitel 6 dieser Arbeit. Ebenso bedürfen die Details zur Fugenausbildung, der Spanngliedverankerungsstellen und der Umlenkstellen weiterer Untersuchungen und Optimierungen, die aber nicht Gegenstand dieser Arbeit sein sollen.

## **2 Eigenschaften von Ultrahochfestem Beton (UHFB)**

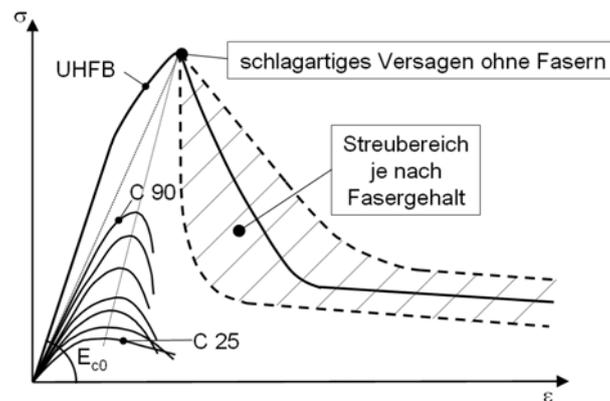
Bereits in den 70er Jahren wurde in den USA versucht, die Festigkeit zementöser Materialien durch hohen Druck und eine Wärmebehandlung im Autoklaven zu erhöhen. In [Roy1972] wird in diesem Zusammenhang von Druckfestigkeiten von bis zu 440 MPa für Zementleime berichtet. Vor mehr als 20 Jahren erfolgte dann in Dänemark die Entwicklung von so genannten Compact Reinforced Composites [Bache1987], was zu einer Patentanmeldung unter dem Produktnamen DENSIT der Firma Aalborg Zement führte. Auch in Frankreich und Kanada wurden in den 90er Jahren so genannte Reactive Powder Concretes entwickelt. In [Richard1994] wird von erreichten Druckfestigkeiten von bis zu 800 MPa unter speziellen Laborbedingungen berichtet. Die Entwicklung dieser Reactive Powder Concretes mündete in dem heute bekannten und patentrechtlich geschützten Premix DUCTAL. Heute wird inzwischen in zahlreichen Publikationen von verschiedenen Rezepturen für Ultrahochfeste Betone berichtet. Es gibt bereits einige Fertigteilwerke die über eigene Rezepturen für UHFB verfügen. Aufgrund der hohen Stoffkosten gehen die neuesten Entwicklungen dahin, einen quasi maßgeschneiderten Beton perfekt auf den jeweils speziellen Anwendungsfall anzupassen und zu optimieren. Nachfolgend werden aufbauend auf der Literatur und eigenen Erfahrungen im Zuge der an der TU Graz durchgeführten Pilotprojekte das Prinzip und die Eigenschaften von UHFB dargestellt.

### **2.1 Grundprinzip**

Nach heutiger Auffassung werden Betone mit Druckfestigkeiten von 150 bis 250 MPa als Ultrahochfeste Betone bezeichnet [DAfStb2008], [DFG2005]. Die ca. 5 bis 10 mal höheren Druckfestigkeiten des UHFB gegenüber Normalbeton basieren im Wesentlichen auf einer sehr dichten, kompakten und granulometrisch ideal bis in den Mehlkornbereich abgestimmten Kornmatrix. Dies setzt zur Minimierung des Hohlraumes die Optimierung der Sieblinie bis in den Mehlkornbereich durch Zugabe von puzzolanischen Zusatzstoffen (Mikrosilika), latent-hydraulischen Zusatzstoffen (Hüttensandmehl) und Gesteinsmehlen voraus. Durch zusätzliche Reduktion des Wasser/Bindemittelwertes (w/b-Wert) auf einen Wert zwischen 0,15 bis 0,25 gelingt es, die Kapillarporen und die Größe der Kontaktzonen zwischen Korn und Matrix deutlich zu reduzieren. Für eine entsprechend verarbeitbare Frischbetonkonsistenz sorgen dann Hochleistungsverflüssiger auf der Basis von Polycarboxylatethern. Je nach maximaler Korngröße wird UHFB unterteilt in Feinkorn-UHFB oder Grobkorn-UHFB. Im Feinkorn-UHFB beträgt der Größtkorndurchmesser maximal 1 mm (Quarzsand). Bei Grobkorn-UHFB kommen dahingegen gebrochene Zuschläge wie z.B. Basaltsplitt mit hoher Eigenfestigkeit bis zu 8 mm Korndurchmesser zum Einsatz.

Mit der zuvor beschriebenen steigenden Homogenität und der sinkenden Porosität erhöht sich die Festigkeit der Matrix. Allerdings resultiert die zunehmende Packungsdichte in einem äußerst spröden Materialverhalten mit explosionsartigem Versagen, so dass durch die Zugabe von Stahlfasern oder durch geeignete Umschnürungsmaßnahmen die Duktilität des Werkstoffes erhöht werden muss (siehe Bild 2.1). Letztlich lassen sich die Bestandteile eines UHFB in einfacher Form in Zement, Sand/Zuschlag, Mikrosilika, Fasern, Fließmittel und Wasser zusammenfassen.

Das Mikrosilika hat einen großen Anteil an den Stoffkosten von UHFB. Deshalb liegen die Stoffkosten für einen Feinkorn-UHFB aufgrund des höheren Mikrosilika- und Zementgehaltes gegenüber einem Grobkorn-UHFB deutlich höher [Tue2006]. Weiterhin steigen die Stoffkosten mit zunehmendem Fasergehalt stark an. Aus diesem Grund ist es für einen wirtschaftlichen Einsatz von UHFB unabdingbar, die vorgesehene Rezeptur auf die statische Aufgabe (Zug-/Druckfestigkeiten, Verformungseigenschaften), auf die Art der Umwelteinwirkungen und die erforderliche Nachrisszugfestigkeit und Duktilität zu optimieren. Umgekehrt müssen aber auch stoffgerechte Konstruktionsprinzipien zu einer optimalen Ausnutzung der Materialeigenschaften führen. Soll UHFB sinnvoll eingesetzt werden, ergibt sich eine enge Wechselbeziehung zwischen Materialentwicklung und Tragwerksentwurf.



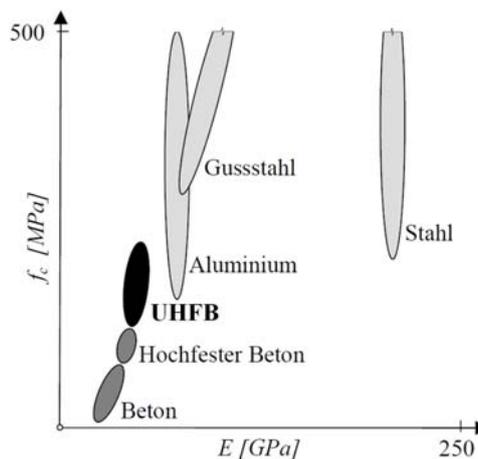
**Bild 2.1** qualitativer Vergleich von  $\sigma$ - $\epsilon$  Beziehungen unter Druck mit steigender Festigkeit

Bei der Rezepturentwicklung und Optimierung dürfen aber auch nicht die Herstellungs- und Verarbeitungseigenschaften aus den Augen verloren werden. Optimale Verarbeitungszeiten, möglichst kurze Mischzeiten und auch eine einfache Betoneinbringung und Nachbehandlung sind für einen wirtschaftlichen Erfolg entscheidend.

## 2.2 Mechanische Eigenschaften

Wie schon zuvor erwähnt liegen die Druckfestigkeiten von UHFB heute in der Regel zwischen 150 und 250 MPa, womit sich UHFB in Bezug auf die Druckfestigkeit bereits im Bereich niedrigerer Stahlgüten anordnen lässt. Die Matrixzugfestigkeiten für UHFB ohne Fasern betragen zwischen 5 bis 10 MPa. Werden keine Fasern zugegeben, so kommt es unter Zug- als auch Druckbeanspruchung mit Einsetzen der Rissbildung zu einem extrem spröden Versagen. Durch die Zugabe von Fasern lässt sich dann je nach Fasergehalt ein mehr oder weniger duktileres Verhalten im Nachbruchbereich erzielen (Bild 2.1). Durch die Faserzugabe können neben der Duktilitätssteigerung auch Nachrisszugfestigkeiten zwischen 7 bis 15 MPa erzielt werden. An dieser Stelle ist auch die Trennung zu üblichen Faserbetonen zu sehen, da sich ein verfestigendes Verhalten mit Mehrfachrissbildung unter Zugbeanspruchung im Nachbruchbereich einstellen kann. Häufig wird in der Literatur auch die Biegezugfestigkeit angegeben. Hierbei handelt es sich jedoch um einen fiktiven Wert, der sich trotz Rissbildung auf die für eine am ungerissenen Querschnitt bestimmte Spannung in der Randfaser bezieht. Damit ist dieser Wert stark von der Querschnittsabmessung des Biegebalkens abhängig und besitzt ohne geometrische Angaben keinerlei Aussagekraft.

Der Elastizitätsmodul nimmt mit steigender Druckfestigkeit bei Beton nur gering zu. Für UHFB lässt sich der E-Modul in einem Bereich von 40.000 bis 60.000 MPa angeben. Durch die Zugabe sehr steifer Zuschlagstoffe kann der E-Modul bis auf 70.000 MPa erhöht werden. Aber auch hier gilt es wieder die Wechselbeziehung zwischen Rezepturentwicklung und Tragwerksentwurf zur Optimierung der Stoffkosten zu berücksichtigen. In Bild 2.2 ist die Einordnung von UHFB bezüglich seiner Druckfestigkeit und seiner Steifigkeit im Vergleich zu Normalbeton und hochfestem Beton sowie zu metallischen Werkstoffen dargestellt.



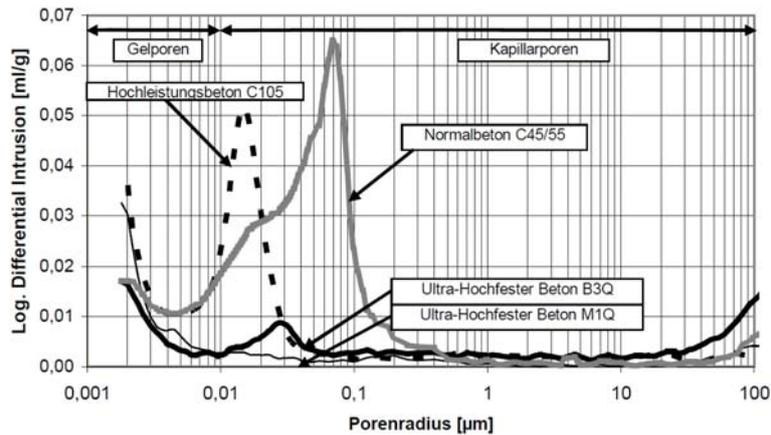
**Bild 2.2** Einordnung des UHFB bezüglich Druckfestigkeit und E-Modul aus [Jungwirth2006]

Durch eine 48-stündige Wärmebehandlung mit  $90^\circ$  sind bereits höhere Festigkeiten als nach 28 Tagen bei üblicher Probekörperlagerung erreichbar [DAfStb2008]. Weitere Einflüsse einer Wärmebehandlung auf die rheologischen Eigenschaften und die Dauerhaftigkeit werden in den folgenden Abschnitten erläutert. Die Rohdichten von UHFB liegen zwischen  $2,40$  bis  $2,70 \text{ kg/dm}^3$  und unterscheiden sich damit trotz der höheren Packungsdichte nicht wesentlich von Normalbeton, womit sich ein äußerst günstiges Verhältnis von Druckfestigkeit zu Gewicht gegenüber anderen Werkstoffen wie z.B. Stahl ergibt, was wiederum das enorme Potential dieses neuen Baustoffes unterstreicht. Außerdem besitzt UHFB aufgrund seiner hohen Dichtigkeit und Festigkeit einen hohen Widerstand gegen Abrasion und Erosion. Damit wird dieser Werkstoff in Zukunft mit Sicherheit auch vermehrt in bestimmte Bereiche des Maschinen- und Anlagenbaus Einzug halten.

## 2.3 Dauerhaftigkeit

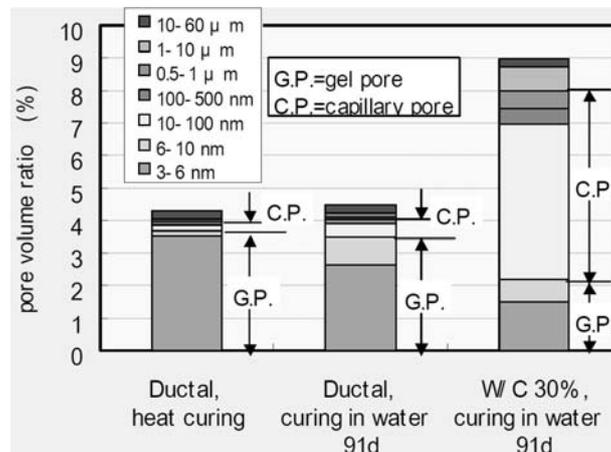
### 2.3.1 Gefügeeigenschaften und Dichtigkeit

Aufgrund der zuvor angeführten extrem dichten Struktur weist UHFB damit eine sehr geringe Porosität auf, welche sich vorteilhaft auf seine Dauerhaftigkeitseigenschaften niederschlägt. Durch zusätzliche Wärmebehandlung mit  $90^\circ\text{C}$  ist nicht nur eine schnelle Festigkeitssteigerung möglich, sondern es ist auch ein weiterer Rückgang der Gesamtporosität um etwa 50% zu beobachten [Müller2007]. Laut [Cherezy1995] beträgt die Porosität bei nicht wärmebehandeltem UHFB etwa 8 bis 10 Vol.% und bei wärmebehandeltem UHFB nur rd. 4 bis 6 Vol.%. In Bild 2.3 ist gut ersichtlich, dass der größte Anteil der Porenverteilung im Gelporenbereich ( $\leq 10 \text{ nm}$  Porenradius) liegt und der Kapillarporenanteil des UHFB im Vergleich zu einem hochfesten Beton sehr gering ist.



**Bild 2.3** Vergleich der Porenradienverteilung von C45/55, HPC105 und UHFB C200 nach [DFG2005]

In [Tanaka2009] werden ebenfalls ähnliche Ergebnisse zur Porenradienverteilung angegeben (Bild 2.4). Gut ersichtlich ist auch hier wieder die deutliche Verringerung des Kapillarporenanteils gegenüber Normalbeton. Durch eine Wärmebehandlung nehmen der Kapillarporenanteil und der Anteil der größeren Gelporen nochmals ab. Auch wenn derzeit viele Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von UHFB noch nicht abgeschlossen sind, lassen die äußerst dichten Gefügeeigenschaften bedeutend höhere Widerstände gegen das Eindringen korrosiver Flüssigkeiten und Gase, gegen Karbonatisierung, gegen Eindringen von Chlorid und Abwitterung infolge Frost-Tausalz-Beanspruchung im Vergleich zu Normalbeton und hochfestem Beton vermuten.

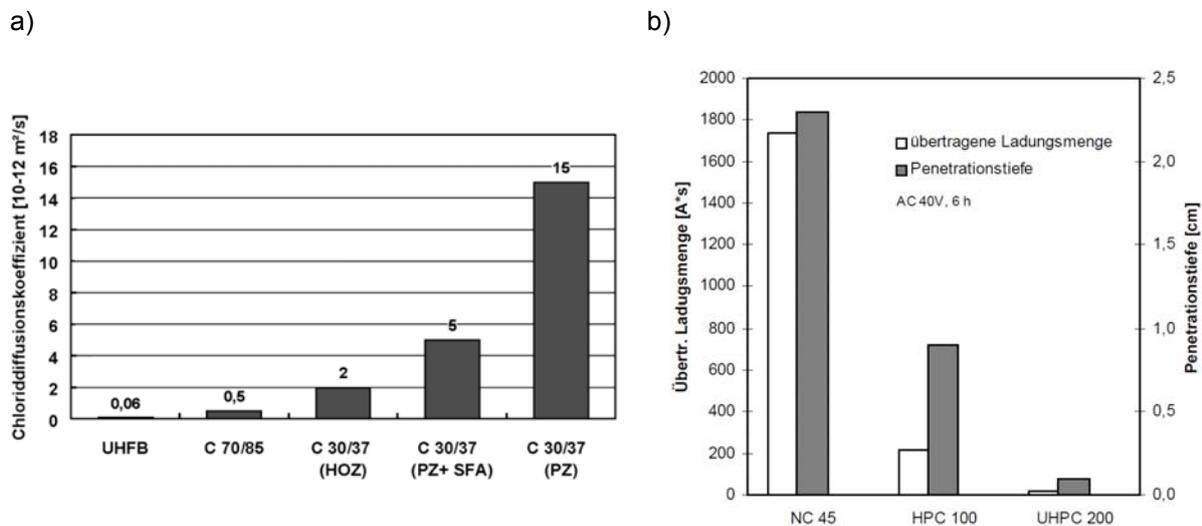


**Bild 2.4** Vergleich der Porenradienverteilung zwischen C30 sowie wärmebehandeltem und nicht wärmebehandeltem UHFB C200 nach [DFG2005]

### 2.3.2 Chloriddiffusion und Permeabilität

Bild 2.5a aus [Ludwig2005] zeigt vergleichend Chloriddiffusionskoeffizienten verschiedener Betone. Die gemessenen Chloriddiffusionskoeffizienten von UHFB betragen  $6 \cdot 10^{-14}$  bis  $10 \cdot 10^{-14}$   $\text{m}^2/\text{s}$  und sind damit nochmals um ca. eine Zehnerpotenz günstiger, als bei einem hochfestem Beton C70/85. Gegenüber Normalfestem Beton liegt der Chloridwiderstand für UHFB um ca. zwei bis drei Zehnerpotenzen günstiger. In [Teichmann2004] wurden anhand eines Migrationstests die Eindringtiefen an wärmebehandelten 3,5 cm starken UHFB Platten bestimmt. Die Ergebnisse sind vergleichend mit Normalbeton und hochfestem Beton in Bild 2.5b dargestellt. Mit

0,1 mm Chlorideindringtiefe und auch der extrem geringen Ladungsmenge an transportierten Chloriden bestätigt sich auch an dieser Stelle der hohe Widerstand gegen Eindringen von Chloriden.



**Bild 2.5 a) Chloriddiffusionskoeffizienten von UHFB aus [Ludwig2005] b) übertragene Ladungsmenge und Penetrationstiefe im Chloridwiderstandstest aus [Teichmann2004] im Vergleich zu anderen Betonen**

In [Tanaka2009] wurde der Chloriddiffusionskoeffizient an 5 Jahre alten Proben bestimmt, die der Sakata-Mirai Fußgängerbrücke (siehe Anhang 1) entnommen wurden. Die Brücke liegt in Küstennähe und wird gerade während der Wintermonate stark salzhaltigen Winden ausgesetzt. Anhand einer Regressionsanalyse der Chloridionenkonzentration in verschiedenen Tiefen der Proben wird in [Tanaka2009] ein Chloriddiffusionskoeffizient von  $0,000148 \text{ cm}^2/\text{a}$  prognostiziert. Dieser Wert bestätigt damit mit  $4,7 \cdot 10^{-16} \text{ m}^2/\text{s}$  die geringen Werte der Untersuchungen von [Ludwig2005]. Bei Langzeitversuchen zur Chlorideindringung wurden nach 4-monatigem Saugen einer 3%-igen NaCl-Lösung Chlorideindringtiefen bis max. 4 mm gemessen [Müller2007]. Durch eine 3-tägige Wärmebehandlung unter  $90^\circ$  war ein Rückgang der Eindringtiefe um ca. 40% zu beobachten. Der Chloridgehalt an vergleichenden Proben aus Normal- und hochfestem Beton nach nur 2-Monaten wies erheblich höhere Werte auf [Scheydt2008].

In [DAfStb2008] wird von Untersuchungen zur kapillaren Wasseraufnahme berichtet, die einen Unterschied zu Normalbetonen um mehr als eine Zehnerpotenz zeigen. Weiter werden in [DAfStb2008] Permeabilitätskoeffizienten angegeben, die mit Stickstoff unter Druck bestimmt wurden und in einer Größenordnung von  $10^{-19} \text{ m}^2$  liegen, womit quasi keine Gaspermeation möglich ist und sich wieder die hohe Gefügedichtigkeit des UHFB bestätigt.

### 2.3.3 Karbonatisierung

Als Karbonatisierung wird die chemische Umwandlung der alkalischen Bestandteile des Zementsteines durch  $\text{CO}_2$  in Calciumkarbonat einhergehend mit einem Abfall des pH-Wertes bezeichnet. Fällt der pH-Wert in der äußeren Randschicht eines Betonbauteils von ca. 12,5 auf 9 ab, erfolgt die Depassivierung dieser Schutzschicht und der Betonstahl kann, unter der Voraussetzung dass ausreichend Feuchtigkeit

vorhanden ist, korrodieren. Durch die hohe Dichtigkeit des UHFB wird jedoch das Eindringen von CO<sub>2</sub> und Wasser stark behindert.

In [DAfStb2008] werden Karbonatisierungstiefen von 1,5 bis 2,5 mm nach 3 Jahren an wärmebehandelten Prüfkörpern angegeben. Diese geringen Eindringtiefen bestätigen damit wiederum den hohen Eindringwiderstand von UHFB gegen Gase und Flüssigkeiten. In [Ludwig2005] wurden vergleichend Karbonatisierungsmessungen an UHFB Proben sowie Proben aus Normalbeton und hochfesten Beton durchgeführt. Die gemessenen Karbonatisierungstiefen betragen für UHFB 0,010 bis 0,015 mm, für hochfeste Betone C 70/85 0,1 mm und für Normalbeton C 20/25 3 bis 10 mm. Somit ist der Karbonatisierungsfortschritt von UHFB deutlich verlangsamt.

Eine Korrosion der Stahlfasern ist aufgrund der dichten Struktur des UHFB nur oberflächlich und übt keinerlei Einfluss auf die Trag- und Gebrauchsfähigkeit aus. Als einer der wenigen Nachteile, die für UHFB zu benennen sind, führt dies aufgrund der Bildung von Rostfahnen lediglich zu ästhetischen Beeinträchtigungen.

#### **2.3.4 Frostwiderstand und Frost-Tausalz-Widerstand**

In [Ludwig2005] wurden Untersuchungen an ungefaserten UHFB Proben zum Frostwiderstand nach dem CIF-Test durchgeführt. Dabei ergaben sich für UHFB Abwitterungsmengen von maximal 15 g/m<sup>2</sup>. Im Vergleich dazu liegen laut [Ludwig2005] die Abwitterungsmengen für hochfesten Beton C 70/85 in einem Bereich von 50 bis 200 g/m<sup>2</sup>. Die innere Schädigung wird bei dem CIF-Test durch den Abfall des dynamischen E-Moduls ausgedrückt. Nach 56 Frost-Tau-Wechseln wurde lediglich ein Abfall von 2 % festgestellt, womit das innere Gefüge quasi ungestört blieb. Hochfester Beton C 70/85 weist dagegen vergleichend einen Abfall von ca. 15% auf.

Auch die Abwitterungsmengen bei der Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes nach dem CDF-Verfahren sind für UHFB sehr gering. Bei dem CDF-Verfahren werden Probekörper in 3%ige NaCl-Lösung gegeben und die Abwitterungsmenge nach 28 Frost-Tau-Wechseln ermittelt, wobei ein Grenzwert von 1500 g/m<sup>2</sup> für einen Beton mit hohem Frost-Tausalz-Widerstand nicht zu überschreiten ist. In [DFG2005] werden Abwitterungsmengen von 20 bis maximal 210 g/m<sup>2</sup> für verschiedene UHFB Rezepturen angegeben. Auch nach 56 und 112 Frost-Tau-Wechseln lagen die Abwitterungsmengen immer noch bedeutend unter dem Grenzwert. [Ludwig2005] ermittelt Abwitterungsmengen von 50 bis 80 g/m<sup>2</sup> für verschiedene UHFB Rezepturen. Laut [Ludwig2005] beträgt für einen hochfesten Beton C70/85 ohne Luftporenbildner die Abwitterungsmenge ca. 200 g/m<sup>2</sup>, für einen normalfesten Beton C 30/37 mit Luftporenbildner ca. 500 g/m<sup>2</sup>.

Auch [Graybeal2007] erhält ähnlich positive Resultate bei seinen Untersuchungen zu Frostwiderstand und Frost-Tausalz-Widerstand. Er kommt weiter zu dem Schluss, dass eine Wärmebehandlung die Ergebnisse positiv beeinflusst. Dies bestätigt wiederum die Aussage, dass eine Wärmebehandlung die Dichtigkeit und somit die Dauerhaftigkeit deutlich verbessert.

[Lappa2007] berichtet von Frost-Tau-Wechsel Versuchen, die an durch statische als auch zyklische Beanspruchung vorgeschädigten Biegezugbalken durchgeführt wurden. Umgekehrt erfolgte die Bestimmung der Traglast und der Ermüdungslebensdauer an Biegezugproben, die bereits durch 200 Frost-Tau-Wechsel

vorgeschädigt waren. Gleichzeitig ermittelte man die Traglast, die Ermüdungslebensdauer und den Frost-Tau-Widerstand an ungeschädigten Proben zum Vergleich. Die Ergebnisse der Traglast- und Ermüdungsversuche zeigen keinen wesentlichen Unterschied zwischen ungeschädigten und geschädigten Proben in Bezug auf die erreichten Traglasten und die Ermüdungslebensdauer. Auch die Steifigkeiten der Biegebalken wiesen keine Unterschiede auf. Ebenfalls konnten keine Unterschiede in der Veränderung des dynamischen E-Moduls zwischen geschädigten und ungeschädigten Proben beobachtet werden.

### **2.3.5 Widerstand gegen chemische Angriffe**

#### **Innere Schädigungen – treibende Vorgänge**

In [DFG2005] und [Ludwig2005] wurde dem Risiko möglicher Schädigungsquellen durch Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) und sekundärer Ettringitbildung nachgegangen, da die dichte Struktur von UHFB einen sehr geringen Expansionsraum bei treibenden Reaktionen bietet. Allerdings sollten sich diese inneren Schädigungsvorgänge durch entsprechende betontechnologische Maßnahmen verhindern lassen. Dennoch sollen diese Vorgänge und erste Untersuchungsergebnisse im Folgenden kurz erläutert werden.

Nach [DAfStb2008] und [Ludwig2005] kann es durch den hohen Zement- und Quarzsandgehalt bei schlechter Dispergierung des Mikrosilikas im Frischbeton zu einer treibenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion kommen. Wegen der hohen Gefügedichtheit und des geringen w/b-Wertes ist laut [DAfStb2008] dieses Risiko aber eher als gering einzuschätzen. Versuche in [DAfStb2008], [Ludwig2005] haben gezeigt, dass bei schlecht dispergiertem Mikrosilika erhebliche Treibwirkungen entstehen können, was bedeutet, dass bei der Herstellung von UHFB für eine gute Verteilung des Mikrosilikas zu sorgen ist. Ist dies gewährleistet, bestehen allerdings absolut keine Bedenken.

Zu einer sekundären Ettringitbildung kann es bei einer Wärmebehandlung mit mehr als 60° kommen, da durch die hohen Temperaturen die primäre Ettringitbildung verhindert wird und die nicht verbrauchten Sulfationen deshalb nach der Wärmebehandlung für eine sekundäre Ettringitbildung zur Verfügung stehen. [Ludwig2005] kommt aufgrund seiner Untersuchungen zu dem Schluss, dass bei Anwendung von Zementen mit hohem Sulfatwiderstand eine sekundäre Ettringitbildung auch bei Wärmebehandlungen mit 80 bis 90° nicht auftreten kann. Somit sind die Vorteile einer Wärmebehandlung mit 90° ohne Bedenken auf Fertigteile aus UHFB anwendbar.

#### **Äußere Schädigung – lösende Vorgänge**

Nach [DAfStb2008] wurde der Widerstand von UHFB gegen Säureangriff noch nicht untersucht. Es ist aber davon auszugehen, dass aufgrund der hohen Packungsdichte und wegen des geringeren  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  Anteils der Widerstand besser als bei Normalbeton ist. Bereits bei hochfestem Beton wurde festgestellt, dass mit abnehmendem w/b-Wert und Zunahme des Silikagehaltes die Beständigkeit gegen Säureangriff steigt [König2001].

## **2.4 Zeitabhängige Verformungseigenschaften**

### **2.4.1 Schwinden**

Das Schwinden von Beton lässt sich in die 3 Anteile des Trocknungs- und Karbonatisierungsschwindens, des chemischen oder autogenen Schwindens sowie des plastischen Schwindens bzw. Kapillarschwindens aufteilen. Der Anteil des Trocknungsschwindens, der bei Normalbeton noch große Bedeutung besitzt, nimmt mit zunehmender Festigkeit und Dichtigkeit immer mehr ab [König2001]. Dagegen wird der Einfluss des autogenen Schwindens mit abnehmenden w/b-Wert und zunehmenden Mikrosilikagehalt immer dominanter [Ma2009].

Bei der Zementhydratation tritt eine Volumenverringerung auf, die als autogenes oder chemisches Schwinden bezeichnet wird und hauptsächlich in den ersten Tagen während der Erhärtung abläuft. Wird die Verformung aus autogenem Schwinden behindert, kommt es zu Zwangsbeanspruchungen, die bei Überschreitung der noch geringeren Zugfestigkeiten des jungen UHFB zur Rissbildung führen. Das autogene Schwinden lässt sich durch geeignete Maßnahmen bei der Rezepturzusammensetzung reduzieren [DAfStb2008], [Ma2009]. Auch durch das Kriechen wird laut [Habel2004] ein bedeutender Anteil der Zwangsbeanspruchungen wieder abgebaut und eine Faserzugabe führt bei Rissbildung zu fein verteilten Rissen mit sehr engen Abständen, wodurch die Rissbreiten in einer unschädlichen Größenordnung liegen (siehe auch Kapitel 4). Dennoch sollten wenn möglich bei der Herstellung von Bauteilen aus UHFB Verformungsbehinderungen durch Schalkkörper oder große Einbauteile vermieden werden (siehe auch Kapitel 5). Eine Faserzugabe von bis zu 2,5 Vol.% hat nur einen geringen Einfluss auf das autogene Schwinden. Lediglich bei extrem hohen Fasergehalten lässt sich das autogene Schwindmaß merklich verringern [Kamen2006].

Das Trocknungsschwinden spielt bei UHFB eine deutlich untergeordnetere Rolle als das autogene Schwinden. Das Trocknungsschwinden lässt sich vereinfacht als die Austrocknung des Bauteils durch einen Feuchtegradienten zwischen Umgebung und Bauteil beschreiben. Der niedrige w/b-Wert von UHFB bedingt, dass das Trocknungsschwinden sehr klein gegenüber Normalbeton ist. Durch eine Wärmebehandlung kann das Trocknungsschwinden quasi vorweggenommen bzw. eliminiert werden, was zur Einhaltung von Maßtoleranzen im Fertigteilbau äußerst vorteilhaft ist.

### **2.4.2 Kriechen**

Für hochfesten Beton ist bekannt, dass mit abnehmendem w/b-Wert das Kriechen geringer wird. Bei UHFB nimmt das Kriechvermögen bei nicht wärmebehandelten UHFB auf eine Grundkriechzahl von ca. 0,9 weiter ab [DAfStb2008], [AFGC2002]. Durch eine Wärmebehandlung wird das Kriechvermögen bis auf einen verbleibenden geringen Anteil mit einer Kriechzahl zwischen 0,2 bis 0,4 nochmals reduziert.

## **2.5 Zusammenfassung**

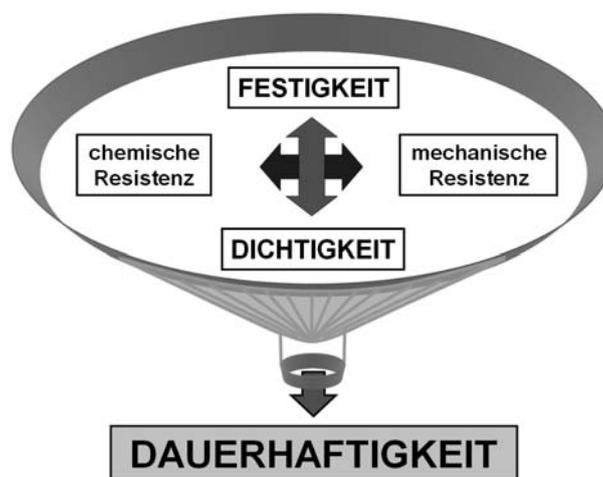
In Bezug auf seine Festigkeits- und Dauerhaftigkeitseigenschaften weist UHFB eindeutige Vorteile gegenüber Normal- und Hochleistungsbetonen auf, die einen Einsatz bei hochbeanspruchten Ingenieurbauwerken und damit auch Brücken geradezu herausfordern. Dies bestätigt die kurze Zusammenstellung der vorteilhaften und nachteiligen Eigenschaften von UHFB:

**Vorteile:**

- hohe Druckfestigkeiten
- hohe Zugfestigkeit und hohe Zähigkeit bei Faserzugabe
- günstiges Verhältnis von Druckfestigkeit/Gewicht
- hoher Widerstand gegen Erosion und Abrasion
- extrem hohe Gefügedichte
- hoher Widerstand gegen das Eindringen von Gasen und Flüssigkeiten
- hoher Widerstand gegen das Eindringen von Chloriden
- deutlich langsamerer Karbonatisierungsfortschritt
- hoher Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand
- höhere Beständigkeit gegen Säureangriff
- Eliminierung des Trocknungsschwindens nach Wärmebehandlung

**Nachteile:**

- hohes autogenes Schwinden
- Problem der Faserorientierung und Faserverteilung
- Höherer Aufwand bei Mischen, Einbau, Transport, Verdichtung, Nachbehandlung, Qualitätssicherung
- hohe Stoffkosten
- eventl. Rostfahnen durch Korrosion der Stahlfasern an der Oberfläche

**Bild 2.6** Eigenschaften von UHFB

Wie in Bild 2.6 schematisch gezeigt, lassen all die vorgenannten Eigenschaften auf eine sehr hohe Dauerhaftigkeit und damit hohe Lebensdauer schließen, auch wenn das Langzeitverhalten unter Nutzungsbedingungen noch nicht wirklich bekannt ist. Eine solche hervorragende Dauerhaftigkeit des Werkstoffes führt zu Bauwerken mit geringem Wartungsaufwand und längerer Lebensdauer, vorausgesetzt, dass die gesamte konstruktive Durchbildung und Detaillierung auch der hohen Dauerhaftigkeit des Werkstoffes angemessen sind. Gelingt es weiter, durch die Wahl geeigneter materialsparender Tragsysteme und stoffgerechter Konstruktionsprinzipien die hohen Festigkeiten und Dauerhaftigkeiten auszunutzen und zusätzlich durch Anwendung optimierter Bauverfahren die Bauzeiten und Herstellkosten zu senken, so lässt sich das enorme Potential und die Leistungsfähigkeit dieses neuen Baustoffes erschließen.

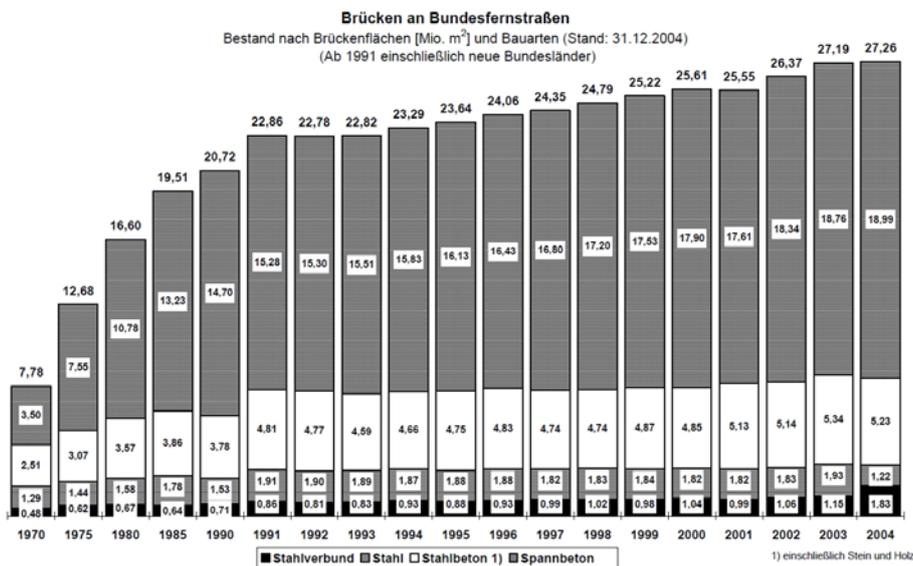


### 3 UHFB im Brückenbau

#### 3.1 Warum UHFB im Brückenbau?

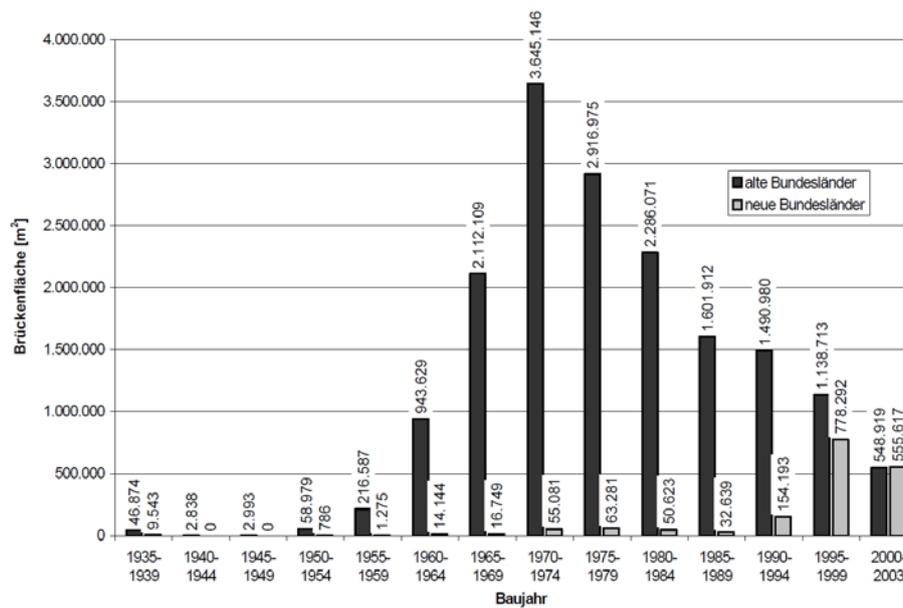
Seit dem Bau der ersten Brücke aus UHFB 1997, der Sherbrooke Pedestrian Bridge in Quebec – Kanada [Blais1999], wurden mittlerweile weltweit mit steigender Tendenz fast 40 Straßen- und Fußgängerbrücken aus UHFB mit Druckfestigkeiten zwischen 130 und 200 MPa realisiert. Eine kurze Zusammenstellung ist in Anhang 1 zu finden. Es gibt vielfältige Gründe, die einen Einsatz von UHFB - hier im Speziellen im Brückenbau - herausfordern.

Der finanzielle Aufwand für die Erhaltung der Brückeninfrastruktur nimmt ständig zu, was folglich eine Reduzierung der zur Verfügung stehenden Mittel für den Brückenneubau nach sich zieht. Dies lässt sich ohne weiteres aus Bild 3.1, das den zunehmenden Brückenbestand zeigt, und Bild 3.2, das die Verteilung der Altersstruktur für Spannbetonbrücken in Deutschland aufzeigt, erkennen. Diese Verhältnisse sind in gleicher Weise auch auf Österreich und die Schweiz übertragbar [BMVIT2010], [ASTRA2005]. Auch in den USA steht man vor dem Problem, dass ein großer Teil der in den 20er Jahren errichteten Brückenbauwerke am Ende ihrer Lebensdauer angelangt sind [Graybeal2008]. In absehbarer Zukunft werden sich deshalb zum einen die für den Brückenneubau zur Verfügung stehenden Mittel entsprechend reduzieren und zum anderen wird die Brückenerhaltung zunehmend zu einer volkswirtschaftlichen Belastung.



**Bild 3.1** Brückenbestand der Bundesfernstraßen in Deutschland nach Brückenfläche und Bauweisen seit 1970 nach [BMVBW2006]

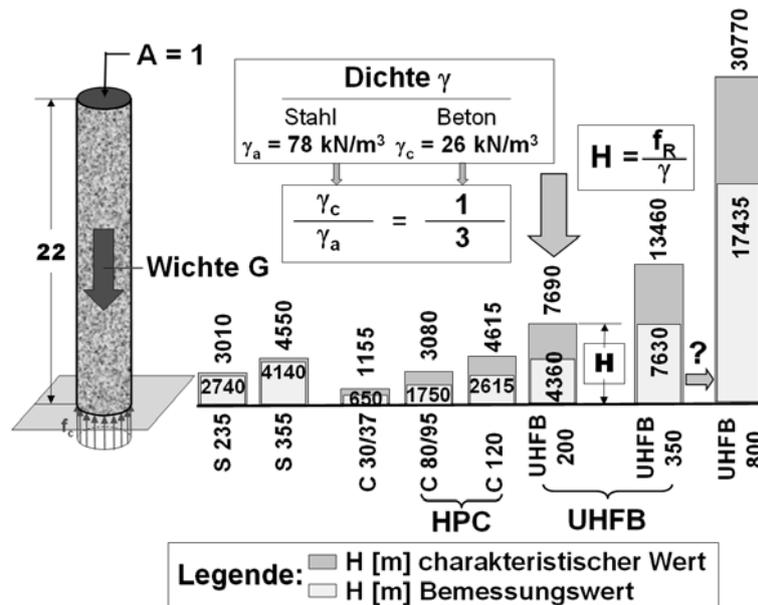
Da Ingenieurbauwerke in Bezug auf Herstell- und Wartungskosten die teuersten Anlagen der Verkehrsinfrastruktur sind, kommt der Einbeziehung des gesamten Lebenszyklus eines Bauwerkes von der Errichtung, der Nutzung bis zum Abbruch bereits während der Entwurfsphase immer größere Bedeutung zu. Der neue Baustoff UHFB kann hierfür bei entsprechender Anwendung mit seinen herausragenden Festigkeits- und Dauerhaftigkeitseigenschaften das entsprechende Potential zur Verfügung stellen.



**Bild 3.2 Altersstruktur der Spannbetonbrücken an Bundesfernstraßen in Deutschland nach [BMVBW2006]**

Einer der Hauptbeweggründe, dass UHFB für den Brückenbau so prädestiniert ist, sind zunächst die herausragenden Festigkeitseigenschaften mit einer ca. fünf bis zehnmal höheren Druckfestigkeit gegenüber herkömmlichen Beton bei etwa gleich bleibendem Materialgewicht. In Bild 3.3 sind so genannte Druckbruchhöhen unter Vernachlässigung des Stabilitätsversagens von Beton und Baustahl unterschiedlicher Festigkeit aufgetragen. Die Höhen ergeben sich bei Erreichen der Bruchspannung dieser Säulen in der Sohlfuge. Es ist deutlich erkennbar, dass UHFB mit seinem ca. 3-mal geringeren Eigengewicht ab einer charakteristischen Druckfestigkeit von 120 MPa z.B. dem bei Brückenüberbauten häufig verwendeten Baustahl S 355 deutlich überlegen ist. Die gegenüber der Druckfestigkeit geringere aber immer noch für Beton hohe Zugfestigkeit mit ca. 5 bis 15 MPa lässt sich durch Vorspannmaßnahmen kompensieren. Lediglich der Elastizitätsmodulzuwachs von Normalbeton zu UHFB um ca. nur das Doppelte setzt der möglichen Schlankheit für Tragkonstruktionen Grenzen, so dass die statisch konstruktiven Möglichkeiten von UHFB zwischen Normalbeton und Baustahl einzuordnen sind. Für verschiedene Tragwerksformen lassen sich deshalb in Bezug auf die notwendige Tragwerksteifigkeit realistische Obergrenzen für erforderliche Druckfestigkeiten bei Einsatz von UHFB angeben. Die später hier durchgeführten Untersuchungen als auch die Erkenntnisse aus den im Anhang dokumentierten Pilotprojekten zeigen, dass sich bei Bogentragwerken zum Beispiel die Druckfestigkeit bis über 200 MPa aufgrund der steiferen Tragwerksform besser ausnutzen lässt als bei überwiegend auf Biegung beanspruchten Tragwerken. Bei biegebeanspruchten Tragwerken lassen sich Druckfestigkeiten von über 140 MPa wegen der unzulässig groß werdenden Verformungen kaum mehr ausnutzen. Grundsätzlich sind durch die Anwendung von UHFB schlankere Tragwerke möglich, jedoch sollten die festigkeitsrelevanten Vorteile von UHFB bei biegebeanspruchten Tragwerken nicht vorwiegend in der schlankeren Konstruktion, sondern in einer stahlbautypischen leichteren dünnwandigen aber eben ausreichend steifen Konstruktion durch Nutzung von Steiner'schen Anteilen gesucht werden. Das aus der Materialeinsparung resultierende geringere Konstruktions-

gewicht ermöglicht modifizierte oder gar neue Bauverfahren mit einfacher und schneller Montage von vorgefertigten UHFB Elementen, die entscheidend zum wirtschaftlichen Erfolg bei der Errichtung von Brücken beitragen. Als weiterer Vorteil lässt sich infolge des geringen Konstruktionsgewichtes der Aufwand für die Gründungen vermindern, beim Bauen im Bestand oder Sanierungen entfallen oder reduzieren sich Verstärkungsmaßnahmen an der Unterkonstruktion und es ist auch ein schneller Austausch eines Tragwerkes quasi über Nacht ohne weiteres möglich.



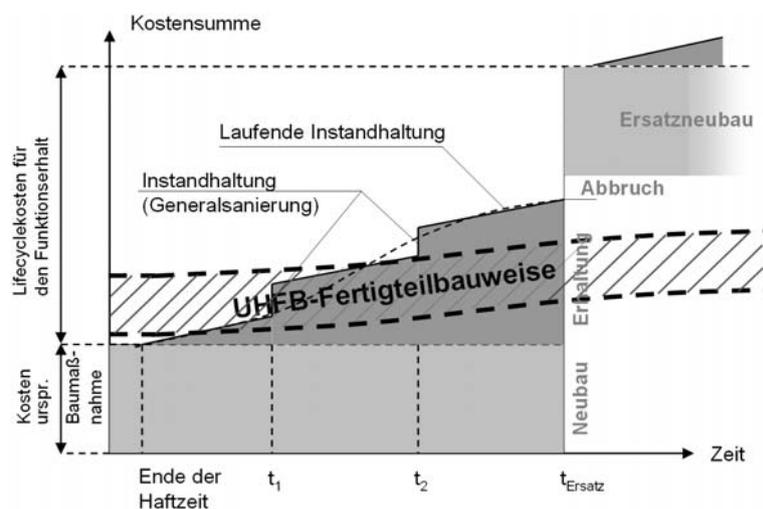
**Bild 3.3** Druckbruchhöhen (Verhältnis Druckfestigkeit zu Gewicht) verschiedener Konstruktionswerkstoffe

Durch die Zugabe von statisch wirksamer Faserbewehrung, die ein sprödes Bauteilverhalten unter Druckbeanspruchung verhindert und für ein duktileres Druckversagen sorgt, kann zusätzlich als Nebenprodukt quasi die Zug- bzw. Biegezugfestigkeit des UHFB beim statisch konstruktiven Entwurf vorteilhaft genutzt werden. Somit lässt sich - wenn gewünscht - die statisch-konstruktiv erforderliche Betonstahlbewehrung bei entsprechend geschickter Wahl des Tragwerkes auf ein in lokalen Teilbereichen verbleibendes Minimum reduzieren oder gar eliminieren. Die japanische Richtlinie [JSCE2006] verfolgt die Strategie, aufgrund des starken autogenen Schwindens passive Betonstahlbewehrung zu vermeiden. Die Sorge, dass eine passive Bewehrung zu unzulässig großer Schwindrissbildung führt, wurde bei den 3 durchgeführten Pilotprojekten und bei der Herstellung von Versuchsbauteilen an der TU Graz als auch in den Arbeiten von [Habel2004], [Jungwirth2006], [Leutbecher2008], [Heinzle2009] - um nur einige zu nennen - nicht festgestellt. Eine Vermeidung von Betonstahlbewehrung sollte in Zukunft nicht angestrebt werden, sondern ein Optimum zwischen Fasergehalt und/oder Betonstahlbewehrung.

Wie bereits in Abschnitt 2 erläutert, sind die hohen Druckfestigkeiten erst in Kombination mit einer hohen Packungsdichte des Korngemisches bis in den Mehlkornbereich und einem niedrigem Wasserbindemittelwert möglich, was sich wiederum vorteilhaft auf seine Eigenschaften niederschlägt und letztlich zu seiner hervorragenden Dauerhaftigkeit und damit langen Lebensdauer führt. Damit hat eben dieses herausragend gute Dauerhaftigkeitspotential des UHFB's vor dem Hinter-

grund der zuvor bereits angesprochenen ständig steigenden Unterhaltungsaufwendungen für Infrastrukturbauwerke eine hohe volkswirtschaftliche Bedeutung.

Um die Wirtschaftlichkeit eines Brückenbauwerkes einzustufen, ist die Betrachtung der reinen Herstellkosten unzureichend, nur die Einbeziehung der gesamten Lebenszykluskosten von der Erstellung über die Wartung bis zum Abriss führt letztlich zu realistischen Einschätzungen. Bild 3.4 zeigt die qualitativen Lebenszykluskosten eines Brückenbauwerkes. Zunächst können die Herstellkosten aufgrund der höheren Stoffkosten von UHFB über denen einer herkömmlichen Brücke liegen. Das hohe Dauerhaftigkeitspotential von UHFB ermöglicht allerdings eine weitaus längere Lebensdauer und eine Reduktion der Wartungskosten während der Nutzung, so dass die insgesamt erforderlichen Kosten letztlich deutlich geringer sind. Geht man weiter von einer mindestens 50%igen Materialeinsparung infolge der angestrebten materialsparenden und leichten Konstruktion und einer damit möglicherweise zusätzlich einhergehenden Spannstahleinsparung aus, so reduziert sich der Preisunterschied zwischen den Herstellkosten weiter. Lässt sich dann der Aufwand für Rüstungen und Hebezeuge durch neue oder modifizierte Bauverfahren mit extrem schnellem Baufortschritt infolge der leichteren und dünnwandigen Querschnitte nochmals reduzieren und die Bauzeit extrem verkürzen, wie das Beispiel des Pilotprojektes Wildbrücke Völkermarkt zeigt (siehe Anhang 6) [Reichel2010a], so ist unter optimalen Bedingungen bereits hier eine Kompensierung der Herstellkosten möglich. Wenn es damit gelingt, Brückenbauwerke kostenneutral herzustellen, den Wartungsaufwand während der Nutzung zu reduzieren und ihre Lebensdauer zu erhöhen, dann könnte dies bei dem mittlerweile enormen Wert der gebauten Infrastruktur zu einer bedeutenden Entlastung unserer Volkswirtschaft führen Bild 3.4.



**Bild 3.4** Qualitative Lebenszykluskosten von Brücken modifiziert nach [Wicke2001]

Gegenüber der längeren technischen Lebensdauer sollten kürzere funktionale oder ökonomische Lebensdauern nicht einen vorzeitigen Abriss des Bauwerkes bewirken. Funktionale Änderungen wie Spurverbreiterungen, Lasterhöhungen oder gar Abriss und Wiederaufbau müssen in die Entwurfsüberlegungen einbezogen werden. Im zukünftigen fib Model Code wird der Entwurf für die Nutzungsdauer dem Entwurf für die Trag- und Gebrauchstauglichkeit gleichgestellt sein [Walraven2008]. Aus diesem

Grund sollte in Verbindung mit dem dauerhaften UHFB die Entwicklung flexibler, anpassungsfähiger und modularer Bauweisen angestrebt werden.

Der Ressourcenverbrauch ist in der Betonindustrie bedeutend größer als in anderen Zweigen. Dies bezieht sich nicht nur auf die Baustoffe allein, sondern während der Errichtung werden Strom und fossile Brennstoffe durch schwere Maschinen und anderes Equipment verbraucht. Auch hier kann UHFB einen bedeutenden Beitrag im Sinne der Nachhaltigkeit liefern, diesen Ressourcenverbrauch zu reduzieren. In [Sakai2008] ist im Bezug auf die Ökobilanz am Beispiel der Sakata Mirai Brücke [Tanaka2002] aus UHFB in Japan gezeigt, dass sich bei entsprechenden Randbedingungen der Eingriff in die globale und lokale Umwelt minimiert und eine Reduktion der CO<sub>2</sub> Emission über die gesamte Herstellungskette möglich ist.

Die zielsichere Herstellung und Verarbeitung von UHFB ist mittlerweile im Fertigteilwerk durchaus möglich, wie bisherige Anwendungen eindrucksvoll zeigen. Eine solche industrielle Serienfertigung mit einer entsprechend hohen Qualitätskontrolle vor dem endgültigen Einbau wirkt sich positiv auf den Bauablauf aber auch auf die Dauerhaftigkeit aus. Aufgrund des geringen oder nach einer Wärmebehandlung nicht mehr vorhandenen Trocknungsschwindens des UHFB lässt sich eine sehr hohe Maßgenauigkeit bei Fertigteilen erreichen. Nachträgliche Formänderungen aus Langzeitverformungen treten nach einer Wärmebehandlung kaum noch auf, so dass bei der Herstellung der Fertigteile mit Stahlpräzisionsschalungen oder nach einer mechanischen Nachbearbeitung mit Hilfe von CNC gesteuerten Fräs- und Schleiftechniken Genauigkeiten erreichbar sind, die bisher im Betonfertigteilbau undenkbar waren. UHFB ist mittlerweile auch schon im größeren Maßstab als Ortbeton eingesetzt worden, wie die erfolgreiche Sanierung eines alten Brückendecks in der Schweiz zeigt [Brühwiler2008].

Um das enorme Potential dieses Baustoffes weiter zu erschließen, die Herstellkosten des Bauwerkes weiter zu reduzieren und der hohen Dauerhaftigkeit des Baustoffes gerecht zu werden, ergeben sich damit folgende wesentliche Kernprinzipien für die Entwicklung und den Entwurf von Brückenbauwerken aus UHFB:

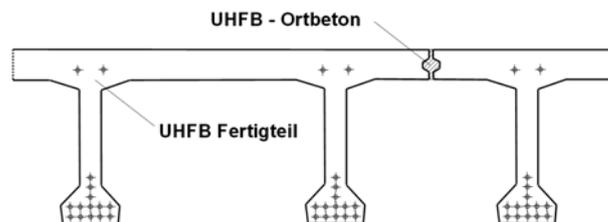
- Reduktion der Errichtungskosten durch die Entwicklung materialsparender leichter Tragkonstruktionen, die optimal auf die mechanischen Eigenschaften des UHFB abgestimmt sind.
- Entwicklung, Adaptierung und Optimierung von extrem schnellen Bau- und Montageverfahren, die aufgrund der leichten Fertigteile möglich werden.
- Die Brückenkonstruktionen sollten im Sinne einer nachhaltigen Nutzung flexibel, modular und an spätere veränderte Nutzungsbedingungen nachträglich anpassbar sein. Ein Rückbau und Wiederaufbau an anderer Stelle sollte möglich sein und ist bereits in die Planungsphase des Neubaus einzubeziehen.

Gelingt es, durch Berücksichtigung der genannten Kernprinzipien UHFB-Brücken annähernd kostenneutral zu errichten und die Lebensdauer bei Minimierung der Wartungskosten zu verlängern, so führt dies zu einer nachhaltigen Entlastung der Volkswirtschaft.

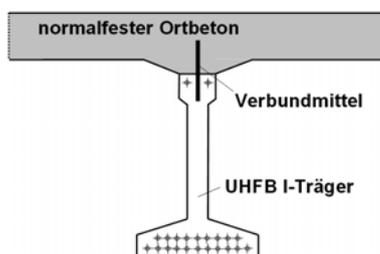
### 3.2 Überblick und Analyse bereits erstellter Brücken aus UHFB

Im Anhang 1 dieser Arbeit sind bisher errichtete Brücken aus UHFB mit ihren wesentlichen Daten und Konstruktionsmerkmalen tabellarisch zusammengestellt. Dabei handelt es sich im Wesentlichen um Konstruktionen aus vorgefertigten Fertigteilelementen, die sich in der Regel an die bereits üblichen Konstruktionsprinzipien des Betonfertigteilebaus anlehnen. In Bild 3.5 sind zusammenfassend die wesentlichen Konstruktionsprinzipien mit vorgefertigten Längsträgern bereits erstellter Straßenbrücken aus UHFB dargestellt. Zum einen werden vorgefertigte Pi-Träger aneinander gereiht und die verbleibende Längsfuge mit einem Feinkorn-UHFB vergossen (Bild 3.5a). Zum anderen werden I-Träger mit einer Ortbetonschicht als Fahrbahnplatte ergänzt (Bild 3.5b,c). Als Schalung für die Ortbetonplatte kommen entweder herkömmliche zwischen den Fertigteilträgern angeordnete Schalungen oder dünne vorgespannte UHFB-Panels als verlorene Schalung (Bild 3.5c) zum Einsatz. Allen vorgefertigten Trägern ist gemein, dass sie eine Längsvorspannung im sofortigen Verbund aufweisen und auf passive Betonstahlbewehrung verzichtet wird.

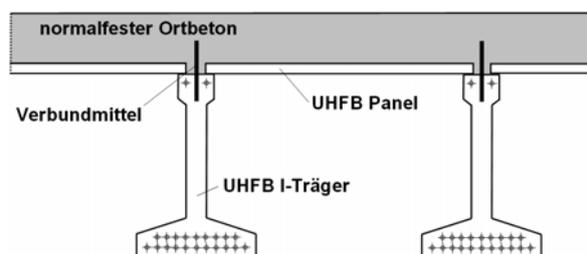
a)



b)



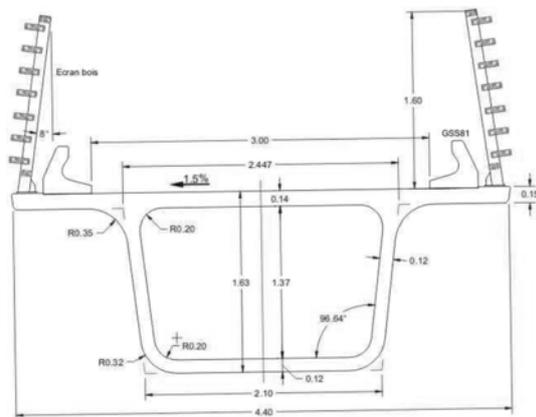
c)



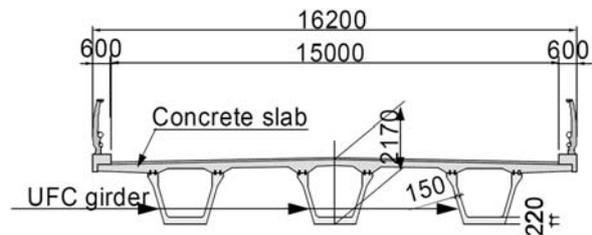
**Bild 3.5** typische Tragsysteme bereits erstellter Straßenbrücken mit Pi- oder I-Fertigteilträgern aus UHFB

Die optimale Querschnittsgeometrie für Tragsysteme mit vorgefertigten Längsträgern ergibt sich aus den folgenden Überlegungen. Wie auch bei der Verwendung von herkömmlichem Beton muss der Trägeruntergurt kompakt ausgebildet werden, damit eine gute Betoneinbringung und Verdichtung möglich ist. Die Dimension des Untergurtes wird in der Regel durch den erforderlichen Platzbedarf für die Spannbettvorspannung vorgegeben. Das heißt, dass mit der Anwendung von UHFB an dieser Stelle keine wesentliche Materialeinsparung möglich ist. Der Trägerobergurt muss so dimensioniert sein, dass im Bauzustand ein seitliches Ausweichen des Druckgurtes nicht auftritt. Deshalb sind auch hier keine großen Reduzierungen der Abmessungen bei der Anwendung von UHFB möglich. Lediglich am Steg kann mit dem Ersatz der Schubbewehrung durch Stahlfasern eine größere Ausdünnung erfolgen. Eine Reduzierung der Bauhöhe ist durch die höheren Festigkeiten ebenfalls möglich, jedoch sind auch hier wegen der erforderlichen Steifigkeit Grenzen gesetzt.

a)



b)



**Bild 3.6** typische Tragsysteme bereits erstellter Straßenbrücken mit Hohlkastenquerschnitt aus UHFB a) Hohlkastenquerschnitt einer Segmentfertigteilterücke aus UHFB [Delauzun2009] b) U-Fertigteilteräger aus UHFB durch Fahrbahnplattenortbeton zu Hohlkasten ergänzt [Tanaka2009]

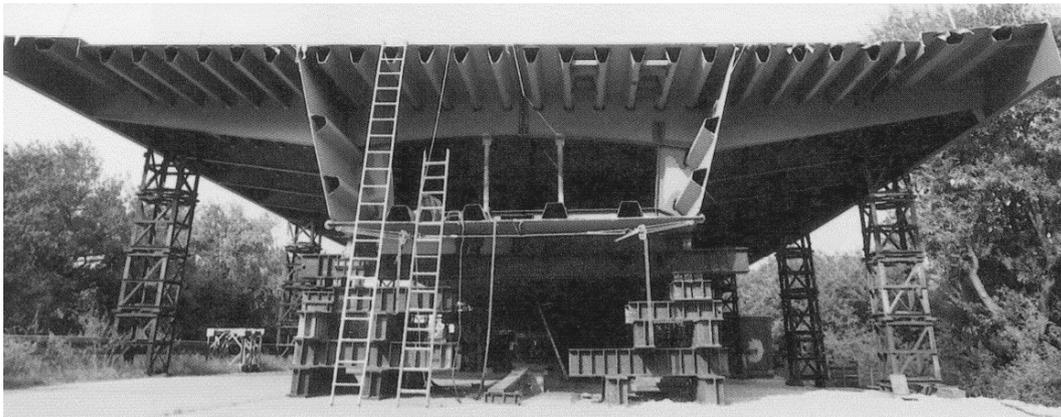
Bild 3.6a zeigt den Querschnitt eines Überführungsbauwerkes über die A51 in Frankreich, welches in Segmentfertigteilterbauweise mit externer Vorspannung ausgeführt wurde. Bemerkenswert an diesem Bauwerk sind die Trockenfugen und der Verzicht auf die Abdichtung und den Asphaltbelag. Laut [Resplendino2008] wird allein durch die hohe Passgenauigkeit der Trockenfugen das Eindringen von Wasser verhindert. Eine andere Anwendungsform, bei der U-förmige Fertigteilteräger mit Normalbeton zu einem Hohlkasten ergänzt werden, zeigt Bild 3.6b. Auch hier weisen beide Beispiele keinerlei passive Betonstahlbewehrung auf.

Die wesentlichen Vorteile, die von den Autoren der im Anhang dokumentierten Ausführungsbeispiele genannt werden, lassen sich folgend zusammenfassen:

- Reduktion des Eigengewichtes und Materialeinsparung
- Reduktion der Bauhöhe
- Einsparung von Bewehrung und Reduzierung der Vorspannung
- Geringere Lasten auf Unterbauten
- Verwendung bestehender Unterbauten bei Sanierungen
- Höhere Dauerhaftigkeit
- Schnelle Montage
- Geringere Kosten
- Geringer Wartungsaufwand
- Schlankere Tragwerke

Allen zuvor dargelegten Ansätzen ist gemein, dass versucht wird, bereits bekannte und bewährte Konstruktionsprinzipien des Betonfertigteilterbaus auf die Anwendung von UHFB zu übertragen. Eine wirklich deutliche Materialeinsparung, um die hohen Stoffkosten des UHFB zu kompensieren, wurde an dieser Stelle noch nicht wirklich erreicht. Will man die Anwendung des UHFB mit seiner hohen Dauerhaftigkeit rechtfertigen, so ist auch eine Kombination mit Normalbeton fragwürdig. Trotz der vielfältigen zuvor angeführten Vorteile bleibt letztlich festzuhalten, dass die hier

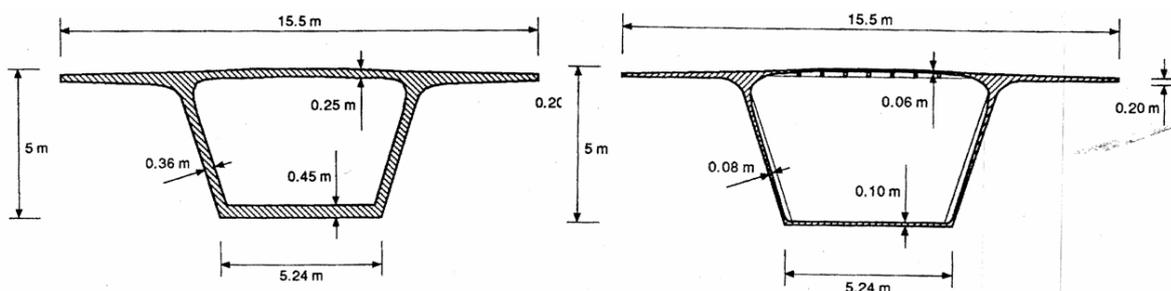
zusammengefassten Konstruktionsprinzipien bereits erstellter Straßenbrücken aus UHFB nicht in allen Punkten die zuvor aufgestellten Kernprinzipien für die Entwicklung und den Entwurf von Bauwerken aus UHFB erfüllen. Soll UHFB als Massenprodukt Einzug in den Brückenbau finden, so darf UHFB nicht als Beton gesehen werden, sondern als neuer Baustoff, für den erst optimale an seine Eigenschaften angepasste Tragstrukturen und Konstruktionsprinzipien gefunden werden müssen. Dennoch liefern die bereits in die Praxis umgesetzten Bauwerke wichtige Erfahrungen und Erkenntnisse im Umgang mit dem neuen Baustoff, die wiederum neue klare Aufgaben für eine anwendungsorientierte Forschung liefern, um schließlich das Material in Zukunft einer breiteren Anwendung zuzuführen.



**Bild 3.7 Konstruktionsprinzipien im Stahlbrückenbau**

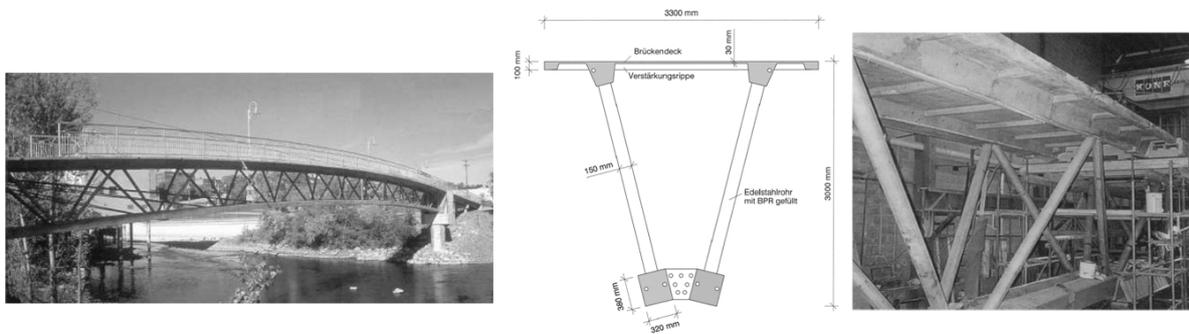
Im Stahlbrückenbau wurde schon immer versucht, mit möglichst dünnen Blechdicken auszukommen und die notwendige Steifigkeit wiederum über aussteifende dünnwandige Quer- und Längsrippen zu erzielen (Bild 3.7). Zur endgültigen Herauskristallisierung der heutigen Bauweise haben dabei auch die Entwicklung der Fügetechnik und der Einsatz von Schweißgeräten eine bedeutende Rolle gespielt. Das Konstruktionsprinzip des Stahlbaus resultiert in einer sehr leichten und materialsparenden sowie auf die Material- und Verarbeitungseigenschaften des Stahls perfekt optimierten Bauweise, die trotz der Dünnwandigkeit genügend Steifigkeit aufweist.

Erste Überlegungen zur sinnvollen Anwendung des neuen Baustoffes UHFB haben sich an die Stahlbauweise offenbar angelehnt. So wird in [Bonneau1996] ein sehr dünnwandiger durch Rippen ausgesteifter Hohlkastenquerschnitt für die Anwendung von UHFB vorgeschlagen. Die Bauhöhe des Querschnittes wurde offenbar bewusst nicht reduziert, um ausreichende Steifigkeit in Längsrichtung zu gewährleisten.



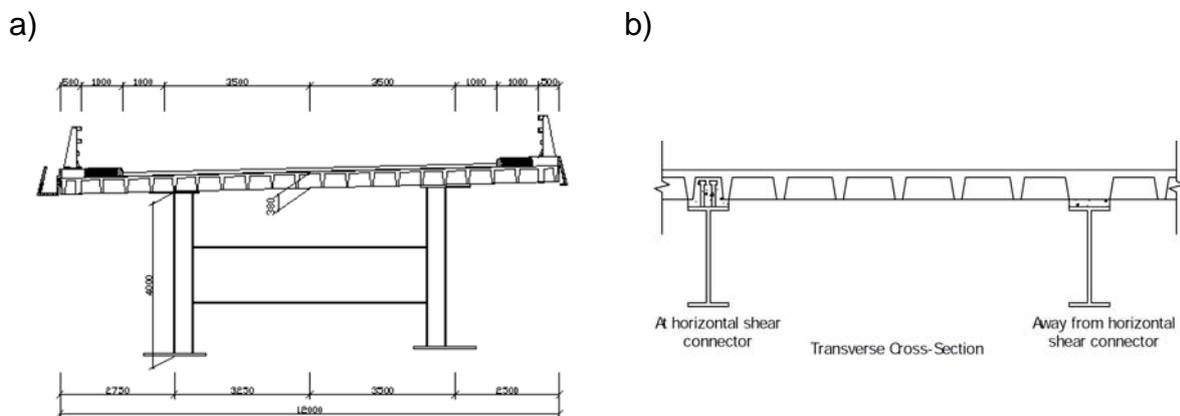
**Bild 3.8 Vorschlag für einen Hohlkastenquerschnitt aus UHFB [Bonneau1996]**

Mit dem Bau der ersten Brücke aus UHFB (1997), der Sherbrooke Pedestrian Bridge (Bild 3.9), wurde versucht, die Tragkonstruktion optimal auf die Eigenschaften des UHFB abzustimmen, was sich in der sehr schlanken und leichten Konstruktion widerspiegelt. Das Tragwerk ist in der Längsrichtung als vorgespanntes Fachwerk aufgelöst. Die extrem dünne Gehwegplatte wird in Längs- und Querrichtung durch aussteifende Rippen verstärkt.



**Bild 3.9** Ansicht, Querschnitt und Fertigung der Sherbrooke Pedestrian Bridge [Blais1999]

Einen weiteren Schritt in die Richtung einer optimalen materialgerechten Anwendung von UHFB stellt die Entwicklung von sogenannten leichten Fertigteilrippendecks aus UHFB für Stahlverbundbrücken dar [Resplendino2008], [Toutlemonde2008], [Cousins2008], [Perry2008].



**Bild 3.10** Studien für Fertigteilrippendecks aus UHFB a) [Resplendino2008] b) [Cousins2008]

Die Analyse der bereits erstellten Brückenbauwerke aus UHFB zeigt, dass letztlich die Technik bei Auftauchen eines neuen Materials immer eine gewisse Zeit benötigt, um geeignete Tragwerkstypen und Konstruktionsprinzipien zu finden, die den Eigenschaften des Materials gerecht werden und somit seine wirtschaftliche Anwendung rechtfertigen. Im Folgenden soll der Versuch unternommen werden für Straßenbrücken mit Hohlkastenquerschnitt denkbare Konstruktionsformen zur materialgerechten Anwendung von UHFB zu erarbeiten. Die Wahl wurde deshalb getroffen, weil Straßenbrücken den größten Teil unserer gebauten Verkehrsinfrastruktur ausmachen [König1986]. Dabei stellt nach [Schlaich1982] der Hohlkasten die mittlerweile am weitesten verbreitete Querschnittsform im Brückenbau und bei Spannweiten mit mehr als 50 m oft die einzige Lösungsmöglichkeit [Benaim2008] dar.

### **3.3 UHFB-Segmentfertigteilbauweise – abgeleitete Konstruktionsprinzipien**

#### **Dünnwandig und ausreichende Steifigkeit**

Aufgrund der hohen Stoffkosten von UHFB ist unbedingt eine materialsparende, dünnwandige aber wegen des geringen Elastizitätsmoduls - zum Beispiel gegenüber Stahl - ein dennoch ausreichend steifer Querschnitt oder eine ausreichend steife Tragwerksform anzustreben. Ausreichende Steifigkeit lässt sich für Biegeträger mit dünnwandigen Querschnitten über ausgeprägte Steiner Anteile erzielen. Damit könnte ein werkstoffgerechter und wirtschaftlicher Einsatz in einer Mischung aus typischen Konstruktions- und Entwurfsregeln des Stahlbaus und des Spannbetonbaus resultieren. Die herausragenden Dauerhaftigkeitseigenschaften und mechanischen Eigenschaften des UHFB müssen trotz der angestrebten Dünnwandigkeit eine robuste und langlebige Konstruktion gewährleisten. Wegen des geringen Masse-Festigkeits-Verhältnisses von UHFB und in Kombination mit einer dünnwandigen Konstruktion sind wiederum schnellere, einfachere, modifizierte und gar neue Bauverfahren denkbar, die die Herstellkosten weiter reduzieren. Die angestrebte Dünnwandigkeit bedingt wiederum hohe Anforderungen an die Maßgenauigkeit bei der Herstellung.

#### **Flexible, modulare Bauweise**

Die gute Dauerhaftigkeit und damit lange technische Lebensdauer von Bauwerken aus UHFB bedingt möglicherweise während ihrer Nutzungsdauer Spurverbreiterungen, Lasterhöhungen oder gar einen Abriss und Wiederaufbau an anderer Stelle. Nur so lassen sich auch die lange funktionale und ökonomische Lebensdauer an die lange technische Lebensdauer angleichen. Aus diesem Grund sollten die Bauwerke im Idealfall ein flexibles, modulares Baukastensystem, bestehend aus zusammengeführten Einzelementen darstellen. Das Fügen der Elemente muss so erfolgen, dass jederzeit ein Austausch oder eine einfache möglichst zerstörungsfreie Demontage und ein erneuter Wiederaufbau ermöglicht werden.

#### **Externe Vorspannung und Trockenfugen**

Die hohe Druckfestigkeit aber geringe Zugfestigkeit von UHFB fordert die Anwendung von Vorspannung geradezu heraus. Wegen der angestrebten Dünnwandigkeit und Flexibilität bietet sich der Einsatz von externen Spanngliedern an. Externe Vorspannung ist leicht kontrollierbar, austauschbar, nachrüstbar, nachspannbar und besitzt einen guten Korrosionsschutz. Damit entspricht sie den Anforderungen an die lange technische aber auch funktionale und ökonomische Lebensdauer in vollem Umfang. Da die Spannkabel außerhalb des Querschnittes im Hohlkasteninneren verlaufen, ist die Ausbildung der Wandstärken unabhängig von den Spannkabeln und ermöglicht die angestrebte Dünnwandigkeit. Das Fügen der Elemente erfolgt dann quasi durch Zusammenspannen mit Hilfe der externen Vorspannung, wobei die Fugen als Trockenfugen ausgeführt werden sollten. Die Trockenfugen erfordern eine sehr hohe Ebenheit der Fugenstirnflächen, die aber mit der Herstellung im Fertigteilwerk und durch das nicht mehr vorhandene Trocknungsschwinden von UHFB nach einer Wärmebehandlung erreichbar sein sollte. Die externen Spannglieder sind in dem HDPE-Hüllrohr und dem Fettmantel gegen dennoch eventuell eindringendes Wasser gut geschützt. Die Trockenfuge gewährleistet auch eine schnelle und witterungsunabhängige Montage, womit wiederum ein schneller Baufortschritt möglich wird.

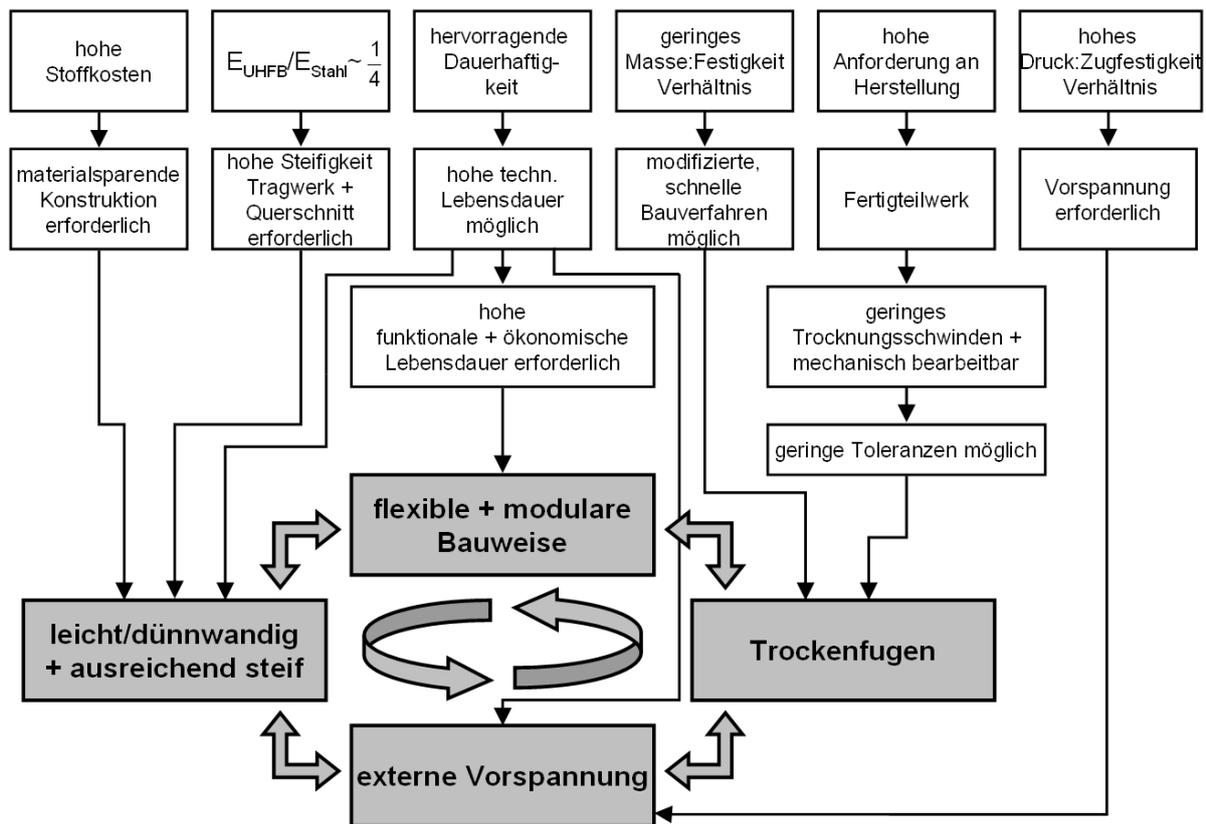


Bild 3.11 Konstruktionsprinzipien der UHFB-Segmentfertigteiltbauweise

In dem Schema in Bild 3.11 wurde versucht, die zuvor erläuterten Wechselbeziehungen zwischen den Materialeigenschaften und den sich ergebenden Anforderungen an einen sinnvollen und materialgerechten Einsatz von UHFB zusammenzufassen. Daraus resultierend ergibt sich eine **dünnwandige, ausreichend steife, flexible, modulare Bauweise mit externer Vorspannung und Trockenfugen**.

Die Segmentbauweise mit externer Vorspannung und Trockenfugen entsprechend der zuvor aufgestellten Konstruktionsprinzipien wurde bereits in USA und Asien erfolgreich in Verbindung mit Normal- oder auch hochfestem Beton eingesetzt [Figg1980], [Girmscheid1993], [Hewson2003]. Folgende Vor- und Nachteile der klassischen Segmentbauweise mit externer Vorspannung und Trockenfugen lassen sich nennen.

Vorteile:

- extrem schneller, witterungsunabhängiger Baufortschritt, geringe Verkehrsbehinderung und kürzere Sperrpausen
- Fertigung der Segmente bereits während der Erstellung der Unterbauten
- Massenproduktion im Werk mit hoher Qualität
- einfacherer Transport gegenüber vorgefertigten Längsträgern
- Rückbaubarkeit
- Geringes Eigengewicht wegen der dünneren Hohlkastenstege
- geringer Bewehrungsaufwand
- sehr kosteneffizient ab bestimmten Spannweiten
- Inspektion, Austausch, Nachrüstung, Nachspannbarkeit der Spannglieder

Nachteile:

- hohe Genauigkeiten und sorgfältige Kontrolle der Segmentgeometrie
- externe Vorspannung teurer, höhere Vorspanngrade
- sorgfältiges Handling und genaue Montage
- Sicherheit Brandschutz, Zugang für Löscharbeiten erfordert hohe Querschnitte
- Fugen zwischen Segmenten
- Neue Bauweise – wenig Erfahrung
- nur polygonale Spanngliedführung möglich
- Zusatzkosten für Hüllrohre, Anker, Umlenkungen, Lisenen, Konsolen
- kleinerer Hebelarm der externen Vorspannung

Bei der Anwendung von Normal- oder hochfestem Beton zeigt sich bereits hier anhand der angeführten zahlreichen Vorteile das große Potential der Fertigteilsegmentbauweise mit externer Vorspannung und Trockenfuge. Die Nachteile können durch entsprechende Maßnahmen bei der Herstellung, durch die konstruktive Ausbildung und bei Einsatz dieser Bauweise unter entsprechenden Randbedingungen weitgehend kompensiert werden. Dies zeigt auch die zunehmende Bedeutung dieser Bauweise [Girmscheid2007]. Bei Kombination dieser Bauweise mit den herausragenden Eigenschaften des UHFB in Verbindung mit dünnwandigen und leichten Querschnitten, lässt sich eine nochmalige deutliche Verbesserung erzielen.

### **3.4 Entwicklung von Querschnittsformen für Hohlkastenbrücken**

#### **3.4.1 Grundlegende Anforderungen an den Querschnitt**

Der Hohlkastenquerschnitt weist eine Vielzahl von Vorteilen gegenüber anderen Querschnittsformen auf und ist aus diesem Grund die gebräuchlichste Querschnittsform im Brückenbau. Seine statische Effizienz ist gegenüber anderen Querschnittstypen wegen seines großen Verhältnisses von Widerstandsmoment zu Querschnittsfläche und seiner damit großen Kernfläche sowie seiner geringen Eigenlast äußerst hoch. Er ist mehr oder weniger neutral gegenüber positiven und negativen Biegemomenten und die hohe Torsionssteifigkeit erlaubt viele Freiheiten in der Grundrissführung und Lagerung. Der Innenraum dient für Wartungs- und Inspektionszwecke und zur Unterbringung der externen Spannglieder sowie Kabel und Leitungen, was damit auch ästhetische Vorteile mit sich bringt. Die Vereisungsgefahr wird aufgrund des besseren Wärmeausgleichs bei Hohlkastenquerschnitten herabgesetzt. Eine gewisse Gestaltungsvielfalt ergibt sich durch die Wahl der Auskragungslängen der Fahrbahnplatte und der Stegneigung.

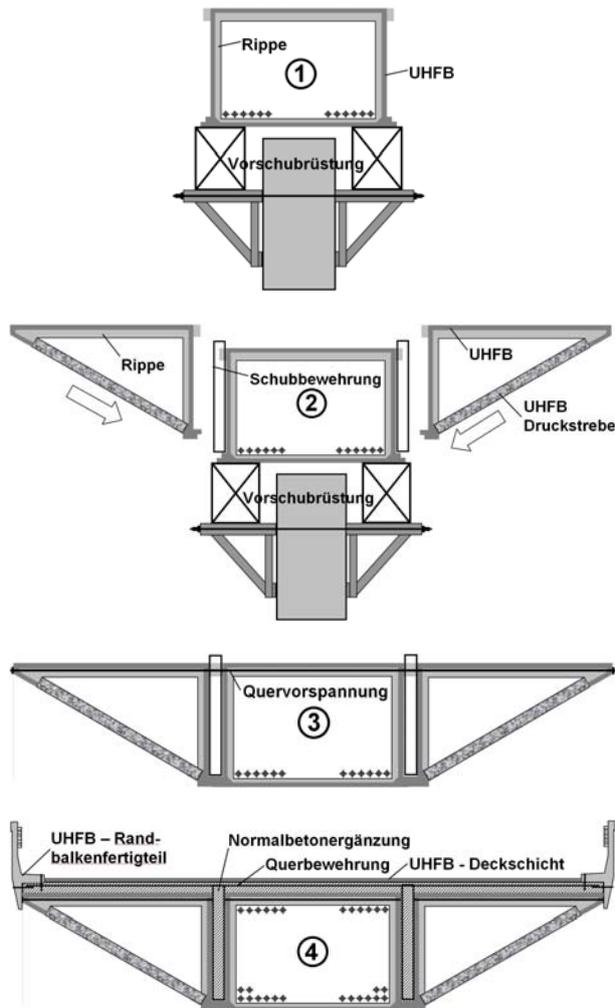
Folgend sollen auf Basis der zuvor abgeleiteten Konstruktionsprinzipien einige mögliche Varianten für die Querschnittsausbildung vorgeschlagen und bewertet werden. Im Gegensatz zu Ortbetonkonstruktionen spielt die Minimierung der zu schalenden Fläche eine unbedeutende Rolle, da komplexe Schalgeometrien durch den hohen Wiederholungsfaktor keine Mehrkosten verursachen. Dagegen gilt es die Schalgeometrie in Bezug auf die Herstellbarkeit, Betoneinbringung, Befüllrichtung, Faserorientierung und einfaches Ausschalen zu optimieren.

### 3.4.2 Mögliche Querschnittsformen

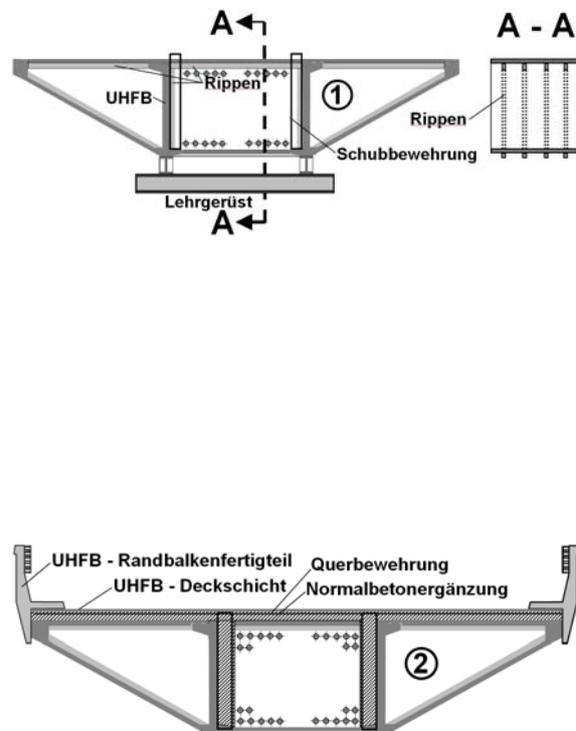
#### „Harte Schale - weicher Kern“

Eine Möglichkeit, die herausragenden Dauerhaftigkeitseigenschaften von UHFB zu nutzen, ist das Prinzip „Harte Schale weicher Kern“. Hierbei werden nachträgliche Ortbetonergänzungen möglichst so angeordnet, dass die höherwertige tragfähigere und dauerhaftere Schutzschicht des UHPC die „minderwertigen“ Ortbetonergänzungen aus Normalbeton umhüllen.

a)



b)



**Bild 3.12** Konstruktionsprinzip „Harte Schale – weicher Kern“

Bild 3.12a zeigt das Prinzip für einen in Längs- und Querrichtung aus Segmentfertigteilen zusammengefügt Brückenüberbau mit Hohlkastenquerschnitt. Die Fügemethode ist zunächst grundsätzlich unabhängig vom Bauverfahren (siehe nachfolgender Abschnitt 3.5). Um die Lasten des Bauzustandes zu tragen, wird der Überbau aus sehr leichten und dünnwandigen UHFB-Fertigteilsegmenten in der Längs- und Querrichtung mit Hilfe externer Spannglieder zusammengespannt. Diese Segmente sind durch querlaufende Rippen versteift und besitzen keinerlei passive Bewehrung. Die seitlich auskragenden Fertigteilsegmente enthalten bereits eine Schrägstütze die in das Fertigteilsegment integriert ist. Nach Aktivieren des Überbaueigengewichtes, wie zum Beispiel Entfernen der Montageunterstützung o.

Ä., wird der verbliebene Hohlraum zwischen den Fertigteilstegen durch an der Oberseite angeordnete Fenster mit normalfestem selbstverdichtendem Ortbeton verfüllt. Die Schubbewehrung wurde bereits am mittleren Hohlkastensegment während der vorangegangenen Montage fixiert. Im Weiteren erfolgt auf der Oberseite eine Fahrbahnplattenergänzung mit einer über die Segmentfugen hinweg verlaufenden Ortbetonschicht aus bewehrtem Normalbeton. Um dem Prinzip „Harte Schale – weicher Kern“ vollständig gerecht zu werden, bilden den Abschluss auf der Brückenoberseite eine Deckschicht aus gefasertem UHFB und seitliche Randbalkenfertigteile, die ebenfalls aus UHFB bestehen. Nachdem alle Querschnittsergänzungen vorgenommen wurden, müssen dann noch weitere externe Längspannglieder für den Endzustand ergänzt werden. Das Bild 3.12b zeigt das gleiche Prinzip, jedoch ist hier das dünnwandige Fertigteilsegment in der Querrichtung nicht unterteilt.

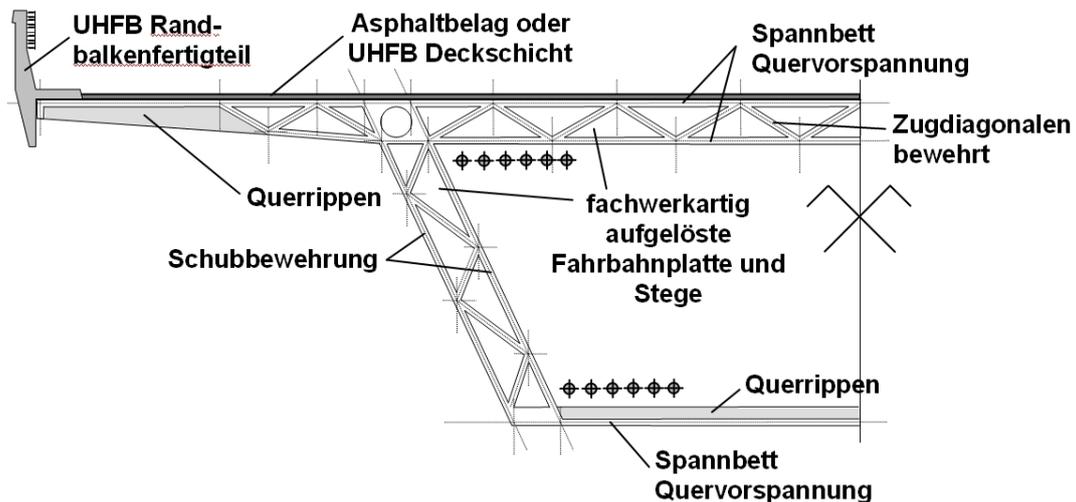
Der Vorteil dieser Variante ist in einer schnellen und einfachen Montage infolge der sehr leichten Fertigteilsegmente, in einer Fugenabdichtung zufolge der Ortbetonschicht und in der umlaufenden sehr dauerhaften Schutzschicht – „Harte Schale“ zu sehen. Der Umstand, dass der Endzustand des UHFB - Querschnittes quasi konventionellen Spannbeton-Hohlkasten-Querschnitten ähnelt - nur mit einer höheren Qualität, könnte als Argument gegenüber den Bauherren für erste Anwendungen dienen, um die Hemmschwelle gegenüber dem Einsatz dieses neuen Materials und der neuen Bauweise zu überwinden.

Den genannten Vorteilen stehen aber auch viele Nachteile bei dieser Variante gegenüber. Zunächst ist die Kombination eines sehr dauerhaften Materials mit einem weniger dauerhaften Material immer fragwürdig, zumal der Rückbau durch den Verbund zwischen Normalbeton und UHFB schwierig wird. Die Errichtung ist von vielen Arbeitsgängen, wie mehrmaliges Vorspannen und Aufbringen mehrerer Ortbetonschichten, geprägt, die den Bauablauf verlangsamen und witterungsabhängig machen. Die Bauweise weist viele komplizierte Details auf, wie Anschluss der Schrägstütze, Verbund zwischen Normalbeton und UHFB und Ausbildung der Knaagge zum Auflegen der seitlich auskragenden Fertigteilsegmente. Hier besteht noch Einiges an Forschungsbedarf, um die Details sicher und robust auszubilden. Auch im Hinblick auf die Vorspannung sind keine Einsparungen zu erwarten, da im Endzustand die zulässigen Spannungen auch in der nachträglich ergänzten Ortbetonschicht einzuhalten sind. Auf der Querschnittsunterseite gibt es viele Fugen, durch die chloridhaltiges Wasser eindringen und vor allem die Schubbewehrung im „weichen Kern“ schädigen kann. Ein bei ausgeführten Projekten mit UHFB oft genannter Vorteil, nämlich reduzierte Lasten auf die Unterbauten, ist bei dieser Variante ebenfalls nicht gegeben. Wird bei der Variante in Bild 3.12b kein innerer zweiter UHFB - Steg als verlorene Schalung angeordnet, so erschweren die bereits für den Bauzustand notwendigen und damit vorhandenen externen Spannglieder den Ausbau der Innenschalung erheblich.

### **UHFB-Komplettquerschnitt – fachwerkartig aufgelöste Fahrbahn und Stege**

Der Abtrag der hohen Verkehrslasten in der Brückenquerrichtung bedingt hohe Tragfähigkeiten und Steifigkeiten des Hohlkastenquerschnittes in seiner Querrichtung. Ein Lastabtrag über Biegung erfordert entsprechend dicke und schwere Querschnitte und ist damit immer unwirtschaftlicher als die Kraftübertragung über reinen Druck oder Zug. Erst durch die Auflösung von Biegeträgern in Fachwerke lassen sich durch einen sehr effizienten Kraftfluss das Konstruktionsgewicht und damit der Material-

bedarf ohne nennenswerten Steifigkeitsverlust minimieren. Für die Übertragung hoher Druckkräfte ist ohnehin der UHFB hervorragend geeignet. Die Zugkräfte müssen durch Bewehrung oder gar Vorspannung aufgenommen werden. Die Dicke der Fachwerkelemente wird durch die Dicke der Bewehrungsstäbe und der notwendigen Betondeckung vorgegeben, die Dicke und Länge der Druckstreben sind weiter durch die Vermeidung des Stabilitätsversagens begrenzt.



**Bild 3.13 UHFB-Komplettquerschnitt mit fachwerkartig aufgelöster Fahrbahnplatte und Stegen**

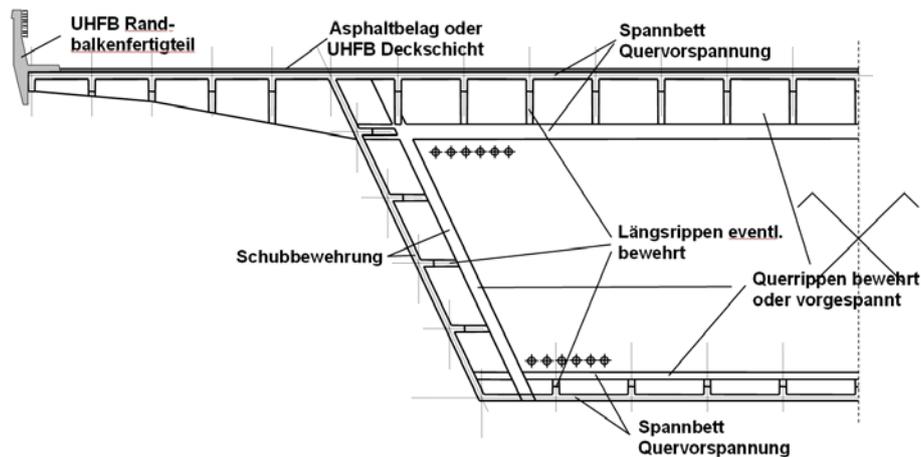
Bild 3.13 zeigt einen sehr dünnwandigen Querschnitt aus UHFB mit einer in der Querrichtung in ein Fachwerk aufgelösten Fahrbahnplatte. Der Obergurt und Untergurt dieses Fachwerkes sind durch eine Spannbettvorspannung vorgespannt, die Zugstreben des Fachwerkes weisen eine passive Betonstahlbewehrung auf. Aufgrund der Spannbettvorspannung ist das Fachwerk parallelgurtig, da ansonsten auch eine kraftflussorientierte Form denkbar wäre. In Bereichen, wie Bodenplatte und Außenbereich der auskragenden Fahrbahnplatte, in denen aufgrund der zur Verfügung stehenden Bauhöhe die Auflösung in ein Fachwerk nur noch wenig Vorteile bringt, wird versucht, durch Aussteifungsrippen entsprechende Tragfähigkeit und Steifigkeit zu erzielen. Die Auflösung des Steges in ein Fachwerk bringt den Vorteil, dass ein zweiseitiger Bügel als Schubbewehrung angeordnet werden kann.

Diese Variante weist einige wichtige spezifische Vorteile in Bezug auf die Eigenschaften des gefaserten UHFB auf. So ist zum einen die Faserverteilung und Orientierung von sekundärer Bedeutung, da alle unter Zug und Biegung stehenden Bauteile passive Bewehrung oder Spannbettvorspannung aufweisen. Zum anderen lässt sich bei einer vertikalen Betonierlage (der Querschnitt steht auf einer Segmentstirnfläche auf) die Schalung von oben sehr gut befüllen, der Beton lässt sich einfach einbringen, das Aufsteigen von Luftblasen aufgrund der Entlüftung wird kaum behindert und die Schalkörper können leicht aus den Hohlräumen gezogen werden. Eine konische Form und geringe Höhe der Querrippen sorgt dafür, dass ein Hängenbleiben von aufsteigenden Luftblasen nicht auftreten kann. Ein weiterer nennenswerter Vorteil ist, dass der Querschnitt keinerlei Ortbetonergänzungen erhält und nach Montage und Vorspannung sofort voll belastbar ist, was einen sehr

schnellen Baufortschritt bedeutet. Bereits erstellte Brückenfelder können so für den Materialtransport verwendet werden.

### UHFB-Komplettquerschnitt – rippenartig ausgesteifter Querschnitt

Die vorteilhaften Konstruktionsprinzipien des Stahlbrückenbaus wurden bereits zuvor erläutert (Bild 3.7). In Bild 3.14 ist das Resultat des Versuchs gezeigt, diese Konstruktionsprinzipien auf einen dünnwandigen UHFB Querschnitt zu übertragen. Abweichend vom Stahlbau bedingt allerdings die notwendige Unterbringung der Spannbettvorspannung und passiven Bewehrung die Verbreiterung der Rippen an den entsprechenden Stellen.



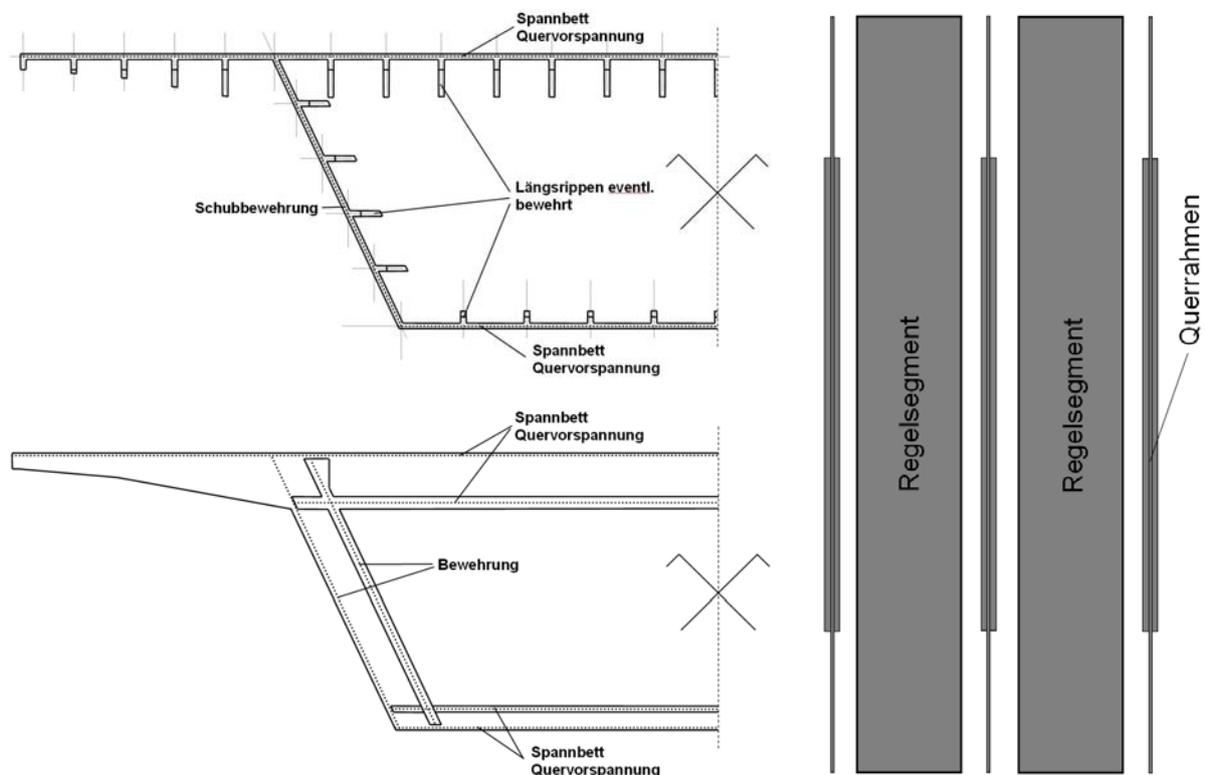
**Bild 3.14** UHFB-Komplettquerschnitt mit rippenartiger Aussteifung

Das Fertigteilesegment weist in der Mitte einen sehr massiven und steifen umlaufenden Hauptquerträger bzw. Querrahmen auf. Dieser Querrahmen besitzt am Rand der Hohlkastenöffnung Verbreiterungen, um die Spannbettvorspannung im Bereich der Fahrbahnplatte und Bodenplatte bzw. die passive Bewehrung im Bereich der Stege aufzunehmen. Ausgehend von dem Querrahmen verlaufen viele Längsrippen zur Segmentstirnseite hin, um die Fahrbahnplatte, den Steg und die Bodenplatte zu verstärken bzw. zu stabilisieren. Diese Längsrippen sind zum Teil durch passive Bewehrung verstärkt. Die Fahrbahn- und Bodenplatte sind im Spannbett vorgespannt. Der Steg weist passive Bewehrung auf.

Diese Variante lässt wahrscheinlich den bisher geringsten Materialaufwand damit das geringste Konstruktionsgewicht erwarten. Auch dieser Querschnitt ist sofort nach der Montage voll belastbar und gewährleistet damit einen sehr schnellen Baufortschritt. Er weist aber auch einige wesentliche Nachteile gegenüber dem fachwerkartig aufgelösten Querschnitt auf: Da die Längs- und Querrippen über Biegung ihre Lasten abtragen, erfahren diese folglich auch Schubbeanspruchungen, die durch den gefaserten UHFB allein aufgenommen werden müssen, da eine Anordnung von Schubbewehrung in den dünnen Rippen konstruktiv schwierig ist. Somit spielt bei der Herstellung die Faserverteilung und Orientierung eine entscheidende Rolle. Aufgrund der komplexen Geometrie gestaltet sich die Betoneinbringung sehr schwierig und die Faserverteilung und Faserorientierung lässt sich schwer positiv beeinflussen. An den Verbreiterungen des Querrahmens ist zu erwarten, dass sich der Beton schlecht entlüftet, so dass es zur Ansammlung von Luftblasen und damit zu größeren Fehlstellen an der Betonoberfläche kommt. Die Einleitung des

Kragmomentes aus der Fahrbahnplatte in den Steg erfolgt sehr konzentriert und erfordert möglicherweise an dieser Stelle hohe Bewehrungsgrade.

Um einige der genannten Nachteile des rippenartig ausgesteiften Querschnittes zu beseitigen, wäre es möglich, den Querrahmen als separates Fertigteilsegment aus dem zuvor betrachteten Fertigteilsegment herauszulösen. Die Aussteifung des dünnwandigen Querschnittes in der Querrichtung erfolgt quasi durch ein spezielles Scheibensegment, das jeweils zwischen den Regelsegmenten angeordnet ist. Die Regelsegmente selbst weisen nur noch Längsrippen zur Aussteifung und Stabilisierung der Fahrbahnplatte, der Stege und der Bodenplatte auf, die die Lasten zu den Querrahmen hin übertragen. Mit der in Bild 3.15 gezeigten Variante könnten die Nachteile der schlechteren Betonierbarkeit verbessert werden.



**Bild 3.15 UHFB-Komplettquerschnitt mit rippenartiger Aussteifung getrennt in ein Querrahmensegment und ein Regelsegment**

Soll die Bauhöhe des Querrahmens reduziert werden, so wäre eine Abstützung der auskragenden Fahrbahnplatte mit einfachen Modifikationen denkbar. Sind große Querschnittsbreiten erforderlich oder soll die Bauhöhe der Riegel des Querrahmens reduziert werden, so ist auch die Anordnung einer Mittelunterstützung, wie Bild 3.16 bei dem Standardsegment einer ausgeführten Segmentbrücke aus Normalbeton mit externer Vorspannung und Trockenfuge zeigt, auf den rippenartig ausgesteiften Querschnitt durchaus übertragbar. Allerdings bedeuten solche Einbauten immer komplexe Detailanschlüsse mit konzentriertem Kraftfluss, die in Bezug auf die Dauerhaftigkeit kritisch zu bewerten sind.

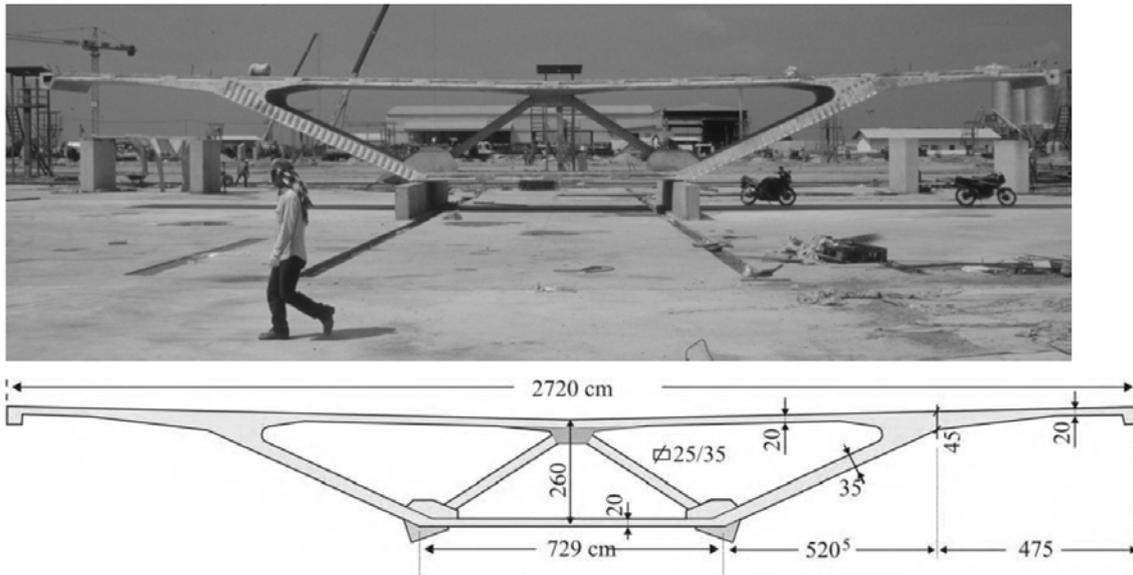


Bild 3.16 Standardsegment der Bang Na Expressway Brücke in Bangkok [Rombach2004]

### UHFB-Komplettquerschnitt – fachwerkartig aufgelöste Fahrbahn kombiniert mit Trapezblechsteg

Der Ersatz von ebenen Stahlstegen aber auch von Stegen aus Beton durch Stahltrapezbleche wurde bereits bei einigen Hohlkastenbrücken in Europa und Japan erfolgreich angewendet [Roesler1999], [Higashida2006]. Um weiteres Gewicht zu reduzieren, wäre auch bei der dünnwandigen UHFB-Bauweise zum Beispiel für den fachwerkartig aufgelösten UHFB-Komplettquerschnitt eine solche Modifikation denkbar. Allerdings stellt sich auch hier wieder die Frage nach der Dauerhaftigkeit und Minimierung des Wartungsaufwandes. In Japan wurde bereits der Vorbau schnabel einer Taktschiebebrücke mit einem vorgedrückten Zuggurt aus gefasertem UHFB, einem Stahltrapezblechsteg und einem Obergurt aus Stahl eingesetzt. Nach dem Ende des Verschiebevorganges wurde der Ober- und Untergurt für den endgültigen Hohlkastenquerschnitt aus Normalbeton ergänzt, so dass der Trapezblechsteg des Vorbau schnabels gleichzeitig für den Endzustand verwendet werden konnte. Um die Dauerhaftigkeit zu verbessern, wäre es selbstverständlich auch denkbar, den Trapezblechsteg aus gefasertem UHFB auszuführen.

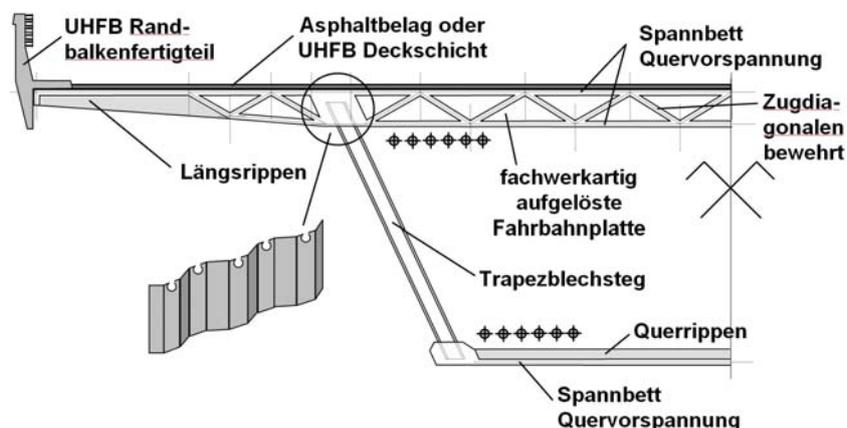
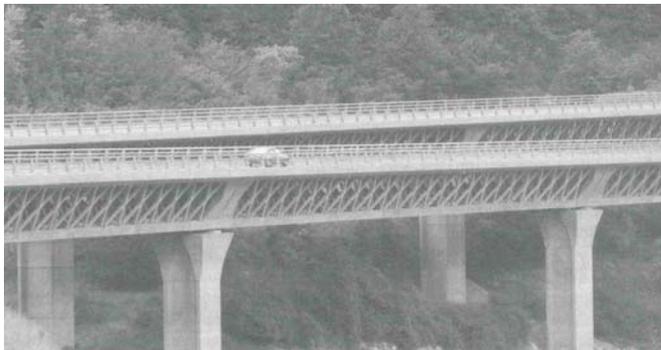


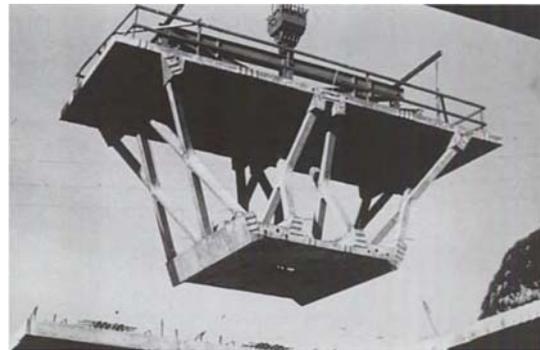
Bild 3.17 Fachwerkquerschnitt mit Trapezblechsteg

Soll der Materialverbrauch und damit das Gewicht der Segmente weiter optimiert werden, ist die Auflösung der Stege in Fachwerke denkbar. Einige gebaute Beispiele klassischer Betonhohlkastenbrücken die Fachwerkstege aufweisen, wie die Mangfallbrücke in Deutschland [Leonhardt1982], zeigen die ästhetischen Qualitäten einer solchen Ausführung. Mit der Boulonnais Brücke in hybrider Bauweise [Meurisse1998] oder dem Sylans und Glacieres Viaduct [Aitcin1998] in Frankreich wurden auch bereits Segmentfertigteilterbrücken mit aufgelösten Fachwerkstegen errichtet (Bild 3.18). Der dünnwandige Querschnitt aus hochfestem Beton des Sylans Viaduktes, der einen Betonverbrauch von nur  $0,46 \text{ m}^3/\text{m}^2$  - Brückenfläche aufweist [Aitcin1998], bestätigt damit eindrucksvoll, welches Optimierungspotential durch Kombination eines leistungsfähigen Materials in Verbindung mit der Segmentfertigteilterbauweise und externer Vorspannung erreichbar ist. Werden die Stege der hier bereits vorgeschlagenen UHFB – Komplettschnitte durch Fachwerkdiagonalen ersetzt, wäre damit sicherlich noch eine weitere Optimierung dieser Bauweise denkbar.

a)



b)



**Bild 3.18 Viaduc des Glacieres – Segmentfertigteilterbrücke mit Fachwerkstegen a) Ansicht aus [Benaim2008] b) Fertigteiltersegment [Aitcin1998]**

### 3.5 Bauverfahren

#### 3.5.1 Freivorbau mit UHFB - Segmentfertigteiltern

Der klassische Freivorbau (Bild 3.19) wird dahingehend modifiziert, dass an die Stelle der üblichen Ortbetonsegmente transportfähige Fertigteile aus dünnwandigen UHFB – Segmentfertigteiltern treten. Da die dünnwandigen Fertigteiltersegmente wesentlich leichter sind als Normalbetonsegmente, wird entsprechend weniger Spannstahl im Bauzustand aber auch leichteres Baustellenequipment benötigt. Bei der klassischen Freivorbauweise beträgt der Baufortschritt 3,5 bis 7 m pro Woche. Bei Anwendung der herkömmlichen Segmentfertigteilterbauweise ist bereits ein Baufortschritt von 50 m in 2 Tagen erzielbar [Hewson2003]. Werden die noch leichteren UHFB – Fertigteiltersegmente verwendet, so ist eine weitere Beschleunigung zu erwarten.

Der Freivorbau von parallelgurtigen Balkenbrücken mittlerer Spannweite aus Normalbeton erfordert im Bauzustand über Pylone laufende temporäre Abspannungen. Deshalb wurde dieses Bauverfahren aus wirtschaftlichen Gründen in den letzten Jahrzehnten nicht mehr angewendet. Wenn es gelingt mit Hilfe der Leichtbauweise aus UHFB den nächsten Pfeiler ohne Abspannungen zu erreichen, kann der Freivorbau mit Fertigteiltersegmenten parallelgurtiger Balkenbrücken zu einer

konkurrenzfähigen Alternative zum feldweisen Vorbau mittels Vorschubrüstung bzw. zum Taktschiebeverfahren werden.

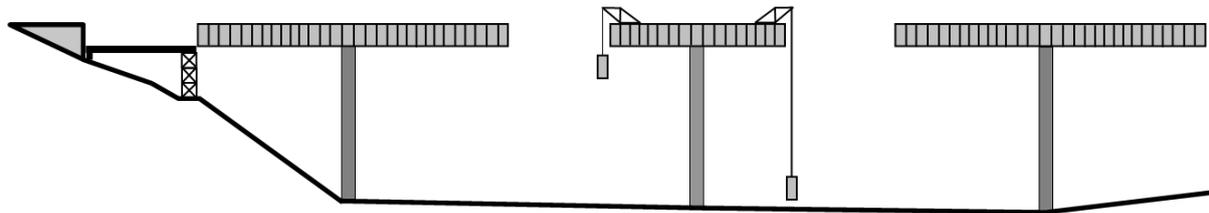


Bild 3.19 Freier Vorbau mit UHFB - Fertigteilesegmenten

### 3.5.2 Feldweiser Vorbau mit UHFB - Segmentfertigteilen

Der Vorbau von Spannbetonbrücken erfolgt in der Regel feldweise vom ersten Momentennullpunkt des aktuell herzustellenden Feldes bis zum ersten Momentennullpunkt des nachfolgenden Feldes (Bild 3.20). Die Vorschubrüstung wird nach dem Verschieben jeweils am Kragarmende des bisher fertig gestellten Betontragwerkes aufgehängt, damit die Traggerüst- und Betonierlast eine dem Lehrgerüstzustand ähnliche Querkraft im Momentennullpunkt erzeugt. Diese Bauweise hat sich insbesondere für längere Hangbrücken im alpinen Bereich im wirtschaftlichen Sinne als überlegen erwiesen. Allerdings begrenzen die Verformungen der heute üblichen Vorschubrüstungen die ausführbaren Spannweiten auf etwa 50m. Wenn man die Vorschubrüstung als Montagehilfe für die UHFB -Fertigteilesegmentbauweise verwendet, entfällt das Gewicht der Schalung und das Gerüst hat nur mehr die leichten UHFB - Fertigteilesegmente zu tragen. Auf diese Weise lassen sich mit den gebräuchlichen Vorschubrüstungen größere Brückenspannweiten ausführen oder die Dimensionen der Vorschubrüstungen können wesentlich reduziert werden, was auch wiederum ein einfacheres Handling dieser bedeutet. Wieder lassen sich damit kürzere Bauzeiten erreichen.

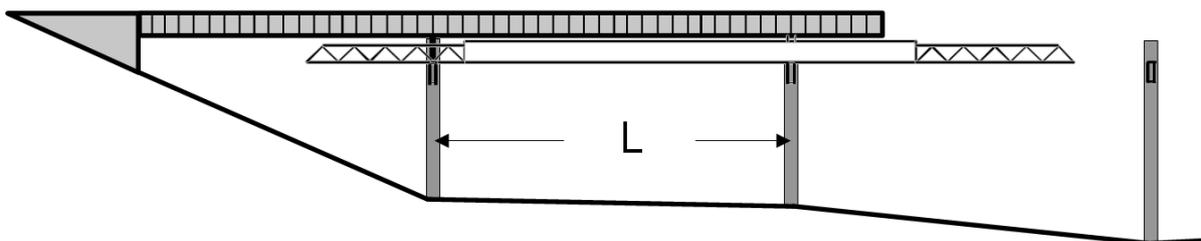


Bild 3.20 Feldweiser Vorbau mit UHFB - Fertigteilesegmenten

### 3.5.3 Taktschieben mit UHFB - Segmentfertigteilen

Das Taktschiebeverfahren kommt ursprünglich aus dem Stahlbau. Der Baustoff Stahl ist für Lancierverfahren sehr gut geeignet. Das Gegenteil gilt für Normalbeton, weil das hohe Eigengewicht entsprechend große Schnittkräfte im Bauzustand erzeugt. Durch die Verwendung von UHFB stellt sich eine ähnlich günstige Situation ein, wie bei Stahlkonstruktionen. Der Lancierschnabel kann kürzer und leichter werden. Die zentrische Vorspannung reduziert sich dann ca. im Verhältnis des Eigengewichtes der leichteren UHFB - Querschnitte zu den konventionellen Querschnitten. Aufgrund des geringeren Konstruktionseigengewichtes können so auch mögliche temporäre Zwischenunterstützungen in Form von Hilfspfeilern bei großen Feldweiten oder auch

Hilfspylo, wie häufig beim Taktschiebepverfahren verwendet, entfallen. Hinter dem Widerlager am Brückenanfang, wo üblicherweise die Fertigung der Betontakte stattfindet, werden am Schalboden die UHFB - Fertigteilsegmente aneinandergeschichtet und geodätisch eingerichtet (Bild 3.21). Etwa zehn Segmente mit je etwa 2,5 m Länge werden zu einem Verschiebetakt zusammengefasst und zentrisch vorgespannt. Danach kann das Tragwerk vorgeschoben werden. Für diesen Verschiebetakt mit etwa 25 m Länge sollten nur etwa zwei Arbeitstage ausreichen. Es kommt also zu einer wesentlichen Verkürzung der Taktschiebephase.

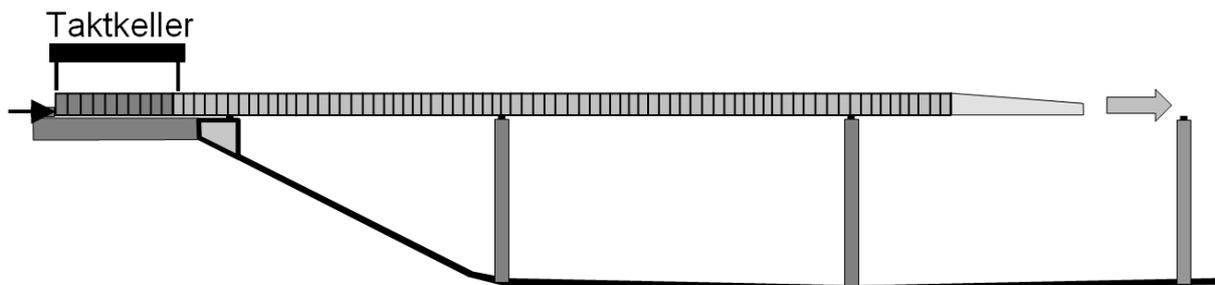


Bild 3.21 Segmenttaktschiebemethode

### 3.5.4 Segmentstapeleindrehmethode mit UHFB - Segmentfertigteilen

Bei der neuen Segmentstapel-Eindrehmethode werden die einzelnen leichten und dünnwandigen UHFB - Fertigteilsegmente zunächst neben dem Pfeiler in vertikaler Richtung aufeinander gestapelt und vorgespannt. Anschließend wird der Überbau durch Drehung um ein temporäres Gelenk, welches am Pfeilerkopf oder auf einem zusätzlichen Hilfsgerüst angeordnet ist, in die endgültige horizontale Lage gedreht (Bild 3.22). Bereits in den 70er Jahren gab es Bestrebungen den Überbau vertikal mittels einer Gleit- oder Kletterschalung zu erstellen und dann in die Horizontale einzudrehen. Aufgrund der großen Eigenlasten kam dieses Verfahren jedoch nie zur Anwendung. Bei Einsatz der UHFB - Segmentfertigteilmethode ist jedoch durch das wesentlich geringere Eigengewicht das Eindrehen mit deutlich geringerem Aufwand verbunden. Allein infolge des hohen Vorfertigungsgrades und durch das gleichzeitige Erstellen des Überbaus an mehreren Pfeilern sind extrem schnelle Bauzeiten möglich. Die notwendige Vorspannung im Bauzustand ist auch hier gegenüber konventionellen Betonbrücken äußerst gering. An dieser Stelle ist es selbstverständlich auch denkbar die Brückenpfeiler aus dünnwandigen UHFB - Segmenten zu errichten und extern vorzuspannen.

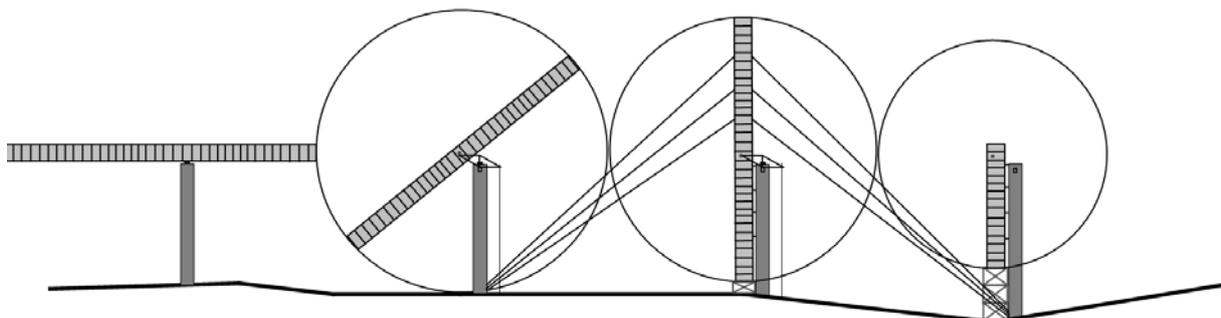


Bild 3.22 Segmentstapeleindrehmethode

### 3.5.5 Freivorbau von Bogenbrücken mit UHFB - Segmentfertigteilen

Der Freivorbau von Bogenbrücken in Ortbetonbauweise stellt eine heute durchaus gängige Alternative zur Herstellung von Bogenbrücken auf Lehrgerüsten aus Holz (Crucianigerüst) oder Stahl dar. Durch Zusammensetzen des Bogens mit Hilfe dünnwandiger und leichter UHFB-Fertigteilsegmente lässt sich der Vorbau mit wesentlich geringeren Rückverankerungskräften und in entsprechend kürzerer Bauzeit realisieren. Bei größeren Spannweiten können die Bogenhälften auch in Form von auskragenden Fachwerkscheiben erstellt werden. Auch hier reduziert sich der Aufwand für die Ausfachungen und der Baufortschritt wird wesentlich beschleunigt.

### 3.5.6 Bogenklappverfahren mit UHFB - Segmentfertigteilen

Beim Bogenklappverfahren (Bild 3.23) werden die beiden Bogenhälften jeweils über den Kämpfern näherungsweise in vertikaler Orientierung aufgebaut und danach um ihr Kämpfergelenk eingeklapppt, bis sie sich im Scheitel treffen und mit dem Bogenschluss die statische Bogenwirkung aktiviert ist. Das Bogenklappverfahren erweist sich als wirtschaftlich, wenn das Eigengewicht der Bogenhälften klein bleibt, so dass der Aufwand für das Einklappen – das Kämpfergelenk und die Abspannung – klein bleibt. Diese Voraussetzung ist für Bögen aus Normalbeton nicht gegeben. Heute werden deshalb ausschließlich nur noch Lehrgerüstbögen aus Holz oder Stahl mit dem Bogenklappverfahren aufgebaut. Bei Verwendung leichter und dünnwandiger Fertigteilsegmente aus UHFB reduziert sich der Aufwand für das Einklappen wesentlich, wie bei dem Pilotprojekt Wildbrücke Völkermarkt (siehe Anhang 6) eindrücklich demonstriert wurde. Die leichten UHFB Fertigteilsegmente wurden vertikal in jeweils nur 3 Tagen je Bogenhälfte von den Vorlandbauwerken aus eingehoben und durch externe Spannglieder zusammengespannt. Der Einklappvorgang selbst benötigte mit Scheitelschluss nur einen Arbeitstag und der Bogen war danach sofort belastbar. Die hohe Druckfestigkeit des UHFB erlaubt eine Längsvorspannung entlang der Bogenachse, die die Stabilität des Bogens deutlich erhöht.

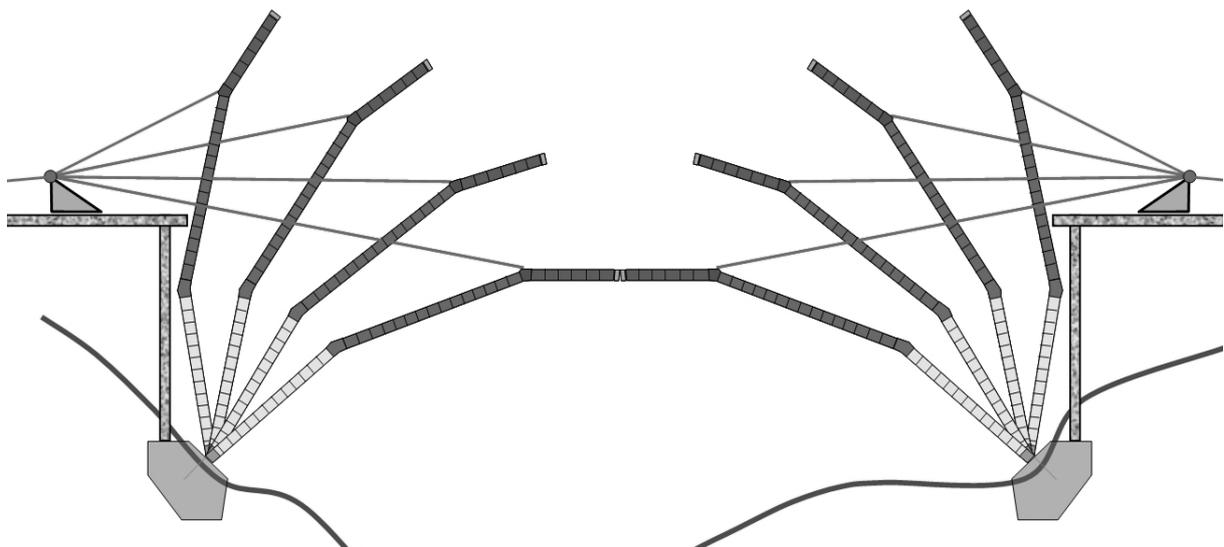


Bild 3.23 Bogenklappverfahren mit UHFB - Segmentfertigteilen

### **3.6 Wertung und Zusammenfassung**

Anhand der Eigenschaften des UHFB wurde versucht, Konstruktionsprinzipien für eine materialgerechte Bauweise für Brücken aus UHFB abzuleiten. Dabei hat sich herauskristallisiert, dass eine Kombination aus dünnwandigen Querschnitten und der Fertigteilsegmentbauweise mit externer Vorspannung und Trockenfugen zu einer neuen wirtschaftlichen und wartungsarmen UHFB - Segmentfertigteilbauweise führen könnte. Auf der Grundlage der aufgestellten Konstruktionsprinzipien wurden mögliche Varianten von Querschnittsformen vorgeschlagen und deren Vor- und Nachteile diskutiert. Gelangt die UHFB – Segmentfertigteilbauweise weiter zusammen mit extrem schnellen Bauverfahren zum Einsatz, so sollte eine wirtschaftliche Verwendung des teureren Baustoffes UHFB bei weitem gegeben sein, unter Voraussetzung, dass bei der Kostenbetrachtung auch die gesamten Lebenszykluskosten von der Erstellung bis zum Abriss berücksichtigt werden.

Nachdem im Kapitel 4 und 5 zunächst die Grundlagen für eine Bemessung der UHFB – Segmentfertigteilbrücken erarbeitet werden, sollen darauf aufbauend in Abschnitt 6 dieser Arbeit zwei konkret vorgeschlagene Querschnitte auf ihre Anwendbarkeit hin genauer untersucht werden. Hierfür wurden die beiden vorgeschlagenen UHFB – Komplettquerschnitte ausgewählt. Es hat sich gezeigt, dass der Querschnitt mit fachwerkartig aufgelöster Fahrbahnplatte und Stegen gegenüber seinen Vorteilen sehr wenige Nachteile aufweist und gerade für die Anwendung im Zusammenhang mit den spezifischen Eigenschaften des UHFB am sinnvollsten erscheint. Der rippenartig ausgesteifte Querschnitt wird zum einen gewählt, um die Übertragbarkeit der üblichen Konstruktionsformen des Stahlbrückenbaus auf eine Anwendung mit gefasertem UHFB zu untersuchen. Zum anderen verspricht diese Querschnittsvariante den optimalsten Materialeinsatz. Mit der Wahl der Querschnitte soll weiter anhand der späteren Ergebnisse auch eine Einschätzung möglich sein, ob die optimale UHFB - Anwendung eher in Verbindung mit den Konstruktionsprinzipien des Stahlbaus oder eher zwischen der typischen Stahl- und Betonbauweise zu suchen ist.

Eine weitere Untersuchung der Querschnitte in Kombination mit Fachwerk- oder Trapezblechstegen erfolgt im Rahmen dieser Arbeit in Abschnitt 6 nicht, da noch keine sicheren Bemessungsmodelle für entsprechende Detailbemessungen der Anschlusskonstruktionen existieren.



## **4 Mechanische Eigenschaften von gefasertem UHFB**

In der Literatur und von derzeit vorhandenen als auch entstehenden Richtlinien wird die Untergrenze, ab wann ein Beton als Ultrahochfester Beton bezeichnet werden kann, verschieden definiert. In dem Entwurf (Draft-05-2010) der derzeit entstehenden fib Richtlinie für Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete wird die Untergrenze der Druckfestigkeit mit  $\geq 120$  MPa definiert. Die aktuell gültigen Normen [EN1992-1-1], [DIN1045-1] decken derzeit nur einen Festigkeitsbereich bis maximal C100/115 für eine Bemessung ab. Wegen der hohen Druckfestigkeiten und der hohen Nachrisszugfestigkeit durch die Fasern, lassen sich die in den Normen geltenden Regeln nicht mehr ohne weiteres auf den neuen Baustoff übertragen. Um effizient-materialgerechte Tragstrukturen für UHFB zu entwerfen und zu optimieren, ist es damit zunächst erforderlich die mechanischen Eigenschaften und das Tragverhalten von UHFB zu beleuchten und zu beschreiben. Dieses Kapitel dient als Grundlage für die Beschreibung und Ableitung von Bemessungsmodellen, die im Rahmen dieser Arbeit für die Untersuchungen und den Nachweis der Machbarkeit von dünnwandigen vorgefertigten Segmentbrücken benötigt werden.

### **4.1 Methodik und Vorgehensweise**

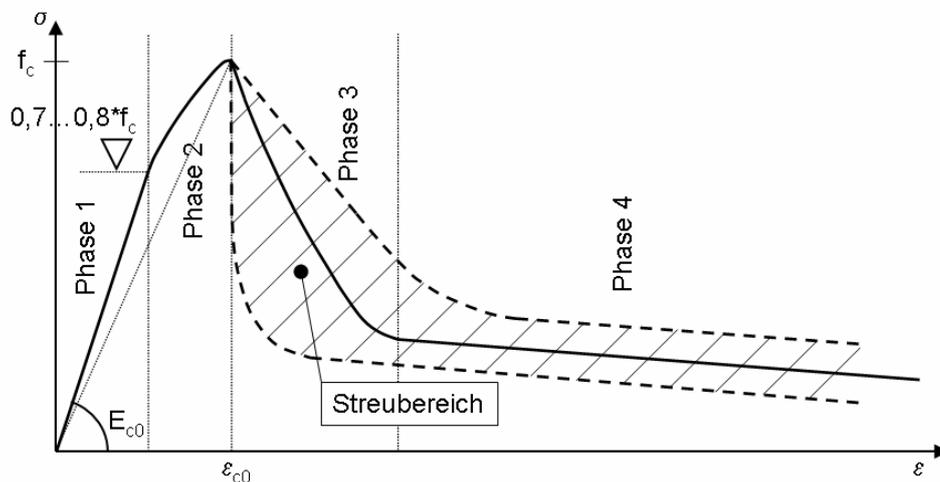
Im Wesentlichen werden vorhandene Ergebnisse und Modelle aus der Literatur herangezogen, um die notwendigen konstitutiven Beziehungen für die weiteren Untersuchungen festzulegen. Aufbauend auf einer Analyse des Drucktragverhaltens und der Festlegung eines geeigneten Stoffgesetzes zur Bemessung wird untersucht, inwieweit vorgenommene Vereinfachungen und Näherungen der Stoffgesetze Einfluss auf die Bemessungsergebnisse haben. Anschließend erfolgt die Darstellung des Zugtragverhaltens, wobei auch innovative Ansätze aufgezeigt werden, die möglicherweise zu einer wirtschaftlichen Optimierung bei gleichzeitiger Verbesserung der mechanischen Eigenschaften führen können. Die Modellierung der Stoffgesetze erfolgt über ein Modell zur Beschreibung des Rissöffnungsverhaltens von Faserbeton nach [Leutbecher2008], das sich leicht auf den Einsatz von Fasercocktails erweitern lässt und schließlich Vereinfachungen für einen praktischen Einsatz zulässt. Mit den so genannten  $\sigma$ - $w$  Referenzkurven werden dann verschiedene Stoffgesetze festgelegt, um die Auswirkungen des unterschiedlichen Nachrisszugverhaltens auf die spätere Bemessung darstellen und vergleichen zu können. Da sich das Spannungs-Rissöffnungsverhalten schlecht für eine Bemessung eignet, wird die Transformation in Spannungs-Dehnungsbeziehungen diskutiert. Zuletzt erfolgt die Darstellung des Tragverhaltens von mit Fasern und Stabstahl kombiniert bewehrten Bauteilen und die Erläuterung der verwendeten konstitutiven Modelle für nichtlineare 3-dimensionale Finite Elemente Berechnungen.

### **4.2 Tragverhalten auf Druck von UHFB**

#### **4.2.1 Beschreibung des Tragverhaltens unter Druckbeanspruchung**

In Bild 4.1 ist das Tragverhalten einer Zylinderprobe unter Druckbeanspruchung ausgehend von Beschreibungen in [Greiner2006], [Jungwirth2006] und [Kützing2000] für gefaserte Hochleistungsbetone qualitativ dargestellt. Während der Phase 1 weist die  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Linie bis zu ca. 70-80% der Traglast einen annähernd linear-elastischen Verlauf auf. Dieses linear-elastische Verhalten spiegelt sich auch anhand der Entwicklung der Querdehnzahl nach [Schneider2007] in Bild 4.2 wieder. Die Querdehnzahl im elastischen Bereich besitzt nahezu die gleichen Werte wie normalfester

und hochfester Beton. Durch weitere Schädigung infolge Mikrorissbildung in Längsrichtung strebt dann in Phase 2 die Traglastkurve zunehmend einem nichtlinearen Verlauf entgegen, wobei sich mit dem Erreichen des Traglastmaximums ein kleines Plateau ausbildet [Wille2008], [Henze2009]. Bei ungefasertem UHFB erfolgt mit dem Erreichen der Traglast ein explosionsartiges plötzliches Versagen, das jedoch mit der Zugabe von Stahlfasern verhindert werden kann und somit ein duktiler Übergang in den abfallenden Ast (Phase 3) stattfindet. Der Beginn der Entfestigung in Phase 3 kennzeichnet sich durch schlagartige Makrorissbildung und dem Abplatzen von Betonschuppen, die aber noch durch Faserbrücken untereinander verbunden sind. In der Regel fällt die Last in der Phase 3 sehr steil ab, bis sich wieder ein stabiles Gleichgewicht durch die Aktivierung der Fasern einstellt. Gegenüber der Phase 1 und 2 ist die Streuunganfälligkeit des abfallenden Astes in Phase 3 und 4 aufgrund der Abhängigkeit von Fasergehalt, Fasergeometrie, Faserverteilung, Faserorientierung, Matrix-Faser-Verbund usw. stark ausgeprägt. Die Phase 4 ist dann durch einen flacheren Verlauf mit fortschreitender Zerstörung des noch verbliebenen Betonkonglomerates geprägt.

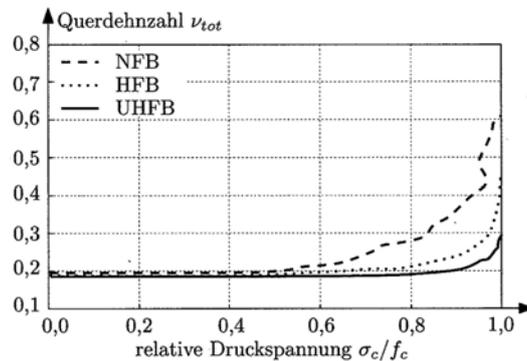


- Phase 1 Nahezu linear-elastisches Verhalten.
- Phase 2 fortschreitende Schädigung durch Mikrorissbildung in Längsrichtung mit zunehmend nichtlinearem Verlauf der  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Linie einhergehend mit einem Anstieg der Querdehnung.
- Phase 3 schlagartige Rissbildung und Abplatzen von Betonschuppen, die aber noch untereinander durch Fasern überbrückt sind. Dann weiteres Ausziehen, Abscheren, Reißen der Faserbrücken und Matrixabplatzungen an den Fasermündungen.
- Phase 4 Zerstörung des noch übrigen Betons.

**Bild 4.1** Qualitative  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehung mit Unterteilung des Tragverhaltens in Phasen

Die Zugabe von 2,5% Stahlfasern bewirkt laut [DFG2005] eine Traglaststeigerung um rund 15%, was offenbar aus den hohen Zugfestigkeiten im Nachbruchbereich und dem damit querdehnungsbehinderndem Effekt resultiert. Dahingegen wird die Völligkeit des ansteigenden Astes bei den hier zur Verwendung kommenden Fasergehalten von maximal 2,5% kaum beeinflusst [DAfStb2008]. Ab Fasergehalten von mehr als 3% berichtet [Nielsen1995] von einer bedeutenden Steigerung der Versagenslast einhergehend mit zunehmender Völligkeit der  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Linie. Dagegen werden in [Rossi2005] mit sehr hohen Fasergehalten von 11% annähernd lineare Verläufe bis zum Erreichen der Traglast erzielt. Damit lässt sich offenbar annehmen, dass zwar die Faserzugabe zu einer Traglaststeigerung führt, aber eine generelle

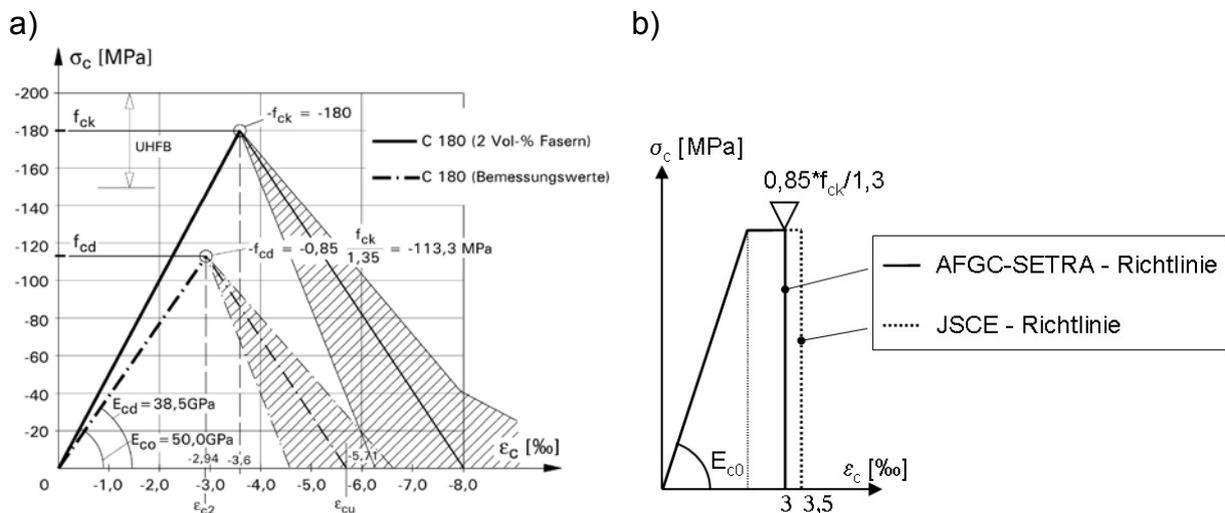
Aussage, inwieweit die Fasern den Verlauf während Phase 1 und 2 beeinflussen, lässt sich aufgrund der vorgenannten widersprüchlichen Ergebnisse nicht treffen.



**Bild 4.2** Entwicklung der Querdehnzahl bezogen auf die relative Druckspannung aus [Schneider2007]

#### 4.2.2 Analytische Modellierung des Tragverhaltens

Wenn keine genaueren Verläufe der Druckarbeitslinien durch Versuche bekannt sind, schlägt [DAfStb2008] vor, die Bemessungskurve für Druck eines gefaserten UHFB über einen einfachen bilinearen Verlauf mit an- und absteigendem Ast, wie in Bild 4.3a dargestellt, anzunehmen. Das Ende des abfallenden Astes wird hier vereinfachend auf der sicheren Seite liegend mit 8‰ unabhängig vom Fasergehalt empfohlen (Bild 4.3a). Für Bemessungszwecke im Grenzzustand der Tragfähigkeit scheint ein solch einfacher und praktikabler Ansatz sinnvoll, im Gebrauchszustand werden die Spannungen ohnehin nur auf 60% der maximalen Druckspannung ausgenutzt, so dass ein einfacher linear ansteigender Verlauf ausreicht. Fraglich bleibt, inwieweit eine pauschale Festlegung des E-Moduls tolerierbar ist, oder ob dieser anhand bekannter Versuchsdaten entsprechend angepasst werden sollte. Weiterhin ist zu klären, ob ein rein linear ansteigender Ast und die Annahme des Tangentenmoduls nicht zu unsicheren Bemessungsergebnissen führt. Die Auswirkungen auf die Bemessungsergebnisse unter Biegung mit Längskraft werden nachfolgend in Kapitel 4.2.3 diskutiert.



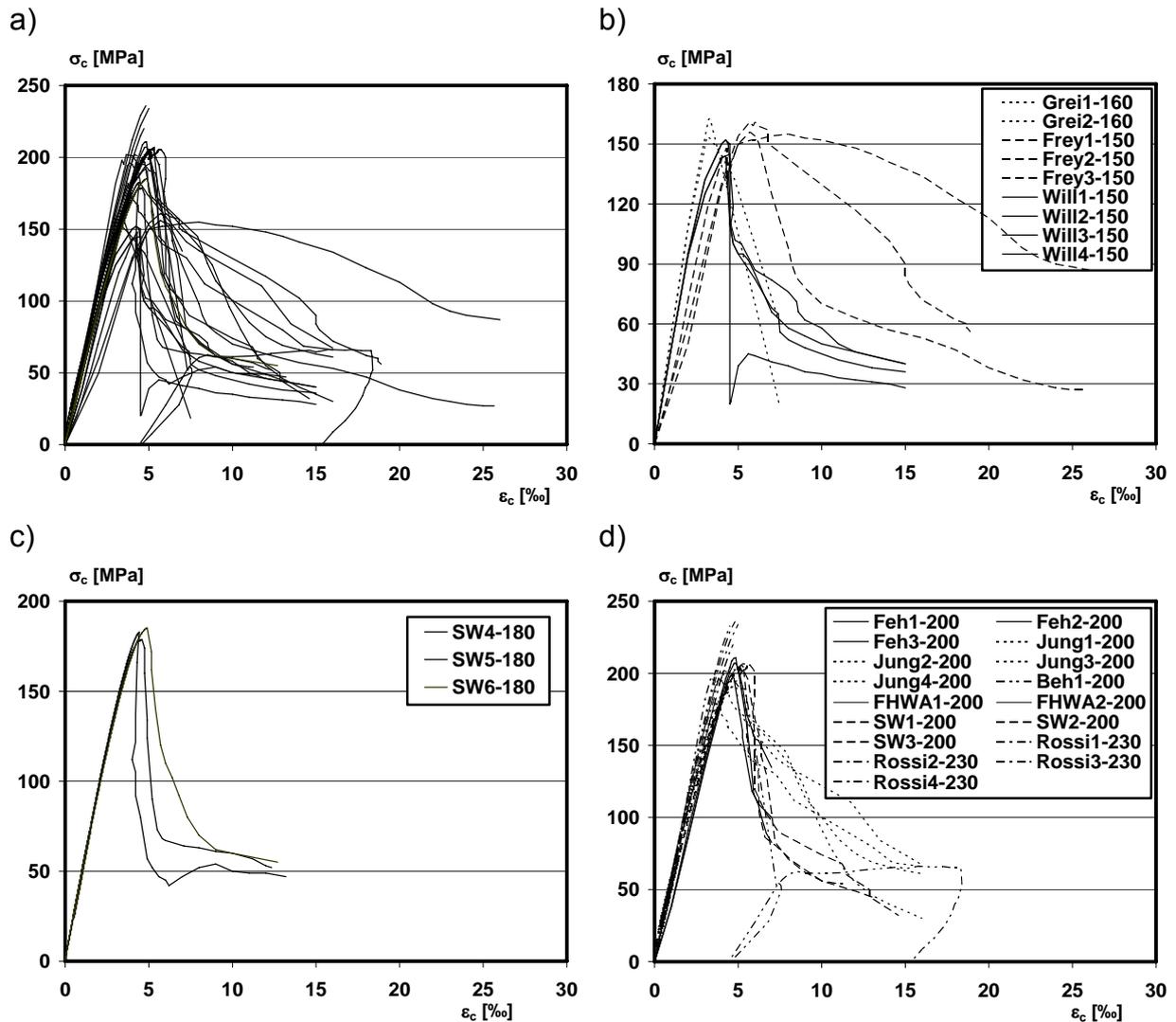
**Bild 4.3** Bemessungskurven für Druckbeanspruchung a) nach [DAfStb2008] für Fertigteile b) nach [AFGC2002] und [JSCE2006]

[AFGC2002] und [JSCE2006] schlagen für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit eine bilineare  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Linie mit einem plastischen Plateau analog zur bilinearen  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Linie nach [EC2] vor (Bild 4.3b). Eine Abminderung des Tangentenmoduls infolge Kriechen, wie in [DAfStb2008] derzeit vorgeschlagen, erfolgt hier nicht. Das Ende des Plateaus wird pauschal in [AFGC2002] mit 3‰ und in [JSCE2006] mit 3,5‰ festgelegt. Für Untersuchungen im Gebrauchszustand geben beide Richtlinien die Annahme einer linear-elastischen Beziehung an. Für die weiteren Untersuchungen in dieser Arbeit soll die Bemessungskurve nach [DAfStb2008] herangezogen werden, da diese den tatsächlichen Verlauf sehr gut widerspiegelt und zu ausreichend genauen Ergebnissen führt wie nachfolgende Untersuchungen zeigen.

Für nichtlineare Untersuchungen und Traglastnachweise sollten wirklichkeitsnahe Verläufe der konstitutiven Beziehungen eingesetzt werden, um die Tragwerksantwort realistisch zu modellieren. Um eine vergleichende Beurteilung des zuvor erläuterten vereinfachten Ansatzes mit genaueren Verläufen vornehmen zu können, aber auch nichtlineare Bauteiluntersuchungen im Rahmen dieser Arbeit durchzuführen, soll das Drucktragverhalten mit Hilfe vorhandener Ansätze aus der Literatur genauer modelliert werden. In Bild 4.4 sind aus der Literatur [Rossi2005], [FHWA2006], [Behloul1996], [Jungwirth2006], [DFG2005], [Greiner2006], [Wille2008], [Freytag2002] als auch im Rahmen eines Pilotprojektes [Reichel2010b], [TUG-SW2007] entnommene Verläufe von  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Kurven unter Druckbeanspruchung reproduziert. Alle Versuche sind an zylindrischen Probekörpern mit  $\varnothing/h = 1/2$  durchgeführt und der Fasergehalt der Proben mit dargestellt abfallenden Ast liegt zwischen 1,5 Vol.% und 3 Vol.%. Auffällig ist die extrem starke Streuung im abfallenden Ast, die auch nach Aufteilung der Kurven in einzelne Festigkeitsbereiche bestehen bleibt. Im ansteigenden Ast bleibt die Streuung gering, korrigiert man den Verlauf der Linien Frey1-150 bis Frey3-150 in Bild 4.4b durch eine Parallelverschiebung. Der anfangs geringere Anstieg dieser Kurven resultiert laut [Freytag2002] aus abschnittweisem Betonieren der Proben in vertikaler Richtung sowie nicht erfolgten Verdichtungsmaßnahmen wie Rütteln oder Stochern.

Um den Verlauf des an- und absteigenden Astes analytisch zu definieren, wird der Vorschlag von [Shah1983] für umschnürten Normal- und Leichtbeton aufgegriffen. Der Ansatz für den ansteigenden Verlauf findet sich wegen seiner einfachen Verwendung auch in [EN1992-1-1] wieder. Er wurde auch in einem Zwischenstand des [DAfStb2006b] übernommen, mittlerweile aber durch die oben beschriebene vereinfachte bilineare Beziehung ersetzt, da zur Festlegung der die Völligkeit der Kurve definierenden Hochzahl  $n$  noch zu wenig diesbezügliche Untersuchungen vorliegen.

$$\sigma_c = f_c \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (\text{Gl. 4.1})$$



**Bild 4.4** Spannungs-Dehnungs-Beziehungen unter Druckbeanspruchung a)  $f_c=150-230\text{MPa}$ , b)  $f_c=150-160\text{MPa}$ , c)  $f_c=180\text{MPa}$  d)  $f_c=200-230\text{MPa}$

In Bild 4.5 sind die Verläufe des analytischen Ansatzes nach [Shah1976] den tatsächlichen Verläufen der  $\sigma$ - $\epsilon$ -Kurven in einer jeweils auf den Maximalwert der Druckspannung bzw. Dehnung bezogenen Form gegenübergestellt. Durch Variation der die Völligkeit beschreibenden Hochzahl  $n$  wurde der Verlauf zunächst für alle Kurven und dann für verschiedene Druckfestigkeitsbereiche angepasst. Dabei ist eine Korrelation der Hochzahl  $n$  weder mit der Druckfestigkeit in Tafel 4.1 noch mit dem Tangentenmodul feststellbar. Die Tendenz einer abnehmenden Hochzahl  $n$  mit steigender Festigkeit [DAfStb2006b], [König2001] ist hier nicht gegeben und zeigt, dass der Verlauf des ansteigenden Astes verschiedener UHFB-Rezepturen mit verschiedenen Fasergehalten doch sehr stark streuen kann und damit einfache Verallgemeinerungen schwierig macht. Allerdings ist anzumerken, dass es sich um unabhängig durchgeführte Versuche mit unterschiedlicher Probenherstellung bzw. Probengewinnung handelt. Der Probendurchmesser der Zylinderproben mit einem Verhältnis  $\varnothing/H = 1/2$  variierte zwischen 50 und 150mm. Zusätzlichen Einfluss auf die Ergebnisse haben unterschiedliche Prüfgeschwindigkeit, Prüfmaschinensteifigkeit und die unterschiedliche Genauigkeit der Probenpräparation an den Lasteinleitungsflächen. Aus diesem Grund lassen sich die Beobachtungen im Rahmen dieser

Betrachtung ohne weitere systematische Untersuchungen nicht wirklich untermauern.

Da die Übereinstimmung des Verlaufes für die in dieser Arbeit vorgesehenen Zwecke mehr als ausreichend ist und der Ansatz auch wegen seiner praktikablen Einfachheit in [EN1992-1-1] übernommen wurde, sollen andere Ansätze wie z.B. der von Sargin [Shah1983] in [MC90] hier nicht weiter betrachtet werden. Für weitere Untersuchungen wird in dieser Arbeit eine mittlere Hochzahl von  $n = 1,3$  verwendet, welche im Mittel alle hier betrachteten Rezepturen gut widerspiegelt (Bild 4.5a). Die zur Druckfestigkeit zugehörige Dehnung bei bekanntem oder erforderlichem Tangentenmodul ermittelt sich dann nach:

$$\varepsilon_{c2} = \frac{n \cdot f_c}{E_{c0}} \quad (\text{Gl. 4.2})$$

**Tafel 4.1** ermittelte Hochzahlen  $n$  in Abhängigkeit der Druckfestigkeit

$f_c$ [MPa]	150-230	150	160	180	200	230
$n$	1,3	1,45	1,15	1,4	1,35	1,2

Der Verlauf des abfallenden Astes wird in [Shah1983] mit einer semi-empirischen Beziehung erfasst, wobei ein mechanisch abgeleiteter Umschnürungsindex eingearbeitet ist, der die festigkeitssteigernde Umschnürungswirkung infolge einer Wendelbewehrung berücksichtigt.

$$\sigma = f_c \cdot \exp\left[-k \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_{c2})^p\right] \quad (\text{Gl. 4.3})$$

Die Größe der Konstante  $p$  beschreibt im Wesentlichen die Steilheit des abfallenden Astes in Phase 3 und wurde von [Shah1983] pauschal mit 1,15 festgelegt. Zur besseren Anpassung an das stark streuende Verhalten des UHFB wird  $p$  variabel gesetzt. Je kleiner die Konstante  $k$  ist, umso geringer fällt die gemittelte Höhe des absteigenden Astes in Phase 4 aus. Diese beschreibt somit den Zusammenhang zwischen Umschnürungsindex  $f_r$  und Druckfestigkeit  $f_c'$  mit Umschnürung, der in [Shah1983] durch eine Regressionsanalyse ermittelt wurde:

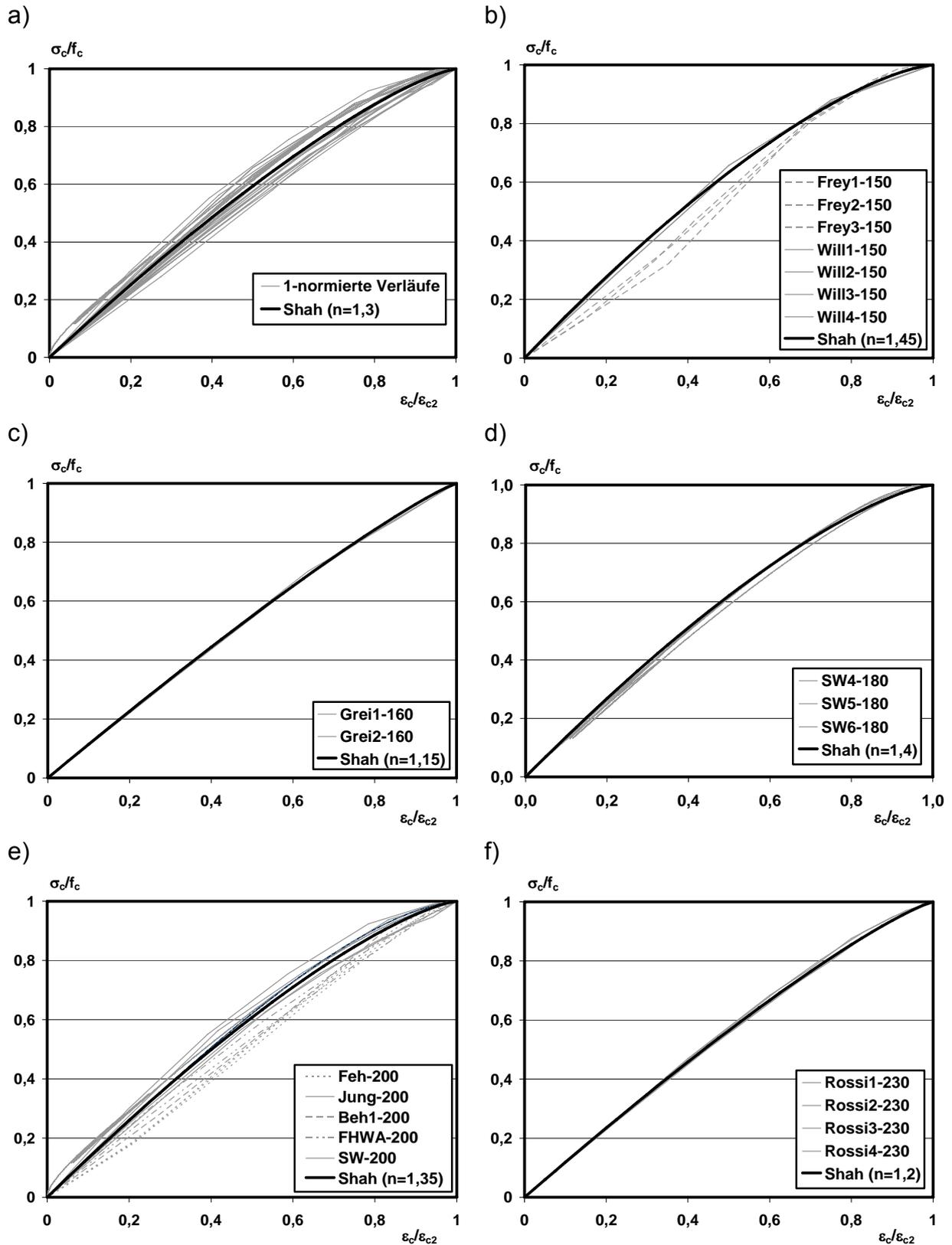
$$k = 0,025 \cdot f_c' \cdot \exp(-0,0045 \cdot f_r) \quad (f_r, f_c' \text{ [kPa]}) \quad (\text{Gl. 4.4})$$

Der Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit mit und ohne Umschnürung sowie dem Umschnürungsindex wurde auch wieder mit Hilfe einer Regressionsanalyse bestimmt:

$$f_c' = -\frac{1,15 \cdot f_r - f_c}{2} + \sqrt{\left(\frac{1,15 \cdot f_r - f_c}{2}\right)^2 - 2,1 \cdot f_r} \quad (f_r, f_c', f_c \text{ [kPa]}) \quad (\text{Gl. 4.5})$$

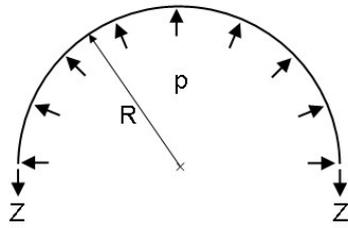
Da der Fehler gegenüber der exakten Lösung vernachlässigbar klein ist, lässt sich die vorgenannte Gleichung weiter vereinfachen zu:

$$f_c' = 1,15 \cdot f_r - f_c \quad (f_r, f_c', f_c \text{ [kPa]}) \quad (\text{Gl. 4.6})$$



**Bild 4.5** bezogene  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Verläufe und Vergleich mit dem analytischen Ansatz nach [Shah1983] für unterschiedliche Festigkeitsbereiche: a)  $f_c=150-230\text{MPa}$ , b)  $f_c=150\text{MPa}$ , c)  $f_c=160\text{MPa}$ , d)  $f_c=180\text{MPa}$ , e)  $f_c=200\text{MPa}$ , f)  $f_c=230\text{MPa}$

Der Umschnürungsindex  $f_r$  begründet sich rein mechanisch und ist aus der so genannten Kesselformel abgeleitet:



$$Z = p \cdot R = p \cdot \frac{d}{2} = A_s \cdot f_y$$

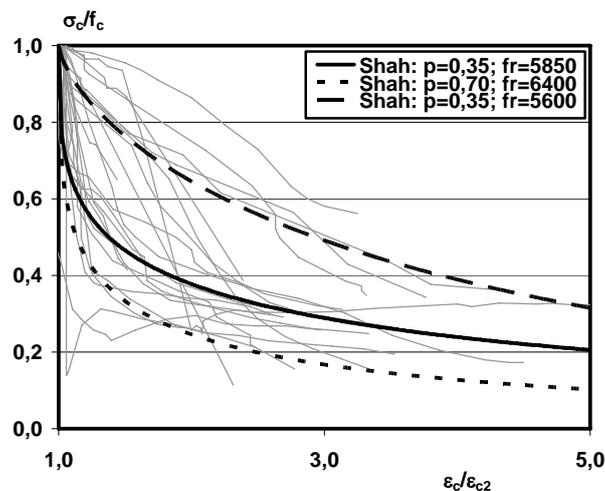
$$p = \frac{A_s \cdot f_y \cdot 2}{d}$$

mit  $s$  für die Ganghöhe der Wendel ergibt sich:

$$f_r = \frac{A_s \cdot f_y \cdot 2}{d \cdot s} \quad (\text{Gl. 4.7})$$

Der sich aufbauende Innendruck lässt sich auch im Sinne der Fasertragwirkung als verbleibende Nachrisszugfestigkeit des Faserbetons betrachten. Damit würde die sich einstellende Nachrisszugfestigkeit dem Umschnürungsindex  $f_r$  entsprechen.

Im Bild 4.6 ist der  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Verlauf für den abfallenden Ast in bezogener Form wiedergegeben. Der Verlauf mit den Parametern  $f_r = 5850$  kPa und  $p = 0,35$  stellt im Mittel eine gute Näherung dar und soll für die weiteren Betrachtungen verwendet werden. Die Obergrenze mit den Parametern  $f_r = 6400$  kPa und  $p = 0,70$  und die Untergrenze  $f_r = 5600$  kPa und  $p = 0,35$  sind zusätzlich dargestellt.



**Bild 4.6** bezogene  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Verläufe für den Entfestigungsbereich und Vergleich mit dem analytischen Ansatz nach [Shah1983]

Bemerkenswert ist, dass  $f_r$  tatsächlich die Größenordnung einer realistisch erscheinenden Nachrisszugfestigkeit im Bereich von 5,6 – 6,4 MPa annimmt, obwohl die analytischen Beziehungen aus [Sha1983] durch Anpassung und Regression hauptsächlich empirisch für umschnürten Normal- und Leichtbeton abgeleitet wurden und das Fließverhalten der Wendelbewehrung einen anderen Entfestungsverlauf als der Faserauszug aufweist. Grundsätzlich erscheint eine Modellierung des abfallenden Astes mit einer semiempirischen Formulierung unter Verwendung der Kesselformel denkbar. Eindeutigere Aussagen lassen sich aber nur treffen, wenn auch hier wieder umfassende Untersuchungen, die aber nicht das vorrangige Ziel dieser Arbeit sind, durchgeführt werden.

### 4.2.3 Einfluss des $\sigma$ - $\varepsilon$ -Verlaufes auf die Bemessung

Die Auswirkung der Form des ansteigenden als auch des absteigenden Astes im Druckbereich auf die Ergebnisse einer Querschnittsberechnung unter Biegung und Längskraft soll im Folgenden analysiert werden. Dazu wird das Querschnittsbemessungsprogramm AQUA und AQB von Sofistik [Sofistik2008] verwendet. Die Eignung des Querschnittsbemessungsprogramms wurde umfangreich getestet. Ein Teil der Ergebnisse ist in Anhang 4 dokumentiert. Nachfolgend sind die zur Untersuchung verwendeten Eingangsparameter und ihre Variation aufgelistet:

Tafel 4.2 Parametervariation für die Untersuchung des Einflusses der  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehung

Querschnittshöhe h:	10 cm	50 cm
Maximale Druckfestigkeit $f_c$ :	120 MPa	180 MPa
Tangentenmodul $E_{c0}$ :	44380 MPa für $f_c = 120$ MPa	50700 MPa für $f_c = 180$ MPa
Dehnung am Ende des abfallenden Astes:	8 ‰	16 ‰
Längsbewehrungsgrad $\rho_s$ :	0 %	1 %
Achsabstand der Längsbewehrung vom unteren Querschnittsrand:	4 cm	

Als Zugarbeitslinie wird die  $\sigma$ - $w$  Referenzkurve SK1 aus Bild 4.23 verwendet. Die Umrechnung in die  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehung im Entfestigungsbereich erfolgt über die in Kapitel 4.3.6 diskutierte Prozesszonenlänge  $L_c = 2/3 \cdot h$ . Bild 4.7 zeigt nochmals qualitativ die Variation der Form der Druckarbeitslinie.

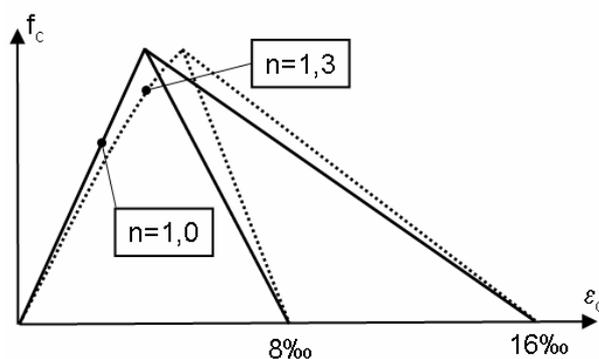


Bild 4.7 qualitative Darstellung der Variation der  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehung im Druckbereich für die Untersuchungen

Die Ergebnisse der Untersuchung sind in den M-N Interaktionsdiagrammen in Bild 4.8a-f zusammengestellt. Die Bezeichnung der dargestellten Linien unterliegt der folgenden Konvention:

$f_c$ - $n$ - $h$ - $\varepsilon_u$  = Druckfestigkeit – Hochzahl – Querschnittshöhe – Bruchdehnung

Beispiel: „120-1,3-10-8“ bedeutet:  $f_c=120$  MPa,  $n=1,3$ ,  $h=10$  cm,  $\varepsilon_u=8$  ‰

Bei der Untersuchung wurde grundsätzlich davon ausgegangen, dass Drucknormalkräfte oberhalb des „Balanced Point“ (Maximum der Biegetragfähigkeit infolge einer

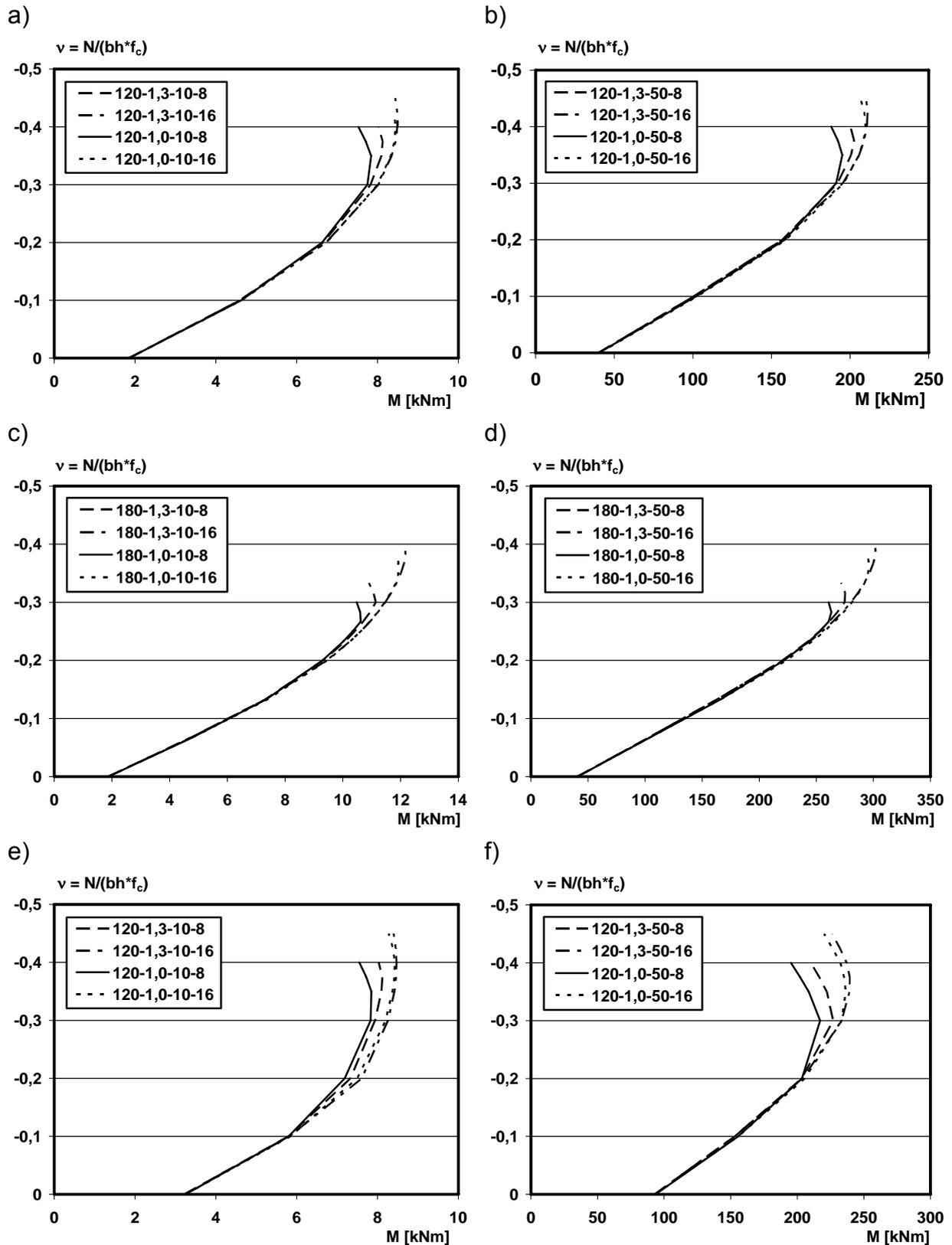
Drucknormalkraft) bei den später hier betrachteten Tragwerken nicht auftreten. Aus der Variation der Völligkeit bzw. Hochzahl  $n$  des ansteigenden Astes zeigt sich anhand der M-N Interaktionsdiagramme, dass mit steigender Drucknormalkraft die Biegemomententragfähigkeit bei größerer Völligkeit bzw. Hochzahl  $n$  gegenüber dem linearen Verlauf immer mehr zunimmt. Dabei gilt, je mehr Zugkraft in Form einer Nachrisszugfestigkeit oder Bewehrung vom Querschnitt aufgenommen werden kann, umso größer ist der Einfluss der Völligkeit. Bei bewehrten Querschnitten macht sich deshalb der Unterschied bereits schon bei geringen Drucknormalkräften bemerkbar. Auch bei niedrigen Querschnittshöhen tritt der Unterschied bereits bei geringen Drucknormalkräften wesentlich eher als bei größeren Querschnittshöhen auf. Weiterhin fällt auf, dass sich der Einfluss bei höheren Druckfestigkeiten erst kurz vor dem „Balanced Point“ bemerkbar macht.

Aus der Variation der Neigung des abfallenden Astes mit  $\varepsilon_u = 8 \text{ ‰}$  bzw.  $16 \text{ ‰}$  ergibt sich bei flacherem Abfall wie zu erwarten eine höhere Momententragfähigkeit. Der Einfluss nimmt deutlich mit zunehmender Ausnutzung der Druckzone bzw. zunehmender Dehnung am Druckrand zu. Auch hier ist der Einfluss bei niedrigeren Querschnittshöhen sowie hoher Tragfähigkeit der Zugzone stärker ausgeprägt.

Grundsätzlich gilt, je höher das Niveau der Drucknormalkraft umso empfindlicher reagiert der Querschnitt auf den Verlauf der Arbeitslinie. Es zeigt sich, dass unter bestimmten Voraussetzungen eine falsche Annahme des Verlaufes des ansteigenden als auch abfallenden Astes bereits bei geringen Drucknormalkräften die Biegetragfähigkeit überschätzt. Eine Annahme der Arbeitslinie nach [DAfStb2008] mit linear ansteigendem Ast und dem Ende des abfallenden Astes bei  $8 \text{ ‰}$  liefert die geringsten Biegetragfähigkeiten. Die Annahme einer Bruchdehnung von  $8 \text{ ‰}$  spiegelt auch gut die Verläufe in Bild 4.4a wieder, wobei gegebenenfalls bei sehr niedrigen Fasergehalten die Bruchdehnung weiter reduziert werden sollte. Damit liegt dieser Ansatz in der Regel auf der sicheren Seite und wird deshalb im Folgenden zur Querschnittsbemessung verwendet. Für materiell nichtlineare FEM-Untersuchungen wird weiterhin an der Beziehung nach (Gl. 4.1) für den ansteigenden Ast mit einer Hochzahl von  $n = 1,3$  und für den absteigenden Ast an (Gl. 4.3) mit den schon zuvor festgelegten mittleren Parametern aus Kapitel 4.2.2 festgehalten, da bei nichtlinearen Untersuchungen möglichst das tatsächliche Materialverhalten nicht durch bereits auf der Materialeseite beaufschlagte Sicherheiten im Vorfeld verfälscht werden sollte.

#### 4.2.4 Zusammenfassung

Das Tragverhalten von gefasertem UHFB auf Druck wurde in einem ersten Schritt qualitativ analysiert und beschrieben. Aufbauend auf der Beschreibung des Drucktragverhaltens folgt der Versuch einer analytischen Modellierung sowohl des ansteigenden als auch absteigenden Astes. Zur Verifizierung dienen in der Literatur dokumentierte und im Rahmen von Pilotprojekten an der TU Graz durchgeführte Versuche. Die Analyse des ansteigenden Astes der verschiedenen Rezepturen ergibt, entgegen von Aussagen aus der Literatur [DAfStb2006b], [König2001], dass die Völligkeit der  $\sigma$ - $\varepsilon$  Linie nicht mit steigender Festigkeit abnimmt. Die analytische Beschreibung des Verlaufes lässt sich in guter Übereinstimmung mit den von [Shah1983] gefunden Beziehungen beschreiben. Für die Modellierung des Verlaufes des abfallenden Astes besteht dennoch erheblicher Forschungsbedarf bezüglich des Einflusses der Nachrisszugfestigkeit. Durch Untersuchung und Diskussion des Einflusses der Genauigkeit bzw. der Form der verwendeten Druckarbeitslinie auf



**Bild 4.8** Auswirkung der Form der Druckarbeitslinie auf die M-N Interaktionsdiagramme: a) gefasertes UHFB Querschnitt  $h=10\text{cm}$ ,  $f_c=120\text{MPa}$  b) gefasertes UHFB Querschnitt  $h=50\text{cm}$ ,  $f_c=120\text{MPa}$  c) gefasertes UHFB Querschnitt  $h=10\text{cm}$ ,  $f_c=180\text{MPa}$  d) gefasertes UHFB Querschnitt  $h=50\text{cm}$ ,  $f_c=180\text{MPa}$  e) gefasertes UHFB Querschnitt mit 1 % Bewehrungsgrad  $h=10\text{cm}$ ,  $f_c=120\text{MPa}$  f) gefasertes UHFB Querschnitt mit 1 % Bewehrungsgrad  $h=50\text{cm}$ ,  $f_c=120\text{MPa}$

eine Querschnittsbemessung, erfolgt die Festlegung der in dieser Arbeit weiter zur Anwendung kommenden konstitutiven Beziehungen. Es hat sich gezeigt, dass die bilineare  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehung nach [DAfStb2008] für die Querschnittsbemessung für die hier später untersuchten Tragwerke ausreichend ist. Für den Fall einer materiell nichtlinearen Untersuchung soll der genauere Verlauf nach den hier festgelegten Beziehungen zum Einsatz kommen.

### 4.3 Zugtragverhalten von gefasertem UHFB

#### 4.3.1 Allgemein

Wird Ultrahochfester Beton ohne Fasern einem zentrischen Zugversuch unterworfen, so versagt dieser auf Zug sehr spröde. Dabei lassen sich laut [Schneider2007], [DFG2005] keine wesentlichen Unterschiede zwischen Grobkorn und Feinkornbeton feststellen. Diese Sprödigkeit wird jedoch durch Zugabe von Fasern mehr oder weniger eliminiert und es stellt sich eine gewisse Nachrisszugfestigkeit mit entsprechender Duktilität ein. D.h. das Entstehen von Makrorissen wird gezielt verzögert bzw. bis zu einer bestimmten Laststufe verhindert. Ab einem bestimmten so genannten überkritischen Fasergehalt ist es gar möglich die Nachrisszugfestigkeit weiter zu steigern. Ob solche überkritischen Fasergehalte wirtschaftlich vertretbar sind und die Fasern quasi eine tragfähigkeitssteigernde Bewehrung ersetzen, ist je nach zu erfüllender Aufgabe des Tragelementes von Fall zu Fall abzuwägen und von vielen weiteren äußeren konstruktiven, herstellungstechnischen und wirtschaftlichen Randbedingungen abhängig. Von der Anwendung eines ungefaserten UHFB bei statisch wirksamen Bauteilen ist grundsätzlich wegen des spröden Verhaltens auch bei reiner Druckbeanspruchung abzusehen, es sei denn es werden andere duktilitätssteigernde Maßnahmen vorgesehen wie z.B. Umschnürung durch ein dünnwandiges Stahlrohr [Schneider2007].

Die Höhe der Nachrisszugfestigkeit als auch der Verlauf des abfallenden Astes hängen dabei vom Fasergehalt, von der Faserorientierung und Faserverteilung, der Fasergeometrie, vom Mischungsverhältnis des zum Einsatz kommenden Fasercocktails und letztlich von den Eigenschaften des Betons ab. Grundsätzlich ist bei UHFB mit Fasern zwischen verfestigendem (Hardening) und entfestigendem (Softening) Verhalten im Nachrissbereich unter zentrischer Zugbeanspruchung als auch bei Biegebeanspruchung zu unterscheiden.

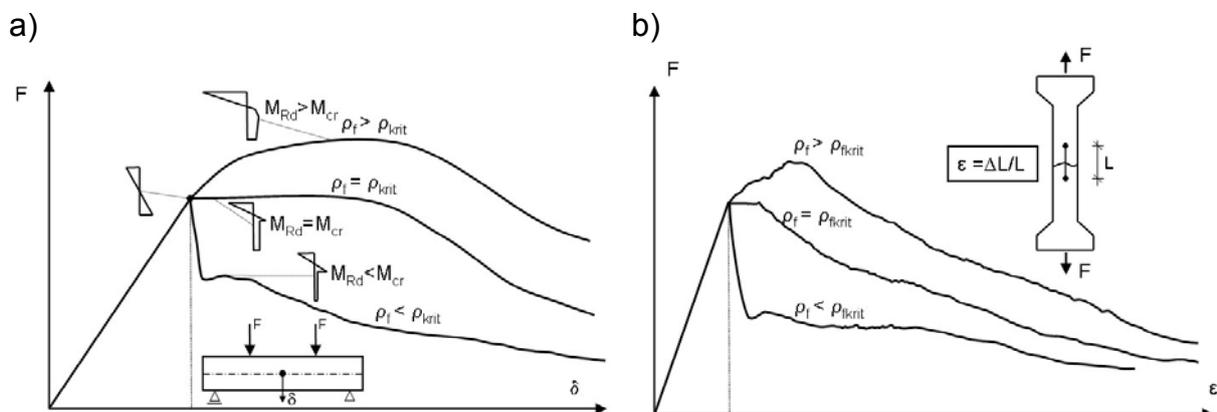
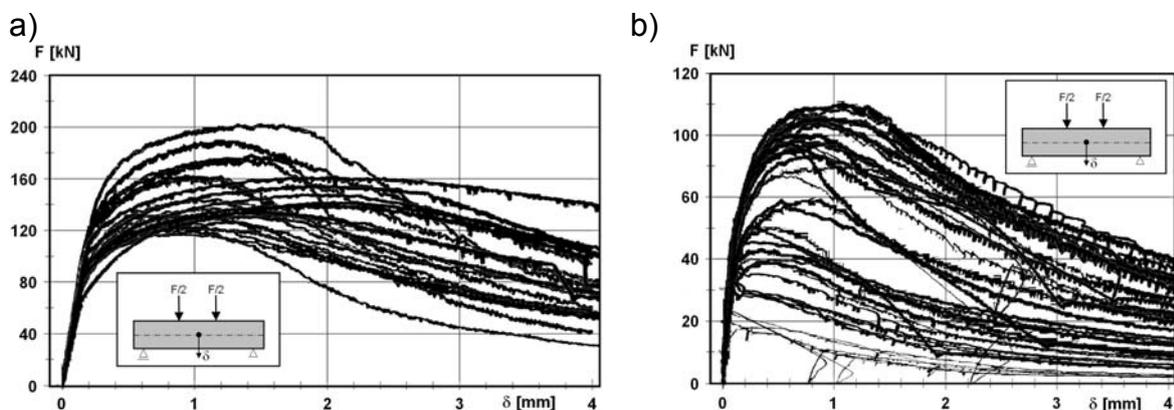


Bild 4.9 kritischer Fasergehalt a) für Biegung b) für zentrischen Zug

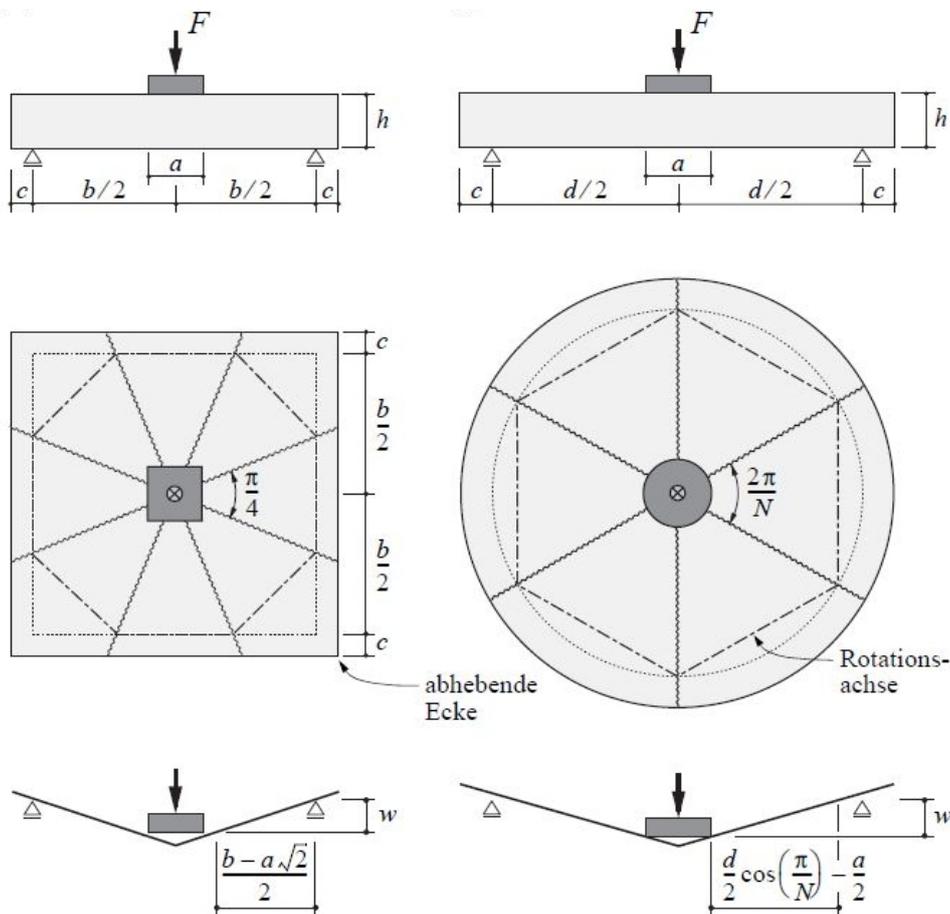
Die Fasern sollten bei Verzicht auf Bewehrungsstahl bei statisch beanspruchten Bauteilen ähnlich der Mindestbewehrung zur Verhinderung eines schlagartigen Versagens, zur Aufnahme von in der Bemessung nicht vorhergesehenen Zwangsbeanspruchungen und zur Vermeidung großer Makrorisse dienen. Anhand von Bild 4.9 ist ersichtlich, dass ein unterkritischer Fasergehalt, welcher unter zentrischem Zug die Risslast nicht aufnehmen kann, unter Biegung durchaus noch in der Lage ist, einen Gleichgewichtszustand zu bilden. Da die hohe Matrixzugfestigkeit des UHFB meist sehr hohe kostenintensive Fasergehalte bedingt, sollten aus Gründen der Wirtschaftlichkeit bei einer anwendungsorientierten Festlegung des erforderlichen Fasergehaltes immer Überlegungen angestellt werden, ob reiner zentrischer Zug ohne Umlagerungsvermögen vorliegt, oder ob eine Biegebeanspruchung vorherrschend ist bzw. Umlagerungen möglich sind.

Die Streuungen der Nachrisszugfestigkeit als Folge der zufälligen Faserverteilung und -orientierung sind in der Regel sehr hoch, wie [Gossla2000] bei Biegezugversuchen mit konventionellem Faserbeton bereits anschaulich aufgezeigt hat. In Bild 4.10 sind die Ergebnisse begleitender Biegezugversuche, die im Rahmen des Qualitätssicherungsprogrammes bei dem Pilotprojekt Wildbrücke Völkermarkt (siehe Anhang 6) durchgeführt wurden, dargestellt. Die Durchführung der Biegezugversuche erfolgte in Anlehnung an [DBV2001], wobei aber die Auswertung und Umrechnung der zu erreichenden Biegezugwerte in zentrische Zugfestigkeiten mit Hilfe einer analytischen Back-Analysis [AFGC2002], [Chanvillard2000], [Pojer2009] als auch zum Vergleich durch eine iterative Rückrechnung anhand nichtlinearer FE-Methoden (siehe Anhang 4) erfolgte. Die Last-Durchbiegungs-Kurven in Bild 4.10a repräsentieren die Ergebnisse begleitender und separat hergestellter Proben (4 unterschiedliche Chargen mit jeweils 6 Proben) mit einem Querschnitt von 150x150 mm nach [DBV2001]. Bild 4.10b zeigt die Biegezugergebnisse von 36 quer und längs aus dem betonierte Bauteil herausgesägten Proben. Die große Streuung der Biegezugfestigkeiten ist klar ersichtlich. Die geringe Last resultiert aus einer reduzierten Breite der Probe auf 60 mm aufgrund der vorhandenen Bauteilabmessungen. Die Probenhöhe betrug unverändert 150 mm. Zusätzlich sei noch angemerkt, dass bei einem ungekerbten 4-Punkt Biegeversuch die Lage des Risses, welcher hier nicht zwangsläufig genau in Feldmitte liegen muss, die Streuung in den Biegezugspannungs-Durchbiegungs-Linien nochmals verstärkt [Chanvillard2000], da sich mit immer größerer Entfernung des Risses von der Balkenmitte zwangsläufig immer geringere Durchbiegungen einstellen müssen.



**Bild 4.10** Streuung der Zugfestigkeit a) Ergebnisse von Biegezugversuchen an 24 separat hergestellten Proben aus 4 Mischchargen b) Ergebnisse an aus einem Bauteil herausgesägten Proben

Durch die Wahl eines statisch unbestimmten Systems lassen sich Systemumlagerungen ausnutzen und damit die Streuungen reduzieren. Zusätzlich wird die Streuung der Ergebnisse von Biegezug- oder auch zentrischen Zugversuchen wegen der gegenüber dem Bauwerk oft kleinen Bauteilabmessungen nochmals verstärkt. In [SIA162-6] für normalen Stahlfaserbeton hat man aus diesem Grund den so genannten Kreisplattenversuch (Bild 4.11) eingeführt. Es bildet sich ein gleichmäßiger Bruchmechanismus mit 5 oder 6 Rissen aus, dessen Bruchfläche etwa der zwanzigfachen des Biegezugversuches entspricht. Damit ist die Streuung der Ergebnisse wegen der stattfindenden Umlagerungen und der großen Bruchfläche entsprechend gering. Aus diesem Grund werden 3 Kreisplattenversuche oder 15 Biegezugversuche in [SIA162-6] gefordert. Zu beachten ist dabei allerdings, dass nicht alle Tragsysteme die Gegebenheiten einer hohen Umlagerungsfähigkeit des Kreisplattenversuches widerspiegeln und deshalb dieser in bestimmten Fällen nicht uneingeschränkt anwendbar ist.

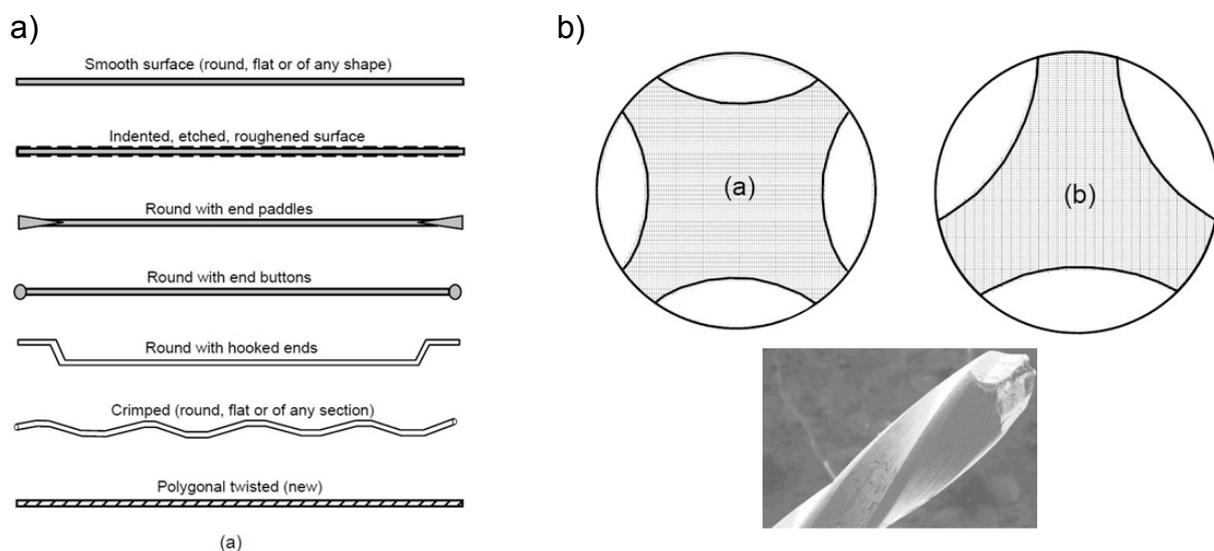


**Bild 4.11** Quadrat- oder Kreisplattenversuch nach [SIA162-6] aus [Pfyl2003]

Letztlich bleibt festzuhalten, je höher der Fasergehalt und damit einhergehend die Nachrisszugfestigkeit ist, umso mehr Gewicht gewinnt die Rolle der Faserverteilung und Faserorientierung. Letztlich ist wesentlich, dass die Faserorientierung und Faserverteilung in der Bemessung zu berücksichtigen sind.

### 4.3.2 Einfluss der Faserart, Synergieeffekte von Fasercocktails und des Fasergehaltes

Grundsätzlich kommen zur Aufnahme von Zugbeanspruchungen bei herkömmlichem Faserbeton hauptsächlich metallische Fasern, alkaliresistente Glasfasern, Kunststofffasern und Kohlenstofffasern gemäß [Holschemacher2006] zum Einsatz. Durch die verwendeten Fasern dürfen die Frisch- und Festbetoneigenschaften nicht nachteilig beeinflusst werden, sie dürfen während des Mischvorganges nicht gebrochen oder verformt werden, müssen eine ausreichende Zugfestigkeit aufweisen und einen guten Verbund zur Betonmatrix besitzen. Die Formgebung der Fasern – gerade, glatt, gekröpft mit Endhaken, abgeplattete Enden, verdreht, gewellt – kann zusammen mit der Querschnittsform der Faser einen bedeutenden Einfluss auf die Nachrisszugfestigkeit ausüben. [Naaman2000] hat durch die Entwicklung spezieller Faserquerschnitte versucht die im Verbund mit der Betonmatrix stehende Faseroberfläche zu vergrößern und gleichzeitig durch eine verdrehte Faserform den Auszieh-widerstand der Faser zu erhöhen. In [Naaman2008] berichtet er über zentrische Zugversuche an gefaserten hochfesten Betonen mit 2% Torexfasern (Bild 4.12b) die sehr hohe Nachrisszugfestigkeiten mit einer ausgeprägten Verfestigung aufweisen. Bei UHFB hat sich derzeit der Einsatz von glatten Mikrostahtdrahtfasern aber auch von Fasercocktails aus Mikrostahtfasern und längeren Stahtdrahtfasern für UHFB [Leutbecher2008], [Tue2006b], [Markowic2006] als geeignet herausgestellt. Die Korrosion von Stahtfasern ist aufgrund der hohen Gefügedichtheit von UHFB nur oberflächlich möglich, führt zu keiner Herabsetzung der Trag- und Gebrauchsfähigkeit und hat somit nur ästhetische Nachteile.



**Bild 4.12 a) Faserformen b) Querschnitts- und Faserform von quadratischen Torexfasern [Naaman2003]**

Damit ein duktiler Zugtragverhalten und ein großes Arbeitsvermögen gewährleistet ist, müssen die Fasern aus der Betonmatrix ausgezogen werden bevor diese selbst ihre Zugfestigkeit erreichen und reißen. Dabei gilt, je kleiner das Verhältnis zwischen Ausziehungskraft und der Zugfestigkeit der Fasern selbst ist, umso effektiver werden die Fasern ausgenutzt. Somit erscheint auch der Ansatz in [Naaman2000] logisch, den Auszieh-widerstand durch die gleichzeitige Optimierung von Faseroberfläche und Faserstruktur zu maximieren. Setzt man eine konstante Verbundspannung  $\tau_f$  zwischen Matrix und Faser und eine mittlere Einbindelänge der Faser in der Beton-

matrix von einem Viertel der Faserlänge  $l_f$  voraus, so ergibt sich die Spannung  $\sigma_f$  in der Einzelfaser als einfache Abschätzung.

$$\sigma_f = \frac{N_f \cdot 4}{\pi \cdot d_f^2} = \tau_f \cdot \frac{l_f}{d_f} \quad (\text{Gl. 4.8})$$

$$\text{mit } N_f = \pi \cdot d_f \cdot \tau_f \cdot \frac{l_f}{4} \quad (\text{Gl. 4.9})$$

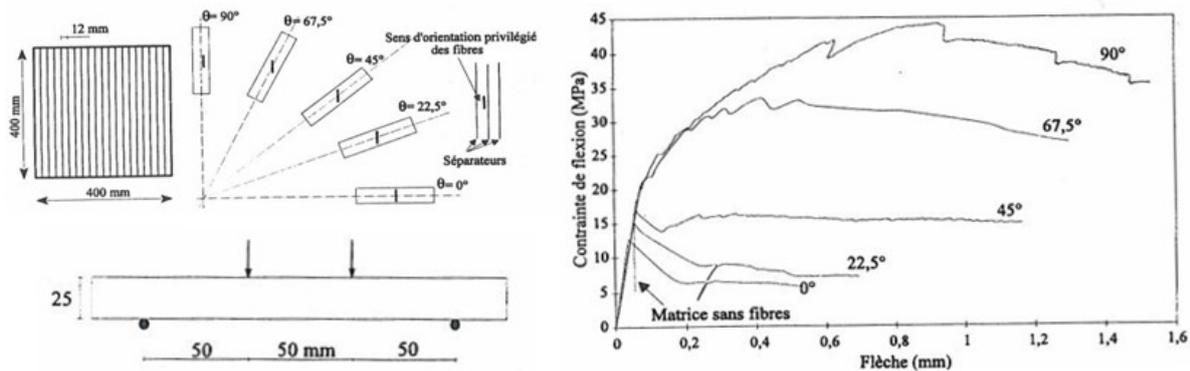
Je höher die Faserschlankheit  $l_f/d_f$  ist, umso besser werden die Fasern ausgenutzt, jedoch steigt auch die Wahrscheinlichkeit des Faserreißen. Da allerdings mit steigendem Fasergehalt aber auch steigender Faserschlankheit sich die Verarbeitbarkeit des Frischbetons verschlechtert und das Risiko einer Igelbildung und nicht mehr homogenen Faserverteilung zunimmt [Tue2007], [Leutbecher2008], sind der Fasergehalt und die Faserschlankheit einhergehend mit einer Steigerung der Zugfestigkeit des Faserbetons nicht nur wirtschaftlich sondern auch technisch gesehen nach oben begrenzt.

Kützing [Kützing2000] und Markowic [Markowic2006] haben erkannt, dass die Wechselwirkung aus einer Kombination von langen und kurzen Fasern das Zugtragverhalten bei hochfesten Betonen sehr günstig beeinflusst. Markowic führt dies aufgrund von Versuchsbeobachtungen darauf zurück, dass beim Ausziehen von längeren Fasern mit gekröpften Endhaken im Bereich der die Fasern umgebenden Matrix Mikrorisse entstehen. Die kleineren Mikrofasern überbrücken diese kleinen Mikrorisse, so dass sich der Auszieh Widerstand der langen Fasern erhöht.

### 4.3.3 Einfluss der Faserorientierung

#### Faserorientierungsbeiwert

Ohne äußere Störeinflüsse verteilen sich die Fasern im Mittel dreidimensional isotrop frei und zufällig im Raum im Gegensatz zu klassischen Bewehrungsstäben. Betonage- und Herstellungstechnologie, Begrenzungen durch Schalflächen, Vibration, Absetzen der Fasern bei ungeeigneten Frischbetoneigenschaften und die Wahl des Größtkorndurchmessers beeinflussen die Faserverteilung und Faserorientierung. Aber auch eine nachträgliche mechanische Bearbeitung wie Schneiden und Fräsen beeinträchtigen die Faserwirksamkeit an der Kantenoberfläche, durch Reduktion der Fasereinbindelänge. In [Behloul1996] wird der Einfluss der Faserorientierung auf die Biegezugtragfähigkeit sehr anschaulich aufgezeigt. Aus einer Platte mit näherungsweise eindimensionaler Faserausrichtung wurden in unterschiedlichen Richtungen ausgesägte Plattenstreifen einem Biegezugversuch unterworfen. Dabei zeigte sich der Einfluss der Faserorientierung nicht nur auf die Traglast sondern auch auf die Erstrisslast, da im Extremfall der Querschnitt der Betonmatrix durch quer liegende Fasern geschwächt ist.



**Bild 4.13 Einfluss der Faserausrichtung auf die Erstrisslast und Traglast beim Biegezugversuch nach [Behloul1996]**

Die Beeinflussung und Erfassung der Faserorientierung stellt derzeit unter anderem eine der wichtigsten und notwendigsten Fragestellungen im Bereich der Forschung und Entwicklung dar. Somit ist auch eine dementsprechende Vielzahl an Veröffentlichungen verfügbar. In den meisten Veröffentlichungen wird der Faserorientierungsbeiwert  $\eta$  nach [Schönlin1988] als Mittelwert des Verhältnisses der in Richtung der Zugbeanspruchung projizierten Faserlängen zu den tatsächlichen Faserlängen definiert:

$$\eta = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \cos \alpha_i \quad 0 \leq \eta_f \leq 1,0 \quad (\text{Gl. 4.10})$$

Für den Fall, dass die Krafrichtung unbekannt ist, muss kritisch angemerkt werden, dass bei dieser Beziehung die Anzahl der geschnittenen Fasern nicht mit der tatsächlichen Faseranzahl der Probe übereinstimmt und eine solche Betrachtung geringfügig zu hohe Faserorientierungsbeiwerte liefert. Genau parallel zur Schnittfläche liegende Fasern werden hier nicht erfasst. Die Gleichung müsste dann genau genommen um das Verhältnis zwischen der geschnittenen Faseranzahl im Schnitt und der tatsächlich vorhandenen Faseranzahl im Volumen modifiziert werden.

Für die wahrscheinlichste 1-, 2- und 3-dimensionale Faserverteilung existiert in der Literatur eine große Streuung von theoretisch hergeleiteten Zahlenwerten u. a. [Holschemacher2006], [Schönlin1988], [Lin1999], welche z.B. aus unterschiedlicher Mittelwertbildung bei den Projektionsweisen, der Faserwirksamkeit bei schrägem Faserauszug, Ansatz der Einflussbreite eines Wandeffektes infolge Schalung usw. resultiert. In [Holschemacher2006] sind folgende Spektren aus der Literatur zusammengefasst:

- 3D Orientierung;  $0,200 \leq \eta_{3D} \leq 0,667$
- 2D Orientierung;  $0,375 \leq \eta_{2D} \leq 0,785$
- 1D Orientierung;  $0,825 \leq \eta_{1D} \leq 1,000$

Die korrekten theoretischen Faserorientierungsbeiwerte für den zwei- und dreidimensionalen Fall ohne Berücksichtigung von äußeren Störeinflüssen, ergibt sich durch die Annahme, dass alle Winkel der rissquerenden Fasern die gleiche Auftretenswahrscheinlichkeit haben [Behloul1996], [Pfyl2003], [Jungwirth2006]:

- $\eta_{2D} = 2/\pi$
- $\eta_{3D} = 1/2$

Zur Bestimmung des Faserorientierungsbeiwertes am Festbeton werden derzeit verschiedene zerstörende Prüfverfahren eingesetzt, wie z.B. die fotooptische Messmethode basierend auf [Schönlin1988] und auf Basis magnetischer Induktion [Grunert2006]. Verfahren basierend auf Computertomografie oder Röntgenaufnahmen erlauben derzeit noch keine Auswertung zur Ermittlung des Faserorientierungsbeiwertes. Derzeit wird auch sehr intensiv an der Entwicklung von zerstörungsfreien Prüfverfahren gearbeitet, wie auf Basis der AC-Impedanz Spektroskopie [Ozyurt2006] oder basierend auf Induktivitätsmessungen [LKI2009b], die auch bei großmaßstäblichen Bauteilen einsetzbar sind, wie ein erster erfolgreicher Einsatz bei dem in Anhang 6 beschriebenen Pilotprojekt Wildbrücke Völkermarkt bewiesen hat.

Um den Einfluss von z.B. einer Schalung auf die Faserorientierung zu erfassen, schlägt [Behloul1996] vereinfachend vor, in einem Randbereich der halben Faservlänge zwischen dem zwei- und dreidimensionalen Faserorientierungsbeiwert zu mitteln. Dieser Ansatz ist in die vorläufige französische Richtlinie für UHFB [AFGC2002] übernommen worden. Mit dieser Modellvorstellung ist es näherungsweise möglich, experimentell an Proben gewonnene Ergebnisse auf andere Bauteilgeometrien zu übertragen. Der Einfluss der Faserorientierung in einer analytischen Beschreibung der Zugfestigkeiten wird dann allgemein durch Vorschalten des Faserorientierungsbeiwertes  $\eta$  vor (Gl. 4.8) erfasst:

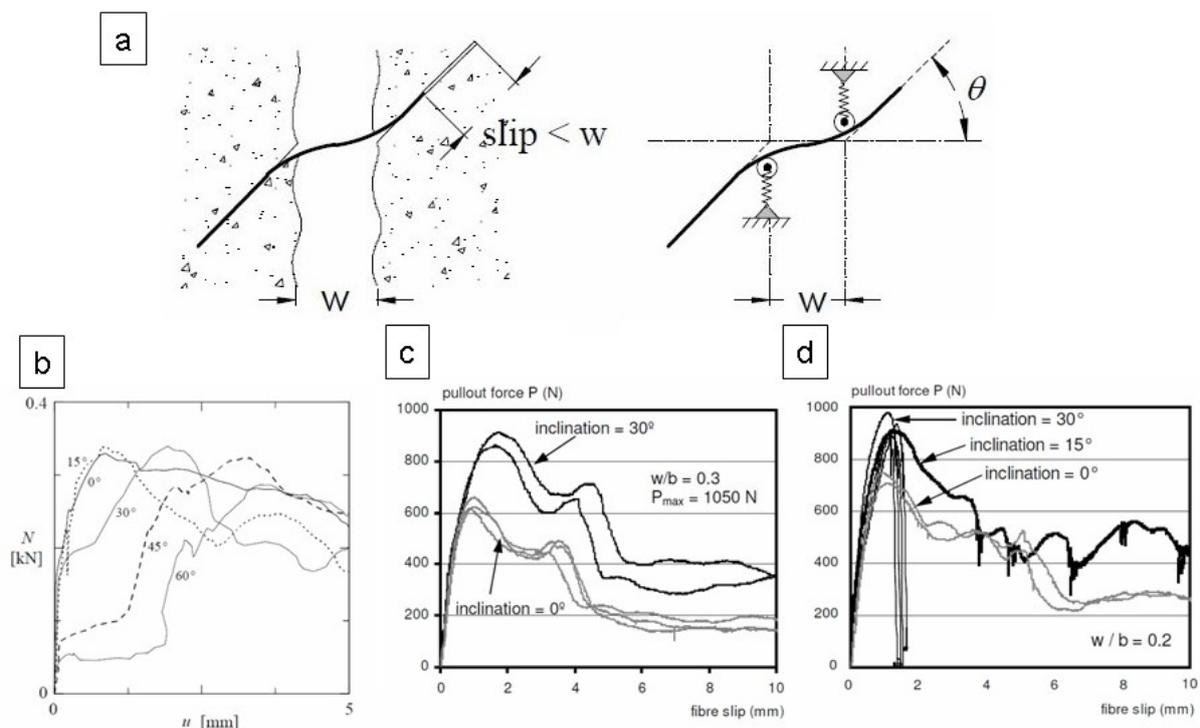
$$\sigma_f = \tau_f \cdot \eta \cdot \frac{l_f}{d_f} \quad (\text{Gl. 4.11})$$

Um die Streuung der Faserorientierung und Faserverteilung in der statischen Berechnung zu berücksichtigen, schlägt die vorläufige französische Richtlinie [AFGC2002] als Abschätzung vor, den K-Koeffizienten als zusätzlichen Sicherheitsbeiwert einzuführen. Dabei wird in einen globalen und einen lokalen K-Koeffizient unterschieden. Zur möglichst genauen Bestimmung dieser Werte, werden aus einem vorab betoniertem 1:1 Probebauteil Streifen in verschiedene Richtungen herausgeschnitten, an denen dann die Zug-, oder Biegezugfestigkeiten bestimmt werden. Die Richtung der Streifen soll möglichst in Anlehnung an die laut der statischen Berechnung prognostizierte Richtung der Hauptzugspannungen erfolgen. Der lokale K-Koeffizient ergibt sich dann aus dem Verhältnis des Mittelwertes aller Proben zum kleinsten Einzelwert. Dieser Wert soll dann zur Bemessung lokaler Bereiche mit geringem Umlagerungsvermögen herangezogen werden, bei denen eine Umlagerung der Beanspruchung in angrenzende Bereiche nicht mehr möglich ist. Das Verhältnis der Mittelwerte aller Proben zu einem lokalen Gruppenmittel ergibt dann den globalen K-Koeffizient, der bei der Bemessung von Bereichen mit größerem Umlagerungsvermögen angesetzt werden kann. Entscheidend dabei ist, dass die Betonage des Probebauteils in genau der gleichen Weise erfolgt, wie alle späteren Bauteile für das tatsächliche Bauwerk, um die zuvor angesprochenen Einflüsse auf die Faserverteilung und Faserorientierung möglichst genau bei der Bestimmung des K-Koeffizienten zu berücksichtigen. Sind noch keine exakten Werte bekannt, so empfehlen [AFGC2002], [DAfStb2008] einen globalen K-Koeffizient von  $K = 1,25$  und einen lokalen K-Koeffizient von  $K = 1,75$ . Wie sich beim Pilotprojekt Wildbrücke

Völkermarkt (siehe Anhang 6) als auch in [Resplendino2008] gezeigt hat, können die tatsächlich auftretenden Werte unter Umständen deutlich von den empfohlenen K-Koeffizienten nach [AFGC2002], [DAfStb2008] abweichen.

### Faserwirksamkeitsbeiwert

Beim Ausziehen einer nicht senkrecht zum Riss verlaufenden Faser wirken im Austrittsbereich der Faser Umlenkkräfte auf die Rissufer. Zum einen wird lokal die Reibung zwischen Faser und Matrix erhöht zum anderen kann diese Umlenkraft zu lokalen Abplatzungen der Matrix im Austrittsbereich der Faser führen [Wille2008]. Bei Vergleich der Untersuchungsergebnisse von Banthia in [Pfyl2003] und den Untersuchungen von [Markowic2006] wird deutlich, dass eine Festigkeitserhöhung der Betonmatrix zu einer wesentlichen Steigerung der Ausziehkraft führt. Bei den Ergebnissen von Banthia an Normalbetonen werden die maximalen Ausziehkräfte bei mit mehr als  $30^\circ$  geneigten Fasern erst bei großen Ausziehwegen erreicht. [Pfyl2003] führt dies auf die lokalen Abplatzungen im Faseraustrittsbereich zurück. Bei hochfesten Betonen finden solche Abplatzungen in entsprechender Größenordnung nicht statt. Untersuchungen zum Faserauszugsverhalten liegen derzeit nur von [Markowic2006] für extrem hochfeste Betone vor.



**Bild 4.14** Faserwirksamkeit a) Modell des Umlenkeffektes einer schräg zum Riss verlaufenden Faser nach [Wille2008] b) Kraft-Ausziehweg-Diagramm unter verschiedenen Auszieh winkeln von Fasern mit Endhaken in Normalbeton von Banthia aus [Pfyl2003] c), d) Kraft-Ausziehweg-Diagramm unter verschiedenen Auszieh winkeln von Fasern mit Endhaken in Hochleistungsbeton nach [Markowic2006] c)  $w/b$ -Wert = 0,3 d)  $w/b$ -Wert = 0,2

Der Einfluss der Faserwirksamkeit in der analytischen Beschreibung der Zugfestigkeiten wird dann zusätzlich durch Vorschalten des Faserwirksamkeitsbeiwertes  $g$  vor Gl. x.4 erfasst:

$$\sigma_f = \tau_f \cdot g \cdot \eta \cdot \frac{l_f}{d_f} \quad (\text{Gl. 4.12})$$

#### 4.3.4 Beschreibung und analytische Modellierung des Zugtragverhaltens

Das qualitative Last-Verformungs-Verhalten einer gefaserten UHFB Probe unter zentrischem Zug lässt sich in vier wesentliche Phasen gliedern (Tafel 4.3). Bild 4.15 zeigt unterschiedliche schematisierte Last-Verformungs-Beziehungen für gefaserte Hochleistungsbetone aus der Literatur [Behloul1996], [Jungwirth2006], [Leutbecher2008], [Markowic2006]. Auch in [Habel2004] wird ein qualitativ ähnlicher Verlauf im Vergleich zu herkömmlichen Stahlfaserbeton vorgestellt.

Tafel 4.3 Phasen des Last-Verformungs-Verhaltens unter zentrischem Zug

	unterkritischer Fasergehalt (strain softening)	überkritischer Fasergehalt (strain hardening)
Phase 1	linear elastisches Verhalten der ungerissenen Betonmatrix	linear elastisches Verhalten der ungerissenen Betonmatrix
Phase 2	Multirissbildung durch Ausbildung von Mikrorissen	Multirissbildung durch Ausbildung von Mikrorissen
Phase 3	Öffnung zu <b>mehreren</b> Makrorissen	Öffnung zu <b>einem</b> Makroriss verbunden mit plötzlichem Lastabfall
Phase 4	Lokalisierung und Entfestigung infolge Faserauszug in einem der Makrorisse	Lokalisierung und Entfestigung infolge Faserauszug im Makroriss

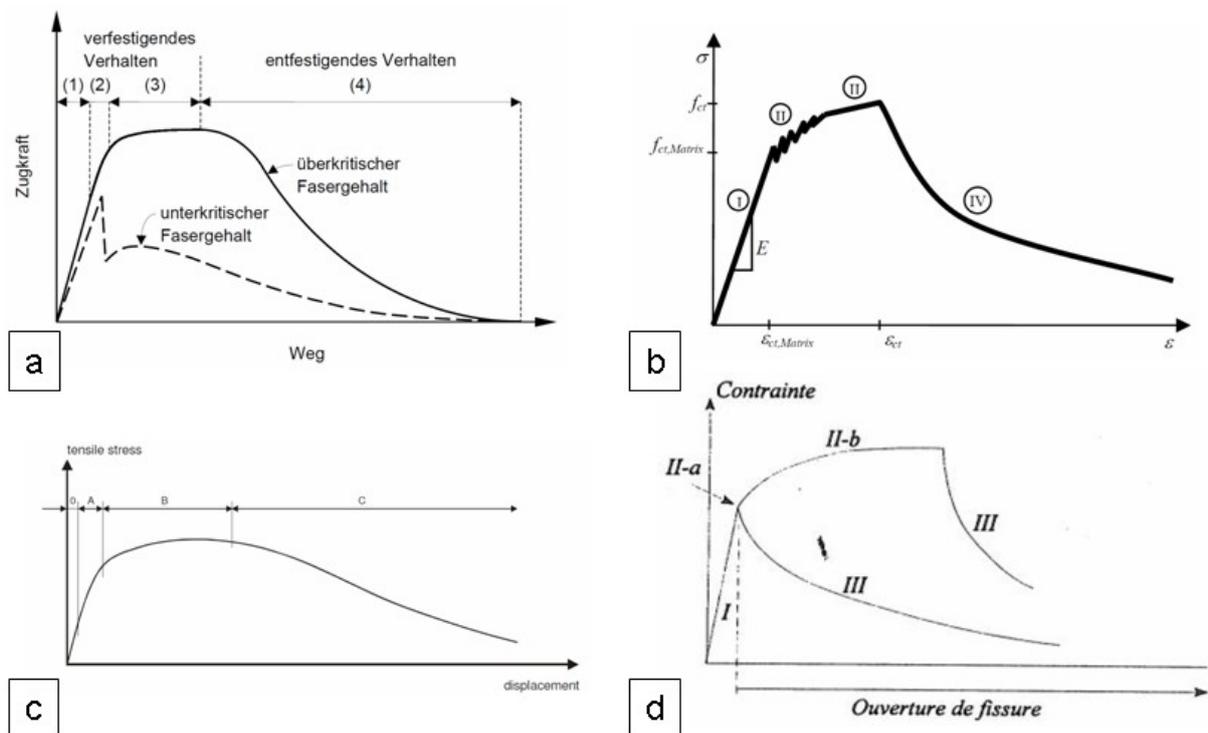


Bild 4.15 Last-Verformungs-Verhalten zugbeanspruchter faserbewehrter UHFB Proben a) [Leutbecher2008] b) [Jungwirth2006] c) [Markowic2006] d) [Behloul1996]

Das mechanische Verhalten gefasertem UHFB hängt genau genommen von der Materialzusammensetzung und der entsprechenden Dosierung ab. Faktoren wie Fasergeometrie, Fasergehalt, mechanische Eigenschaften der Fasern, Verbund zwischen Betonmatrix und Faser als auch die Eigenschaften der Betonmatrix selbst haben zusätzlich einen wesentlichen Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften. Damit stellt der Faserverbundwerkstoff ein sehr sensibles und komplexes Gefüge dar. Aus diesem Grund lässt sich das Zugtragverhalten aus den Eigenschaften seiner Einzelkomponenten nur näherungsweise erfassen. Für die weiteren Untersuchungen in dieser Arbeit ist es dennoch notwendig, durch einfache aber wesentliche Eingangsparameter wie Faserform und Fasergehalt zu einer praktikablen analytischen Beschreibung des Last-Verformungs-Verhaltens zu gelangen. Damit sollen 4 verschiedene Grenzkurven für die weiteren Bauteiluntersuchungen festgelegt werden, um letztlich eine Empfehlung zur Mischungswahl aus technisch/wirtschaftlichen Gesichtspunkten abgeben zu können.

- Softening Verhalten:
  - SK1 Softening mit glatten kurzen Mikrofasern
  - SL1 Softening mit kurzen Mikrofasern und langen Fasern mit Endhaken
- Hardening Verhalten:
  - HK1 Hardening mit glatten kurzen Mikrofasern
  - HL1 Hardening mit kurzen Mikrofasern und langen Fasern mit Endhaken

Die aus der Literatur in Anhang 2 zusammengestellten mechanischen Eigenschaften verschiedener UHFB sollen vergleichend das technisch Mögliche aber auch wirtschaftlich Vertretbare und damit die äußeren Grenzen der zur Verfügung stehenden Bandbreiten repräsentieren.

#### **Phase 1 – linear elastisches Verhalten der ungerissenen Betonmatrix**

Die Bestimmung der reinen Matrixzugfestigkeit kann letztlich nur über Versuche erfolgen. Für vorläufige Abschätzungen werden in der Normung für hochfeste Betone [DIN1045-1] und in der Literatur für UHFB [Leutbecher2008] folgende empirische Zusammenhänge zwischen Matrixzugfestigkeit und Druckfestigkeit angegeben:

- [DIN1045-1]: 
$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + f_{cm} / 10) \quad \text{(Gl. 4.13)}$$

- [Leutbecher2008]: 
$$f_{ctm} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad \text{(Gl. 4.14)}$$

Für die hier folgenden Untersuchungen wird zur Ermittlung der Matrixzugfestigkeit die von [Leutbecher2008] für UHFB empfohlene empirische Abschätzung nach (Gl. 4.14) verwendet (gilt in [EN1992-1-1], [DIN1045-1] für Betone  $\leq C50/60$ ), welche sich bei Annahme von charakteristischen Druckfestigkeiten zwischen 120 bis 180 MPa auch gut in das Spektrum der recherchierten Druckfestigkeiten in Anhang 2 einfügt. Geht man weiter davon aus, dass durch Schwind- und Temperaturbeanspruchungen eine Vorschädigung der Matrix erfolgen kann – zumindest in den mechanischen Zusammenhängen der Faseraktivierung von [Leutbecher2008] wird dies auch gezeigt – wird der so ermittelte Wert später noch infolge Schwindens der Matrix reduziert (Gl. 4.24). Weiterhin liegt die Wahl des eher unteren Grenzwertes darin

begründet, dass letztlich nur die Auswirkung der verschiedenen Verläufe der Nachrisszugfestigkeiten untersucht werden sollen, da diese Verläufe durch den Fasergehalt und die Faserform maßgeblich beeinflusst werden. Um repräsentativere Ergebnisse zu erhalten, ist damit ein geringerer Einfluss der Erstrisszugfestigkeit von Vorteil.

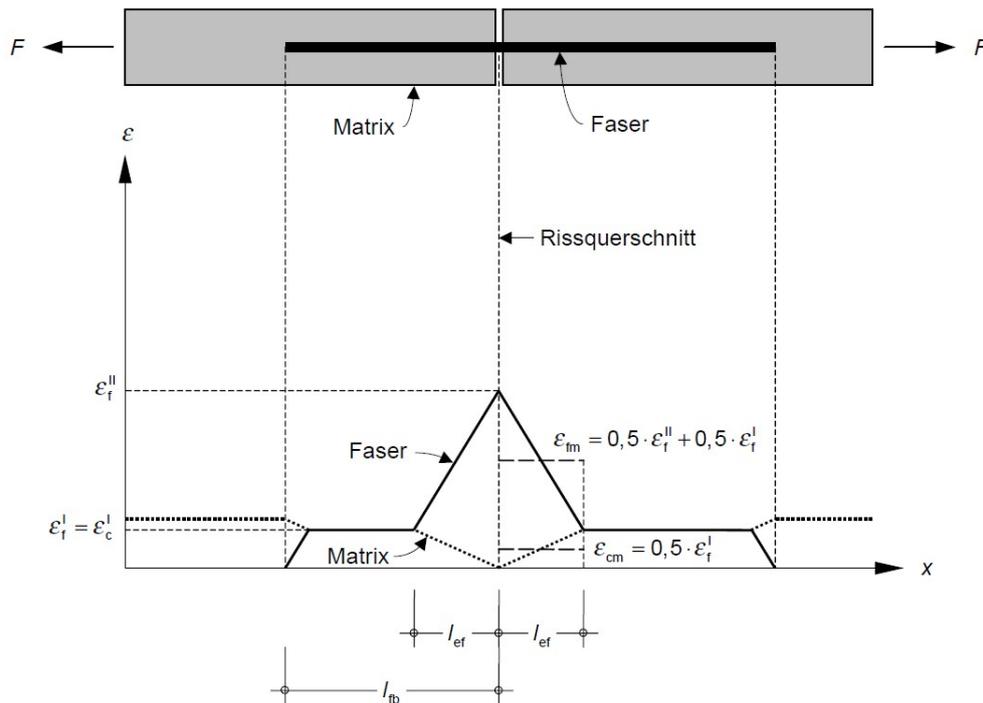
### **Phase 2, 3 – Multi- und Makrorissbildung (Faseraktivierung)**

Durch Schwindverkürzungen aber auch Eigenspannungen infolge Temperatureinwirkungen ist bereits schon ohne äußere Lasteinwirkungen ein bestimmtes Spannungsniveau vorhanden, welches mit aber auch ohne äußere Lasteinwirkung zu einer Mikrorissbildung führt [Markowicz2006]. Gefügestörungen zwischen den einzelnen Mischungskomponenten und Luftblasen verstärken diesen Prozess. Bei einer weiteren Laststeigerung werden die Zugkräfte von der sich entfestigenden Betonmatrix und den zunehmend aktivierten Fasern gemeinsam aufgenommen und es kommt zu einem stabilen Anwachsen der Mikrorisse [Leutbecher2009], welche aber nicht den ganzen Querschnitt durchdringen. Bei weiterer Laststeigerung kommt es dann zur Bildung von Makrorissen. [Markowicz2006] definiert den Beginn der Makrorissbildung dann, wenn sich ein erster durchgehender Riss ausbildet. In dieser Phase wird die Zugkraft sehr schnell von der Betonmatrix auf die Fasern übertragen. Bei unterkritischem Fasergehalt findet dann ab hier ein plötzlicher Lastabfall statt, da die Risskraft der Betonmatrix nicht von den Fasern aufgenommen werden kann. Weitere Risse können sich nicht ausbilden und die Probe geht unmittelbar in Phase 4, den Faserauszug über. Die Verformung findet dann lokalisiert in diesem Riss statt. Bei überkritischem Fasergehalt bilden sich weitere Risse mit einem maximalem Abstand von  $s_r < l_f/2$  bei mindestens kritischem Fasergehalt [Leutbecher2008], wobei mit zunehmender Faserwirksamkeit der Rissabstand theoretisch gegen 0 geht. Es kommt zur Multirissbildung ähnlich wie beim klassischen Stahlbeton, allerdings besitzen die Fasern eine diskontinuierlich, zufällige Verteilung und werden aus der Matrix herausgezogen im Gegensatz zu einem unendlich kontinuierlichen Stahlbetonstab der letztlich durch Reißen versagt.

In der Literatur existiert eine Vielzahl an Modellen zur analytischen Beschreibung der Phase der Faseraktivierung. Die wesentlichsten Modelle für gefaserte Hochleistungsbetone basieren auf energetischen [Tjiptobroto1991] oder mechanischen [Jungwirth2006], [Leutbecher2008] Ansätzen. Zur analytischen Beschreibung dieser Phase werden die in [Leutbecher2008] erarbeiteten auf rein mechanischer Basis abgeleiteten theoretischen Zusammenhänge im diskreten Riss unter Berücksichtigung des Schwindens für reine Zugbeanspruchung verwendet. Die grundlegenden Zusammenhänge des Modells sind die gleichen, wie sie für den rein stabstahlbewehrten Zugstab bekannt sind, da sich die Einzelfaser während der Faseraktivierung ähnlich einem den Einzelriss überbrückenden Bewehrungsstab verhält. Die Breite  $w$  des Einzelrisses ergibt sich damit aus der Integration der Dehnungsunterschiede zwischen Betondehnung  $\varepsilon_c$  und Bewehrungsdehnung  $\varepsilon_s$  bzw. Faserdehnung  $\varepsilon_f$  über die Lasteinleitungslänge  $l_{ef}$ .

Im Folgenden sollen kurz die wesentlichsten Grundlagen des verwendeten Modells von [Leutbecher2008] an der Einzelfaser erläutert werden. Die detaillierten Herleitungen und Zusammenhänge sind [Leutbecher2008] zu entnehmen. Unter Verwendung eines starr-plastischen Verbundgesetzes mit konstanter Verbundspannung über Einleitungslänge  $l_{ef}$  ergibt sich die Rissbreite aus der mittleren Dehnungsdifferenz zwischen Faser und Matrix gemäß Bild 4.16:

$$w = 2 \cdot l_{ef} \cdot (\varepsilon_{fm} - \varepsilon_{cm}) \quad (\text{Gl. 4.15})$$



**Bild 4.16** Dehnungsverläufe der Faser und Matrix am Einzelriss während der Faseraktivierungsphase nach [Leutbecher2008]

Die aktivierte Lasteinleitungslänge  $l_{ef}$  der Faser errechnet sich wie für den Einzelriss beim Stahlbeton:

$$l_{ef} = \frac{\sigma_f \cdot A_f}{\tau_f \cdot U_f} \cdot \frac{1}{1 + \alpha_e \cdot \rho_f} = \frac{\sigma_f \cdot d_f}{4 \cdot \tau_f} \cdot \frac{1}{1 + \alpha_e \cdot \rho_f} \quad (\text{Gl. 4.16})$$

mit	$\sigma_f$	Faserspannung im Riss (Zustand II)
	$d_f$	Faserdurchmesser
	$\tau_f$	Verbundspannung zwischen Faser und Matrix
	$\rho_f$	Fasergehalt
	$\alpha_e$	Verhältnis der E-Moduln von Faser $E_f$ zu Betonmatrix $E_c$

Durch Zusammenführen der beiden Beziehungen und Einführen der in Bild 4.16 angegebenen Zusammenhänge für die mittleren Faser- und Betondehnungen ermittelt sich die Rissbreite während der Aktivierungsphase dann zu:

$$w = \frac{\sigma_f^2 \cdot d_f}{4 \cdot E_f \cdot \tau_f \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_f)} \quad (\text{Gl. 4.17})$$

Die Fasern wirken einer Schwindverkürzung entgegen, so dass sich diese selbst verkürzen müssen. Die Lasteinleitungslänge und die Rissbreite ergeben sich unter Berücksichtigung des Schwindens  $\varepsilon_{f,shr}$ :

$$l_{ef} = \frac{\left( \frac{\sigma_f}{1 + \alpha_e \cdot \rho_f} - \varepsilon_{f,shr} \cdot E_f \right) \cdot d_f}{4 \cdot \tau_f} \quad (\text{Gl. 4.18})$$

und

$$w = \frac{\left( \frac{\sigma_f}{1 + \alpha_e \cdot \rho_f} - \varepsilon_{f,shr} \cdot E_f \right)^2 \cdot d_f}{4 \cdot E_f \cdot \tau_f} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_f) \quad (\text{Gl. 4.19})$$

Zur Überführung der Beziehungen für mehrere den Riss querende Fasern trifft Leutbecher folgende Annahmen und Vereinfachungen:

- Bei Fasern, die den Riss mit zufälliger Einbindelänge senkrecht queren, haben alle Einbindelängen die gleiche Auftretenswahrscheinlichkeit von 0 bis  $l_f/2$ .
- Bei keiner Faser tritt ein Endschlupf auf, bevor die am längsten einbindende Faser ausgezogen ist. D. h. der Faserauszug beginnt erst dann, wenn alle Fasern vollständig aktiviert sind.
- Der Verformungsanteil der Betonmatrix wird bei der Ermittlung der Rissbreite vernachlässigt.

Damit ergibt sich die Faserbetonspannungs-Rissöffnungs-Beziehung für mehrere parallele Fasern unter Berücksichtigung des Schwindens zu:

$$\sigma_{fm,r}(w) = \left( \sqrt{\frac{4 \cdot E_f \cdot \tau_f \cdot w}{d_f}} + \varepsilon_{f,shr}^* \cdot E_f \right) \cdot \left( 1 - \frac{\sqrt{\frac{4 \cdot E_f \cdot \tau_f \cdot w}{d_f}}}{2 \cdot \left( \frac{2 \cdot l_f \cdot \tau_f}{d_f} - \varepsilon_{f,shr}^* \cdot E_f \right)} \right) \quad (\text{Gl. 4.20})$$

$$\text{mit} \quad \varepsilon_{f,shr}^* = \varepsilon_{f,shr} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_f)$$

Die allgemeine Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung des Faserbetons während der Aktivierungsphase unter Berücksichtigung von Faserorientierung  $\eta$  und Faserwirksamkeit  $g$  wird durch Multiplikation der Faserspannung mit dem Fasergehalt  $\rho_f$  erhalten:

$$\sigma_{cf}(w) = \alpha \left( \sqrt{\frac{4 \cdot E_f \cdot \tau_f \cdot w}{d_f}} + \varepsilon_{f,shr}^* \cdot E_f \right) \cdot \left( 1 - \frac{\sqrt{\frac{4 \cdot E_f \cdot \tau_f \cdot w}{d_f}}}{2 \cdot \left( \frac{2 \cdot l_f \cdot \tau_f}{d_f} - \varepsilon_{f,shr}^* \cdot E_f \right)} \right) \quad (\text{Gl. 4.21})$$

$$\text{mit:} \quad \alpha = \eta \cdot g \cdot \rho_f$$

Unter Verwendung von (Gl. 4.8) bzw. (Gl. 4.12) wird die maximale Faserbetonspannung dann:

$$\sigma_{cf0} = \eta \cdot g \cdot \rho_f \cdot \frac{\tau_f \cdot l_f}{d_f} \quad (\text{Gl. 4.22})$$

Wird auf den vernachlässigbaren Verformungsanteil der Matrix infolge äußerer Belastung verzichtet, und berücksichtigt, dass beim Übergang von der Faseraktivierung zum Faserauszug die mittlere Faserspannung im Riss nur halb so groß ist wie die der mittig im Riss liegenden Einzelfaser, so vereinfacht sich (Gl. 4.19) und die zur maximalen Faserbetonspannung zugehörige Rissweite ergibt sich zu:

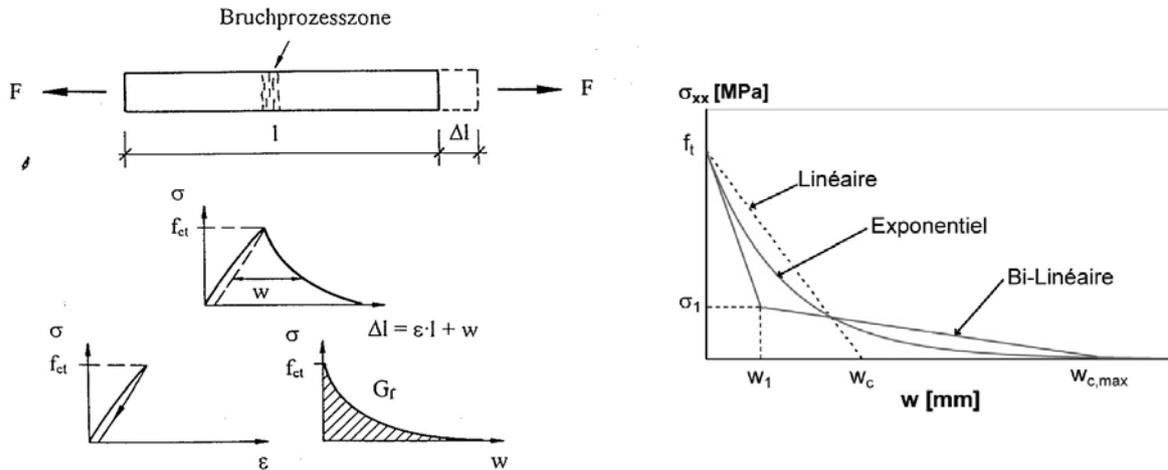
$$w_{0,shr} = \frac{(2 \cdot \sigma_{f0} - \varepsilon_{f,shr}^* \cdot E_f)^2 \cdot d_f}{4 \cdot E_f \cdot \tau_f} \quad (\text{Gl. 4.23})$$

$$\text{mit } \sigma_{f0} = \frac{\tau_f \cdot l_f}{d_f}$$

Bei einer Rissbreite von  $w=0$  ergibt sich damit die Reduktion der Matrixfestigkeit infolge Schwindens.

$$f_{ct,shr} = f_{ct} + \varepsilon_{f,shr}^* \cdot E_f \cdot \eta \cdot \rho_f \quad (\text{Gl. 4.24})$$

In der Bruchprozesszone können nach der Rissbildung bei ungefaserten Betonen im Bereich sehr kleiner Rissbreiten an der Risspitze weiterhin noch Zugspannungen übertragen werden, die jedoch mit weiterer Rissbildung sehr schnell abnehmen. In dieser Bruchprozesszone besteht der Riss aus vielen fein verästelten Mikrorissen, die über Rissbrücken immer noch miteinander verbunden sind. Das von [Hillerborg1976] vorgeschlagene Fictitious-Crack-Model beschreibt den Bruchvorgang in einem diskreten Riss. Bei einer zentrischen Zugprobe wird die gedanklich in einem diskreten Riss entstehende Rissöffnung durch Abzug der elastischen Verformung von der Gesamtverformung ermittelt und als Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung aufgetragen. Die zur Rissöffnung notwendige Energie wird als Bruchenergie bezeichnet und entspricht genau der Fläche unter dieser Entfestigungskurve. Die Bruchenergie und die maximal erreichbare Rissbreite nehmen mit sinkender Korngröße aufgrund der schlechter werdenden Kornverzahnung ab [MC90], [Ma2003]. Deshalb weisen feinkörnige UHFB ein spröderes Verhalten als grobkörnige UHFB auf.



**Bild 4.17** Fictitious-Crack-Model nach [Hillerborg1976] und Varianten zur Beschreibung des Entfestungsverlaufes nach [Wuest2007]

Im Bereich kleiner Rissbreiten beteiligt sich auch die sich entfestigende Betonmatrix während der Faseraktivierungsphase an der Lastaufnahme, so dass sich diese mit der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung des Faserbetons überlagert. Der Entfestungsverlauf wird meist mit linearen oder bilinearen Ansätzen beschrieben. [Leutbecher2008] implementiert in sein Berechnungsmodell einen linearen Ansatz, was zu einer ausgeprägten „Beule“ führt. Hierbei wird das Maximum in der Phase der Aktivierung des Haftverbundes geringfügig überschätzt. Durch Überlagerung mit einem exponentialen Verlauf kann die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung geglättet werden. In Tafel 4.4 nach [Ma2003] sind Bruchenergien für feinkörnige UHFB von 54,7 bis 62,8 N/m mit jeweils zugehörigen Rissbreiten von 9,8 bis 13,2  $\mu\text{m}$  und für grobkörnige UHFB mit 95 N/m und einer zugehörigen Rissbreite von 127,2  $\mu\text{m}$  angeführt. Der exponentiale Entfestungsverlauf lässt sich folgend allgemein beschreiben:

$$G_f = \int_{w=0}^{w_{ct,max}} f_{ct} \cdot \left(1 - \frac{w}{w_{ct,max}}\right)^x dw \quad (\text{Gl. 4.25})$$

$$G_f = \frac{1}{x} \cdot f_{ct} \cdot w_{ct,max} \quad (\text{Gl. 4.26})$$

Durch Lösen des Integrals und bei bekannten  $f_{ct}$  und  $w_{ct,max}$  lässt sich für die in [Ma2003] angeführten Werte für einen feinkörnigen UHFB die Hochzahl  $x$ , welche den Verlauf beschreibt, mit ca. 2 ermitteln. Mit diesem Verlauf lässt sich bereits eine gewisse „Glättung“ erreichen, so dass die im folgenden Kapitel 4.3.5 angenommene lineare Beziehung zwischen der maximalen Faserbetonspannung bei Aktivierung des Haftverbundes und der maximalen Faserbetonspannung zu Beginn des Faseraus-zuges für die späteren Bauteiluntersuchungen gerechtfertigt erscheint.

**Tafel 4.4 Bruchmechanische Eigenschaften von Feinkorn und Grobkorn UHFB nach [Ma2003]**

Zeile	Spalte		1	2	3	4	5	6
	Probenart		Mörtel 1	Mörtel 2	Mörtel 3	Feinkorn-UHPC unver- dichtet	Feinkorn-UHPC verdichtet	Grobkorn- UHPC
1	Zylinder- druckfestigkeit $f_{c,cyl}$	in N/mm <sup>2</sup>	40,0	81,2	106,6	149,1	196,3	145,0
2	Bruchenergie $G_F$	in N/m	53,7	65,1	66,5	62,8	54,7	95,0
3	Zugfestigkeit $f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp}$	in N/mm <sup>2</sup>	3,2	6,1	8,0	9,4	11,9	8,3
4	Charakteristische Länge $l_{ch}$	in mm	133,5	61,3	44,7	32,6	20,1	80,6
5	Entfestigungs- verlauf		bilinear	bilinear	linear	linear	linear	bilinear
6	Grenzrissbreite $w_{ct}$	in $\mu\text{m}$	79,2	65,6	15,1	13,2	9,8	127,2

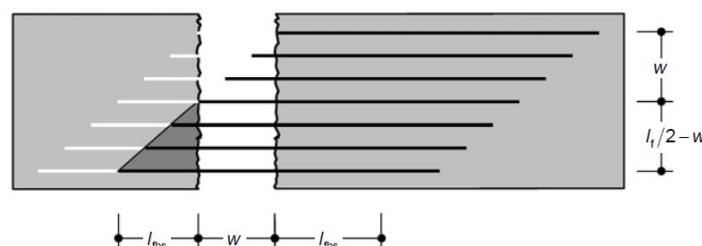
**Phase 4 – Faserauszug**

Wenn in einem Riss die maximale Faserwirksamkeit erreicht wird (Gl. 4.22), lokalisiert sich in diesem die weitere Verformungszunahme. Die Fasern werden dann in diesem Riss vollständig ausgezogen. [Markowic2006] schlägt vor, den Zugkraft-Rissöffnungs-Verlauf von Zugproben folgendermaßen nachzurechnen:

$$P(w) = \sum_{i=1}^{n(w)} P_i(w) \cdot \cos \beta_i(w) \quad (\text{Gl. 4.27})$$

- mit
- $P(w)$  Maximale Zugkraft im Riss in Abhängigkeit der Rissöffnung
  - $P_i(w)$  Zugkraft in der Einzelfaser
  - $\beta_i(w)$  Neigungswinkel der Einzelfaser in Abhängigkeit der Rissöffnung
  - $n(w)$  Anzahl der aktiven Fasern im Riss je nach Rissöffnung

Eine solche Erfassung liefert unter Berücksichtigung der tatsächlichen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der Einzelfasern in Abhängigkeit der Neigungswinkel sehr genaue Ergebnisse für beliebige Faserlängen, Faserformen und deren Kombinationen. Sie setzt jedoch die genaue Kenntnis und Ermittlung der Faseranzahl und die Zuordnung ihrer Ausziehwinkel, Einbindelängen usw. voraus und bleibt somit wissenschaftlichen Untersuchungen vorbehalten. Bei der Entwicklung von neuen Rezepturen mit optimierten Fasergehalten und Cocktails kann eine solch aufwendige Vorgehensweise durchaus hilfreich sein, ein praktikablerer Ansatz ist jedoch unabdingbar. Folgend wird vorausgesetzt, dass die weitere Verformungszunahme nur in diesem Riss durch Faserauszug erfolgt.

**Bild 4.18 Faserauszug bei Annahme paralleler Fasern aus [Jungwirth2006]**

Um das Faserauszugsverhalten analytisch zu beschreiben wird wiederum davon ausgegangen, dass alle Fasereinbindelängen die gleiche Auftretenswahrscheinlichkeit von 0 bis  $l_f/2$  besitzen. Die im Makroriss übertragbare Kraft ergibt sich aus der Summe aller den Riss überbrückenden Einzelfasern. Durch das sukzessive Ausziehen und damit Ausfallen der Fasern nimmt die im Riss übertragbare Kraft linear ab. Wird zusätzlich angenommen, dass die Kraft in der Faser mit kleiner werdender Einbindelänge und unter Voraussetzung einer konstanten Verbundspannung über die Einbindelänge ebenfalls linear abnimmt, so kommt es zu einem überproportionalen Kraftabfall bis zum vollständigen Faserauszug bei  $w_{\max} = l_f/2$ .

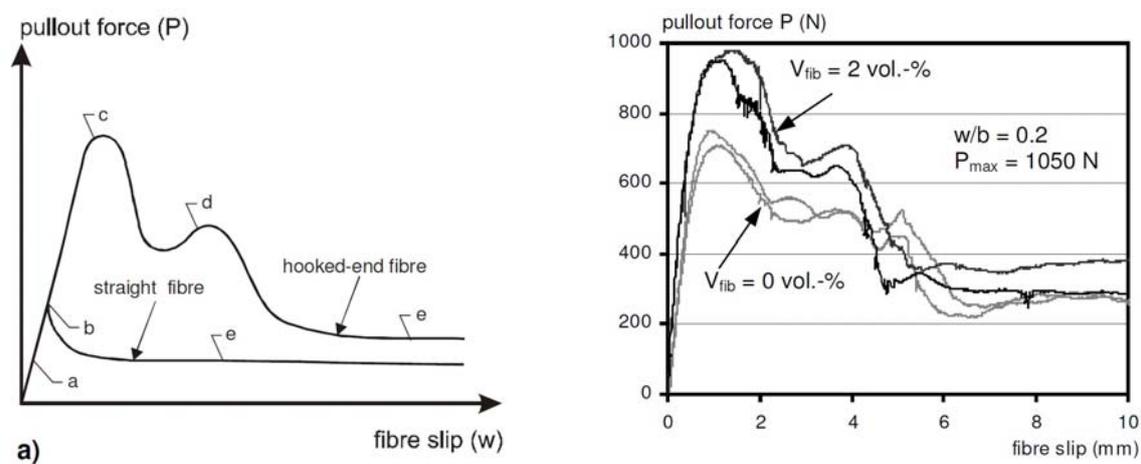
$$\sigma_{cf}(w) = \sigma_{cf,0} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot w}{l_f}\right)^2 \quad (\text{Gl. 4.28})$$

Diese Abschätzung führt bei Nachrechnung von zentrischen Zugversuchen mit kurzen geraden Mikrofasern einer maximalen Länge von 9 mm und eher niedrigen Fasergehalten zu den besten Resultaten [Leutbecher2008]. Die weitere Betrachtung von anderen Versuchsergebnissen aus der Literatur liefert eine sehr große Streuung des entfestigenden Verlaufes. Bei längeren Fasern erhalten [Leutbecher2008] und [Jungwirth2006] im Versuch einen wesentlich steileren Abfall, [Wuest2007] einen flacheren Abfall mit relativ kurzen Fasern und sehr hohen Fasergehalten. Die Versuche von [Greiner2006] zeigen einen flacheren Abfall mit moderatem Fasergehalt von 1,9% und 13 mm langen Fasern. Mit einer Analyse von Ergebnissen aus der Literatur lässt sich also nicht auf eindeutige Hypothesen schließen. Nur weitere experimentelle Untersuchungen können Aufschluss über die Ursachen bieten und eine bessere Modellierung dieser Phase erlauben. Folgende Phänomene beeinflussen unter anderem den Verlauf des Faserauszuges und müssten genauer untersucht werden:

- Faserreißen der langen Fasern bei größeren Einbindelängen.
- Das Auszugsverhalten einer Einzelfaser ist nicht mit dem Auszugsverhalten mehrerer Fasern vergleichbar da diese sich gegenseitig beeinflussen.
- Umlenkkräfte an der Austrittsstelle werden mit zunehmender Einbindelänge größer und führen zu Abplatzungen. Die Abplatzungen bzw. die Ausbruchkegel verkürzen die Einbindelänge unmittelbar benachbarter Fasern.
- Abnahme der wirksamen Verbundspannung durch sukzessive Schädigung zufolge des Faserauszugs.
- Verschlechterung der Verbundverhältnisse bei hohen Fasergehalten.

Tatsächlich konnte [Markowic2006] bei seinen Zugversuchen an Mischungen mit nur langen gekröpften Fasern einen höheren Teil an kleinen Betonbruchtücken feststellen. Er vermutet, dass gekröpfte Fasern mit Endhaken bei geringer Einbindetiefe nicht ausgezogen werden, sondern zu einem Abplatzen der Betonmatrix an der nahen Bruchoberfläche führen. Jedoch soll die Erarbeitung genauerer Beziehungen nicht Ziel dieser Arbeit sein. Letztlich hat die genauere Kenntnis der Völligkeit des abfallenden Astes für den Nachweis von Querschnitten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit in den meisten Fällen keine Bedeutung. Inwiefern Abweichungen vom korrekten Verlauf die Tragfähigkeit an realen Bauteilen beeinflussen, soll durch eine spätere Betrachtung noch gezeigt werden.

Das Auszugsverhalten von langen gekröpften Fasern unterscheidet sich sehr stark gegenüber kurzen geraden Fasern. Um die langen Fasern mit Endhaken auszuziehen, muss eine plastische Deformation des Endhakens erfolgen, so dass [Markowic2006] unterstellt, dass der Auszieh Widerstand dieser Fasern nicht wie bei glatten Fasern mit der Einbindelänge abnimmt, sondern die Kraft-Ausziehweg Kurve ein 1. ausgeprägtes Maxima (plastische Deformation von beiden Kröpfungen) dann ein 2. geringeres Maximum (plastische Deformation der letzten Kröpfung) und dann einen nahezu konstanten Verlauf wegen der Reibung der deformierten Faser an der umgebenden Betonmatrix aufweist. Durch die Zugabe von einem geringen Gehalt an kurzen Fasern als quasi Spaltzugbewehrung, die feine Mikrorisse überbrückt, gelingt es Markowic den Auszieh Widerstand der gekröpften Fasern zu erhöhen, wie dies in Bild 4.19b ersichtlich ist. Eine näherungsweise analytische Erfassung erfolgt im folgenden Abschnitt.



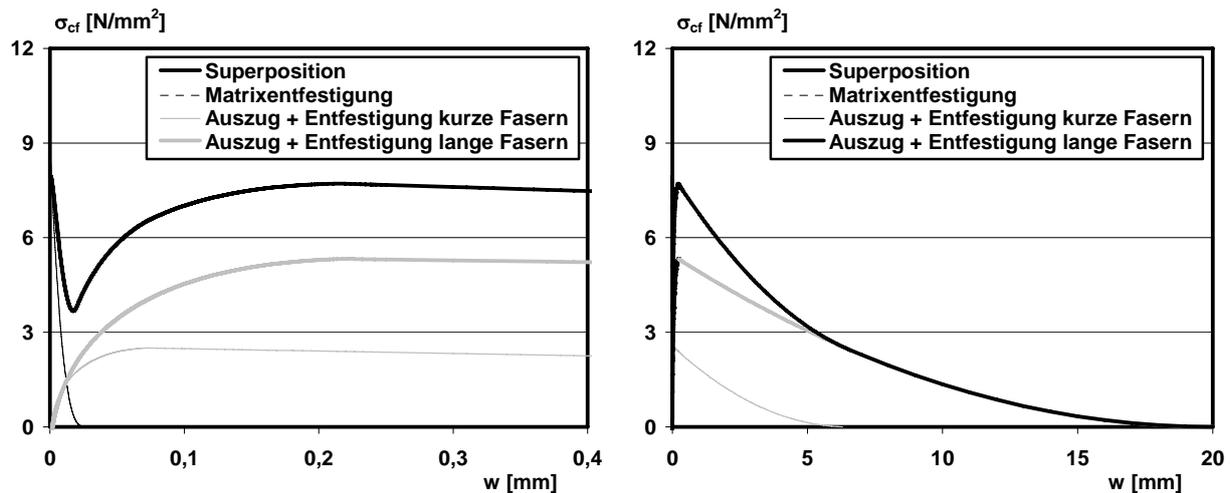
**Bild 4.19** a) qualitativer Faserauszug von langen Fasern mit Endhaken b) Einfluss des Fasergehaltes von kurzen Fasern auf den Faserauszug von langen Fasern mit Endhaken ( $l_f/d_f = 60/0,7$ )

Der Einfluss des Schwindens hat auf den  $\sigma$ - $w$  Verlauf während des Faserauszugs relativ zur Lage der maximalen Faserbetonspannung nach [Leutbecher2008] praktisch keine Bedeutung mehr. Ein Klemmeffekt infolge Schwindverkürzung der Matrix ist schwer direkt zu erfassen und wird indirekt durch die angesetzte Verbundspannung erfasst, solange diese experimentell bestimmt ist.

#### Fasercocktails mit 2 Faserarten

Um den von [Markowic2006] gefundenen Vorteil von Fasercocktails mit langen hakenförmigen Fasern und kurzen geraden Fasern später auf Bauteilebene zu verifizieren, sollen die vorgenannten Beziehungen von [Leutbecher2008] als Näherungsansatz weiterhin verwendet werden. Die  $\sigma$ - $w$  Beziehung für den Fasercocktail ergibt sich durch Superponierung der einzelnen  $\sigma$ - $w$  Kurven der langen und kurzen Fasern sowie der Matrixfestigung, wie in Bild 4.20 dargestellt.

Bei langen Fasern sind deutlich größere Verformungen bis zur vollständigen Faseraktivierung notwendig als bei kurzen Fasern. Damit befinden sich die kurzen Fasern bereits in der Auszugsphase, während die langen Fasern bei weiterer Verformungszunahme noch immer aktiviert werden.



**Bild 4.20** Superponierungsprinzip der  $\sigma$ - $w$  Einzelkurven zur  $\sigma$ - $w$  Summenkurve des Fasercocktails

Exakterweise wäre die Verbundspannungs-Schlupf-Charakteristik der langen Fasern mit Endhaken über den Völligkeitsbeiwert zur Erfassung der mittleren Faserdehnungen in die Beziehungen von [Leutbecher2008] einzuarbeiten. Weiterhin wäre tatsächlich zu überprüfen, ob eine gegenseitige Beeinflussung der verschiedenen Fasertypen durch Synergieeffekte in der mechanischen Betrachtung der Faseraktivierung und des Faserauszugsverhaltens nach [Leutbecher2008] zu berücksichtigen ist. Da dies aber nicht primär Gegenstand dieser Arbeit ist, soll das gewählte Berechnungsmodell mit seinen angesetzten Parametern zunächst durch die Nachrechnung der Ergebnisse von [Markowic2006] überprüft werden. Dazu wurde zunächst eine Rezeptur aus [Markowic2006] mit nur einem Fasertyp kurzer Fasern – „2%(13)“ – mit den entsprechenden Angaben zu Fasereigenschaften und Faserorientierung aus [Markowic2006] untersucht und eine genügend genaue Übereinstimmung für den hier angestrebten Verwendungszweck erzielt (Bild 4.21). Unter Beibehaltung der Eingangsparameter für den kurzen Fasertyp wurde nun versucht durch Kalibrierung des Verbundspannungswertes für die langen gekröpften Fasern den berechneten Verlauf der Summenkurve an den tatsächlichen Verlauf für den Fasercocktail anzupassen. Die verwendeten Eingangsparameter aus [Markowic2006] sind in Tafel 4.5 zusammengestellt. Die Kalibrierung des Verbundspannungswertes für die langen gekröpften Fasern ergibt einen eher niedrigen Wert zu den zuvor gemachten theoretischen Betrachtungen. Bei genauerer Betrachtung der Kraft-Ausziehweg-Kurve in Bild 4.19 fällt auf, dass die maximale Faserauszugskraft erst nach Ausziehwegen von mehr als 1mm erreicht wird und dann wieder sehr rasch abfällt. Die maximale Faserbetonspannung wird jedoch schon im Versuch bei Rissöffnungen von ca. 0,4 mm und in der Nachrechnung bei ca. 0,35 mm erreicht (Bild 4.21). Die maximale Auszugskraft der Faser wäre bei einer solchen Rissöffnung gemäß dem Kraft-Ausziehweg-Diagramm erst zu ca. 2/3 aktiviert. Damit scheint die durch die Nachrechnung gefundene niedrigere Verbundspannung von 11 N/mm<sup>2</sup> zumindest für den Punkt der maximalen Faserbetonspannung erklärbar.

Tafel 4.5 Eingangsparmeter zur Nachrechnung der experimentell bestimmten  $\sigma$ - $w$  Beziehungen von [Markowic2006]

Eingangsparmeter		2% (13)	0,5% (13) + 1% (60)
Faserorientierungsbeiwert	$\eta_1$ [-]	0,85	0,82
Faserorientierungsbeiwert	$\eta_2$ [-]	-	0,89
Faserwirksamkeitsbeiwert	$g_1$ [-]	1,1 <sup>1)</sup>	1,1 <sup>1)</sup>
Faserwirksamkeitsbeiwert	$g_2$ [-]	-	1,1 <sup>1)</sup>
Fasergehalt	$\rho_{f1}$ [Vol.-%]	2	0,5
Fasergehalt	$\rho_{f2}$ [Vol.-%]	-	1
E-Modul Faser	$E_{f1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	210000	210000
E-Modul Faser	$E_{f2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-	210000
Verbundspannung	$\tau_{f1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	10,5	10,5
Verbundspannung	$\tau_{f2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	-	11
Faserdurchmesser	$d_{f1}$ [mm]	0,2	0,2
Faserdurchmesser	$d_{f2}$ [mm]	-	0,7
Faserlänge	$L_{f1}$ [mm]	13	13
Faserlänge	$L_{f2}$ [mm]	-	60
Schwinden	$\varepsilon_{f,shr}$ [‰]	-0,9 <sup>1)</sup>	-0,9 <sup>1)</sup>
Bruchenergie der Matrix	$G_f$ [N/m]	60 <sup>1)</sup>	60 <sup>1)</sup>
E-Modul Matrix	$E_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	45000 <sup>1)</sup>	45000 <sup>1)</sup>
charakteristische Druckfestigkeit	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	105 <sup>2)</sup>	105 <sup>2)</sup>
<sup>1)</sup> Abschätzung wegen nicht vorhandener Angaben			
<sup>2)</sup> SCC B 105 (Einzelwerte $f_{cc} = 133$ bzw. $120$ N/mm <sup>2</sup> )			

Der Vergleich der Kurven in Bild 4.21 zeigt jedoch, dass mit den gewählten Eingangsparmetern das Spannungs-Rissöffnungs-Verhalten von Mischungen mit 2 Faserarten für die weiter folgenden Untersuchungen in dieser Arbeit gute Näherungen liefern. Folgend wird deshalb eine Verbundspannung für die langen gekröpften Fasern von  $11 \text{ N/mm}^2$  verwendet. Die geringen Unterschiede im Verlauf des Kurvenmaximums der Phase 2 und 3 ergeben sich rein aus der gewählten Darstellungsart. In Bild 4.21b ist die  $\sigma$ - $w$  Beziehung aufgetragen, die nur die Verformung in einem Riss widerspiegelt. Bild 4.21a hingegen stellt die Verlängerung der gesamten Probe dar. Da beide Materialien ein Hardening Verhalten und damit eine Mehrfachrissbildung aufweisen, muss sich folglich die Längenänderung aus mehreren Rissen aufaddieren, was zu dem völligerem Verlauf im Bereich des Maximums während Phase 2 und 3 in Bild 4.21a führt.

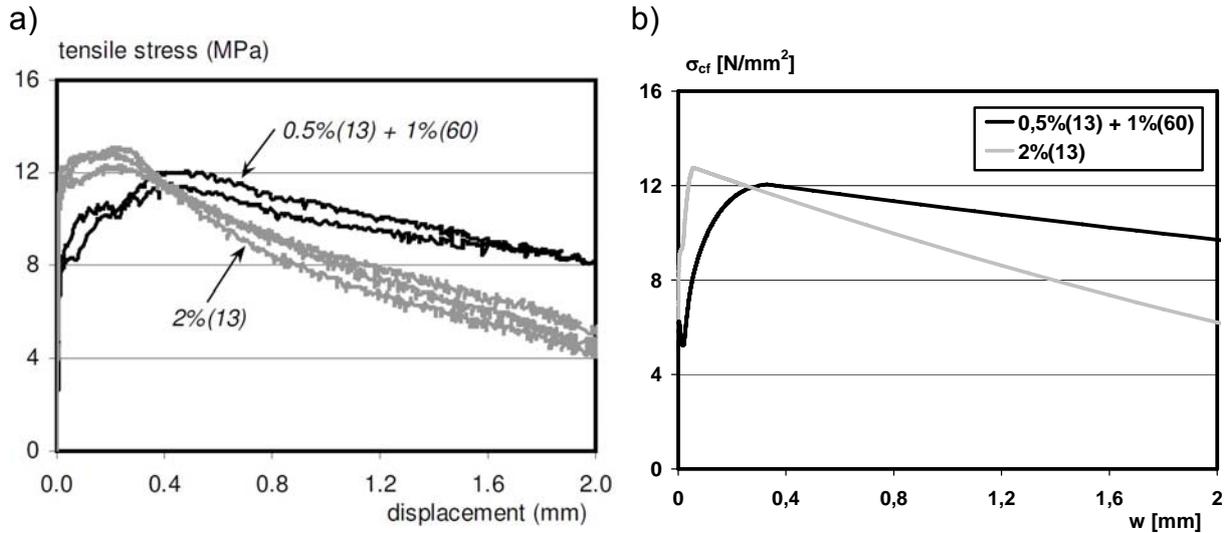


Bild 4.21 Ergebnis der Nachrechnung der experimentell bestimmten  $\sigma$ -w Beziehung des Fasercocktails aus [Markowic2006] a) Versuch b) Nachrechnung

### 4.3.5 Praktikable Vereinfachung zur analytischen Bestimmung der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung

Für eine praktikable Vereinfachung sollen die  $\sigma$ -w Beziehungen als polygonale Linien mit möglichst wenigen markanten Punkten auskommen, um so die Verwendung für analytische Untersuchungen als auch für numerische Untersuchungen mittels nichtlinearer FEM-Berechnungen in praktikabler Weise aber dennoch ausreichender Genauigkeit zu ermöglichen. In Bild 4.22 ist die polygonale Näherung im Vergleich zur genauen Lösung qualitativ veranschaulicht. Der abfallende Ast wird einmal durch mehrere Stützstellen als auch vereinfacht linear durch Anlegen der Tangente an den abfallenden Ast im Punkt der maximalen Faserbetonspannung approximiert. Ein Vergleich mit den genauen Verläufen der vorgenommenen Vereinfachungen in Bezug auf die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung mit Längskraft wird im folgenden Abschnitt diskutiert.

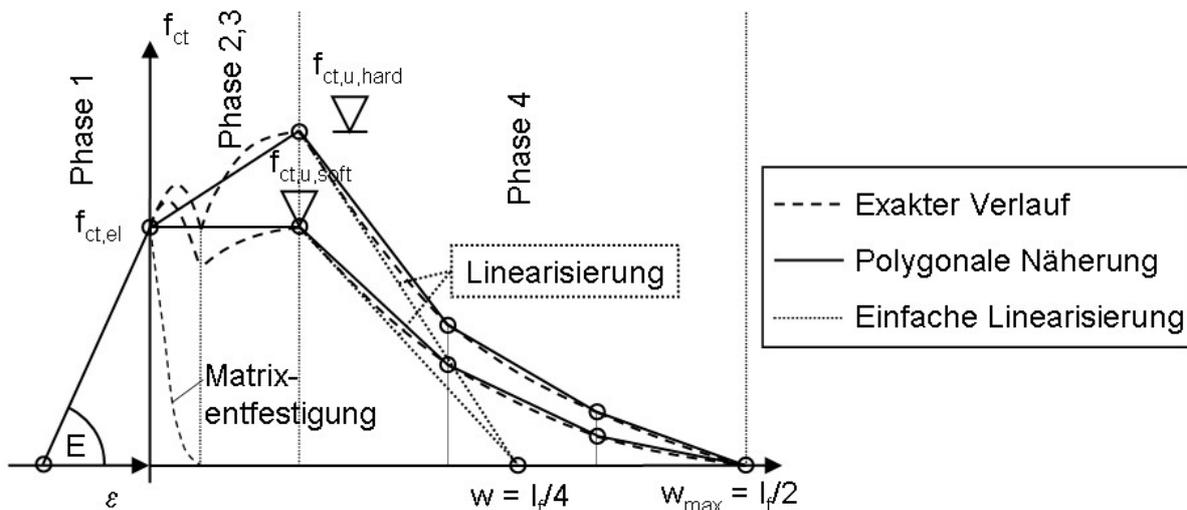


Bild 4.22 relevante Punkte der polygonalen Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung

### 1 Faserart

Kommt nur eine Faserart zum Einsatz, können die analytischen Beziehungen von [Leutbecher2008] in vereinfachter Weise nach der Zusammenstellung in Tafel 4.6 für die Bestimmung der Stützstellen der polygonalen Näherung verwendet werden. (Gl. 4.28) lässt sich sehr gut vereinfacht durch eine tri-lineare Beziehung annähern, welche durch die Eingabe diskreter Stützstellen besser für die Verwendung in Rechenprogrammen geeignet ist. Mit der Wahl der Zwischenstützstellen bei  $w=L_f/6$  und  $w=L_f/3$  erhält man:

$$\sigma_{cf} = \sigma_{cf,0} \cdot \frac{4}{9} \quad \text{für } w=L_f/6 \quad \text{(Gl. 4.29)}$$

$$\sigma_{cf} = \sigma_{cf,0} \cdot \frac{1}{9} \quad \text{für } w=L_f/3 \quad \text{(Gl. 4.30)}$$

Die Tangente am Punkt der maximalen Faserbetonspannung infolge der 1. Ableitung der (Gl. 4.28) schneidet die Abszisse bei  $w = L_f/4$ . In [AFGC2002] wird ebenfalls der Ansatz eines linear abfallenden Astes bis  $w = 1/4$  der Faserlänge auf der sicheren Seite liegend empfohlen.

**Tafel 4.6 Bestimmung der polygonalen Näherung für 1 Faserart**

Phase 1	(Gl. 4.14), (Gl. 4.24)	Matrixzugfestigkeit $f_{ctm}$ inkl. Schwinden, wenn keine experimentellen Tests vorliegen
Phase 2,3	(Gl. 4.22)	maximale Faserbetonspannung $\sigma_{cf0}$
	(Gl. 4.23)	zugehörige Rissbreite inkl. Schwinden $w_{0,shr}$
Phase 4	tri-linear mit (Gl. 4.29), (Gl. 4.30) bis $L_f/2$	abfallender Ast tri-linear bis $L_f/2$
	vereinfacht linear bis $L_f/4$	abfallender Ast linear bis $L_f/4$

**Tafel 4.7 Eingangsparameter für die  $\sigma$ -w Referenzverläufe SK1 und HK1**

Eingangsparameter		SK1	HK1
Faserorientierungsbeiwert	$\eta$ [-]	0,5	0,5
Faserwirksamkeitsbeiwert	$g$ [-]	1,1	1,1
Fasergehalt	$\rho_f$ [Vol.-%]	1,6	2,1
E-Modul Faser	$E_f$ [N/mm <sup>2</sup> ]	200000	200000
Verbundspannung	$\tau_f$ [N/mm <sup>2</sup> ]	10,0	10,0
Faserdurchmesser	$d_f$ [mm]	0,15	0,15
Faserlänge	$L_f$ [mm]	13	13
Schwinden der Matrix	$\varepsilon_{f,shr}$ [‰]	-0,9	-0,9
Bruchenergie der Matrix	$G_f$ [N/m]	60	60
E-Modul Matrix	$E_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	50000	50000
charakteristische Druckfestigkeit	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	165	165

In der Tafel 4.7 sind die Eingangsparameter mit Fasergehalt und Fasergeometrie zur Ermittlung der  $\sigma$ -w Referenzverläufe für die  $\sigma$ -w Beziehungen angeführt. Es wurde ein eher auf der sicheren Seite liegender Faserorientierungsbeiwert von 0,5 für eine homogene Faserverteilung und Faserorientierung gewählt, um einen allgemeinen Fall zu erfassen. Letztlich ist wie schon zuvor beschrieben die Verteilung und

Orientierung der Fasern unter anderem stark von der Geometrie des Bauteils und von der Betoneinbringung abhängig. Da die hier in dieser Arbeit angestrebten Bauteile eher dünnwandig sind, geht die Tendenz eher zu einer günstigeren zwei-dimensionalen Faserorientierung hin. In frühen Entwurfsphasen lässt sich jedoch noch nicht ausschließen, dass sich ungünstigere Faserorientierungen bei der späteren Herstellungstechnologie einstellen. Aus diesem Grund wird auf der sicheren Seite liegend an den gewählten Faserorientierungsbeiwerten von 0,5 festgehalten. Die Ergebnisse für die  $\sigma$ - $w$  Referenzverläufe für Softening- und Hardening-Verhalten mit kurzen Fasern fügen sich gut in die Zugfestigkeitsbereiche der aus der Literatur entnommenen Werte im Anhang 2 ein. Im nachfolgenden Bild 4.23 und Bild 4.24 sind die genauen und polygonal approximierten Verläufe dargestellt.

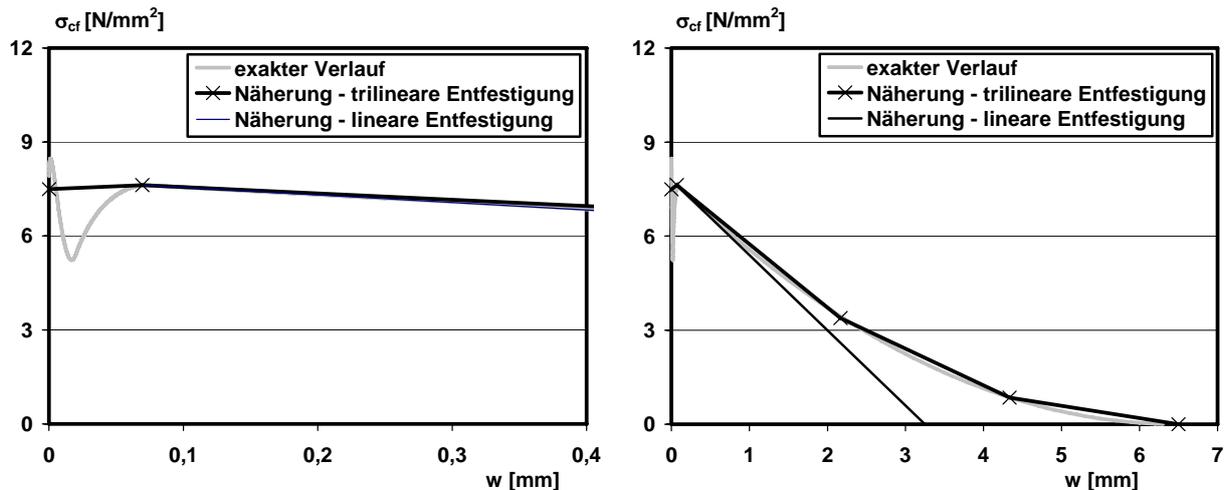


Bild 4.23  $\sigma$ - $w$  Referenzkurve für SK1

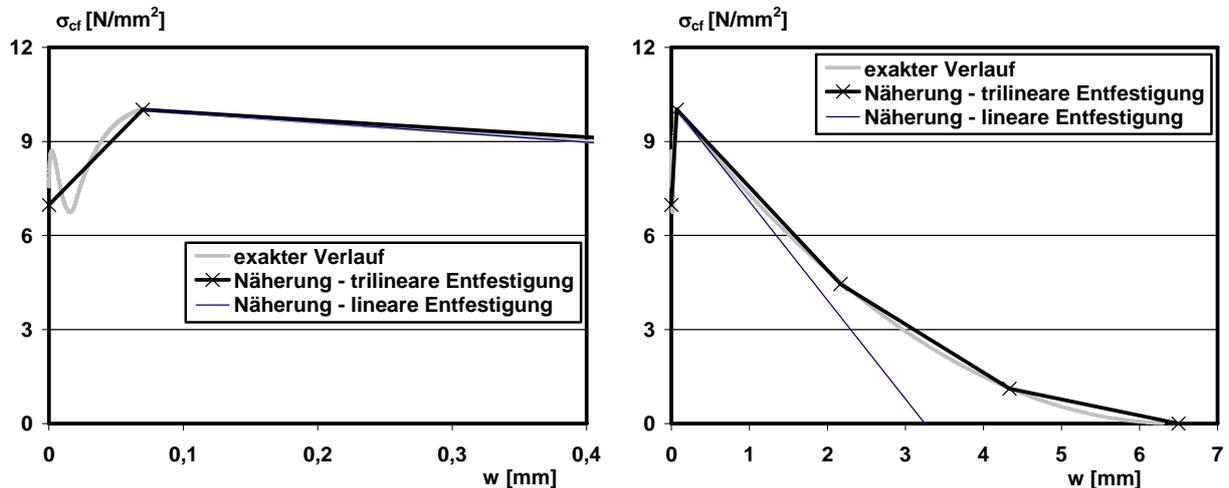


Bild 4.24  $\sigma$ - $w$  Referenzkurve für HK1

## 2 Faserarten

Die zur maximalen Faserbetonspannung zugehörige Rissweite  $w$  ist für lange Fasern deutlich größer als bei kurzen Fasern, so dass sich bei maximaler Faserbetonspannung des Fasercocktails die kurzen Fasern bereits in der Auszugsphase befinden. Wird genügend genau angenommen, dass die zur maximal überlagerten Faserbetonspannung zugehörige Rissweite des Fasercocktails gleich

der Rissweite beim Faserbetonspannungsmaximum der langen Fasern ist, errechnet sich die maximale Faserbetonspannung bei 2 Faserarten (kurze + lange Fasern) zu:

$$\sigma_{cf0,cockt} = \eta_1 \cdot g_1 \cdot \rho_{f,1} \cdot \frac{\tau_{f,1} \cdot l_{f,1}}{d_{f,1}} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot (w_{0,2} - w_{0,1})}{l_{f,1}}\right)^2 + \eta_2 \cdot g_2 \cdot \rho_{f,2} \cdot \frac{\tau_{f,2} \cdot l_{f,2}}{d_{f,2}} \quad (\text{Gl. 4.31})$$

$$\text{mit } w_{0,shr,2} = \frac{(2 \cdot \sigma_{f0,2} - \varepsilon_{f,shr}^* \cdot E_{f,2})^2 \cdot d_{f,2}}{4 \cdot E_{f,2} \cdot \tau_{f,2}} \quad \text{nach (Gl. 4.23)}$$

(Index 1 steht für - kurze Faser, Index 2 für - lange Faser)

Für den abfallenden Ast lässt sich eine sehr gute Annäherung für den Faserauszug gegenüber der korrekten Lösung mit einem aus vier Geradenstücken zusammengesetzten polygonalen Verlauf erzielen, der z.B. für numerische nichtlineare Untersuchungen verwendet werden kann. Für eine Bemessung bei reiner Biegung und/oder Biegung mit Längskraft ist eine einfache lineare Annäherung durch Anlegen der Tangente an den tatsächlichen Verlauf im Punkt des Faserbetonspannungsmaximums vollkommen ausreichend, wie nachfolgend noch gezeigt wird. Für den genaueren polygonalen Verlauf können folgende Stützstellen nach den (Gl. 4.32) bis (Gl. 4.34) verwendet werden:

$$\sigma_{cf} = \sigma_{cf2,0} \cdot \left(1 - \frac{l_{f1}}{2 \cdot l_{f2}}\right)^2 \cdot \frac{\sigma_{cf1,0}}{4} \quad \text{für } w=L_{f1}/4 \quad (\text{Gl. 4.32})$$

$$\sigma_{cf} = \sigma_{cf2,0} \cdot \left(1 - \frac{l_{f1}}{l_{f2}}\right)^2 \quad \text{für } w=L_{f1}/2 \quad (\text{Gl. 4.33})$$

$$\sigma_{cf} = \sigma_{cf2,0} \cdot \frac{1}{9} \quad \text{für } w=L_{f2}/3 \quad (\text{Gl. 4.34})$$

**Tafel 4.8 Bestimmung der polygonalen Näherung für 2 Faserarten**

Phase 1	(Gl. 4.14), (Gl. 4.24)	Matrixzugfestigkeit $f_{ctm}$ inkl. Schwinden, wenn keine experimentellen Tests vorliegen
Phase 2,3	(Gl. 4.31)	maximale Faserbetonspannung $\sigma_{cf0,cockt}$
	(Gl. 4.23) bzw. (Gl. 4.31)	zugehörige Rissbreite für lange Fasern inkl. Schwinden $w_{0,shr,2}$
Phase 4	polygonal mit (Gl. 4.32), (Gl. 4.33), (Gl. 4.34) bis $L_{f2}/2$	abfallender Ast
	vereinfacht linear mit $w_u$ aus (Gl. 4.36)	

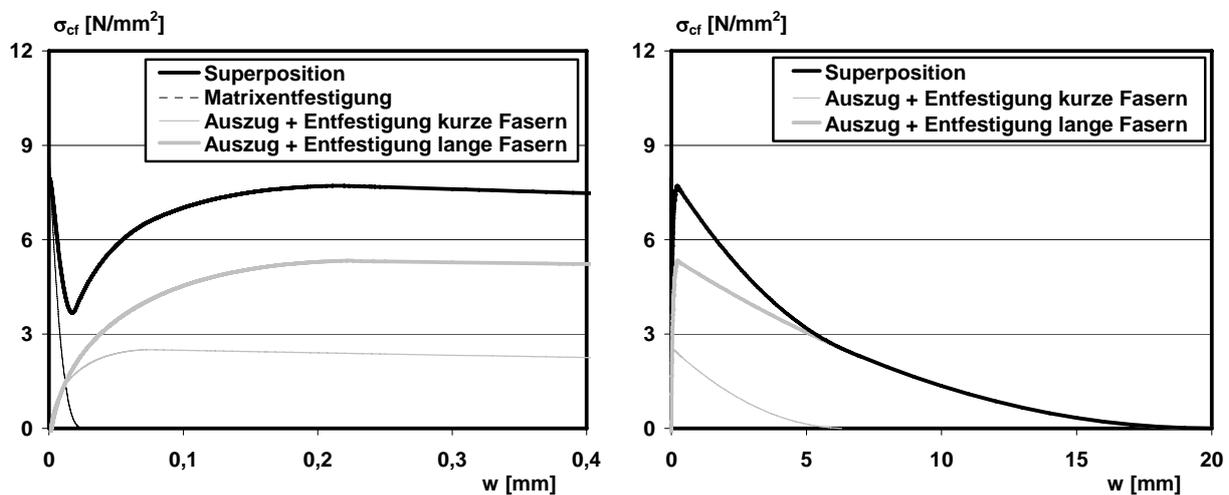
Der exakte entfestigende Verlauf bei 2 Faserarten setzt sich, wie bereits diskutiert, aus der Überlagerung der 2 Einzelauszugsanteile nach (Gl. 4.35) zusammen.

$$\sigma_{cf,cockt}(w) = \sigma_{cf,0,1} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot w}{l_{f1}}\right)^2 + \sigma_{cf,0,2} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot w}{l_{f2}}\right)^2 \quad (\text{Gl. 4.35})$$

Durch Anlegen der Tangente am Startpunkt des Faserauszugs durch Bildung der 1. Ableitung von (Gl. 4.35) erhält man den Anstieg der Funktion, womit dann über einfache geometrische Beziehungen die (Gl. 4.36) gefunden werden kann.

$$w_u = \frac{L_{f1} \cdot \sigma_{f0,cockt}}{4 \cdot \sigma_{f0,1} + 4 \cdot \sigma_{f0,2} \cdot L_{f1} / L_{f2}} \quad (\text{Gl. 4.36})$$

Das Ergebnis der Überlagerungen der genauen Verläufe als auch der vereinfachten polygonalen Annäherung ist in Bild 4.26 und Bild 4.27 dargestellt. Inwieweit sich die Vernachlässigung der Beule auf die Ergebnisse bei der Bemessung auswirkt, soll später noch diskutiert werden.



**Bild 4.25** Superpositionsprinzip zur Ermittlung der  $\sigma$ - $w$  Beziehungen für Fasercocktails

Die Eingangsparameter zur Bestimmung der  $\sigma$ - $w$  Referenzverläufe mit langen Fasern SL1 (Softening Verhalten) sowie HL1 (Hardening Verhalten) und die Ergebnisse der genauen und polygonalen  $\sigma$ - $w$ -Beziehungen sind in der nachfolgenden Tafel 4.9, in Bild 4.26 und Bild 4.27 wiedergegeben.

Bei einem Vergleich der Ergebnisse zwischen den  $\sigma$ - $w$  Referenzverläufen mit kurzen Fasern allein (Bild 4.23 und Bild 4.24) und den  $\sigma$ - $w$  Referenzverläufen mit kurzen und langen Fasern (Bild 4.26 und Bild 4.27) fällt auf, dass der Fasergehalt in Bezug auf die maximale Faserbetonspannung nicht durch Ausnutzung von Synergieeffekten entgegen den Ergebnissen von Bild 4.21 minimiert werden konnte. [Markowicz2006] verwendete bei der Mischung mit nur einer Faserart 2 Vol.-% kurze Fasern mit einer Faserschlankheit von  $l_{f,kurz}/d_{f,kurz} = 13/0,2 = 65$ . Bei dem Cocktail reduzierte er die Fasermenge der kurzen Fasern auf 0,5 Vol.-% und fügte 1,0 Vol.-% sehr lange Fasern mit einer Faserschlankheit von  $l_{f2}/d_{f2} = 60/0,7 = 86$  hinzu.

Tafel 4.9 Eingangspartner für die  $\sigma$ -w Referenzverläufe SL1 und HL1

Eingangspartner		SL1	HL1
Faserorientierungsbeiwert	$\eta_1, \eta_2 [-]$	0,50	0,50
Faserwirksamkeitsbeiwert	$g_1, g_2 [-]$	1,1	1,1
Fasergehalt	$\rho_{f1} [\text{Vol.}\%]$	0,5	0,5
Fasergehalt	$\rho_{f2} [\text{Vol.}\%]$	1,1	1,6
E-Modul Faser	$E_{f1} [\text{N/mm}^2]$	200000	200000
E-Modul Faser	$E_{f2} [\text{N/mm}^2]$	200000	200000
Verbundspannung	$\tau_{f1} [\text{N/mm}^2]$	10,5	10,5
Verbundspannung	$\tau_{f2} [\text{N/mm}^2]$	11	11
Faserdurchmesser	$d_{f1} [\text{mm}]$	0,15	0,15
Faserdurchmesser	$d_{f2} [\text{mm}]$	0,5	0,5
Faserlänge	$L_{f1} [\text{mm}]$	13	13
Faserlänge	$L_{f2} [\text{mm}]$	40	40
Schwinden	$\varepsilon_{f,shr} [\%]$	-0,9	-0,9
Bruchenergie der Matrix	$G_f [\text{N/m}]$	60	60
E-Modul Matrix	$E_c [\text{N/mm}^2]$	50000	50000
charakteristische Druckfestigkeit	$f_{ck} [\text{N/mm}^2]$	165	165

Der Unterschied, dass durch Zugabe der schlankeren Fasern die Fasereffektivität schneller gesteigert wird, lässt sich über eine einfache Verhältnisrechnung verdeutlichen.

$$\text{erf } \rho_{f2} \approx \frac{\rho_{f, \text{kurz}} \cdot \frac{l_{f, \text{kurz}}}{d_{f, \text{kurz}}} - \rho_{f,1} \cdot \frac{l_{f1}}{d_{f1}}}{\frac{l_{f2}}{d_{f2}}} = \frac{2,0 \text{Vol.}\% \cdot 65 - 0,5 \text{Vol.}\% \cdot 65}{86} = 1,13 \text{Vol.}\%$$

Für die  $\sigma$ -w Referenzverläufe werden kurze Fasern mit  $l_{f2}/d_{f2} = 40/0,5 = 80$  als auch lange Fasern mit  $l_{f2}/d_{f2} = 13/0,15 = 87$  verwendet. Die Faserschlankheiten sind damit ungefähr gleich. Lediglich die Völligkeit und damit das Arbeitsvermögen unter den Kurven sind höher, was sich auf das Biegetragverhalten positiv auswirkt, nicht aber auf das Zugtragverhalten.

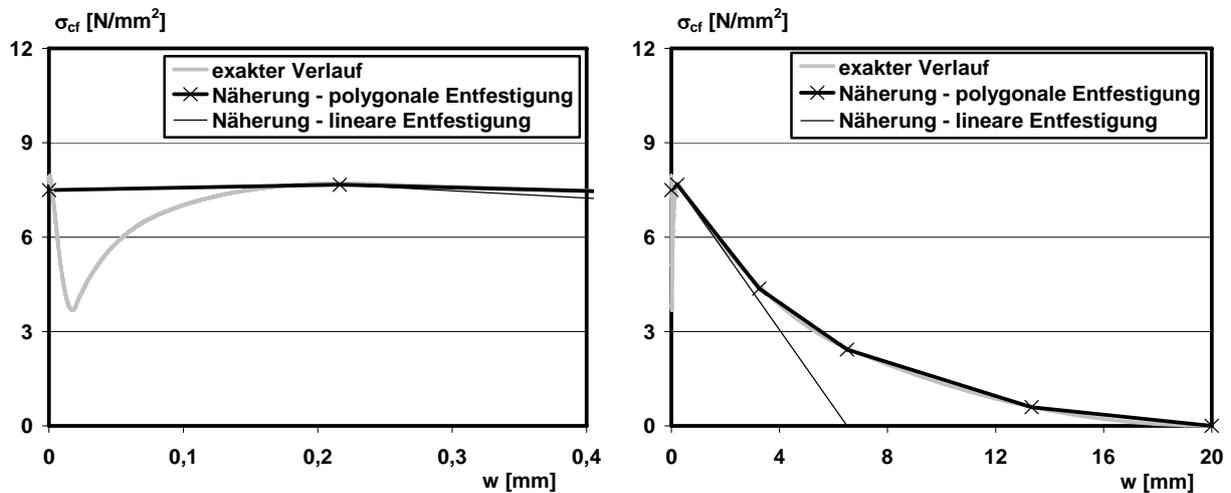


Bild 4.26  $\sigma$ -w Referenzkurve für SL1

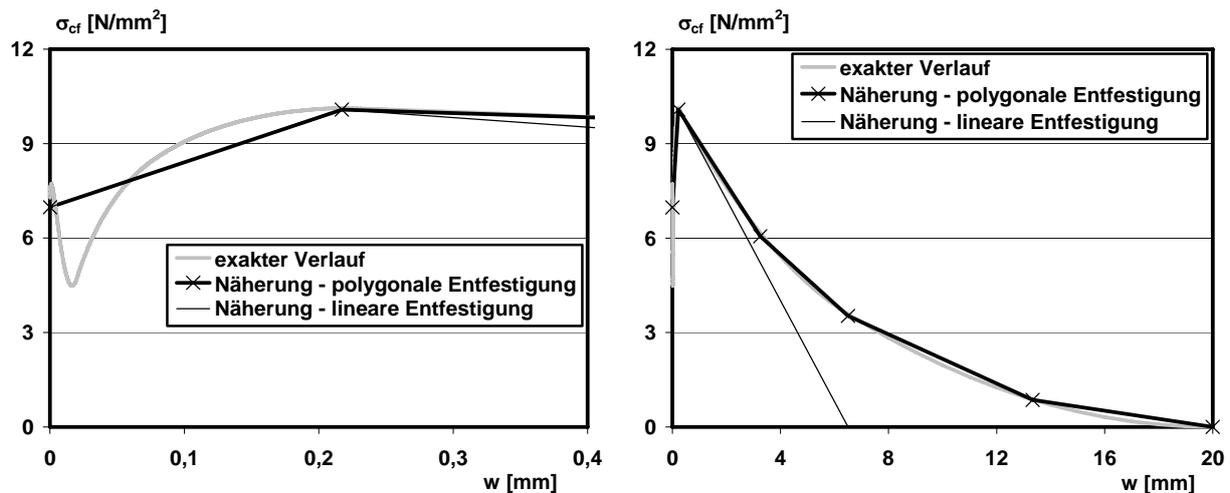


Bild 4.27  $\sigma$ - $w$  Referenzkurve für HL1

Das Verhältnis der langen zu den kurzen Fasern von 0,5 Vol.-% zu 1,6 Vol.-% wurde deshalb so gewählt, um den Punkt der maximalen Faserbetonspannung genau wie in der Arbeit von Markowic zu einer größeren Rissweite hin zu verschieben und um einen flacheren Abfall in der Faserauszugsphase zu erhalten.

Letztlich kann der Einsatz langer Fasern folgende Vorteile aufweisen:

- Bei dünnen Bauteilen werden längere Fasern stärker als kurze Fasern durch die seitlichen Schalflächen in eine 2D-Orientierung gezwungen.
- Möglicherweise richten sich lange Fasern auch besser mit der Fließrichtung des Betons aus, was bei geschickter Wahl der Betoneinbringung auch wiederum zu Vorteilen führen kann.
- Die größere Fläche unter der  $\sigma$ - $w$  Kurve führt zu einer erhöhten Biegetragfähigkeit.

Die erhaltenen Zugfestigkeiten ordnen sich gut in das Spektrum der Werte im Anhang 2 dieser Arbeit ein und beschreiben damit die oberen und unteren Grenzen des derzeit Möglichen. Die im Vergleich zu Anhang 2 eher niedrige Wahl der Matrixzugfestigkeiten begründet sich darin, dass der Beitrag der Fasern hervorgehoben werden soll, und wie schon zuvor erwähnt, eine Vorschädigung der Matrix nicht auszuschließen ist. Die Werte der maximalen Faserbetonspannungen in Tabelle sind A.1 sehr hoch. Wo dokumentiert, wurden zusätzlich die Faserorientierungsbeiwerte angeführt und es fällt auf, dass sich in den separaten Probekörpern eher eine 2D Orientierung einstellt. Um eine Vergleichbarkeit mit den  $\sigma$ - $w$  Referenzkurven zu bekommen, müssen die maximalen Faserbetonspannungen auf eine 3D Orientierung umgerechnet werden. Sind keine Orientierungsbeiwerte dokumentiert, so wird für die Umrechnung eine 2D Orientierung mit  $\pi/2$  angenommen. Vernachlässigt man dann die außerordentlich hohen Werte von [Chanvillard2003] in Zeile 54, ergibt sich eine maximale Faserbetonspannung von 11,2 N/mm<sup>2</sup>, die von den  $\sigma$ - $w$  Referenzverläufen mit Hardening Verhalten gut auf der sicheren Seite liegend repräsentiert werden. Für die  $\sigma$ - $w$  Referenzkurven mit

Softening Verhalten wurde die maximale Faserspannung so gewählt, dass die zentrische Risslast gerade noch durch die Fasern aufnehmbar ist.

#### 4.3.6 Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung versus Spannungs-Dehnungs-Beziehung

In analytischen und numerischen Berechnungen ist es im Allgemeinen zweckmäßiger als konstitutive Beziehungen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen anstatt Spannungs-Rissöffnungs-Beziehungen zu verwenden. Da die zuvor erläuterten mechanischen Zusammenhänge für den diskreten Riss gelten und deshalb auf Spannungs-Rissöffnungs-Beziehungen basieren, wird anschließend eine näherungsweise Überführung in Spannungs-Dehnungs-Beziehungen versucht. Betrachtet man das Verhalten einer gefaserten UHFB Probe unter zentrischem Zug, so weist die Phase 1 rein linear elastisches Verhalten auf. Hier stellt eine Überführung in Spannungs-Dehnungs-Beziehungen kein Problem dar. Sobald jedoch in Phase 2 und 3 die Rissbildung einsetzt, ist eine Überführung von Verformungen in Dehnungen nicht mehr ohne weiteres möglich, auch wenn die aufnehmbare Last noch weiter steigt und noch keine Lokalisierung stattfindet. Unter Einbeziehung des elastischen Verformungsanteils zwischen den Rissen, lässt sich für eine gerissene zentrisch gezogene Probe die Dehnung bei bekanntem Rissabstand und Rissweiten folgend berechnen.

$$\varepsilon_{ct} = \frac{f_{ct}}{E_c} + \frac{w}{s_r} \quad (\text{Gl. 4.37})$$

Die theoretischen Grenzfälle für den Rissabstand  $s_r$  ergeben sich nach [Leutbecher2008] mit  $s_{r,\min} \rightarrow 0$  und  $s_{r,\max} = l_f/2$ . Eine Umrechnung mit Hilfe des theoretischen Rissabstandes nach (Gl. 4.37) setzt jedoch ein absolut homogenes Material voraus, in welchem sich vor Beginn der Lokalisierung auch ein abgeschlossenes Rissbild mit allen theoretisch möglichen Rissen einstellt. Die Streuungen des Fasergehaltes und der Faserorientierung rufen jedoch Inhomogenitäten im Bauteil hervor und infolge der zusätzlichen Streuung der Matrixzugfestigkeiten kommt es schon viel eher zum Faserauszug (Phase 4) und damit zu einer Lokalisierung. Deshalb werden die theoretisch sich ergebenden hohen Dehnungen nicht erreicht [Jungwirth2006], [Habel2004], [Wuest2007]. Wahrscheinlich werden die Unterschiede zu den tatsächlichen Dehnungen mit zunehmender Faseraktivierung immer größer. Folglich müssten die größten Unterschiede zwischen theoretischen und tatsächlichen Dehnungen kurz vor Beginn der Entfestigung (Phase 4) auftreten und lassen sich damit nur noch zutreffend auf Basis von Versuchsergebnissen festlegen. In [AFGC2002] wird deshalb vorgeschlagen, die zur maximalen Faserbetonspannung zugehörige Dehnung auf der sicheren Seite liegend mit Hilfe der nachfolgend beschriebenen Bruchprozesszonenlänge zu ermitteln. Wird eine Bruchprozesszonenlänge von  $2/3 \cdot h$  angenommen, so ergeben sich für die zuvor festgelegten  $\sigma$ - $w$  Referenzverläufe die folgenden in Tafel 4.10 aufgeführten Werte.

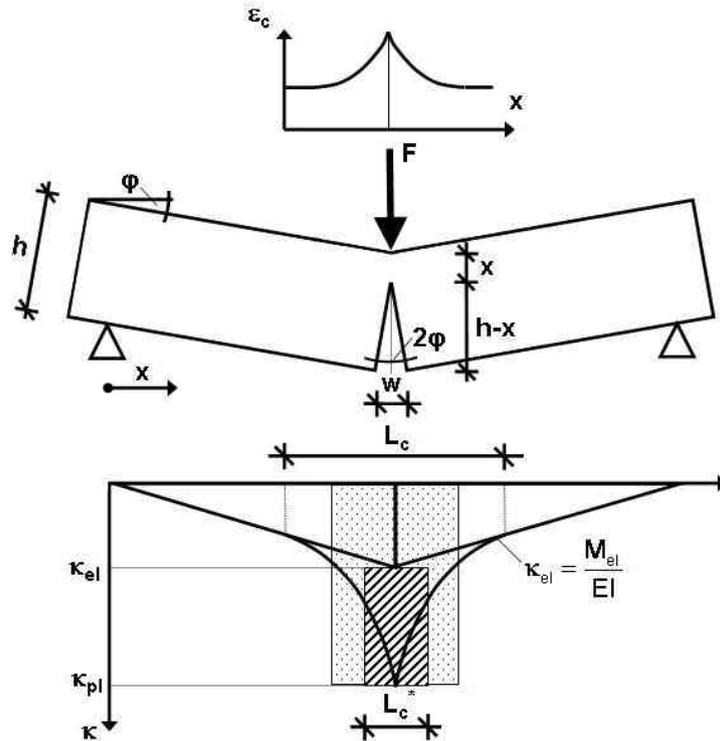
**Tafel 4.10 Zur maximalen Faserbetonspannung zugehörige Dehnungen der  $\sigma$ -w Referenzverläufe für 150 mm Bauteilhöhe nach dem Ansatz aus [AFGC2002]**

	$f_{ct}$ [MPa]	$f_{cf0}$ [MPa]	$w_0$ [mm]	$\varepsilon_{cf0}$ [‰]
SK1	7,5	7,6	0,07	0,7
HK1	7,0	10,0	0,07	0,7
SL1	7,5	7,5	0,22	2,2
HL1	7,0	10,1	0,22	2,2

Da die Dehnungswerte in Tafel 4.10 sich nur zwischen den  $\sigma$ -w Referenzverläufen mit kurzen und langen unterscheiden, nicht aber zwischen den  $\sigma$ -w Referenzverläufen mit Hardening-Verhalten und kritischem Fasergehalt, erscheint zu in Versuchen festgestellten Beobachtungen widersprüchlich, da mit einem Hardening-Verhalten auch eine ausgeprägte Mehrfachrissbildung bzw. multiple Rissbildung einhergeht. Folglich müssten die zur maximalen Faserbetonspannung zugehörigen Dehnungen bei Hardening-Verhalten deutlich größer sein als bei den  $\sigma$ -w Referenzverläufen mit kritischem Fasergehalt. Um hierfür ein sicheres Modell zu entwickeln, liegen derzeit noch nicht genügend detaillierte Erkenntnisse vor. Für die weiteren Untersuchungen werden vorerst die Werte aus Tafel 4.10 übernommen.

Bei einer lokalisierten Verformung (Phase 4) ist es überhaupt nicht mehr möglich, die Dehnung ohne eine Bezugslänge oder Messlänge anzugeben. Bei der Bemessung von realen Bauteilen unter zentrischem Zug besitzt der Entfestigungsbereich der zentrischen Spannungs-Dehnungs-Linie selbstverständlich keine Bedeutung, sehr wohl aber bei Biegebauteilen, wie in Bild 4.32 qualitativ anschaulich gezeigt. Somit muss eine Möglichkeit zur Modellierung des abfallenden Astes durch Spannungs-Dehnungs-Beziehungen gefunden werden, um die Rissbreiten in Dehnungen korrekt zu überführen. Zur Bemessung werden in allen derzeit existierenden Richtlinien (Japan [JSCE2006], Frankreich [AFGC2002]) als auch im deutschen Sachstandsbericht [DAfStb2008] zweckmäßigerweise Spannungs-Dehnungs-Beziehungen vorgeschlagen.

Wie in Bild 4.28 schematisch gezeigt, bildet sich auch bei Biegezugprüfungen an Biegebalken ein diskreter konzentrierter Makroriss ähnlich einem plastischen Gelenk aus. Um z. B. die zu einer Last zugehörige Durchbiegung mittels Arbeitssatz und Krümmungen zu berechnen, muss die fiktive Länge des plastischen Bereichs bzw. eine Prozesszonlänge  $L_c$  festgelegt werden, in welchem die Krümmungen überproportional zunehmen und die Hypothese von Navier/Bernoulli nicht mehr gilt. Diese Länge  $L_c$  ist von vielen Faktoren wie der Bauteilhöhe  $h$  bzw. der Druckzonenhöhe  $x$ , der Querschnittsform, der Form der Biegemomentenlinie und Belastungsgrad abhängig.



**Bild 4.28** Definition der Prozesszonlänge

Der Rissöffnungswinkel  $2\phi$  infolge Rotation der gegenüberliegenden Rissufer ergibt sich aus der Integration der plastischen Krümmungen über die Prozesszonlänge  $L_c$ . Wird dieser Flächenanteil wie in Bild 4.28 dargestellt durch eine rechteckige Ersatzfläche mit der Prozesszonlänge  $L_c^*$  und einer konstanten Höhe  $(\kappa_{pl} - \kappa_{el})$  ersetzt, so ergibt sich der Rissöffnungswinkel mit:

$$2 \cdot \phi = \frac{w}{(h-x)} = L_c^* \cdot (\kappa_{pl} - \kappa_{el}) \quad (\text{Gl. 4.38})$$

Ersetzt man den plastischen Krümmungsanteil in der obigen Gleichung durch das Verhältnis der Dehnung am unteren Querschnittsrand zur Höhe der Zugzone mit

$$(\kappa_{pl} - \kappa_{el}) = \frac{\varepsilon_{pl}(w)}{h-x} \quad (\text{Gl. 4.39})$$

kann die Rissöffnung mit Hilfe der Prozesszonlänge in eine Dehnung überführt werden.

$$\varepsilon_{pl}(w) = \frac{w}{L_c^*} \quad (\text{Gl. 4.40})$$

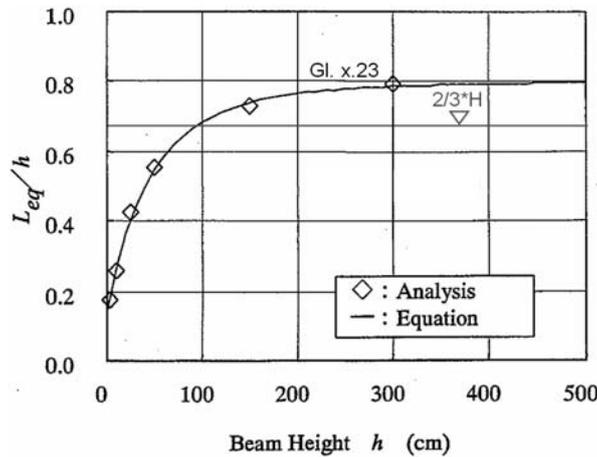
Die Festlegung der tatsächlichen Prozesszonlänge ist aufgrund der vielen oben genannten Einflussfaktoren äußerst komplex. Den meisten Vorschlägen aus der Literatur für eine praktikable ingenieurmäßige Erfassung der Prozesszonlänge ist die Berücksichtigung des Höheneinflusses gemein. Würde man zur Umrechnung bei hohen und niedrigen Bauteilen die gleiche Prozesszonlänge verwenden, so

würden unter Biegebeanspruchung die bei hohen Bauteilen größeren Rissöffnungen zu unrealistisch großen Dehnungen und Krümmungen führen.

In der japanischen Richtlinie [JSCE2006] wird zur Ermittlung der Prozesszonenlänge für Rechteckquerschnitte eine empirische Beziehung (Gl. 4.41) vorgeschlagen, die aus FEM Berechnungen an verschiedenen hohen Querschnitten abgeleitet wurde. Weitere Erläuterungen oder der Bezug auf eine Literaturquelle werden nicht genannt. Die Prozesszonenlänge ergibt sich unter der Bedingung, dass die errechnete Biegezugfestigkeit auf Basis der  $\sigma$ -w Beziehung gleich der errechneten Biegezugfestigkeit auf Basis der  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehung ist.

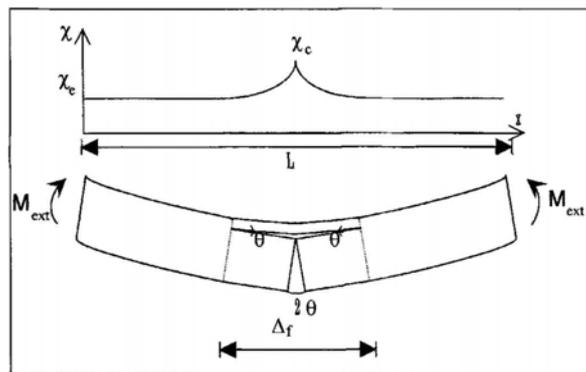
$$\frac{L_{eq}}{h} = 0,8 \cdot \left\{ 1 - \frac{1}{(1,05 + 6h / L_{ch})^4} \right\} \tag{Gl. 4.41}$$

mit der charakteristischen Länge:  $L_{ch} = \frac{G_f \cdot E_c}{f_t^2}$



**Bild 4.29** Abhängigkeit der Prozesszonenlänge von der Querschnittshöhe bei Rechteckquerschnitten modifiziert nach [JSCE2006]

In [Casanova1996] wird anhand einer linear-elastischen FEM Berechnung an gekerbten Biegezugbalken aus normalfesten Faserbeton der Bereich in welchem die Krümmungen überproportional zunehmen mit der zweifachen Risttiefe ( $2 \cdot (h-x)$ ) angegeben. Der Verlauf dieser Krümmungen ist nach [Casanova1996] parabolisch.

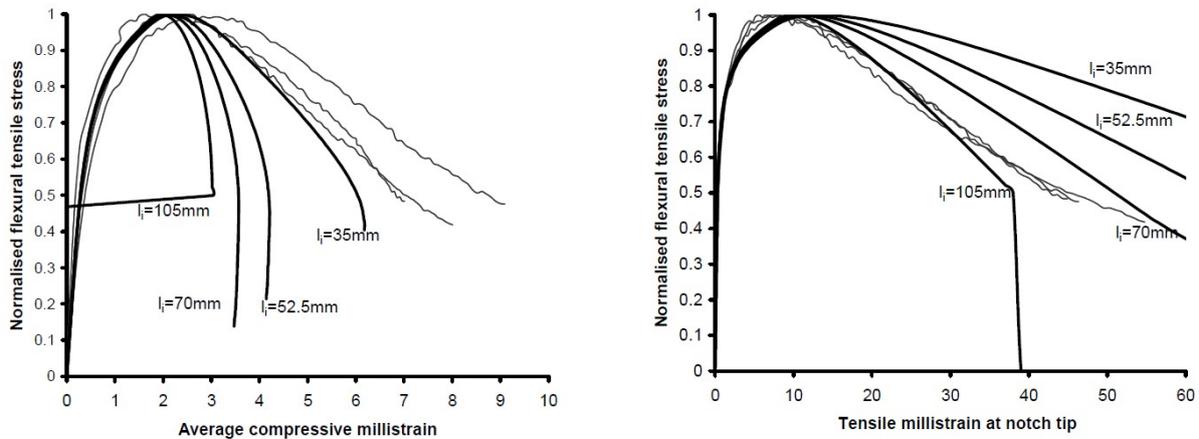


**Bild 4.30** Krümmungsverlauf in der Rissumgebung nach [Casanova1996]

In der französischen Richtlinie [AFGC2002] wird eine Prozesszonenlänge von  $2/3 \cdot h$  ohne weiteren Bezug auf eine Literaturquelle angegeben. Auch [Habel2004] schlägt auf Basis von 3-Punkt Versuchen an Verbundbalken aus Normalbeton und UHFB ohne Betonstahlbewehrung eine Prozesszonenlänge von  $2/3 \cdot h$  vor. Weiter vermutet sie, dass sich bei Vorhandensein von zusätzlicher Betonstahlbewehrung die Prozesszonenlänge vergrößern muss, da sie das Hardening Verhalten verbessern. [Greiner2006] bestätigt durch Versuchsnachrechnungen den Wert  $2/3 \cdot h$  und empfiehlt diesen als praktikablen Ansatz. Bei Versuchsbalken mit 150mm Querschnittshöhe erreicht er die beste Übereinstimmung. Jedoch werden mit abnehmender Querschnittshöhe seine berechneten Biegezugfestigkeiten gegenüber den im Versuch ermittelten Werten immer kleiner. Er vermutet den Unterschied in einer günstigeren Faserorientierung bei den dünneren Biegebalken. In Bild 4.29 ist der Ansatz  $2/3 \cdot h$  eingetragen und es ist ersichtlich, dass mit kleineren Bauteilhöhen  $L_{eq}$  abnimmt. Somit müssen die zur Spannung zugehörigen Dehnungen zunehmen. Wegen der höheren möglichen Dehnungen kann sich die Nulllinie weiter zum Druckrand hin verschieben und ermöglicht damit einen größeren inneren Hebelarm und die zur Verfügung stehende hohe Druckfestigkeit von UHFB kann besser ausgenutzt werden, was letztlich in einer höheren Biegetragfähigkeit resultiert. Damit ist durchaus denkbar, dass das aufnehmbare Biegemoment bei Querschnittshöhen unter 150 mm mit einer Prozesszonenlänge von  $2/3 \cdot h$  unterschätzt wird. Dagegen kann nach Bild 4.29 bei sehr großen Querschnittshöhen die Annahme einer Prozesszonenlänge von  $2/3 \cdot h$  zu eher auf der unsicheren Seite liegenden Ergebnissen führen.

[Kooiman2000], [Grünwald2004] und [Lappa2007] erhalten bei analytischen Nachrechnungen von Biegezugversuchen mit einer Querschnittshöhe von 150mm bei Verwendung einer Prozesszonenlänge von  $0,5 \cdot h$  die besten Resultate, wobei  $h$  hier der Höhe des Balkens oder bei gekerbten Biegeversuchen der verbleibenden Höhe über der Kerbe entspricht. Ihr Rechenmodell basiert auf einem Multi-Layer Balkenmodell, das von [Hordijk1991] für reinen Beton entwickelt wurde. [Lappa2007] führt eine umfangreiche Parameterstudie mit dem von [Hordijk1991] entwickelten Multi-Layer Modell durch, wobei auch die Prozesszonenlänge variiert wird. Anhand der Ergebnisse wird eingeräumt, dass auch eine Prozesszonenlänge von  $2/3 \cdot h$  nach [AFGC2002] zu keinen wesentlichen Abweichungen führt. Eine abschließende Wertung erfolgt jedoch nicht. Bei den gekerbten Biegezugversuchen reduziert sich infolge der Kerbe die Querschnittshöhe bei den von [Lappa2007] durchgeführten Untersuchungen auf 110 mm. Wie der Ansatz aus [JSCE2006] in Bild 4.29 zeigt, nimmt mit kleiner werdender Bauteilhöhe auch das Verhältnis  $L_{eq}/h$  ab. Damit erscheint die Aussage von [Kooiman2000], [Grünwald2004] und [Lappa2007] zumindest nachvollziehbar, dass eine Prozesszonenlänge von  $0,5 \cdot h$  bei den gekerbten Versuchen zu einer besseren Übereinstimmung in der Nachrechnung führt. Die Ergebnisse der Parameterstudie von [Lappa2007] in Bild 4.31 zeigen, dass eine genaue Ermittlung der Prozesszonenlänge für die Ermittlung der  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehung auf die maximale Momententragfähigkeit eher weniger Bedeutung hat. Lediglich die Dehnungszustände und die Größe der Rissöffnung werden beeinflusst. Nach eigenen stichprobenhaften Untersuchungen mit Hilfe einer reinen Querschnittsberechnung mit unterschiedlichen Prozesszonenlängen kann dieser Aussage nicht ganz gefolgt werden. Diese eigenen Untersuchungen bestätigen die bereits zuvor erwähnte Vermutung, dass sich mit kleiner werdender Prozesszonenlänge die Dehnung am Druckrand vergrößert, damit die Druckzonenhöhe kleiner wird und durch die daraus resultierende Vergrößerung des inneren Hebelarms steigt letztlich

die Biegetragfähigkeit an. Die Unterschiede sind zwar gering nehmen aber mit zunehmender Querschnittshöhe zu.



**Bild 4.31 Einfluss der Prozesszonenlänge auf die Biegezugfestigkeit nach [Lappa2007] – Höhe  $h$  über Kerbe = 110 mm, damit entspricht  $l_i = 52,5\text{mm} = 0,5 \cdot h$**

In dem deutschen DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton [DBV2001] wird eine Prozesszonenlänge von  $(h-x)$  lediglich verwendet, um aus den vorhandenen Dehnungen Rissbreiten zu berechnen. Allerdings ist die Druckzonenhöhe infolge der zunächst ansteigenden und dann abfallenden Zugarbeitslinie bei Faserbeton von der Belastung abhängig, was die Verwendung von der Druckzonenhöhe abhängigen Beziehungen erschwert - im Gegensatz zum klassischen Stahlbeton unter Annahme linearer  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehungen für Beton und Betonstahl im Gebrauchszustand. Der deutsche Sachstandsbericht UHFB [DAfStb2008] erwähnt ohne Wertung die Ansätze der französischen als auch der japanischen Richtlinie.

Die Verwendung eines von der Druckzonenhöhe abhängigen Ansatzes, wie in [DBV2001], erscheint für die weiteren Untersuchungen wenig praktikabel, da die Höhe der Druckzone von der Belastung abhängig ist. Der Ansatz aus [JSCE2006] ist wohl am genauesten, setzt aber die Kenntnis bzw. Ermittlung der Bruchenergie voraus, was sich in der Praxis eher als schwierig umsetzbar erweist. Der Ansatz mit  $2/3 \cdot h$  stellt die wohl praktikabelste Lösung dar, gilt aber im Grunde genommen nur für bestimmte Bauteilhöhen. Bis auf den Ansatz aus [JSCE2006] basieren alle Ansätze offenbar auf Untersuchungen an Bauteilhöhen von nicht mehr als 150 mm. Hier führt dies auch zu ausreichend genauen und sicheren Ergebnissen zur Bestimmung der Biegetragfähigkeit und soll in der weiteren Arbeit für Dehnungsverlauf im entfestigenden Bereich gemäß Bild 4.22 zur Anwendung kommen. Eigene Betrachtungen anhand von materiell nichtlinearen FEM Berechnungen an Biegezugbalken mit 10 und 15 cm Höhe bestätigen, dass der Ansatz von  $2/3 \cdot h$  eine ausreichend praktikable Näherung darstellt (siehe Anhang 4). Bei Bauteilhöhen von mehr als 1m ist es ohnehin fraglich, ob die maximale Biegetragfähigkeit zumindest bei den hier betrachteten Segmenttragwerken außerhalb der Fuge erreicht wird. Im weiteren Verlauf der Arbeit wird deshalb eine Prozesszonenlänge von  $2/3 \cdot h$  verwendet. Für die Ermittlung der Rissöffnung im Gebrauchszustand wird weiterhin an der Verwendung der genauen  $\sigma$ - $w$ -Beziehungen nach [Leutbecher2008] festgehalten und eine Umrechnung in  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehungen ist nicht notwendig.

### 4.3.7 Diskussion der vorgenommenen Vereinfachungen und Einfluss auf das Biegetragverhalten

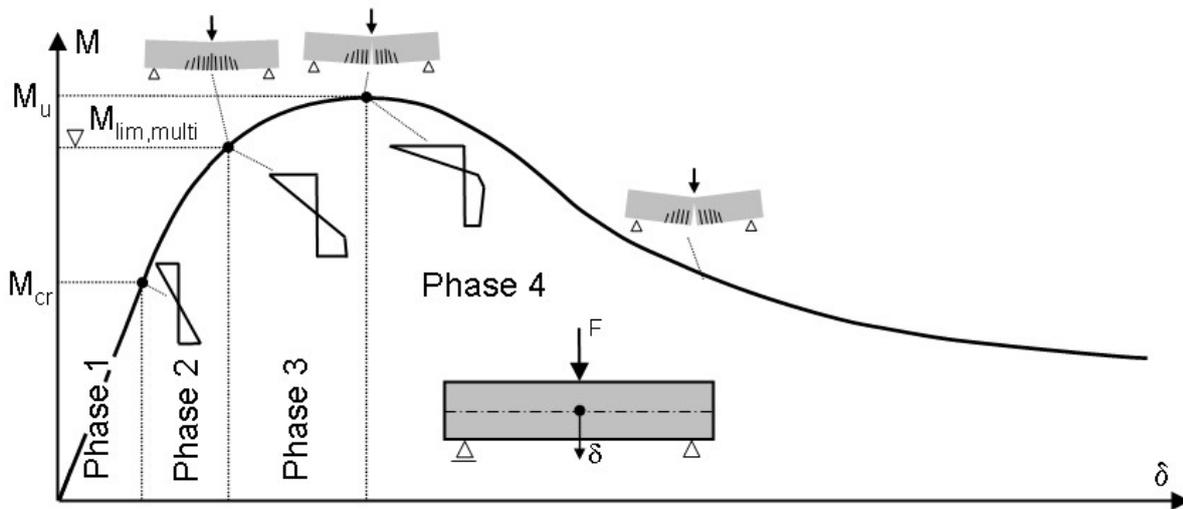


Bild 4.32 Phasen des Biegetragverhalten beim Biegezugversuch

Bild 4.32 zeigt die qualitative Last-Durchbiegungs-Beziehung eines 3-Punkt Biegezugversuches aus gefasertem UHFB. Die Phase 1 zeichnet sich durch linear elastisches Verhalten bis zum Erreichen des Rissmomentes  $M_{cr}$  aus. Mit Beginn der Phase 2 erfolgt aufgrund der Rissbildung am unteren Querschnittsrand die Faseraktivierung. Da noch kein Faserauszug und damit eine Lokalisierung stattfinden, bilden sich viele weitere fein verteilte Risse aus. In der Phase 3 kommt es dann mit beginnendem Faserauszug am unteren Querschnittsrand zur Lokalisierung der Verformung in einem Riss. Die Biegetragfähigkeit kann aber hier im Gegensatz zum zentrischen Zug noch weiter bis zur maximalen Momententragfähigkeit gesteigert werden, solange noch Umlagerungsreserven vorhanden sind. Danach kommt es zum sukzessiven Ausziehen der Fasern im lokalisierten Riss und die Last-Verformungskurve geht in einen ausgeprägt abfallenden Ast über (Phase 4). Bei der Querschnittsbemessung hat selbstverständlich nur die Phase 1 bis 3 Bedeutung. Die Phase 4 interessiert lediglich bei materiell nichtlinearen FEM-Untersuchungen und wenn ein Umlagerungsvermögen von Bedeutung ist.

Ob und wie sich die vorgenommenen praktischen Vereinfachungen der Zugarbeitslinie auf das Biegetragverhalten mit und ohne Längskraft auswirken, soll im Folgenden geprüft und diskutiert werden. Für die Untersuchung wird das Maximum der Faserbetonspannung im Nachrissbereich gleich der Matrixzugfestigkeit gesetzt, da gemäß Bild 4.23 und Bild 4.26 gerade hier der Einfluss der „Beule“ am größten ist. Es werden 4 Varianten der Arbeitslinie, wie auch in Tafel 4.11 dargestellt, untersucht:

- Zugarbeitslinie mit „Beule“ zwischen Matrixzugfestigkeit und maximal wirksamer Faserbetonspannung im Nachrissbereich sowie einem trilinearen Entfestungsverlauf bis  $L_f/2$ .
- Zugarbeitslinie ohne „Beule“ zwischen Matrixzugfestigkeit und maximal wirksamer Faserbetonspannung im Nachrissbereich sowie einem trilinearen Entfestungsverlauf bis  $L_f/2$ .
- Zugarbeitslinie mit „Beule“ zwischen Matrixzugfestigkeit und maximal wirksamer Faserbetonspannung im Nachrissbereich sowie einem linearen Entfestungsverlauf bis  $L_f/4$ .

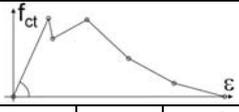
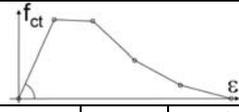
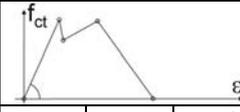
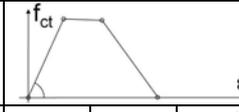
- Zugarbeitslinie ohne „Beule“ zwischen Matrixzugfestigkeit und maximal wirk-samer Faserbetonspannung im Nachrissbereich sowie einem linearen Entfestigungsverlauf bis  $L_f/4$ .

Dabei werden zwei unterschiedlich hohe Rechteckquerschnitte mit einer Höhe von 10cm und 50cm betrachtet. Die Druckfestigkeit wird zu  $165 \text{ N/mm}^2$  und der E-Modul zu 50000 MPa angenommen. Der ansteigende Ast im Druckbereich ist linear und das Ende des abfallenden Astes im Druckbereich beträgt 8 ‰. Da die Druck-zonenhöhe bei den untersuchten Parametern ohne Drucknormalkraft sehr klein bleibt, entfällt eine Betrachtung am Plattenbalken und der Rechteckquerschnitt bleibt weiter allgemein gültig. Mit zunehmender Drucknormalkraft verschiebt sich die Null-linie immer mehr nach unten so dass auch hier ein Plattenbalkenquerschnitt mit gegliederter Druckzone zu betrachten wäre, dafür nimmt aber der Einfluss aus dem Verlauf der Zugarbeitslinie immer weiter ab, so dass hier vereinfacht der Recht-eckquerschnitt ausreicht. Die Obergrenze der Drucknormalkraft wird mit  $0,4 \cdot f_c \cdot b \cdot h$  festgelegt, da von höheren Längskräften infolge Vorspannung auch bei UHFB nicht auszugehen ist. Damit lassen sich folgende weitere wesentliche Eckpunkte der Untersuchung festlegen:

- Reiner Faserbetonquerschnitt ohne Längskraft ( $N=0$ )
- Reiner Faserbetonquerschnitt mit Längskraft ( $N_{\text{bal}}$ )
- Einfluss einer Bewehrung S550 im Faserbetonquerschnitt ohne Längskraft ( $\rho_s=1,0\%$ )

Die Untersuchung erfolgt am reinen Querschnitt mit dem Querschnitts-bemessungsprogramm AQUA und AQB von Sofistik [Sofistik2008]. Die Eignung des Programms zur Bemessung von Faserbetonquerschnitten wurde umfangreich über-prüft. Die Umrechnung der  $\sigma$ -w Beziehung in die  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehung erfolgt mit einer Prozesszonenlänge von  $L_c = 2/3 \cdot h$ . Die Tafel 4.11 fasst die Auswirkungen der unterschiedlichen Verläufe der Arbeitslinie auf die Ergebnisse der Querschnitts-berechnung vergleichend zusammen. Die Ergebnisse der maximalen Biegetragfähig-keit sind in bezogener Form jeweils den Ergebnissen der Querschnittsberechnung mit der genauesten Arbeitslinie mit „Beule“ und trilinearem Entfestigungsverlauf gegenübergestellt. Zusätzlich werden die Dehnungen am oberen und unteren Querschnittsrand ( $\varepsilon_{c,\text{oben}}$ ,  $\varepsilon_{c,\text{unten}}$ ) aufgeführt.

**Tafel 4.11 Einfluss der Genauigkeit der verwendeten Arbeitslinie im Zugbereich auf die Ergebnisse**

d [cm]													
		N=0	$N_{\text{bal}}^{1)}$	$\rho_s=1\%$	N=0	$N_{\text{bal}}^{1)}$	$\rho_s=1\%$	N=0	$N_{\text{bal}}^{1)}$	$\rho_s=1\%$	N=0	$N_{\text{bal}}^{1)}$	$\rho_s=1\%$
10	$M_{\text{Rd}}/M_{\text{Rd,ref}}$	1,00; Referenz ( $M_{\text{Rd,ref}}$ )			1,021	1,005	1,005	0,996	1,00	0,996	1,019	1,005	1,001
	$\varepsilon_{c,\text{oben}} [\text{‰}]$	-1,70	-4,55	-3,13	-1,50	-4,39	-3,16	-1,70	-4,55	-3,09	-1,48	-4,39	-3,05
	$\varepsilon_{c,\text{unten}} [\text{‰}]$	11,03	2,32	17,85	7,97	2,07	17,86	11,03	2,32	17,43	7,66	2,07	16,53
50	$M_{\text{Rd}}/M_{\text{Rd,ref}}$	1,00; Referenz ( $M_{\text{Rd,ref}}$ )			1,012	1,001	1,002	0,993	1,000	0,995	1,006	1,000	0,997
	$\varepsilon_{c,\text{oben}} [\text{‰}]$	-0,94	-4,43	-1,85	-0,9	-4,42	-1,84	-0,90	-4,43	-1,79	-0,87	-4,41	-1,78
	$\varepsilon_{c,\text{unten}} [\text{‰}]$	3,40	2,21	6,07	3,01	2,17	5,92	3,18	2,20	5,68	2,85	2,17	5,52

<sup>1)</sup>  $N_{\text{bal}} \sim 0,4 \cdot f_c \cdot b \cdot h$

Die Ergebnisse in Tafel 4.11 zeigen, dass die zuvor vorgenommenen praktischen Vereinfachungen mit einer Abweichung von maximal 2 % für die praktische Bemessung ausreichend genau sind. Das Nichtberücksichtigen der „Beule“ führt zu einer vernachlässigbaren Überschätzung der Biegetragfähigkeit, die mit zunehmender Querschnittshöhe abnimmt. Ebenfalls ist der Unterschied zwischen trilinear und linearer Entfestigung bei allen untersuchten Varianten kaum mehr von Bedeutung. Aufgrund der geringen Dehnungen hat der Verlauf des abfallenden Astes bei praktischen Bemessungsaufgaben wenig Einfluss auf das aufnehmbare Moment bei Rechteckquerschnitten mit reiner Faserbewehrung. Die Modellierung eines linear abfallenden Astes zur Querschnittsbemessung, wie auch in [AFGC2002] vorgeschlagen, führt damit zu ausreichend genauen Ergebnissen. Mit zunehmender Drucknormalkraft bzw. Vorspannung aber auch mit zunehmenden Bewehrungsgrad wird der Einfluss des Faserbetons auf die Tragfähigkeit geringer. Zwar nimmt die Zugdehnung am betonstahlbewehrten Querschnitt zu, aber der Fasertraganteil nimmt wiederum mit größerer Dehnung gegenüber dem Bewehrungstraganteil ab. Wie auch schon zuvor zeigt sich, dass der Verlauf des abfallenden Astes auf der Druckseite nur bei sehr hohen Vorspannkräften Auswirkungen besitzt. Der Einfluss der Prozesszonenlänge auf die maximale Biegetragfähigkeit wurde quasi schon in [Lappa2007] (Bild 4.31) untersucht und wird deshalb hier nicht weiter betrachtet.

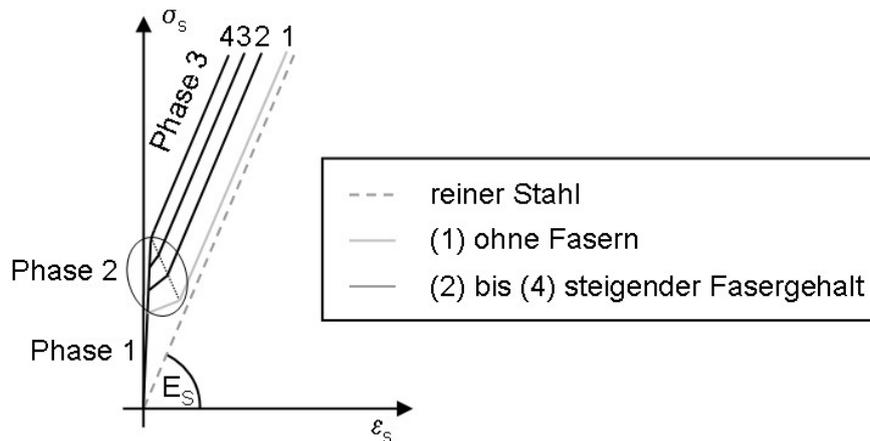
Damit werden die zuvor festgesetzten  $\sigma$ - $w$  Referenzverläufe bei den folgenden Bauteiluntersuchungen in Kapitel 6 mit den bereits vorgeschlagenen Vereinfachungen verwendet. Neu kommt hinzu, dass bei Querschnittsuntersuchungen ein linear abfallender Ast vollkommen ausreichend ist und damit verwendet wird. Bei materiell nichtlinearen FEM-Untersuchungen soll weiterhin der trilinear abfallende Ast zur Anwendung kommen, damit Umlagerungen von Beanspruchungen aus Zonen mit höheren Zugdehnungen in angrenzende Bereiche ermöglicht werden.

#### **4.4 Zugtragverhalten stabstahlbewehrter gefasertes UHFB**

Die Bedenken, dass passive Betonstahlbewehrung das sehr ausgeprägte autogene Schwinden des UHFB behindert und damit zu starker unkontrollierter Rissbildung führt und deshalb vermieden werden sollte, haben sich nach vielen Untersuchungen und Erfahrungen mittlerweile nicht bestätigt. Die Untersuchungen von [Leutbecher2008], [Jungwirth2006], [Heinzle2009], [Meade2010] belegen, dass sich bereits mit unterkritischen Fasergehalten bei optimaler Kombination von Fasern und Bewehrung eine sehr feine Rissverteilung einhergehend mit sehr kleinen für die Dauerhaftigkeit unschädlichen Rissbreiten im Gebrauchszustand erreichen lässt.

Das Tragverhalten einer bewehrten und gefaserten UHFB Probe unter zentrischem Zug vor dem Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung ist qualitativ in Bild 4.33 aufbauend auf die Beschreibungen von [Jungwirth2006], [Leutbecher2008], [Shionaga2006] dargestellt. Nach dem Erreichen der zentrischen Matrixzugfestigkeit kommt es in Phase 2 zunächst an den schwächsten Stellen zur Einzelrissbildung. Sind keine Fasern vorhanden, muss der Stahl allein im Riss die Risskraft aufnehmen, was zu einer hohen Stahlspannung und Stahldehnung verbunden mit einer schnellen Steifigkeitsabnahme im Riss führt. Der leichte Kraftzuwachs in dieser Phase resultiert aus der Bildung weiterer Einzelrisse an anderen Schwachstellen, die aber immer jeweils einen geringfügig höheren Querschnittswiderstand aufweisen. Sind rissüberbrückende Fasern vorhanden, können weiterhin Zugspannungen über das Rissufer übertragen werden, so dass der Steifigkeitsunterschied zwischen Phase 2 und 3 mit steigendem Fasergehalt immer mehr abnimmt und der Tension Stiffening

Effect infolge dessen zunehmend an Einfluss gewinnt. Bei weiterer Laststeigerung, bilden sich sehr schnell neue Mikrorisse mit sehr kleinem Rissabstand aus, bis schließlich an jeder Stelle ein Dehnungsunterschied zwischen Beton und Betonstahl vorhanden ist. Mit der Phase 3, welche durch den linear elastischen Bereich des Bewehrungsstahls gekennzeichnet ist, hat sich das Rissbild nun stabilisiert und die Verformungen nehmen parallel zur  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Linie des nackten Betonstahls einhergehend mit zunehmender Faseraktivierung weiter zu.



**Bild 4.33** qualitatives Last-Verformungs-Verhalten für UHFB mit und ohne Fasern vor Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung (Phase 1 bis 3)

Die Phase 4 ist durch das Fließen der Bewehrung und letztlich durch das lokale Versagen der Bewehrung in einem Makroriss gekennzeichnet. Ausgehend von den experimentellen und analytischen Untersuchungen sowie den theoretischen Überlegungen von [Jungwirth2006] wird folgend das Tragverhalten und der Versagensmechanismus in Phase 4 erläutert. Die Versagensart hängt im Wesentlichen von folgenden unterschiedlichen Konfigurationen ab:

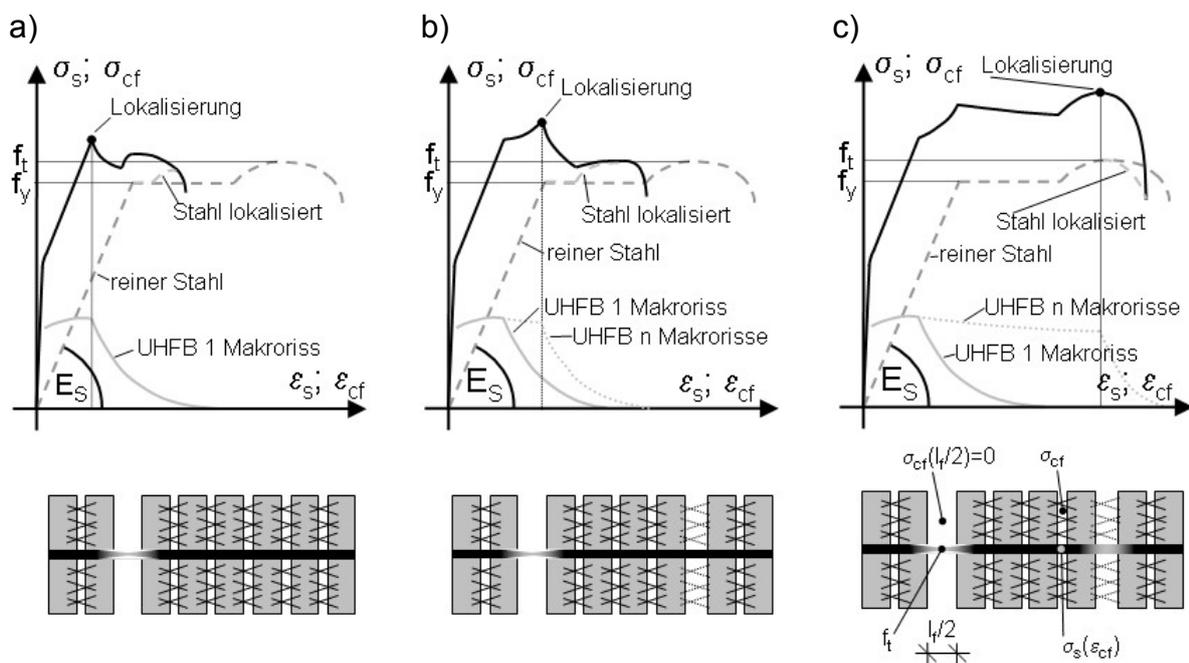
- Ist die Dehnung des Faserbetons bei maximaler Faseraktivierung  $\varepsilon_{cf,0}$  größer oder kleiner als die Fließgrenze der Bewehrung  $\varepsilon_y$ ? Dies hängt unter anderem vom Fasergehalt, der Faserorientierung, vom Einsatz kurzer oder langer Fasern und von der Höhe der Fließgrenze des Bewehrungsstahls ab.
- Ist der Querschnitt unterbewehrt oder ist ausreichend Mindestbewehrung vorhanden?
- Wird Bewehrungsstahl mit oder ohne ausgeprägte Fließgrenze (warmgewalzter oder kaltverformter Bewehrungsstahl) verwendet?
- Ist der Querschnitt durch Vorspannung mit Verbund vorgespannt oder nicht?

Zunächst wird das Tragverhalten für den Fall, dass die maximale Spannung des Faserbetons vor Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung auftritt, diskutiert:

#### Fall 1: $\varepsilon_{cf,0} < \varepsilon_y$ :

Bereits in der Phase 3 kann die maximale Faserbetonspannung erreicht werden, wenn die Dehnung der Bewehrung bei Erreichen der maximalen Fasertragwirkung kleiner als die Fließgrenze der Bewehrung ist. Dies trifft bei sehr geringer Nachrisszugfestigkeit des Faserbetons, bei Einsatz sehr kurzer Fasern oder bei Verwendung von Bewehrungsstahl mit sehr hoher Zugfestigkeit zu. Ist dann der Bewehrungsgrad zu niedrig, um die Risskraft aufzunehmen, kommt es zur Lokalisierung der

Verformung in einem Riss. Die Bewehrung erreicht zwar noch Phase 4 und kommt kurzzeitig ins Fließen, versagt aber frühzeitig in nur einem lokalisierten Riss (Bild 4.34a). Bei ausreichend vorhandener Bewehrung (Mindestbewehrung), die die frei werdende Kraft des UHFB aufnimmt, kann die Last weiter gesteigert werden und es bilden sich  $n$  weitere Makrorisse aus. Dadurch verlängert sich die  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Linie des UHFB durch die Aufteilung der Verformung des UHFB auf mehrere Risse. Erreicht die Bewehrung das Fließplateau, nimmt die Kraft geringfügig ab, wird aber dann mit der anschließenden Verfestigung des Stahls wieder gesteigert, so dass das Versagen erst nach großen Verformungen erfolgt (Bild 4.34c). Auch mit einer etwas geringeren Bewehrung als die Mindestbewehrung kann die Kraft bis zur Fließgrenze gesteigert werden, da der Stahl sich noch im elastischen verfestigenden Bereich befindet, und es bildet sich ein weiterer 2. Makroriss. Mit Erreichen des Fließplateaus kann jedoch die abnehmende Fasertragwirkung nicht mehr auf den Stahl umgelagert werden, es kommt mit Erreichen der Fließgrenze zur Lokalisierung und schließlich zu einem mittelfrühen lokalen Versagen in einem Makroriss (Bild 4.34b). Allen Versagensarten ist generell gemein, dass sich ab der Lokalisierung das Fließen des Stahls auf den lokalisierten Riss beschränkt. Da sich eine lokalisierte Dehnung wie zuvor schon beschrieben immer auf die Bauteillänge bezieht, ist in allen Bildern zusätzlich die verkürzte lokalisierte  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Linie der Bewehrung qualitativ angegeben.



**Bild 4.34** Zugtragverhalten bei  $\varepsilon_{cf,0} < \varepsilon_y$  und Bewehrung mit ausgeprägter Streckgrenze: a) Querschnitt unterbewehrt mit früher Lokalisierung b) schwach bewehrter Querschnitt mit mittelfrüher Lokalisierung c) Querschnitt mit Mindestbewehrung und später Lokalisierung

Bei Verwendung von kaltgeformten höherfesten Bewehrungs- und Spannstählen mit kontinuierlichem Verfestigungsverlauf im plastischen Bereich ist eine stetige Umlagerung der frei werdenden Kraft aus dem UHFB auf den Stahl möglich und die Lokalisierung kann verzögert werden. In Bild 4.35a/b sind beispielhaft das Tragverhalten für einen unterbewehrten Querschnitt und einen Querschnitt mit Mindestbewehrung dargestellt. Da das Verhältnis von  $f_t/f_y$  meist größer ist als bei Stählen mit ausgeprägter Streckgrenze, kann hier bereits mit niedrigeren Bewehrungsgehalten ein durchgehend verfestigendes Verhalten unter Bildung von mehreren  $n$

Makrorissen beobachtet werden. Zusätzlich ist günstig, dass die Fließgrenze höherfester Stähle weit oberhalb der maximalen Fasertragfähigkeit liegt, und dadurch schon mit schwach bewehrten Querschnitten eine Verfestigung und damit duktiles Tragverhalten erzielt wird. Die erforderliche Mindestbewehrung ergibt sich aus dem Kräftegleichgewicht im Riss:

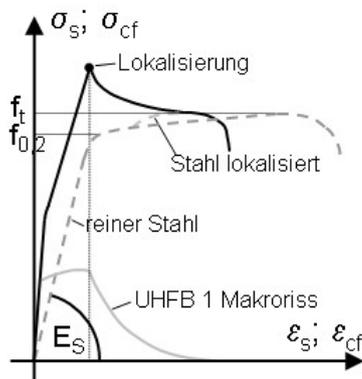
$$f_t \cdot A_s \geq \sigma_{cf,0} \cdot (A_c - A_s) + f_y \cdot A_s \quad (\text{Gl. 4.42})$$

$$\rho_{s,\min} = \frac{\sigma_{cf,0}}{f_t - f_y + \sigma_{cf,0}} \quad (\text{Gl. 4.43})$$

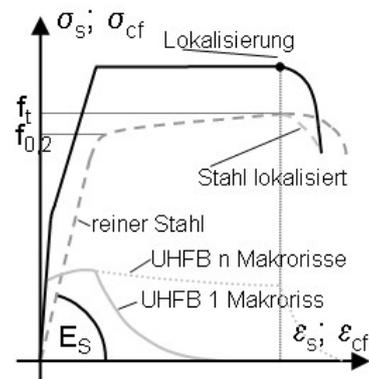
mit  $f_t$  Zugfestigkeit des Bewehrungsstahls  
 $f_y$  Streckgrenze des Bewehrungsstahls  
 $\sigma_{cf,0}$  maximale Nachrisszugfestigkeit

Vergleicht man den erforderlichen Mindestbewehrungsgehalt zwischen einem Betonstahl mit ausgeprägter Streckgrenze BSt 500 S mit  $f_t/f_y$  von 1,08 und kaltgezogenen Spannstahlitzen St 1570/1770, so fällt auf, dass für den BSt 500 S der Bewehrungsgehalt vor allem in filigranen Konstruktionen kaum mehr realistisch zu handhaben ist, der niedrigere erforderliche Bewehrungsgehalt für den Spannstahl jedoch aufgrund der höheren möglichen Vorspannung bei UHFB durchaus in einer baupraktisch umzusetzenden Größenordnung liegt. Wird zum anderen nicht vorgespannt und lediglich Betonstahl mit heute üblicher Güte eingesetzt, so ist es überhaupt konstruktiv als auch wirtschaftlich fraglich, inwieweit der Fasergehalt nach oben getrieben werden muss, da bei höheren Bewehrungsgraden der Traganteil des Faserbetons ohnehin klein gegenüber dem der Bewehrung ist. Bei niedrigeren Fasergehalten mit infolgedessen niedrigerer Zugfestigkeit des Faserbetons sinkt der erforderliche Mindestbewehrungsgrad. Bereits niedrige Fasergehalte sorgen für sehr enge Rissabstände und damit sehr kleine unschädliche Rissweiten im Gebrauchszustand (siehe Bild 4.39).

a)



b)



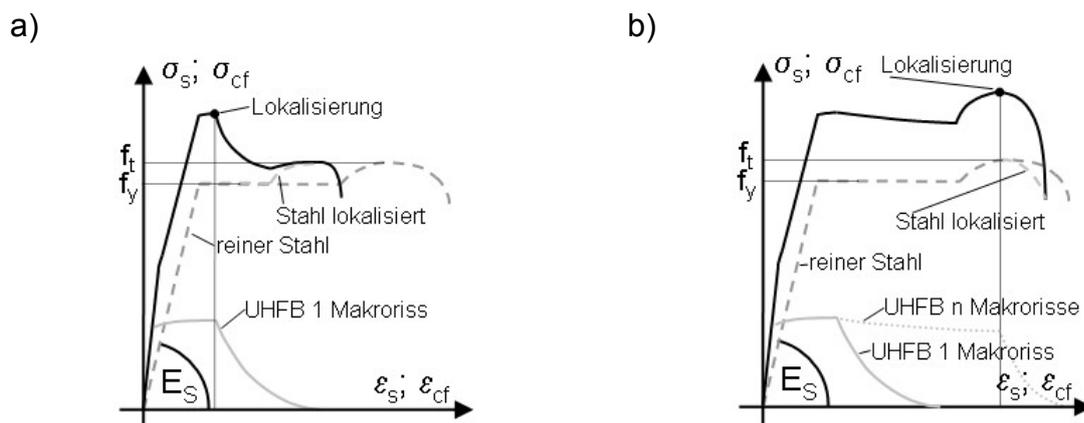
**Bild 4.35** Zugtragverhalten bei  $\varepsilon_{cf,0} < \varepsilon_y$  und Bewehrung ohne ausgeprägte Streckgrenze a) Querschnitt unterbewehrt mit früher Lokalisierung b) Querschnitt mit Mindestbewehrung und später Lokalisierung

Folgend wird das Tragverhalten für den Fall erläutert, dass die zur maximalen Spannung des Faserbetons zugehörige Dehnung größer als die Fließgrenze der Bewehrung ist:

**Fall 2:**  $\varepsilon_{cf,0} > \varepsilon_y$ :

Bild 4.36a/b zeigt den Fall, dass die Bewehrung bei Erreichen der maximalen Tragfähigkeit des Faserbetons bereits fließt. Das Tragverhalten lässt sich in diesem Fall nicht mehr in drei Konfigurationen unterscheiden. Die Konfiguration des schwach bewehrten Querschnittes aus Fall 1 mit kurzer Verfestigung und Bildung von weiteren Makrorissen entfällt, da der Stahl bereits im Fließen ist und deshalb die vom Faserbeton freigesetzte Kraft nicht mehr auf die Bewehrung umgelagert werden kann. Die Konfigurationen des unterbewehrten Querschnittes und des Querschnittes mit ausreichender Mindestbewehrung verhalten sich ähnlich wie in Fall 1.

Wird der Querschnitt vorgespannt, so besitzt der Spannstahl eine Vordehnung und erreicht im Fall der Vorspannung mit Verbund eher die Fließgrenze, wobei im Gegensatz die maximale Faseraktivierung aufgrund der negativen Dehnung des UHFB erst viel später eintritt. Dadurch ist der vorgespannte Querschnitt zwar steifer, weist aber ein geringeres Verformungsvermögen auf. Das meist höhere  $f_t/f_y$  Verhältnis von Spannstählen kann diesen Nachteil jedoch meist bei günstiger Konfiguration wieder ausgleichen.



**Bild 4.36** Zugtragverhalten bei  $\varepsilon_{cf,0} > \varepsilon_y$  und Bewehrung mit ausgeprägter Streckgrenze: a) Querschnitt unterbewehrt mit früher Lokalisierung b) Querschnitt mit Mindestbewehrung und später Lokalisierung

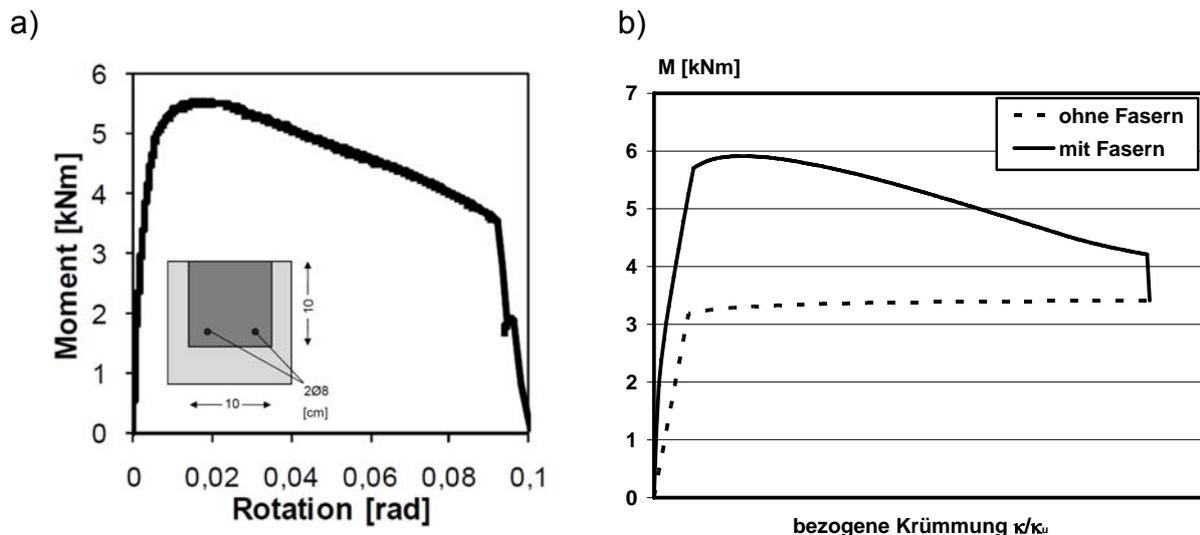
Um das Zugspannungs-Rissöffnungs-Verhalten von gefasertem UHFB mit Bewehrung im Gebrauchszustand zu charakterisieren, hat [Leutbecher2008] sein zuvor beschriebenes Modell für reinen Faserbeton mit einem eigenen wiederum mechanischen Spannungs-Rissöffnungs-Modell für ungefaserten Stahlbeton kombiniert. Von [Heinzele2009] ist dieser rein mechanische Ansatz auf Biegung im Gebrauchszustand erweitert worden. Das Modell setzt voraus, dass die Bewehrung im elastischen Bereich (bis Phase 3) verbleibt und nicht die Fließgrenze erreicht. Da in dieser Arbeit jedoch grundsätzlich wegen der sehr kleinen Rissabstände [Meade2010] (siehe Bild 4.39) von ausreichend kleinen Rissbreiten ausgegangen wird, und für die Machbarkeitsuntersuchungen in Kapitel 6 damit eher der Traglastzustand relevant ist, soll mit dem Verweis auf die Literaturquellen auf eine ausführliche Darstellung dieser Ansätze verzichtet werden. Die analytische Modellierung im Traglastzustand (Phase 4) ist mit dem Modell von [Jungwirth2006] für

kombiniert bewehrte Bauteile unter reiner Zugbeanspruchung möglich. Er überlagert schrittweise die  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehung des Faserbetons mit der des Stahls und überprüft, ob eine Lokalisierung erfolgt oder nicht. Bei Lokalisierung konzentriert sich dann die weitere Verformung nur noch auf einen Riss. Damit setzt das Modell von Jungwirth die wiederum ohne Annahmen für Rissabstände bzw. Rissanzahl nicht einfach mögliche Überführung einer  $\sigma$ - $w$ -Beziehung des UHFB in eine  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehung voraus. Mit dieser Überführung wäre nun eine einfache Querschnittsbemessung durch eine steifigkeitsabhängige Aufteilung der Traganteile aus Faserbeton und Bewehrungsstahl möglich. Soll der Fasertraganteil in der Bemessung angesetzt werden, sollten folgende grundsätzliche Regeln zur Wahl zweckmäßiger Faser-Bewehrungskonfigurationen getroffen werden, die sich aus der vorangegangenen Beschreibung des Zugtragverhaltens ableiten lassen:

- Der Einsatz üblicher Bewehrungsstähle mit ausgeprägter Streckgrenze erfordert hohe Bewehrungsgrade zur Erzielung einer mittelfrühen bis späten Lokalisierung und damit eines duktilen Tragverhaltens. Durch die Verwendung höherfester Stähle, die ein ausgeprägteres Verfestigungsverhalten aufweisen, lässt sich ein duktileres Tragverhalten erzielen. Das Problem großer Rissbreiten aufgrund des hohen Stahlspannungsniveaus bei höherfesten Stählen im SLS sollte durch die Kombination mit Faserbeton und durch die eventuell höhere bezogene Rippenfläche bei den höherfesten Stabstählen gelöst werden können.
- Begrenzung der maximalen Nachrisszugtragfähigkeit des UHFB über eine Obergrenze des Fasergehaltes bei kombiniert bewehrten Bauteilen auf ein zur Sicherstellung der Rissbreitenbegrenzung notwendiges Maß, um den Mindestbewehrungsgehalt nicht künstlich in die Höhe zu treiben. Wo konstruktiv möglich, sollte die Erhöhung der Zugtragfähigkeit durch Bewehrung ohnehin wirtschaftlicher sein als durch die Erhöhung des Fasergehaltes.
- Zur Bemessung müssen die Stahlarbeitslinien realistisch abgebildet werden, wie z.B. genaue Abbildung des horizontalen Plateaus bei Stählen mit ausgeprägter Streckgrenze. Würde der Verlauf bilinear mit Verfestigung modelliert, würde dies bei schwach bewehrten Konfigurationen zu einer Überschätzung der Traglast und der Duktilität führen.
- Unter nicht ruhender Belastung sollte zur Bemessung nur der nackte Bewehrungsstahl angesetzt werden, da noch nicht ausreichende Kenntnisse über das Ermüdungsverhalten von gefaserten UHFB existieren und an dieser Stelle noch erheblicher Forschungsbedarf besteht.
- Es muss sichergestellt sein, dass der UHFB als durchgehendes Zugelement im Bauteil wirksam ist und keine Störung der Faserüberbrückung an Fugen oder eine Störung der Faserorientierung und Faserverteilung durch dichte Bewehrung, Einbauteile etc. vorhanden ist.

Diese Regeln gelten für überwiegend auf Zug beanspruchte Bauteile aber auch für sehr hohe Träger und Scheiben unter Biegung. Um den Bewehrungsgehalt nicht unnötig in die Höhe zu treiben wäre auch eine Anpassung des Sicherheitsniveaus denkbar. Bei schlanken Trägern und Platten unter Biegung sind die oben angeführten Bedenken weniger kritisch zu sehen, da sich durch große Verformung bzw. große Durchbiegungen das Versagen ankündigt und somit auch von einem duktilen Verhalten ausgegangen werden kann.

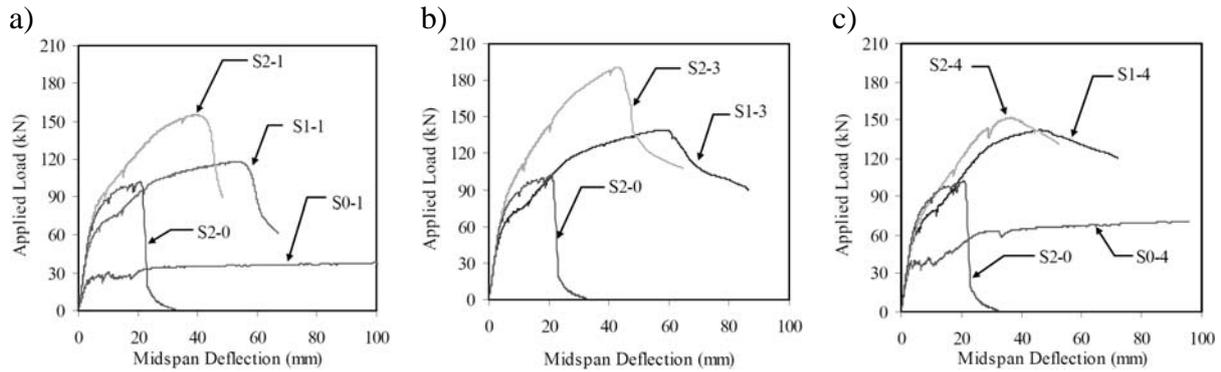
Das zuvor beschriebene unter bestimmten Voraussetzungen sehr spröde Verhalten kombiniert bewehrter Bauteile wird auch mittlerweile durch neue durchgeführte Untersuchungen an Bauteilen unter Biegung beobachtet. In [Fehling2010] wird über erste Tastversuche zum Biegetragverhalten im Grenzzustand der Tragfähigkeit an Balken mit Stahlfasern und Betonstahlbewehrung berichtet. Bild 4.37 zeigt die aus einem gekerbten Biegeversuch ermittelte Momenten-Krümmungs-Beziehung bis zum Betonstahlversagen in einem lokalen Riss. Neben dem gekerbten Biegeversuch wurden auch kombiniert bewehrte 4-Punkt Biegeversuche ausgeführt. Alle Versuche zeigen, dass die Rotationskapazität durch die hohe Verbundfestigkeit und die zuvor diskutierte Risslokalisierung begrenzt ist [Fehling2010].



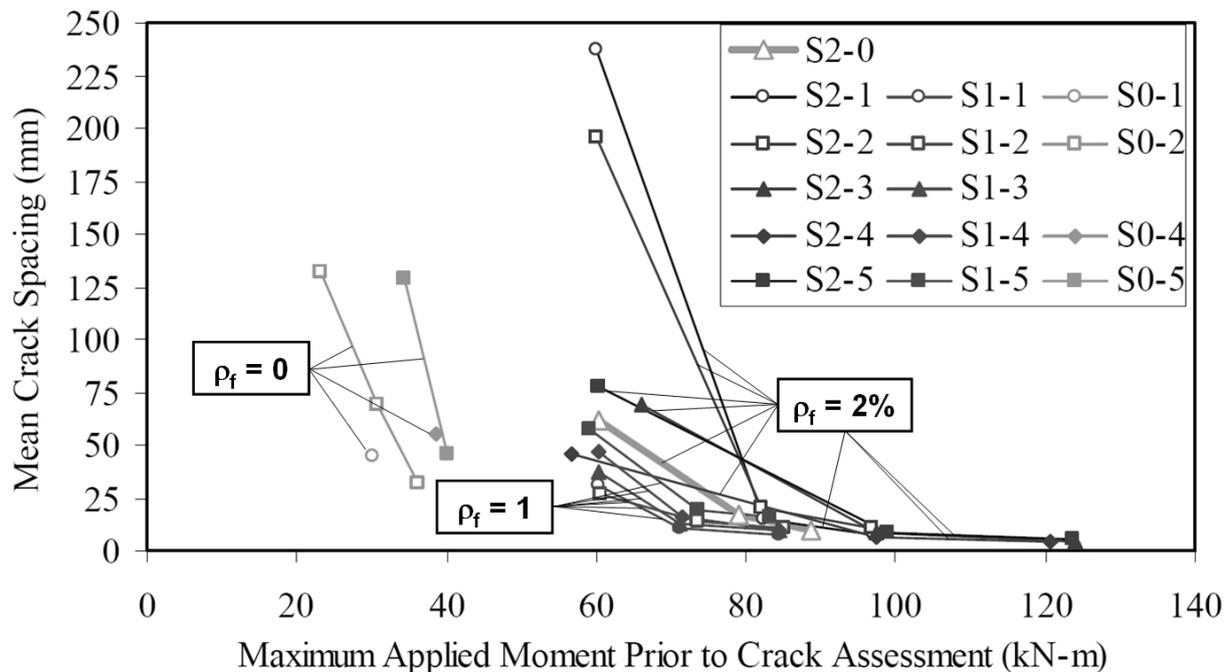
**Bild 4.37** Momenten-Verkrümmungs-Beziehung a) an einem gekerbten Biegebalken mit Fasern und Betonstahl bewehrt aus [Fehling2010] b) Vergleich berechneter Momenten-Krümmungs-Beziehungen von einem betonstahlbewehrtem Rechteckquerschnitt mit und ohne Fasern

In Bild 4.37b sind eigene rechnerisch ermittelte Momenten-Verkrümmungs-Beziehungen für einen geometrisch ähnlichen Querschnitt und gleichen Bewehrungsgrad wie in Bild 4.37a mit und ohne Fasern gegenüber gestellt. Der große Unterschied zwischen den Tragmomenten des gefaserten und ungefaserten Querschnittes ist auf den geringen Bewehrungsgrad von 1 % zurückzuführen. Die Gegenüberstellung bestätigt auch die zuvor vorgeschlagene Vorgehensweise, bei der ULS Bemessung kombiniert bewehrter Bauteile vorerst nur den nackten Betonstahl anzusetzen, was auch derzeit im Hinblick auf Ermüdungsbeanspruchungen ein sicheres Vorgehen darstellt. Der in Bild 4.37b gezeigte große Traglastunterschied nimmt ohnehin mit höheren Bewehrungsgraden ab, so dass sich auch der Traglastverlust infolge Vernachlässigung des Fasertraganteils nicht mehr so extrem auswirkt.

Versuche an kombiniert bewehrten Biegebalken in [Meade2010] zeigen ein ähnliches Verhalten (Bild 4.38). Der Bewehrungsgrad der Versuchsbalken variierte in 5 Stufen zwischen 0,41 bis 1 % der Fasergehalt zwischen 0, 1, 2 %. Bei allen Versuchsbalken mit 1 und 2 % Fasergehalt erfolgte nach Erreichen der Maximallast der Faserauszug in einem lokalisierten Riss mit anschließendem Versagen der Betonstahlbewehrung. Der steilere Abfall im Nachbruchbereich mit abnehmenden Bewehrungsgehalt in Bild 4.38 ist deutlich zu erkennen, genauso wie mit steigendem Fasergehalt die Duktilität absinkt.



**Bild 4.38** Momenten-Durchbiegungs-Beziehung an kombiniert bewehrten Biegebalken nach [Meade2010] a) Bewehrungsgrad  $\rho_s = 0,41\%$  b) Bewehrungsgrad  $\rho_s = 0,64\%$  c) Bewehrungsgrad  $\rho_s = 0,83\%$  (Kurvenbezeichnung: Sx; x = Fasergehalt [%])



**Bild 4.39** Rissabstand an kombiniert bewehrten Biegebalken nach [Meade2010]

#### 4.5 Konstitutive Modellierung von gefasertem UHFB für FE-Untersuchungen

Für Diskontinuitätsbereiche infolge lokaler Beanspruchungen aus Spanngliedverankerungen, Spanngliedumlenkungen, Hebeankern, Lagerungen, Bauteilfugen und infolge von Dickenrissen und anderen geometrischen komplexen Formen erfolgt die Bemessung im Betonbau üblicherweise über Fachwerkmodelle. Fehlen diskrete Bewehrungsstäbe, die die Zugstrebenkräfte aufnehmen, müssen die Fasern diese aufnehmen. Jedoch gestaltet sich die Zuordnung einer mitwirkenden Zugzone als sehr komplex. Da derzeit solche allgemeingültigen Ingenieurmodelle fehlen, können durch aufwendige materiell nichtlineare FEM Analysen, welche zunächst an einfachen und klaren Bauteilversuchen zu verifizieren sind, weitere kostenintensive und aufwendige Bauteilversuche vermieden oder zumindest reduziert werden. Auch zur Vorhersage und Simulation des Tragverhaltens von Bauteilen mit kombinierter

Bewehrung aus Stahlfasern und Betonstahl, sind nichtlineare FEM Analysen eine große Unterstützung. Im Rahmen der ausgeführten Pilotprojekte für UHFB Brücken (siehe Anhang 6) kamen in größerem Umfang solche Analysen zur Anwendung. Auch bei der späteren Betrachtung verschiedener Detailpunkte in Kapitel 6 dieser Arbeit sollen nichtlineare FEM Analysen eingesetzt werden. Hierzu kommt das kommerziell verfügbare geometrisch und materiell nichtlineare Finite Elemente Programmsystem Atena von Cervenka Consulting mit der 3D Version zum Einsatz. Das Programm verfügt über eine größere Palette an 2-dimensionalen und 3-dimensionalen Materialmodellen für Beton. Das im Rahmen der Untersuchungen an gefaserten UHFB verwendete 3-dimensionale Materialmodell basierend auf einer Kombination von Elastizitäts- und Plastizitätstheorie im Druckbereich sowie Elastizitäts- und bruchmechanischer Theorien im Zugbereich [Cervenka2007], wurde durch die umfangreiche Nachrechnung einfacher Bauteilversuche mit gefasertem UHFB verifiziert (siehe Anhang 4). Dabei hat sich gezeigt, dass die besten Simulationsergebnisse mit dem Material CC3DNonLinCementitious2SHCC erzielt wurden.

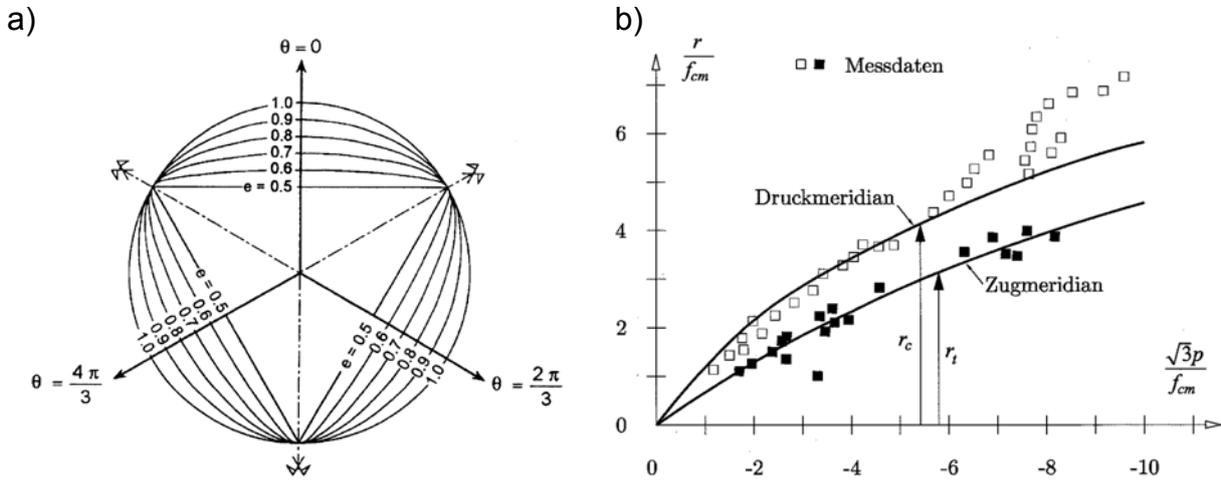
Das Material CC3DNonLinCementitious2SHCC basiert auf einer Weiterentwicklung des ebenfalls in Atena implementierten Materialmodells CC3DNonLinCementitious2User auf Grundlage der Arbeiten von [Kabele2000], [Kabele2002]. Zunächst wird das Materialmodell CC3DNonLinCementitious2User beschrieben, bevor die Erweiterungen durch Kabele beschrieben werden.

Die grundsätzliche Materialformulierung der 3-dimensionalen nichtlinearen Materialmodelle in Atena beruht auf der Kombination eines plastischen dreiaxialen Versagenskriteriums nach Menetrey-Willam [Menetrey1995] auf der Druckseite und einem bruchmechanischen Ansatz unter Verwendung des Rankine Kriteriums auf der Zugseite. Beide Modelle sollen nachfolgend zunächst getrennt voneinander kurz erläutert werden.

Auf der Zugseite basiert das implementierte Rissmodell auf dem klassischen Rissbandmodell nach Bazant, dem Konzept der verschmierten Rissbildung und dem Kriterium der größten Hauptnormalspannung nach Rankine. Bei dem Konzept der verschmierten Rissbildung wird die innerhalb des finiten Elementes vorhandene fiktive Rissdehnung auf die senkrecht zum Riss stehende äquivalente Elementlänge verschmiert. Da das hier verwendete Materialmodell anstatt der Angabe der Bruchenergie die Definition eines beliebigen Entfestungsverlaufes der  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Linie ermöglicht, wird an dieser Stelle eine Bezugslänge eingeführt, auf welche sich die Funktion der Entfestigung bezieht. Damit ist genau wie bei Verwendung der Bruchenergie die Unabhängigkeit von der Elementgröße möglich. Weiterhin können die Rissebenen unveränderlich oder rotierend angenommen werden, wobei das letztlich verwendete Materialmodell CC3DNonLinCementitious2SHCC nur unveränderliche Rissebenen ermöglicht.

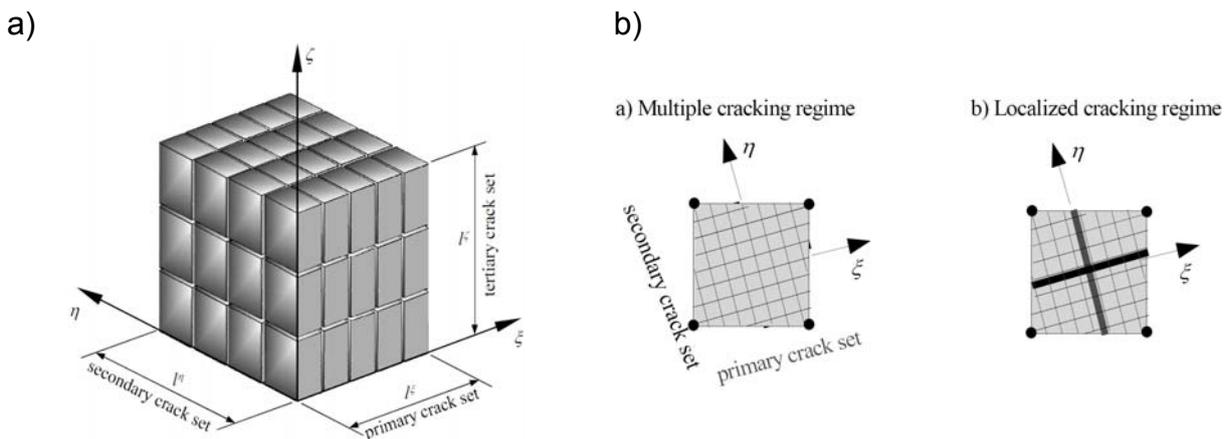
Die Beschreibung des Drucktragverhaltens im dreiaxialen Spannungszustand basiert auf der plastischen Fließtheorie nach Menetrey-Willam [Menetrey1995]. Auch hier ist wieder die Definition eines beliebig verlaufenden abfallenden  $\sigma$ - $\varepsilon$  Astes möglich, der die Angabe einer charakteristischen Länge erfordert, auf die sich die  $\sigma$ - $\varepsilon$  Wertepaare beziehen. Die Exzentrizität  $e$  der Fließkurve ergibt sich aus  $e = r_t/r_c$ , wobei  $r_t$  den Abstand eines Spannungspunktes auf dem Zugmeridian und  $r_c$  der Abstand eines Spannungspunktes auf dem Druckmeridian derselben deviatorischen Ebene von der

hydrostatischen Achse darstellt (Bild 4.40a,b). Für Normalbetone wird der Wert  $e$  zu 0,52 empfohlen [Menetrey1995]. Mit zunehmender Sprödigkeit des Materials nimmt der Wert  $e$  ab. Er kann sogar bei hoher Sprödigkeit, wie bei UHFB, laut [Speck2010] unter 0,5 sinken. Die Menetray-Willams Fließfunktion lässt jedoch aufgrund der mathematischen Formulierung keine Werte unter  $e = 0,5$  zu, so dass  $e$  mit 0,5 angesetzt wird.



**Bild 4.40** Darstellung der Fließkurve a) in der deviatorischen Ebene für Materialien unterschiedlicher Sprödigkeit [Menetrey1995] b) Spannungspfade auf dem Zug- sowie Druckmeridian [Hofstetter2006]

Das auf einer Weiterentwicklung nach [Kabele2000], [Kabele2002] basierende Materialmodell SHCC eignet sich speziell für Faserbetone mit multipler Rissbildung ( $\rho_f = \rho_{f,crit}$ ). Das Modell basiert auf der Vorstellung eines repräsentativen Volumenelementes RVE, dass gleichmäßig verteilte Mikrorisse in der verfestigenden Phase und Risslokalisierung in der entfestigenden Phase aufweist (Bild 4.41).



**Bild 4.41** a) repräsentatives Volumenelement (RVE) aus [Kabele2002] b) Phasen der Rissbildung im RVE vereinfacht für den 2-dimensionalen Fall [Cervenka2007]

Das in Atena implementierte Modell weist folgende grundlegende Annahmen nach [Cervenka2007] und [Kabele2002] in der verfestigenden Phase (Hardening) mit multipler Rissbildung auf. Übersteigt die Hauptzugspannung die Erstrisszugfestigkeit des Materials, bildet sich eine Gruppe paralleler Risse aus. Dabei stehen die Risse immer senkrecht zur Richtung der Hauptzugspannung und die Richtung der Riss-

ebenen bleibt unveränderlich. Es kann sich weiter eine zweite und dritte Gruppe von Rissen senkrecht zur ersten Rissebene und senkrecht untereinander ausbilden, wenn die Hauptzugspannung in diesen Richtungen wiederum die Erstrisszugfestigkeit übersteigt. Bei einer Änderung der Hauptspannungsrichtung können die Rissufer aufeinander gleiten. Die Rissöffnungen und Rissgleitungen werden durch die rissüberbrückenden Fasern, welche sich in der Phase der Faseraktivierung oder bereits in der Auszugsphase befinden, behindert. Der Einfluss einer parallel zum Riss verlaufenden Zug- oder Drucknormalspannung auf die rissüberbrückende Wirkung der Fasern wird dabei vernachlässigt. Die Größe der Verschiebung infolge Rissöffnung und Rissgleitung wird dann über das repräsentative Volumenelement als Rissdehnung gemittelt.

Der entfestigenden Phase (Softening) mit Lokalisierung der Rissbildung liegen dann folgende Annahmen zugrunde. Die Lokalisierung der Rissbildung in einem Riss setzt mit dem Überschreiten der zur maximalen Zugspannung zugehörigen Dehnung ein. Die Größe der Verschiebung infolge Rissöffnung und Rissgleitung wird anhand des Rissbandmodells durch Transformation in Rissdehnungen ausgedrückt, indem die Verschiebungen durch die zugehörige Rissbandbreite dividiert werden. Die  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehungen für Softening und Hardening lassen sich als polygonale Funktionen über die Eingabe von Wertepaaren vorgeben und mit der Vorgabe einer charakteristischen Bezugsgröße für die  $\sigma$ - $\varepsilon$  Funktion wird dann automatisch die Rissbandbreite bestimmt. Die Gesamtdehnung im repräsentativen Volumenelement ergibt sich letztlich aus der Summe der Einzeldehnungen aus den einzelnen Phasen (elastisch + multiple Rissbildung + lokalisierte Rissbildung) zwischen den Rissen.

Die Größe der Schubübertragung innerhalb eines Risses kann in Atena durch einen beliebig polygonalen Verlauf des Shear-Retention-Faktors vorgegeben werden. Abweichend dazu lässt sich im Materialmodell SHCC der Verlauf des Shear-Retention-Faktors nicht vorgeben, sondern die veränderliche Abminderung der Schubsteifigkeit  $G$  (Shear-Retention-Faktor  $\beta$ ) ist in Abhängigkeit der Rissöffnung bzw. Rissdehnung und der Fasereigenschaften nach [Kabele2000], hier vereinfachend anschaulich für den 2-dimensionalen Fall mit (Gl. 4.44) dargestellt, in Atena implementiert:

$$\beta = \frac{1}{1 + G \left[ \frac{1}{M(\varepsilon_{\xi\xi}^{mc,\xi})} + \frac{1}{M(\varepsilon_{\eta\eta}^{mc,\eta})} + \frac{1}{w_c^\xi L(\Delta_\xi^\xi)} + \frac{1}{w_c^\eta L(\Delta_\eta^\eta)} \right]} \quad (\text{Gl. 4.44})$$

Die Funktionen  $M$  und  $L$  sind definiert durch (Gl. 4.45) und (Gl. 4.46):

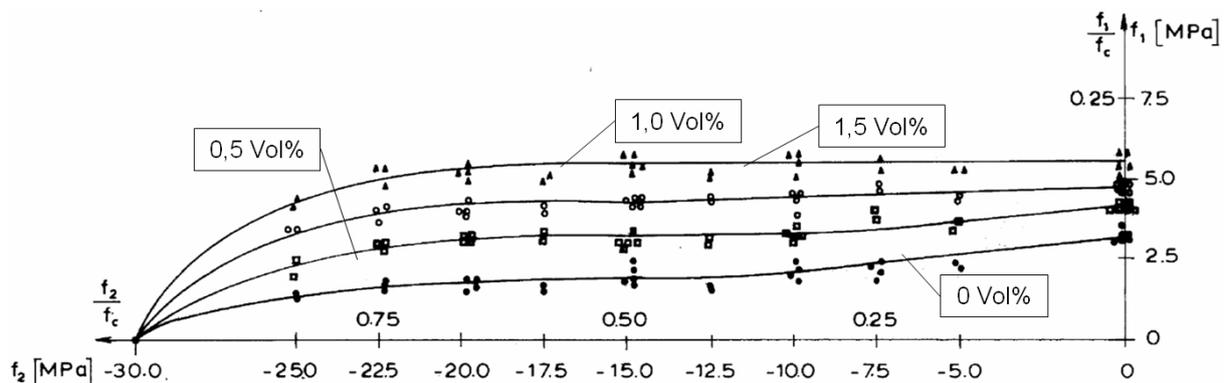
$$M(\varepsilon) = \frac{V_f k G_f}{2\varepsilon} \quad (\text{Gl. 4.45})$$

$$L(\Delta) = \left( \frac{1}{2} - \frac{\Delta}{l_f} \right) \frac{V_f k G_f}{\Delta \left[ 1 + \frac{4kG_f}{3E_f} \left( \frac{\Delta}{d_f} \right)^2 \right]} \quad \text{für} \quad \Delta \leq \frac{l_f}{2} \quad (\text{Gl. 4.46})$$

$$L(\Delta) = 0 \quad \text{für} \quad \Delta > \frac{l_f}{2}$$

mit  $V_f$  Fasergehalt in Vol%  
 $G_f, E_f$  Schubmodul bzw. E-Modul Fasern  
 $L_f, d_f$  Faserlänge bzw. Faserdurchmesser  
 $k$  Schubkorrekturfaktor  $k = 0,9$  für Kreisquerschnitte mit einer Querdehnzahl für  $\mu = 0,3$  nach [Petersen1993]

Die Zugabe von Fasern bewirkt eine Festigkeitszunahme unter kombinierter Druck-Zug Beanspruchung. In [Demeke1994] wurden Versuche an ungefaserten und gefaserten Proben mit einem Fasergehalt von 0,5; 1,0 und 1,5 Vol% untersucht (Bild 4.42). Bei einem Fasergehalt von 1,5 Vol% ist auch bei einem sehr hohen Druckspannungsniveau fast keine Abnahme der Zugfestigkeit zu verzeichnen. Die Völligkeit der Druck-Zugfestigkeits-Kurve nimmt mit steigendem Fasergehalt zu.



**Bild 4.42** Druck-Zugfestigkeits-Kurven für ungefaserten und gefaserten Normalbeton nach [Demeke1994]

In Atena ist die Definition eines beliebigen polygonalen Verlaufes der Druck-Zugfestigkeits-Beziehung möglich. Da alle zuvor in Kapitel 4.3 vereinbarten  $\sigma$ - $w$  Referenzzugfestigkeitsverläufe einen Fasergehalt von mehr als 1,5 Vol% aufweisen, wurde die Zug-Druckfestigkeits-Beziehung mit 1,5 Vol% Fasergehalt aus Bild 4.42 allen weiteren Untersuchungen mit dem Programm Atena zugrunde gelegt.

### 3D-Interface-Elemente zur Modellierung der Trockenfugen

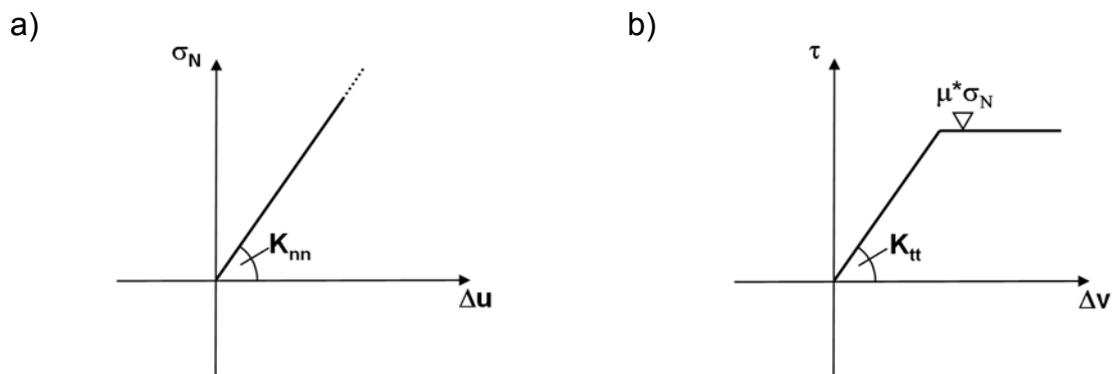
Um das Verhalten einer Trockenfuge zwischen zwei Fertigteilstegmen abzubilden, kommen 3-dimensionale Interface Elemente auf Basis des Mohr-Coulomb Kriteriums mit Tension Cut Off zur Anwendung. Im 3-dimensionalen Fall lautet die konstitutive Beziehung:

$$\begin{cases} \tau_1 \\ \tau_2 \\ \sigma \end{cases} = \begin{pmatrix} K_{tt} & 0 & 0 \\ 0 & K_{tt} & 0 \\ 0 & 0 & K_{mm} \end{pmatrix} \begin{cases} \Delta v_1 \\ \Delta v_2 \\ \Delta u \end{cases} \quad \text{mit} \quad K_{mm} = \frac{E}{t} \quad \text{(Gl. 4.47)}$$

$$\text{mit} \quad K_{tt} = \frac{G}{t}$$

Bei einer gegen 0 gehenden Dicke  $t$  der Interface Elemente ergeben sich sehr hohe Werte für die Normal- und Schubsteifigkeiten die in numerischen Instabilitäten resultieren. Daher sollten diese Steifigkeiten nicht das 10-fache der Steifigkeit der angrenzenden Elemente überschreiten [Cervenka2007]. Der Kohäsionsanteil entfällt, da bei den hier untersuchten Trockenfugen keine Haftreibung angesetzt wird. Die Kraft-Verschiebungs-Beziehungen der Reibungsversuche von [Henze2009] (siehe

Kapitel 6), bei denen keine Haftreibung erkenntlich ist, untermauern diese Vorgehensweise. Die Ermittlung der tangentialen Steifigkeit bzw. Schubsteifigkeit auf linear-elastischer Basis würde zu einem zu steifen Verhalten führen, für den Fall das eine Rissbildung an den angrenzenden Elementen eintritt. [Henze2009] kalibriert die Schubsteifigkeit durch Nachrechnung seiner Reibversuche. Die von ihm iterativ ermittelte Schubsteifigkeit beträgt nur noch ca. 10% der elastischen Schubsteifigkeit. Andererseits ist anzunehmen, dass aufgrund der in den Berechnungsmodellen gewählten unendlich kleinen Dicke der Interface Elemente eine überschätzte Schubsteifigkeit kaum Einfluss auf die Ergebnisse besitzt. Aus diesem Grund wurde in den eigenen Untersuchungen die Schubsteifigkeit vorerst mit 50% des elastischen Wertes gewählt. Die verwendeten Arbeitslinien in normaler und tangentialer Richtung für die Interface Elemente sind in Bild 4.43 dargestellt.



**Bild 4.43** Druck-Zugfestigkeits-Kurven für ungefaserten und gefaserten Normalbeton nach [Demeke1994]



## 5 Bemessung und Konstruktion

### 5.1 Bemessungswerte und Sicherheitskonzept

Nachfolgend werden die zur Verifizierung der hier behandelten Segmentfertigteiltragwerke verwendeten Bemessungsmodelle zusammengestellt. Zunächst erfolgen Festlegungen zum Ansatz der Bemessungswerte und der Vorschlag eines globalen Teilsicherheitsbeiwertes für den Fall nichtlinearer Traglastuntersuchungen. Da bis jetzt kein wirklich mechanisch nachvollziehbares Modell zur Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen aus gefaserten UHFB bekannt ist, erfolgt im Weiteren der Vorschlag eines Bemessungsmodells auf rein mechanisch begründeter Basis, das als Grundlage für die Untersuchungen in Kapitel 6 dienen soll. Anschließend wird die Durchstanzproblematik zufolge schwerer Radlasten bei dünnen Fahrbahnplatten erörtert und die Bemessung im Hinblick auf ermüdungswirksame Beanspruchungen festgelegt. Kurze Empfehlungen zur konstruktiven Ausbildung, die aus den Erfahrungen bei durchgeführten Pilotprojekten resultieren und die Diskussion der notwendigen Betondeckung schließen das Kapitel ab. Dieses Kapitel erhebt damit dennoch keinen Anspruch auf eine umfassende Darstellung der Bemessung und Konstruktion von Bauteilen aus gefaserten UHFB, sondern bietet nur erste, zum Teil auf der sicheren Seite liegende Ansätze zur Verwendung in Kapitel 6. Die Zusammenstellung basiert zum Teil auf der Grundlage bereits existierender Richtlinien [AFGC2002], [JSCE2006], dem deutschen Sachstandsbericht UHFB [DAfStb2008] sowie weiteren Literaturquellen und der Beschreibung des Tragverhaltens von gefaserten UHFB aus Kapitel 4. Für [DAfStb2008] ist wesentlich, dass es sich hier in erster Linie um eine Zusammenfassung und Diskussion des derzeitigen internationalen Kenntnisstandes handelt, und somit keine Richtlinie ist. Dessen ungeachtet liefert [DAfStb2008] dennoch wichtige Hinweise und Hilfestellungen zur Bemessung und Konstruktion von Bauteilen aus UHFB.

#### 5.1.1 Bemessungswerte und Materialeigenschaften

##### Bemessungswert der einachsigen Druckfestigkeit

Grundsätzlich basiert der Bemessungswert der Druckfestigkeit in allen Richtlinien auf der in (Gl. 5.1) dargestellten Beziehung.

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{Gl. 5.1})$$

Unterschiede bestehen im Sicherheitsniveau ausgedrückt durch  $\gamma_c$ . Der Ansatz in [DAfStb2008] weist ein höheres Sicherheitsniveau auf, als die Ansätze in [AFGC2002] und [JSCE2006] mit identischen Sicherheitsniveaus für Fertigteile, abgesehen von dem Beiwert zur Erfassung kurzzeitiger Belastungen in [AFGC2002]. In Tafel 5.1 sind die unterschiedlichen Ansätze zusammengefasst. Die zusätzliche Sicherheit  $\gamma_c$  in [DAfStb2008] wird mit derzeit noch mangelnder Erfahrung begründet, jedoch sind Untersuchungen aus [Tue2005] angeführt, die zeigen dass bei hochfesten Beton aufgrund der strengeren Qualitätssicherung mit steigender Festigkeit die Materialstreuung abnimmt und sich damit das erforderliche Sicherheitsniveau reduziert. In [DAfStb2008] wird deshalb offen gelassen, auf den Beiwert  $\gamma_c$  in Zukunft zu verzichten, wenn entsprechende Untersuchungen und Erfahrungen auch für UHFB vorliegen. Der Dauerstandsbeiwert von 0,85, welcher auf Erkenntnissen an

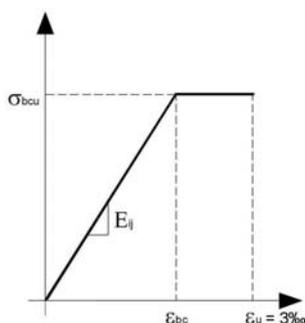
Normalbeton basiert, liegt für UHFB wegen des geringeren Kriechens wahrscheinlich ebenfalls auf der sicheren Seite. Solange aber keine genaueren Untersuchungsergebnisse über die Dauerstandsfestigkeit, den Einfluss der Prüfgeschwindigkeit und Prüfkörpergeometrie bekannt sind, bleibt dieser Wert bestehen.

Derzeit erarbeitet eine internationale Arbeitsgruppe der federation international du beton (fib) eine Richtlinie zur Bemessung von Bauteilen aus UHFB auf Basis der neuesten Erkenntnisse und Erfahrungen. Es ist abzusehen, dass der zusätzliche Sicherheitsbeiwert hier nicht übernommen wird. Zur Ermittlung des Bemessungswertes der Druckfestigkeit kommt letztlich im weiteren Teil der Arbeit (Gl. 5.1) mit  $\gamma_c = 1,5$  für Ortbeton und  $\gamma_c = 1,35$  für Fertigteile zur Anwendung.

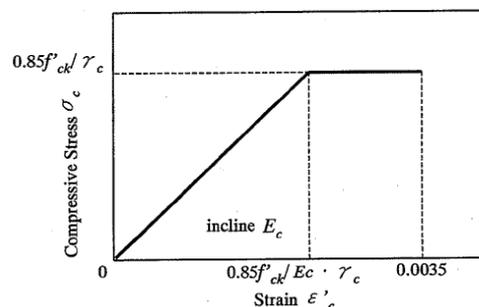
**Tafel 5.1 Bemessungswerte der Druckfestigkeit für gefaserten UHFB**

[AFGC2002]	[JSCE2006]	[DAfStb2008]
$\sigma_{bcu} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{cj}$	$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$	$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c \cdot \gamma'_c}$
$f_{cj}$ charakteristische Druckfestigkeit im Alter j	$f_{ck}$ charakteristische Druckfestigkeit	$f_{ck}$ charakteristische Druckfestigkeit
$\theta=1,00$ Lasteinwirkung > 24h	$\gamma_c=1,3$	$\gamma_c=1,5$ Ortbeton
$\theta=0,90$ Lasteinwirkung > 1-24h		$\gamma_c=1,35$ Fertigteile
$\theta=0,85$ Lasteinwirkung < 1h		$\gamma'_c = \frac{1}{(1,1 - f_{ck} / 500)}$
$\gamma_b=1,5$ Normalfall		mit $1,0 \leq \gamma'_c \leq 1,11$
$\gamma_b=1,3$ gesonderte Überwachung		

a)



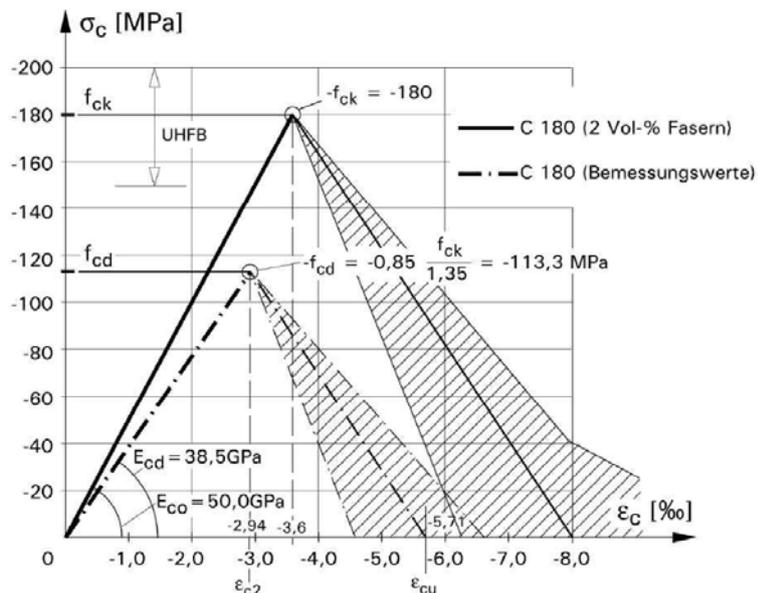
b)



**Bild 5.1 Empfohlene  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehungen aus a) [AFGC2002], b) [JSCE2006]**

Auch die in den 3 Richtlinien empfohlenen  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehungen weisen Unterschiede in den Verläufen und den Maximaldehnungen auf, wie der Vergleich von Bild 5.1 und Bild 5.2 zeigt.

Die Analyse des Drucktragverhaltens in Kapitel 4 zeigt, dass die in [DAfStb2008] empfohlene  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehung das Tragverhalten von gefaserten UHFB am besten repräsentiert. Die Betrachtungen aus Kapitel 4 haben weiter ergeben, dass der Verlauf des abfallenden Astes bei den hier untersuchten Tragwerken vernachlässigbare Auswirkungen auf die Bemessungstraglast besitzt. Die einfache lineare Näherung des abfallenden Astes führt für praktische Bemessungszwecke zu vollkommen ausreichend genauen Ergebnissen. In der Regel wird bei den hier verwendeten Vorspanngraden der abfallende Ast ohnehin nicht erreicht. Da sich mit dem hier verwendeten Querschnittsbemessungsprogramm keine numerischen Probleme mit dem abfallenden Ast ergeben, ist eine weitere Überführung in eine bilineare  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehung wie in Bild 5.1, wofür [DAfStb2008] entsprechende Hilfsmittel bereitstellt, nicht mehr notwendig.



$$E_{cd} = \frac{E_{c0}}{(1 + \phi)}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,85 \cdot \frac{0,008 - f_{ck} / E_{c0}}{1,35} + \frac{f_{cd}}{E_{cd}}$$

**Bild 5.2** Empfohlene  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehung exemplarisch für  $f_{ck} = 180$  MPa aus [DAfStb2008]

Im Gebrauchszustand ist es völlig ausreichend, eine rein linear elastische  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehung zu verwenden, da bis zu Spannungen von  $0,6$  bis  $0,7 \cdot f_{ck}$  die  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehung linear verläuft. Die Begrenzung der Druckspannungen von UHFB im Gebrauchszustand kann vorerst, genau wie bei Normalbeton, nach [EN1992-1-1] auf der sicheren Seite liegend erfolgen. In [Tue2006a] wird von Untersuchungsergebnissen berichtet, dass das nichtlineare Kriechen von UHFB erst ab einem Belastungsniveau von  $0,6 \cdot f_{ck}$  beginnt. Damit zeichnet sich ab, dass in Zukunft, wenn abgesicherte Untersuchungsergebnisse vorliegen, die Begrenzung von  $0,45 \cdot f_{ck}$  gegenüber Normalbeton angehoben werden kann. Bei der Berechnung der hier vorgestellten Tragwerke in Kapitel 6 als auch bei der Bearbeitung der im Anhang vorgestellten Pilotprojekte hat sich jedoch gezeigt, dass die Begrenzung der Druckspannungen in der Regel nicht für die Bemessung und Dimensionierung entscheidend ist.

### Bemessungswert der Zugfestigkeit

Das Zugtragverhalten von gefasertem UHFB wurde ausführlich in Kapitel 4 beschrieben und diskutiert. Darüber hinaus wurden vereinfachte polygonale  $\sigma$ - $w$  Beziehungen und deren Überführung in  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehungen für eine praktikable Anwen-

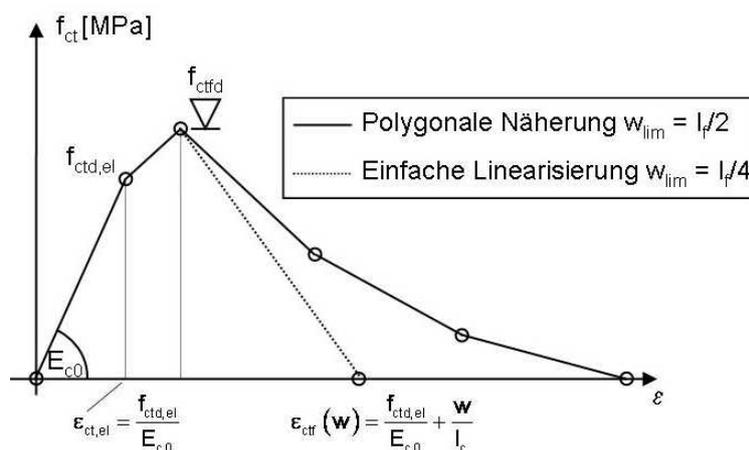
dung in der Bemessung theoretisch abgeleitet, da im Falle dieser Arbeit keine experimentell ermittelten Festigkeitskennwerte verwendet werden. Diese Beziehungen gilt es nun auf das entsprechende Sicherheitsniveau für eine Bemessung im ULS zu überführen.

Der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit ergibt sich nach allen 3 Richtlinien ähnlich und lässt sich in (Gl. 5.2) zusammenfassen. Lediglich in [JSCE2006] wird keine Aussage zur Berücksichtigung der Faserorientierung im Bauteil getroffen.

$$f_{ctd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_{ct} \cdot K} \quad (\text{Gl. 5.2})$$

- mit  $f_{ctk}$  charakteristischer Wert der Betonzugfestigkeit  
 $\gamma_{ct}$  Sicherheitsbeiwert für die Zugfestigkeit von Faserbeton ( $\gamma_{ct} = 1,3$  im ULS,  $\gamma_{ct} = 1,0$  im SLS)  
 $K$  K-Koeffizient zur Berücksichtigung der Streuungen der Faserorientierung im Bauteil. In dieser Arbeit wird  $K = 1,25$  für Globale Nachweise und  $K = 1,75$  für lokale Untersuchungen angesetzt.

Bild 5.3 ist exemplarisch auf die in Kapitel 4 abgeleiteten vereinfachten  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehungen angewendet. Die Empfehlungen aus [AFGC2002] und [DAfStb2008] für den K-Koeffizient werden übernommen, da viele Untersuchungsergebnisse diese Werte für eine erste Annahme bestätigen. Weiterhin haben die Untersuchungen in Kapitel 4 gezeigt, dass es in der Regel für eine Querschnittsbemessung unter Biegung mit Längskraft ausreicht, den Faserauszug als einfachen linear abfallenden Ast abzubilden. Dennoch sei auch hier noch für spezielle Untersuchungen der polygonale Verlauf beschrieben.



**Bild 5.3** verwendete  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehung auf der Zugseite für die Bemessung im ULS

Für Berechnungen im Gebrauchszustand wie z. B. die Rissbreitenbegrenzung ist der K-Koeffizient zu berücksichtigen, da selbstverständlich die Faserorientierung und Faserverteilung im tatsächlichen Bauteil Einfluss auf die Rissabstände und Rissweiten hat. Für den Bemessungswert der Zugfestigkeit im Gebrauchszustand gilt damit (Gl. 5.3), wobei zu beachten ist, dass der K-Koeffizient selbstverständlich erst auf die Nachrisszugfestigkeit anzusetzen ist.

$$f_{ctd,SLS} = \frac{f_{ct}}{K} \quad (\text{Gl. 5.3})$$

In der Regel erfolgt die Festlegung der Zugfestigkeit  $f_{ct}$  in (Gl. 5.3) als Mittelwert. Die Entscheidung, inwieweit ein vom Betonalter abhängiger Wert oder der obere/untere Fraktilwert verwendet wird, ist von der Bemessungsaufgabe abhängig und ist von Fall zu Fall zu entscheiden. Bei ermüdungsbeanspruchten Bauteilen fordert [AFGC2002] die Begrenzung der Zugspannungen auf den jeweils kleineren Wert der Matrixzugfestigkeit oder Nachrisszugfestigkeit unter der häufigen Lastkombination. Eine detailliertere Diskussion erfolgt dazu in Abschnitt 5.4. Bei Bauzuständen ist der zeitliche Verlauf der Festigkeitsentwicklung zu berücksichtigen.

### Elastische Eigenschaften und sonstige Materialkennwerte

Der E-Modul von UHFB liegt zwischen 39.000 und 64.000 MPa gemäß der Dokumentation in Anhang 2. Durch Zugabe von entsprechenden Zuschlagstoffen wie Bauxit lässt sich der E-Modul laut [DAfStb2008] bis zu 70.000 MPa steigern. Auch wenn einer der wesentlichen Nachteile von UHFB gegenüber Stahl der geringere E-Modul ist, so wurde im Hinblick auf eine wirtschaftliche und nachhaltige Bauweise in dieser Arbeit ein E-Modul von 50.000 MPa angenommen und nicht versucht den E-Modul bis an die obere Grenze des Möglichen auszunutzen. [AFGC2002] und [DAfStb2008] empfehlen ebenfalls diesen Wert für erste Näherungen, wenn keine genaueren Werte bekannt sind. Aus den Erfahrungen der im Anhang dokumentierten umgesetzten Pilotprojekte repräsentiert dieser Wert fast schon eher eine wirtschaftliche Obergrenze. Durch diese Vorgehensweise wird ganz bewusst eine entsprechend dünnwandig aber ausreichend steife Querschnittsausbildung im Rahmen dieser Arbeit provoziert. Des Weiteren sei noch angemerkt, dass eine Unterscheidung zwischen Tangenten- und Sekantenmodul praktisch nicht mehr erforderlich ist, wie die Analyse des Drucktragverhaltens in Kapitel 4 auch bestätigt und die Annahme einer rein linear-elastischen Beziehung im Druckbereich gerechtfertigt wird.

**Tafel 5.2** verwendete Elastische Verformungseigenschaften

Elastizitätsmodul:	$E_c = 50000 \text{ MPa}$
Querdehnzahl:	$\mu = 0,2$
Wärmeausdehnungskoeffizient:	$1,1 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$
Kriechzahl:	0,3 (mit Wärmebehandlung >24h, 90°C)
Schwindmaß:	0,0 (mit Wärmebehandlung >24h, 90°C)

Die zeitabhängigen Verformungseigenschaften wurden bereits in Kapitel 2 erläutert. Da in dieser Arbeit UHFB Fertigteilkonstruktionen mit einer erforderlichen sehr hohen Maßhaltigkeit betrachtet werden, wird grundsätzlich von einer 24 - 48 h andauernden Wärmebehandlung mit 90°C ausgegangen. [AFGC2002] als auch [DAfStb2008] geben für wärmebehandelte UHFB eine Kriechzahl von 0,2 an. In [JSCE2006] wird, wenn keine speziellen Untersuchungen vorliegen, eine Kriechzahl von 0,4 empfohlen. Für die Berechnungen in dieser Arbeit wird eine Kriechzahl von 0,3 bei Annahme eines Belastungsbeginns nach 28 Tagen verwendet, da neue Forschungsergebnisse [FHWA2006], [Acker2004], [Fehling2008a], [Behloul2008], [Gowripalan2000] einen Wert in der Größenordnung zwischen 0,2 und 0,3 aber eher zu 0,3 tendierend

angeben. Für das Zugkriechen von gefaserten UHFB liegen derzeit noch keine Ergebnisse vor. Es ist anzunehmen, dass sich ein großer Teil des Zugkriechens an der Kontaktfläche zwischen Faser und Matrix abspielt. Diesem Umstand wird durch den Nachweis Rechnung getragen, dass bei den hier behandelten Bauwerken die Zugspannungen aus der seltenen Lastkombination unterhalb der Matrixzugfestigkeit liegen müssen. Damit befinden sich die Fasern noch nicht im Auszug sondern im maximalen Fall in der Aktivierungsphase.

Im Falle keiner Wärmebehandlung geben [AFGC2002] als auch [DAfStb2008] Ansätze für den zeitlichen Verlauf des Kriechens an. Für eine moderate Wärmebehandlung können aus [Francisco2009] genaue Informationen entnommen werden.

Das Schwinden von UHFB ist hauptsächlich autogen und klingt in den ersten Tagen sehr schnell ab. Das weitere Schwinden läuft als Trocknungsschwinden ab, welches durch eine Wärmebehandlung vorweggenommen und damit eliminiert werden kann.

In Tafel 5.2 sind die verwendeten elastischen Verformungseigenschaften zusammenfassend dargestellt. Die Querdehnzahl wird gemäß Kapitel 4 zu 0,2 angenommen. Dieser Wert wird von allen 3 Richtlinien bestätigt. Die Wärmedehnzahl kann laut allen 3 Richtlinien mit  $\alpha_T = 1,1 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$  angenommen werden.

### 5.1.2 Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastanalysen

Bereiche eines Tragwerkes, die wegen ihrer geometrischen und statischen Diskontinuitäten eine nichtlineare Spannungs- und Dehnungsverteilung aufweisen, werden im klassischen Betonbau üblicherweise mit Fachwerkmodellen bzw. nach der Spannungsfeldtheorie bemessen. Den Zugstreben der Fachwerkmodelle werden dabei diskrete Bewehrungsstäbe zugeordnet. Sollen die Zugkräfte anstatt der Bewehrungsstäbe durch den Faserbeton allein aufgenommen werden, so gestaltet sich die Zuordnung einer diskreten Fläche, welche die Zugkraft aufnimmt, aufgrund des nichtlinearen Verlaufes der  $\sigma$ -w bzw.  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehung mit entfestigendem Verhalten unsicher und schwierig. Da die Literatur zu diesem Problem noch keine Lösungsansätze bietet, ist neben einer Absicherung der Bemessung durch Versuche die Anwendung nichtlinearer Traglastverfahren mit Hilfe der FEM unumgänglich. Auch zur Entwicklung und Optimierung effizient-materialgerechter Details in Tragstrukturen mit neuen Baustoffen stellen nichtlineare FE-Analysen eine große Unterstützung dar. Das verwendete nichtlineare 3-dimensionale konstitutive Materialmodell, deren Verifizierung durch Nachrechnung von Standardversuchen im Anhang 4 beschrieben ist, wurde bereits in Kapitel 4 erläutert. Das Ergebnis der nichtlinearen Traglastanalyse einer aus dem Verbundwerkstoff Stahlbeton bestehenden Tragstruktur ist eine globale Tragwerksantwort, die im Widerspruch mit den auf der Widerstandseite vorhandenen unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten auf der Zugseite für Stahl und auf der Druckseite für Beton steht. Auch für gefaserten UHFB wurden im vorangegangenen Abschnitt unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte für die Druck- und Zugseite vereinbart, die im Widerspruch zu den Ergebnissen einer nichtlinearen Traglastanalyse stehen. Um eine möglichst wirklichkeitsnahe Tragwerksantwort zu erhalten, müssen die Materialeigenschaften mit ihren Mittelwerten in das Berechnungsmodell einfließen. Werden hier bereits die Materialeigenschaften durch etwaige Sicherheitsbeiwerte modifiziert, kann dies im Extremfall zu Versagensmechanismen führen, die von der tatsächlichen Realität weit abweichen.

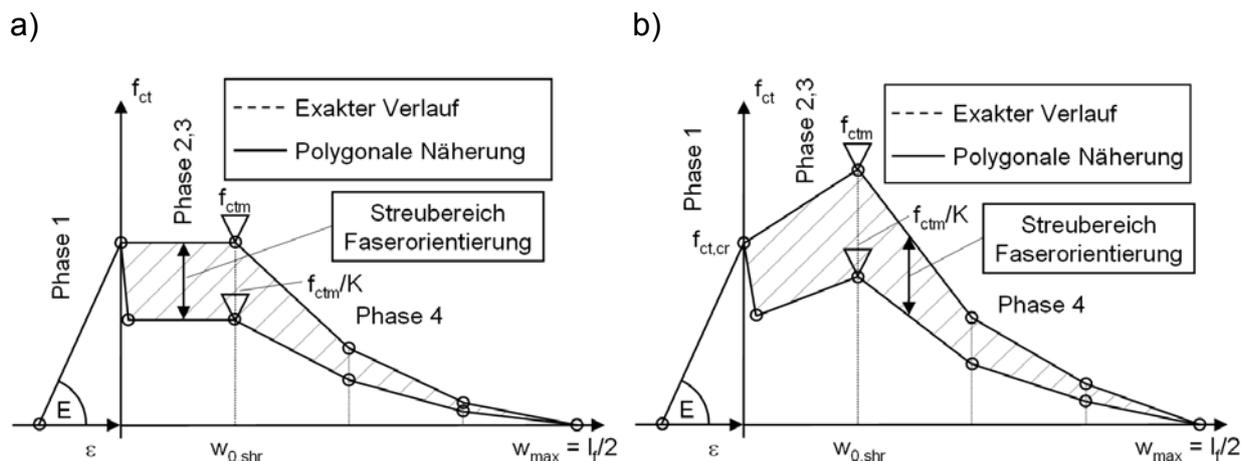
In [Eibl1992] wird ein nichtlineares Nachweiskonzept vorgeschlagen, bei dem die mit Mittelwerten der Baustoffeigenschaften erreichte bzw. berechnete Systemtragfähigkeit, einer globalen Sicherheit  $\gamma_R$  gegenüber gestellt wird. Da die statistischen Eigenschaften von Stahl und Beton aufgrund der unterschiedlichen Streuungen in den Materialeigenschaften stark voneinander verschieden sind, muss  $\gamma_R$  je nach Stahl- oder Betonversagen unterschiedlich sein. Da in eine klassische Bemessung die Baustofffestigkeiten mit ihrem charakteristischen Fraktilwerten einfließen, muss der globale Sicherheitsbeiwert  $\gamma_R$  noch um die Differenz zwischen charakteristischem Wert und Mittelwert beaufschlagt werden. Bei Verwendung der 1,1-fachen charakteristischen Werte als Mittelwerte ( $f_{cm} = 1,1 \cdot f_{ck}$  bzw.  $f_{ym} = 1,1 \cdot f_{yk}$ ) ergibt sich somit im klassischen Stahlbeton für Stahlversagen  $\gamma_R = 1,15 \cdot 1,1 = 1,27 \approx 1,3$  und für Betonversagen  $\gamma_R = 1,5 \cdot 1,1 = 1,65 \approx 1,7$ .

Ob aus praktischer Sicht der Faktor  $\gamma_R$  ein konstanter Faktor sein kann, wurde von [König1995] untersucht. Hierfür wurden so genannte „Rechenfestigkeiten“ als Ersatz für die Mittelwerte der Materialfestigkeiten eingeführt [König2000]. Dabei wird die Betondruckfestigkeit mit einem vorab reduzierten Rechenwert von  $f_{cR} = 0,85 \cdot f_{ck}$  angesetzt, wobei versucht wird, diesen Wert durch neuere statistische Untersuchungen zur Betondruckfestigkeit zu untermauern. Somit ergeben sich die einzelnen globalen Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlversagen nach wie vor mit  $\gamma_R = 1,15 \cdot 1,1 = 1,27 \approx 1,3$  und für Betonversagen  $\gamma_R = 1,5 \cdot 0,85 = 1,275 \approx 1,3$ . Das ursprüngliche Ziel mit Mittelwerten der Baustoffeigenschaften zu arbeiten und das tatsächliche Tragverhalten zu erfassen, wird mit diesem Konzept nicht erreicht, da in das wirklichkeitsnahe mechanische Modell eingegriffen wird. Dieses Verfahren ist wegen der einfachen Handhabung in [DIN1045-1] eingeflossen.

Bei den in dieser Arbeit betrachteten Bauteilen ergibt sich quasi mit der Nachrisszugfestigkeit des UHFB eine weitere 3. Tragkomponente im Verbundbaustoff, die in ein Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastuntersuchungen einzuführen ist. Dafür wird im Folgenden eine vorerst vereinfachte auf der sicheren Seite liegende Näherung vorgeschlagen.

[Eibl1992] hat die Differenz zwischen dem charakteristischem Wert und dem Mittelwert der Betondruckfestigkeit vereinfacht durch den Faktor 1,1 berücksichtigt. In [DIN1045-1], [EN1992-1-1], [MC90] wird die Beziehung zwischen charakteristischem Wert und Mittelwert der Betondruckfestigkeit mit der Beziehung  $f_{cm} = f_{ck} + 8$  angegeben. Das bedeutet, dass die Streuung der Druckfestigkeit mit zunehmender Druckfestigkeit für einen C100/115 auf  $f_{cm}/f_{ck} = 1,08$  abnimmt. Diese Tendenz wurde auch durch die Untersuchungen von [Tue2005] bestätigt. Zuzufolge der strengen Qualitätssicherungsmaßnahmen bei der Herstellung von UHFB und der Produktion im Fertigteilwerk, ist anzunehmen dass sich diese Ergebnisse auch auf UHFB übertragen lassen. Im vorigen Abschnitt wurde die Verwendung eines Teilsicherheitsbeiwertes von  $\gamma_c = 1,35$  für Fertigteile festgelegt. Da ausschließlich Fertigteile behandelt werden, lässt sich der globale Teilsicherheitsbeiwert für Betonversagen auf Druck zu  $\gamma_R = 1,1 \cdot 1,35 = 1,485 \approx 1,5$  annehmen. Tafel 5.3 zeigt die Ergebnisse und Streuungen von 378 begleitenden Qualitätsprüfungen an UHFB Proben im Zuge der Massenproduktion von Rippenplatten zum Bau einer Landebahn für den Haneda Airport in Japan [Tanaka2009]. Die zuvor getroffene Hypothese einer geringeren Streuung und der Ansatz von  $\gamma_R = 1,1 \cdot \gamma_c$  bestätigt sich.

Auf der Betonzugseite wurde zuvor unter 5.1.1 die Teilsicherheit des Faserbetons mit  $\gamma_{ct} = 1,3$  und einem K-Koeffizienten zur Berücksichtigung der Streuung der Faserverteilung und Faserorientierung angegeben. Würde man die Streuung der Faserverteilung und Faserorientierung bei einem nichtlinearen Traglastnachweis auf den globalen Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_R$  umlegen, so würde auch hier nicht das tatsächliche Tragverhalten bei der Berechnung erfasst. Sinnvoller ist es, eine getrennte Berücksichtigung von  $\gamma_{ct}$  und dem K-Koeffizienten vorzunehmen. Dabei erfolgt die Erfassung der Streuung aus der Faserverteilung und Faserorientierung direkt in der verwendeten Arbeitslinie, wie in Bild 5.4 gezeigt.



**Bild 5.4** Berücksichtigung der Faserverteilung und Faserorientierung in der  $\sigma$ - $w$  Beziehung auf der Zugseite für nichtlineare Traglastnachweise

Die Streuung der Nachrisszugfestigkeit hängt nicht nur von der Faserverteilung und Faserorientierung ab, sondern auch von den Eigenschaften des Faserverbundes in der Grenzfläche zwischen Faser und Matrix aber auch von der sukzessiven Entstehung kleiner Mikrorisse während der Faseraktivierungsphase in der die Faser umgebenden Matrix [Markowicz2006]. Diese Streuungen sind aber auch bereits bei der Bestimmung des K-Koeffizienten quasi enthalten (siehe Kapitel 4). Allerdings stellt die in Kapitel 4 nach [AFGC2002] beschriebene Definition des K-Koeffizienten aus statistischer Sicht gesehen kein korrektes Vorgehen dar. Bei einer relativ gleichmäßigen Verteilung der Stichproben kann diese Vorgehensweise auf der unsicheren Seite liegen, da der kleinste Einzelwert über dem 5% Fraktile liegen kann. Bei einzelnen starken Abweichungen liegt das Verfahren wiederum auf der sicheren Seite, da der kleinste Einzelwert unterhalb der 5% Fraktile liegt. Zur Festlegung einer statisch redundanten Vorgehensweise besteht an dieser Stelle noch erheblicher Forschungsbedarf. Um die zuvor beschriebene Unsicherheit abzudecken wird näherungsweise gedanklich an der Trennung zwischen dem Einfluss der Faserverteilung und Faserorientierung und dem Einfluss der Verbundeigenschaften, der durch die Matrixeigenschaften definiert ist, festgehalten.

Die Differenz zwischen dem charakteristischen Wert und dem Mittelwert der Nachrisszugfestigkeit des Faserbetons, soll aus folgenden Überlegungen abgeleitet werden. [DIN1045-1], [EN1992-1-1], [MC90] geben den Zusammenhang für die Streuung der Betonzugfestigkeit zwischen 5%-Fraktile und Mittelwert mit  $f_{ctm} = 1,3 \cdot f_{ctk;0,05}$  an, die damit eine wesentlich höhere Streuung als die Druckfestigkeit aufweist. Diese höhere Streuung begründet sich unter anderem durch eine quasi immer

vorhandene Vorschädigung der Betonmatrix durch Mikrorisse. Durch das Vorhandensein rissüberbrückender Fasern wird unter Belastung jedoch eine Zunahme der Rissbreite unter einer Beanspruchung zunächst behindert, so dass die Vorschädigung der Betonmatrix kaum oder nur noch geringen Einfluss auf die Höhe der dann praktisch vorhandenen Nachrisszugfestigkeit hat. Damit sollte die Streuung der Nachrisszugfestigkeit bedeutend geringer ausfallen, vorausgesetzt dass die Faser-Verteilung und Faserorientierung bereits über die Definition der Materialeigenschaften in der Traglastanalyse einfließt und ein überkritischer Fasergehalt vorhanden ist. Unter Zugrundelegung der in Tafel 5.3 angegebenen Erstrisszugfestigkeiten ergibt sich ein Verhältnis zwischen Mittelwert und charakteristischem Wert von  $10,2/8,9 \approx 1,15$ . Geht man vereinfachend davon aus, dass die Streuung der Erstrisszugfestigkeit quasi die Eigenschaften der Matrix und damit auch der Verbundeigenschaften während der Faseraktivierung widerspiegelt, so ist dies als eine 1. Näherung brauchbar.

**Tafel 5.3 Ergebnisse von Materialprüfungen [Tanaka2009]**

	statistics	unit	compressive strength	first cracking tensile strength	tensile strength
Haneda project	sample number		378	378	378
	mean value	N/mm <sup>2</sup>	210	10.2	14.4
	coeffi. of variation	%	5.7	7.8	13.9
	characteristic value	N/mm <sup>2</sup>	190	8.9	11.0
UFC recomm.	characteristic value	N/mm <sup>2</sup>	180	8.0	8.8

Wie zuvor bereits diskutiert ist diese Vorgehensweise insofern inkorrekt, als dass ein Teil der Streuungen bereits in dem K-Koeffizienten enthalten ist. Aber die zuvor beschriebene mögliche Unsicherheit der K-Koeffizienten soll auf der sicheren Seite liegend durch den zusätzlichen Wert  $1,15 \cdot \gamma_{ct}$  für die nichtlinearen Berechnungen in dieser Arbeit als auch bei den Pilotprojekten (Anhang 6) abgedeckt werden. Damit ergibt sich der globale Teilsicherheitsbeiwert auf der Zugseite zu  $\gamma_R = 1,15 \cdot 1,3 = 1,495 \approx 1,5$ .

In den Arbeitslinien in Bild 5.4 wird die Erstrisszugfestigkeit mit ihrem Mittelwert angesetzt. Mit einem globalen Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_R = 1,5$  würde das Sicherheitsniveau für ungefaserten Beton unterschritten. Der Ansatz des Mittelwertes der Erstrisszugfestigkeit hat jedoch zum Zweck, ein möglichst wirklichkeitsnahes Tragwerksverhalten zu simulieren. In der Regel ist davon auszugehen, dass der größte Anteil der Zugtragfähigkeit aus der Nachrisszugfestigkeit resultiert. Der sich aus der Spitze der Erstrisszugfestigkeit ergebende kleine Traganteil ist in den meisten Fällen vernachlässigbar. Lediglich eine nahezu zentrische Beanspruchung und eine daraus resultierende konstante Zugspannungsverteilung würden zu einer Überschreitung des Sicherheitsniveaus führen, für den Fall dass das Niveau der Nachrisszugfestigkeit unter der Erstrisszugfestigkeit liegt. Auf solche seltenen speziellen Fälle muss der Anwender entweder durch Korrektur der Arbeitslinie oder durch Erhöhung des globalen Teilsicherheitsbeiwertes reagieren.

Der kombinierte Einsatz von Betonstahl und Fasern in UHFB wurde bereits in Kapitel 4 ausführlich diskutiert. Letztlich erfolgte darauf basierend die Festlegung, dass im Fall kombiniert bewehrter Bauteile der Fasertraganteil bei der Bemessung im

Grenzzustand der Tragfähigkeit vernachlässigt wird. Damit wäre praktisch die Bemessung mit klassischen Stabwerksmodellen möglich. Soll dennoch der Vorteil der Fasern z.B. auf Spannkrafteinleitungsbereiche mit reduzierten Verankerungskörpern ausgenutzt werden, so kann dies nur experimentell oder anhand nichtlinearer Traglastanalysen unter Verwendung von Mittelwerten erfolgen. Da man das Zusammenwirken von Faserbeton und Stabstahl nicht ohne weiteres trennen kann, sind auch an dieser Stelle in Zukunft weitere Untersuchungen notwendig. Da in dieser Arbeit keine Traglastuntersuchungen anhand einer nichtlinearen FE-Analyse an kombiniert bewehrten Bauteilen durchgeführt werden, wird die genaue Festlegung des Wertes in dieser Arbeit nicht weiter verfolgt.

Insgesamt bleibt festzuhalten, dass sich für Versagen des Faserbetons als auch für Betonversagen auf Druck ein identisches globales Sicherheitsniveau von  $\gamma_R = 1,5$  für nichtlineare Traglastanalysen in vorteilhafter Weise für praktische Belange in dieser Arbeit festlegen lässt.

## **5.2 Querkraft**

### **5.2.1 Beschreibung und Bewertung vorhandener Ansätze**

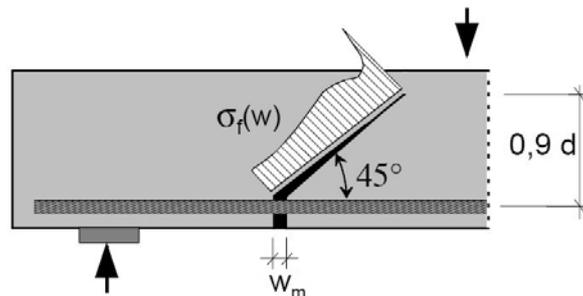
Durch die Zugabe von Stahlfasern lässt sich die Querkrafttragfähigkeit deutlich erhöhen. Deshalb ist es ein Gebot der Wirtschaftlichkeit diesen Traganteil bei der Bemessung zu erfassen. Die für normalfesten Stahlfaserbeton in Richtlinien [RILEM2000], [DBV2001] vorhandenen Ansätze basieren auf empirischer Grundlage. [Kützing2000] entwickelt einen bruchmechanischen Ansatz mit empirischen Korrekturfaktoren. Andere Ansätze versuchen den Traganteil der Stahlfasern mechanisch über einen additiven Fachwerktraganteil im Schubriss zu berücksichtigen [Örili2002], [Casanova1997]. Zur Querkraftbemessung von gefasertem UHFB existieren derzeit vereinfachte Näherungsansätze in [AFGC2002] und [JSCE2006], wobei [JSCE2006] den Ansatz von [AFGC2002] im Wesentlichen übernimmt. Auch hier wird der Fasertraganteil mechanisch über einen Fachwerktraganteil im Schubriss bestimmt. In [Voo2006] wird ein rein mechanisches auf der Plastizitätstheorie basierendes Berechnungsmodell für gefaserte UHFB vorgeschlagen, da in Bauteilversuchen an Spannbettbalken mit Fasergehalten von 1,25 bis 2,5 Vol.-% und Bauteilhöhen von 65 cm ein sehr plastisches Nachbruchverhalten beobachtet wurde.

Für die Ansätze auf empirischer Basis [RILEM2000] und [DBV2001] erscheint eine bedenkenlose Übertragung auf ultrahochfesten Faserbeton fraglich, da viele Parameter wie Betontragfähigkeit, Querschnittshöhe und Querschnittsprofilierung empirisch an Bauteilen mit üblichen Stahlfaserbeton ermittelt wurden, dessen Druck- und vor allem Zugtragverhalten sich aufgrund der geringeren Fasergehalte von gefasertem UHFB zum Teil deutlich unterscheiden. Wegen der bei gefaserten UHFB hohen Nachrisszugfestigkeiten ist das Tragverhalten bezüglich Maßstabeffekt und Tension-Stiffening gegenüber normalfesten Stahlfaserbeton grundsätzlich anders, wie später noch gezeigt wird. Eine Modifizierung dieses Bemessungsmodells ist aufgrund der bislang fehlenden hierfür notwendigen Menge an Versuchsergebnissen kaum möglich.

Der bruchmechanische Modellansatz von [Kützing2000] stellt nach eigener Aussage eine Abschätzung dar. Eine direkte Übertragung auf ultrahochfesten Beton erscheint auch hier aus den zuvor genannten Gründen nicht zweckmäßig. Die Anwendung der Plastizitätstheorie wie in [Voo2006] kann bei großen Bauteilhöhen – wie hier in dieser

Arbeit später betrachtet - und niedrigeren Fasergehalten zu unsicheren Ergebnissen führen, so dass auch dieser Ansatz nicht weiter verfolgt wird.

Die Berücksichtigung des Stahlfasertraganteils über die Zugkraftkomponente im Schrägriss, wie in [Casanova1997] vorgeschlagen, wird in [ÖRili2002] als auch für ultrahochfesten Beton in [AFGC2002] und [JSCE2006] als additiver Traganteil zur Bügel- und Betontragfähigkeit übernommen. Diese Vorgehensweise erscheint aufgrund der klaren anschaulichen mechanischen Zusammenhänge logisch, vor allem, wenn trotz fehlender Untersuchungen und Erfahrungen ein Bemessungsmodell für die Querkrafttragfähigkeit abgeleitet werden muss.



**Bild 5.5** Fasertraganteil im Schrägriss aus [Rosenbusch2003] nach [Casanova1997]

Der Ansatz für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit in [AFGC2002] als auch in [JSCE2006] ist im Folgenden kurz dargestellt. In [AFGC2002] setzt sich der Gesamtanteil der aufnehmbaren Querkraft aus den Einzeltraganteilen der Betontragfähigkeit  $V_c$ , der Bügeltragfähigkeit  $V_a$  und der Tragfähigkeit  $V_f$  der Stahlfasern zusammen Bild 5.5:

$$V_{Rd} = V_c + V_a + V_f \quad (\text{Gl. 5.4})$$

Der Betontraganteil für nicht vorgespannte Bauteile ermittelt sich mit:

$$V_c = \frac{0,21}{\gamma_E \cdot \gamma_b} \cdot k \cdot \sqrt{f_{cj}} \cdot b_0 \cdot d \quad (\text{Gl. 5.5})$$

mit  $\gamma_E \cdot \gamma_b = 1,5$   
 $f_{cj}$  Betondruckfestigkeit im Alter  $j$

Der Faktor  $k$  berücksichtigt die Wirkung einer Normalkraft:

$$k = 1 + \frac{3 \cdot \sigma_{cm}}{f_{tj}} \text{ für Druck} \quad k = 1 - \frac{0,7 \cdot \sigma_{tm}}{f_{tj}} \text{ für Zug} \quad (\text{Gl. 5.6})$$

mit  $\sigma_{cm}$  mittlere Spannung unter  $N_{Ed}$   
 $f_{tj}$  Zugfestigkeit im Alter  $j$

Der Betontraganteil für vorgespannte Bauteile beträgt:

$$V_c = \frac{0,24}{\gamma_E \cdot \gamma_b} \cdot \sqrt{f_{cj}} \cdot b_0 \cdot z \quad (\text{Gl. 5.7})$$

In [JSCE2006] wird der Teilsicherheitsbeiwert für Faserbeton mit  $\gamma_b = 1,3$  anstatt 1,5 in [AFGC2002] angesetzt, so dass sich äquivalent ergibt:

$$V_c = \frac{0,18}{\gamma_b} \cdot \sqrt{f_{cj}} \cdot b_0 \cdot z \quad (\text{Gl. 5.8})$$

Der Fachwerktraganteil setzt sich aus den Anteilen der Bügelbewehrung  $V_a$  und Stahlfasern  $V_f$  zusammen, welche die Zugkräfte im Schrägriss aufnehmen. Bei senkrechter Bügelanordnung ergibt sich  $V_a$  in bekannter Weise:

$$V_a = a_{sw} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot \theta \quad (\text{Gl. 5.9})$$

Der Fasertraganteil wird über die entlang des Schrägrisses gemittelte Nachrisszugfestigkeit in Abhängigkeit der Rissöffnung errechnet:

$$V_f = f_{ctd} \cdot b_w \cdot z \cdot \cot \theta \quad (\text{Gl. 5.10})$$

$$\text{mit } f_{ctd} = \frac{\sigma_{cf} \cdot 0,85}{\gamma_f \cdot K}$$

$$\sigma_{cf} = \frac{1}{w_{lim}} \cdot \int_0^{w_{lim}} \sigma(w) dw$$

Eine Beziehung zur Ermittlung der Druckstrebenneigung  $\theta$  als auch Grenzen für  $\theta$  werden in [AFGC2002] nicht vorgegeben. Die japanische Richtlinie [JSCE2006] erfasst den Fasertraganteil in äquivalenter Weise, jedoch ist der Druckstrebenneigungswinkel mit  $30^\circ$  nach unten begrenzt und es wird eine Beziehung zur Ermittlung der Druckstrebenneigung vorgegeben. Dabei wird vorausgesetzt, dass die Rissneigung bekannt ist.

Da die zuvor genannten Bemessungsmodelle mit Hilfe rein theoretischer Überlegungen nur schwierig auf gefaserte UHFB übertragbar bzw. nicht vollständig nachvollziehbar sind, soll nachfolgend versucht werden, ein auf theoretischen Überlegungen basierendes Bemessungsmodell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit auf mechanischer Grundlage abzuleiten. Zusammenfassend lassen sich nochmals folgende Gründe für die gewählte Vorgehensweise angeben:

- Empirische Modelle lassen sich schlecht auf neue Problemstellungen übertragen.

- Auf der Plastizitätstheorie basierende Berechnungsmodelle können bei den hier später angestrebten großen Bauteilhöhen die Tragfähigkeit überschätzen.
- In den französischen [AFGC2002] und japanischen [JSCE2006]] Ansätzen wird der Traganteil aus der Vorspannkraft nur pauschal erfasst. Der Erhöhungsfaktor  $k$  infolge einer Längskraft ist mechanisch nicht nachvollziehbar und führt zu unrealistisch großen Erhöhungen.

### 5.2.2 Analytische Beschreibung des Querkrafttragverhaltens

Um auf theoretischem Weg einen Bemessungsansatz zur Querkrafttragfähigkeit von gefaserten UHFB Bauteilen abzuleiten, soll zunächst das Schubtragverhalten von konventionellen Betonbauteilen als auch normalfesten Stahlfaserbetonbauteilen ohne Schubbewehrung mit seinen zusammenwirkenden Einzeltragkomponenten qualitativ und analytisch auf Basis der Arbeiten von [Zink1999] und [Rosenbusch2003] beschrieben werden. Weiterhin wird auf die Ermittlung des Druckstrebenwinkels, die Druckstrebentragfähigkeit und auf die Berücksichtigung der schubmittragenden Breite des Druckgurtes bei gegliederten Querschnitten eingegangen. Zuletzt wird geklärt, inwieweit sich diese Ansätze auf die verbundlos vorgespannten Bauteile, wie in dieser Arbeit letztlich untersucht, übertragen lassen.

#### Modell von Zink [Zink1999] für Biegeschubversagen

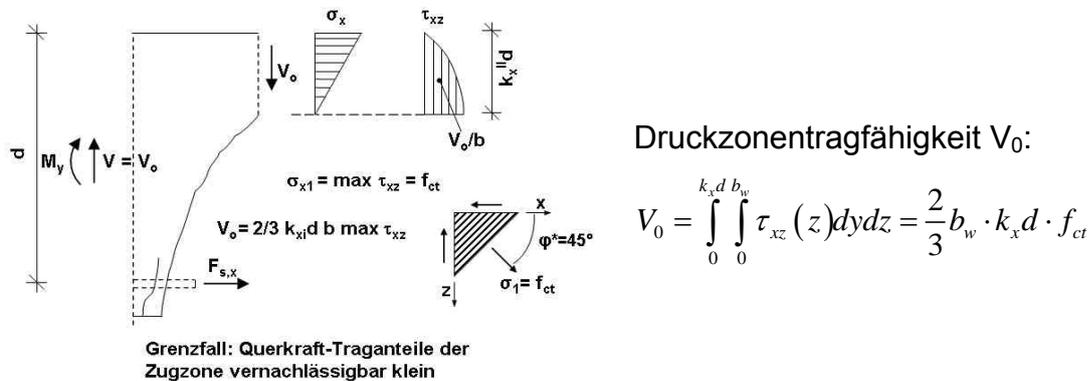
Das Biegeschubversagen, bei dem sich der zum Versagen führende Riss aus einem Biegeriss entwickelt, tritt gemäß [Zink2001] bei Rechteckquerschnitten und schwach profilierten Querschnitten mit einer Schubschlankheit  $a/d \geq 3$  auf. Er entwickelt ein Berechnungsmodell für Stahl- und Spannbetonbalken ohne Schubbewehrung mit Rechteckquerschnitt, welches hauptsächlich auf der von ihm mechanisch begründeten unteren Grenze der Schubtragfähigkeit infolge der Druckzonentragfähigkeit (Bild 5.5) beruht, und erzielt eine sehr gute Übereinstimmung bei der Nachrechnung von Versuchen. Untergeordnete Einflüsse, wie der auf dem Traganteil in der Bruchprozesszone beruhende Maßstabeffekt und der Einfluss der Schubschlankheit  $a/d$  werden von ihm zunächst auch mechanisch erklärt und erfasst, letztlich aber wegen der großen Streuung dieser Einflüsse empirisch über eine Regressionsanalyse bestimmt. Die Schubtragfähigkeit für Stahlbetonbalken ist in (Gl. 5.11) gegeben:

$$V_c = \frac{2}{3} \cdot b \cdot x \cdot f_{ct} \cdot \left( \frac{4 \cdot d}{a} \right)^{\frac{1}{4}} \cdot \left( \frac{5 \cdot l_{ch}}{d} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (\text{Gl. 5.11})$$

mit	$a/d$	Schubschlankheit = $M/(d \cdot V)$ (höhenbezogenes Verhältnis $M/V$ )
	$x$	Druckzonenhöhe
	$l_{ch}$	charakteristische Länge = $G_F \cdot E_c / f_{ct}^2$
	$f_{ct}$	Betonzugfestigkeit
	$b$	Breite Rechteckquerschnitt
	$G_F$	Bruchenergie
	$d$	statische Nutzhöhe
	$E_c$	Tangentenmodul

Hiernach bildet der Ausdruck vor den Klammern die Schubtragfähigkeit der Druckzone als untere Grenze der gesamten Schubtragfähigkeit. Die beiden Klammerausdrücke erfassen empirisch die untergeordneten Einflüsse wie Schubschlankheit

(erster Klammerausdruck) und den maßstabsabhängigen Einfluss (zweiter Klammerausdruck) aus der Bruchprozesszone, in welcher noch Zugspannungen in der Risspitze übertragbar sind. Da der Längsbewehrungsgrad die Druckzonenhöhe  $x$  direkt beeinflusst, geht sein Einfluss gegenüber der empirischen Ermittlung der Schubtragfähigkeit ohne Bügelbewehrung in [EN 1992-1-1] und [DIN 1045-1] hier sehr anschaulich auf mechanische Weise in die Druckzonentragfähigkeit in (Gl. 5.11) ein.



**Bild 5.6** Schubspannungsverteilung in der Druckzone nach [Zink1999]

[Zink1999] erweitert sein Modell auch auf Spannbetonbalken mit Rechteckquerschnitt ohne Bügelbewehrung und erfasst die dominante Rolle der Sprengwerk Wirkung bei vorgespannten Balken additiv zur Druckzonentragfähigkeit ähnlich dem Vorschlag in [MC90]. Der Einfluss der beiden zuvor genannten untergeordneten Auswirkungen aus Schubslankheit und dem Traganteil aus der Bruchprozesszone bzw. infolge des Maßstabeffektes wurde auch hier über eine Regressionsanalyse statistisch verifiziert. Aufgrund der in der Bruchprozesszone übertragenen Zugkräfte, wegen des Tension Stiffening Effektes sowie der Dübelwirkung hat der Maßstabeffekt bei Spannbetonbalken eine geringere Bedeutung. Der Einfluss der Schubslankheit hingegen ist infolge der Vorspannung deutlich ausgeprägter, da die Sprengwerk Wirkung die Schubrissbildung beeinflusst und die Höhe der Druckzone im gerissenen Bereich mit wachsendem Moment stark abnimmt. Die Schubrisslast ergibt sich unter Voraussetzung  $P/A_c \geq 1,0$  MPa nach [Zink1999] zu:

$$V_c = \frac{2}{3} \cdot b \cdot x_0 \cdot f_{ct} \cdot \frac{4 \cdot d}{a} \cdot k \left( \frac{l_{ch}}{d} \right) + \lambda \cdot P \quad (\text{Gl. 5.12})$$

mit	$k(l_{ch}/d)$	$(2 \cdot l_{ch}/d)^{0,25} \geq 1,0$ und $d/l_{ch} \geq 0,4$
	P	bis zur Auflagerachse verankerte Vorspannkraft
	$x_0$	Druckzonenhöhe des nicht vorgespannten Querschnitts
	$\lambda = (d-x/2)/a$	Neigung des Sprengwerks im Schubfeld

Für den Sprengwerkanteil  $\lambda \cdot P$  müssen keine Verbundkräfte zwischen Zug- und Druckgurt übertragen werden. Dagegen herrschen zwischen der Druckzone des nicht vorgespannten Querschnitts und dem Zuggurt Verbundspannungen, die schiefe Hauptzugspannungen in Höhe der Nulllinie erzeugen. [Zink1999] unterscheidet daher in einen Sprengwerktraganteil, welcher nur aus der alleinigen Längsdruckkraft der Vorspannung resultiert, und in den Druckzonentraganteil des Querschnittes ohne

Längsdruckkraft. Das heißt bei Ermittlung der für die Druckzonentragfähigkeit maßgebenden Druckzonenhöhe sind nur der Momentenanteil der äußeren Lasten und der reine Momentenanteil infolge Vorspannung zu berücksichtigen. Die Normalkraft aus der Vorspannung ist im Sprengwerkanteil bereits enthalten, für dessen Tragwirkung kein Verbund zwischen Zug- und Druckgurt benötigt wird.

Bei sehr hohen Bauteilen kann durch Streuungen der Zugfestigkeit oder Aufzehrung der Zugfestigkeit infolge Eigenspannungen die Druckzonentragfähigkeit unterschätzt werden. [Zink1999] schlägt deshalb vor, bei hohen Bauteilen zwischen  $d=1,0\text{m}$  und  $3,0\text{m}$  den Traganteil der Druckzone auf 80% zu reduzieren. Es ist jedoch wahrscheinlich, dass die Zugabe von Fasern zum einen ein gewisses Zugspannungsniveau, abhängig von Fasergehalt, -orientierung usw., aufrechterhält und deshalb eine solche Abminderung nicht erfordert. Zum anderen ist mit einem generellen Ansatz des Bemessungswertes der Nachrisszugfestigkeit bei der Ermittlung der Druckzonentragfähigkeit ohnehin die Gefahr eines spröden Versagens ausgeschlossen.

### Fasertraganteil

Das von [Zink1999] anschaulich gefundene Modell ermöglicht aufgrund der beiden mechanisch begründeten dominierenden Tragwirkungen aus Druckzonentragfähigkeit und Sprengwerkwirkung eine nahezu beliebige Erweiterung und Anpassung für Bauteile mit Bügelbewehrung, Faserbewehrung und mit profilierten Querschnitten. [Rosenbusch2003] erweitert dieses Modell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Balken aus normalfestem Stahlfaserbeton additiv um den Fachwerktraganteil  $V_w$  einer vertikalen Schubbewehrung.

$$V_R = V_w + V_c \quad (\text{Gl. 5.13})$$

mit

$$V_w = a_{sw} \cdot f_{yw} \cdot z \cdot \cot \theta = \rho_w \cdot b_w \cdot f_{yw} \cdot z \cdot \cot \theta$$

$\theta$  Druckstrebenneigung  
 $\rho_w = A_{sw} / (b_w \cdot s_w)$  Bügelbewehrungsgrad

Um den Traganteil der Nachrisszugfestigkeit des Faserbetons zu erfassen, führt er wie in [Casanova1997] einen äquivalenten Querkraftbewehrungsgrad ein, der auf die Bügelbewehrung normiert ist. Bei Ersetzen der Betonstahlbewehrung eines Bauteiles unter reiner Zugbeanspruchung durch Fasern muss die Zugkraft  $N_s$  im Betonstahl von der Nachrisszugkraft  $N_{cf}$  des Faserbetons übernommen werden. Damit lässt sich ein äquivalenter Bewehrungsgehalt bestimmen:

$$N_s = \rho_s \cdot b \cdot h \cdot \sigma_s = N_{cf} \quad (\text{Gl. 5.14})$$

$$\rho_{s,\ddot{a}q} = \frac{N_{cf}(w)}{b \cdot h \cdot \sigma_s} = \frac{\sigma_{cf}}{\sigma_s} \quad (\text{Gl. 5.15})$$

Sinngemäß dazu kann der Fachwerktraganteil somit um die Fasertragwirkungskomponente im Schrägriss ergänzt werden:

$$V_w = (\rho_w + \rho_{w,\ddot{a}q}) \cdot b_w \cdot f_{yw} \cdot z \cdot \cot \theta \quad (\text{Gl. 5.16})$$

### Druckstrebenneigungswinkel

Zur korrekten Bestimmung des Fachwerktraganteils ist die Kenntnis des Druckstrebenneigungswinkels bzw. des Rissneigungswinkels erforderlich. [Rosenbusch2003] stellt bei der Auswertung seiner Versuche eine Abhängigkeit des Rissneigungswinkels von der Nachrisszugfestigkeit und dem Bügelbewehrungsgrad fest und ermittelt einen empirischen Zusammenhang zwischen Fachwerktragfähigkeit  $V_w$  und der Rissneigung. Er vernachlässigt den Anteil aus der Rissreibung, so dass der Rissneigungswinkel  $\beta_r$  gleich dem Druckstrebenneigungswinkel  $\theta$  ist. Mit diesem Ansatz erzielt er bei der Nachrechnung seiner Versuche eine gute Übereinstimmung. Da aber seine empirische Ableitung auf sehr wenigen Versuchen basiert, lässt sich diese nicht ohne weiteres auf gefaserte UHFB Bauteile übertragen. Es soll deshalb im Folgenden die Druckstrebenneigung auf einer nachvollziehbaren mechanischen Grundlage gefunden werden.

[Görtz2004] zeigt anschaulich in Bild 5.7, dass der Druckstrebenneigungswinkel sich nach der Rissbildung nicht mehr signifikant ändert. Es findet zwar mit der Rissbildung eine schlagartige Druckstrebenrotation zu einer günstigeren flacheren Neigung hin statt, diese ist aber von geringer Größe und auf der sicheren Seite liegend vernachlässigbar. Obwohl die sehr kleinen Schubrissabstände und damit kleinen Schubrissweiten bei faserverstärktem Beton eine stärkere Rissreibung vermuten lassen, wird vereinfacht wegen fehlender Untersuchungen eine mögliche Druckstrebenrotation infolge Rissreibung ausgeschlossen. Auf Grundlage der Beobachtung von [Görtz2004] wird der Druckstrebenneigungswinkel auf Basis der Trajektorienverläufe im Zustand I kurz vor Eintreten der Rissbildung bestimmt. Unter Vernachlässigung senkrecht zur Bauteilachse gerichteter Normalspannungen ergibt sich außerhalb St. Venant'scher Störbereiche die Hauptzugspannung mit:

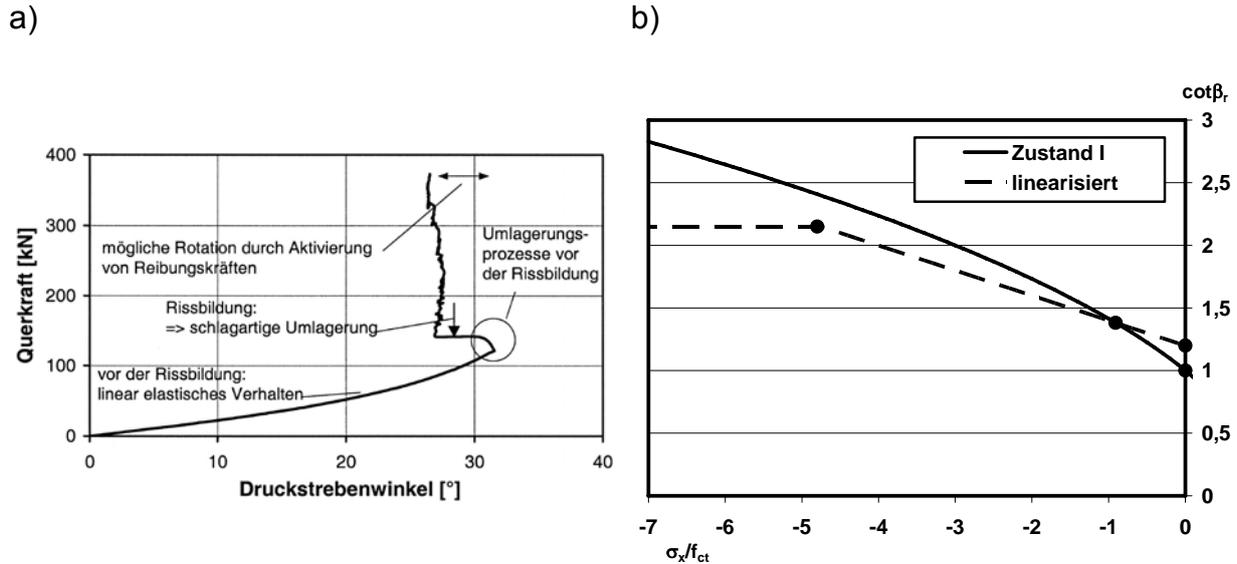
$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_{xz}^2} \quad (\text{Gl. 5.17})$$

Der Neigungswinkel  $\phi_1$  dieser Hauptzugspannung ist:

$$\tan \phi_1 = \frac{\tau_{xz}}{\sigma_1} \quad (\text{Gl. 5.18})$$

Da die Rissneigung  $\beta_r$  senkrecht zur Hauptzugspannungsrichtung  $\phi_1$  verlaufen muss ( $\tan \phi_1 = \tan(90 - \beta_r) = \cot \beta_r$ ), ergibt sich durch Umstellen der (Gl. 5.17) nach  $\tau_{xz}$  und Einsetzen in (Gl. 5.18):

$$\cot \beta_r = \sqrt{1 - \frac{\sigma_x}{f_{ct}}} \quad (\text{Gl. 5.19})$$



**Bild 5.7** a) qualitativer Verlauf des Druckstrebenneigungswinkels nach [Görtz2004] b) Verlauf der Rissneigung nach (Gl. 5.19) und lineare Näherung (Gl. 5.20) für die Rissneigung modifiziert nach [Reineck2001]

Letztlich wird eine lineare Näherung (Gl. 5.20) von [Reineck2001] (gestrichelte Linie in Bild 5.7) zur Ermittlung der Rissneigung bzw. Druckstrebenneigung verwendet.

$$\cot \beta_r = 1,2 - 0,2 \cdot \frac{\sigma_x}{f_{ct}} \leq 2,15 \quad (\text{Gl. 5.20})$$

Gemäß [Görtz2004] treten bei Spannbetonbauteilen flachere Rissneigungswinkel als  $\cot \beta_r = 2,15$  bzw.  $\beta_r = 25^\circ$  nicht auf. Auch in Versuchen an der TU Graz an dünnen Schubscheiben aus gefasertem UHFB [LKI2009a], [Heidrich2009] wurden Rissneigungen unter  $25^\circ$  nicht beobachtet. Da noch keine Untersuchungen zur Wirkung der Fasern auf den Rissneigungswinkel bei Spannbetonbauteilen vorliegen, wird mit einer Obergrenze für  $\beta_r = 25^\circ$  die lineare Näherung von [Reineck2001] modifiziert. [Rosenbusch2003] beobachtet bei gefaserten Stahlbetonbalken ohne Längskraft Rissneigungen von ca.  $40^\circ$ , die mit der linearen Näherung ebenfalls gut übereinstimmen.

### Mittragende Wirkung des Druckflansches bei profilierten Trägern

Das Druckzonenmodell von [Zink1999] mit dem dominierenden Traganteil der Druckzonentragfähigkeit gilt zunächst nur für Rechteckquerschnitte. Wird bei Querschnitten mit profilierter Druckzone nur die Stegbreite zur Ermittlung der Druckzonentragfähigkeit herangezogen, so wird der Traganteil der abstehenden Druckgurte vernachlässigt. Tatsächlich werden aber auch die abstehenden Gurte einen Teil der Querkraft tragen. [Grunert2006] stellt einen Profilierungsfaktor  $\kappa_f$  von [Mallee1981] vor, der linear mit dem Verhältnis Obergurt- zu Stegbreite anwächst und keine Begrenzung nach oben besitzt.

$$\kappa_f = 0,7 + 0,15 \left( \frac{b_{OG}}{b_w} \right) \geq 1,0 \quad (\text{Gl. 5.21})$$

[Görtz2004] hat eine Parameterstudie anhand von FEM Berechnungen durchgeführt und den Verlauf der Schubspannungen über die Gurtbreite untersucht. Er kommt zu dem Schluss, dass die Gurthöhe alleinig dominierend ist und alle anderen Einflüsse wie Gurt- und Stegbreite sowie die Trägerhöhe vernachlässigbar sind.

$$b_{s,eff} = b_w + 0,3 \cdot \sum_i h_{f,i} \quad (\text{Gl. 5.22})$$

Auch in dem empirischen Ansatz zur Querkrafttragfähigkeit in [RILEM2000] wird die Querschnittsgeometrie über einen Beiwert  $k_f$  berücksichtigt:

$$k_f = 1 + n \cdot \left( \frac{h_f}{b_w} \right) \cdot \left( \frac{h_f}{d} \right) \leq 1,5 \quad (\text{Gl. 5.23})$$

$$\text{mit: } n = (b_f - b_w) / h_f \quad (n \leq 3; 3b_w / h_f)$$

Ein eigener Ansatz auf mechanisch begründeter Basis würde den Rahmen dieser Arbeit sprengen. Die Beziehungen nach (Gl. 5.21) und (Gl. 5.23) liefern zum Teil sehr hohe Werte. Hier besteht auch die Frage inwieweit sich diese beiden Ansätze auf die Geometrie der in Kapitel 6 untersuchten dünnwandigen Hohlkastenquerschnitte übertragen lassen. Der empirisch gefundene Näherungsansatz von [Görtz2004] konnte stichprobenhaft durch eigene Betrachtungen mit Hilfe linearer FEM Studien an einfachen einfeldrigen Plattenbalkenquerschnitten als auch bei der Nachrechnung der Versuche von [Voo2006] bestätigt werden und wird deshalb im Folgenden weiter verwendet. Die abliegenden Druckgurte bei den hier angestrebten dünnwandigen Bauteilen der UHPFRC Segmentfertigteilbauweise liefern ohnehin nur einen vernachlässigbar kleinen Anteil der Druckzonentragfähigkeit. Dies wird bereits bei Betrachtung der Schubspannungsverteilung nach der Elastizitätstheorie an einem dünnwandigen Stahlbauquerschnitt deutlich.

### Schubzugversagen

Schubzugversagen tritt bei Bauteilen mit stark profilierter Zugzone oder hoher Vorspannung ein, wenn die Spannung in der Randfaser des gezogenen Gurtes kleiner als die Hauptzugspannung durch die zusätzliche Wirkung von  $\tau_{xz}$  im anschließenden Gurt ist. Deshalb entwickeln sich die Risse nicht aus einem Biegeriss bzw. durchtrennen nicht den Zuggurt. Bei Bauteilen mit sehr ausgeprägtem Druckgurt trennen die Versagensrisse den Gurt vom Steg, bis der Gurt anschließend unter lokaler Biegung versagt. Ist keine Schubbewehrung bzw. Faserbewehrung vorhanden, wird das Versagen durch das Überschreiten der Hauptzugspannung im Steg eingeleitet. Unter Vernachlässigung senkrecht zur Bauteilachse gerichteter Normalspannungen ergibt sich außerhalb St. Venant'scher Störbereiche die Hauptzugspannung mit:

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau_{xz}^2} \quad (\text{Gl. 5.24})$$

Durch Ersetzen von  $\sigma_1$  durch den Bemessungswert der Nachrisszugfestigkeit  $f_{ctd}$  und mit  $\tau_{xz} = V_{Ed} \cdot S / (I \cdot b_w)$  lässt sich die Versagenslast schubunbewehrter Bauteile infolge Schubzugversagen  $V_{Rd}$  durch Umstellen nach  $V_{Ed}$  und Ersetzen durch  $V_{Rd}$  finden:

$$V_{Ed} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 - f_{ctd} \cdot \sigma_x} \quad (\text{Gl. 5.25})$$

Dieser Ausdruck findet sich in [EN 1992-1-1:2004] als auch in [DIN1045-1] in gleicher Form zum Schubnachweis von Bauteilen, bei denen die Biegezugspannung kleiner als die Bemessungszugfestigkeit ist, wieder. Zu beachten ist, dass die maximale Hauptzugspannung im Fall des Schubzugversagens meist nicht im Querschnittschwerpunkt auftritt, sondern am Übergang vom Steg zum Zuggurt, da an diesem Übergang hohe Schubspannungen  $\tau_{xz}$  im dünnen Steg zusammen mit sehr geringen Längsdruckspannungen  $\sigma_x$  überlagert werden. Zu bedenken ist weiterhin bei dieser Nachweisform, dass durch Eigenspannungen bzw. Zwang ein Teil der Zugfestigkeit bei ungefasertem oder unbewehrtem Beton bereits verbraucht sein kann.

Eine Ermittlung der Schubtraglast bei den hohen Fasergehalten wie in gefasertem UHFB über diese Gleichung wäre unwirtschaftlich. In Versuchen an der TU Graz [LKI2009a], [Heidrich2009] als auch in den Versuchen von [Voo2006] wurden nach den ersten sichtbaren Schubrisen Laststeigerungen von 200% bis 300% beobachtet. Deshalb ist es auch nur sinnvoll die (Gl. 5.25) zu verwenden, um den Beginn der Schubrissebildung abzuschätzen. Für den Nachweis der Schubtragfähigkeit selbst werden deshalb grundsätzlich die Beziehungen für den Biegeschubnachweis verwendet. Dabei wird ein eventueller Traganteil des ungerissenen Zuggurtes vernachlässigt.

### Druckstreben- oder Schubversagen

Das Druckstrebenversagen tritt bei profilierten Balken mit dünnen Stegen und hohen Schubbewehrungsgraden durch Überschreitung der Hauptdruckspannung auf, bis der durch Schubrissebildung bereits vorgeschädigte Beton versagt. Der Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit  $V_{Rd,max}$  erfolgt nach dem Ansatz aus [EN1992-1-1]:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (\text{Gl. 5.26})$$

Der Faktor  $v_1$  stellt eine Abminderung der Betondruckfestigkeit  $f_{cd}$  dar, durch den die Störeinflüsse aus parallel zur Druckrichtung verlaufenden Schubrisen und Störungen infolge vorhandener Bewehrungsstäbe erfasst werden sollen. In [EN1992-1-1] errechnet sich der Abminderungsbeiwert mit steigender Betondruckfestigkeit zu ca. 0,57 für  $f_{ck} = 12$  MPa und 0,38 für  $f_{ck} = 100$  MPa, wogegen in [DIN1045-1] ein konstanter Wert von 0,75 für Druckfestigkeiten bis  $f_{ck} = 100$  MPa angesetzt werden darf. [Fehling2008b] führte Untersuchungen zur Druck-Querzug-Festigkeit von ungefaserten und gefaserten Stahlbetonscheiben durch, wobei auch gefaserte UHFB Scheiben mit  $f_{ck} = 160$  MPa und  $\rho_f = 1,0$  Vol.% getestet wurden. Der maximale

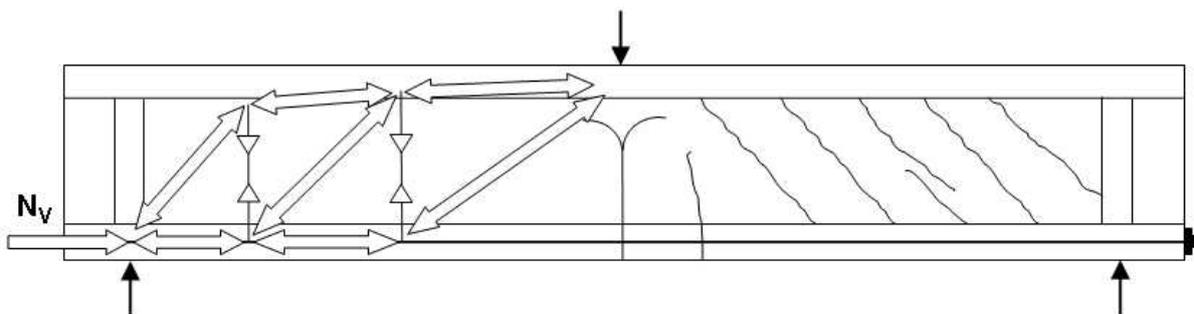
Abminderungsfaktor lag für normalfesten Stahlfaserbeton als auch für den gefaserten UHFB bei 0,7, was offenbar auf die rissüberbrückende Wirkung der Fasern zurückzuführen ist. Für ungefaserten UHFB wurde in [Fehling2009] ein Abminderungsbeiwert von 0,5 vorgeschlagen. Die Ermittlung des Abminderungsbeiwertes nach [EN1992-1-1] führt offenbar vor allem bei gefaserten UHFB zu einer Unterschätzung der Druckstrebentragfähigkeit. Für die weitere Berechnung werden deshalb die von Fehling vorgeschlagenen Abminderungsbeiwerte verwendet:

$$\begin{aligned} v_1 &= 0,7 && \text{für gefaserten UHFB} \\ v_1 &= 0,5 && \text{für ungefaserten UHFB} \end{aligned}$$

Der Wert  $\alpha_{cw}$  in (Gl. 5.26) erfasst die Wirkung einer Längsdruckspannung z.B. aus Vorspannung im Druckgurt. Da aber den Empfehlungen für  $v_1$  aus [EN1992-1-1] nicht weiter gefolgt wird, wird  $\alpha_{cw}$  im Weiteren generell zu 1,0 gesetzt.

### Bauteile mit verbundloser Vorspannung

Bauteile mit verbundloser bzw. externer Vorspannung weisen in der Regel einen sehr hohen Vorspanngrad auf, der sich günstig auf die Schubtragfähigkeit infolge der zuvor schon erläuterten Sprengwerkwirkung auswirkt. Kordina und Hegger führten umfangreiche Untersuchungen zum Schubtragverhalten von Bauteilen mit verbundloser Vorspannung durch, die in [Kordina1987] zusammenfassend dokumentiert sind. Aufgrund ihrer Versuchsbeobachtungen und Studien mit Hilfe der FEM kommen sie zu dem Schluss, dass sich bei Vorhandensein von Bügelbewehrung auch bei verbundloser Vorspannung eine Fachwerktragwirkung zusätzlich zum reinen Bogen-Zugbandmodell wie in Bild 5.8 einstellt.



**Bild 5.8** Schubtragmodell bei Vorspannung ohne Verbund modifiziert nach [Kordina1987]

Bei Balken mit verbundloser Vorspannung entwickeln sich wenige große Biegerisse an den Stellen mit maximaler Biegebeanspruchung. Dadurch werden die Balken in zwei durch ein Rotationsgelenk verbundene Scheiben geteilt. Die äußere Last wird über geneigte Druckstreben ausgehend von der Druckzone in diese Scheiben eingeleitet. Die Neigung der Druckstreben hängt von der Länge der gerissenen Zugzone ab, da sich das aus diesen Druckstreben bestehende lokale Sprengwerk auf die angrenzenden ungerissenen Balkenbereiche abstützt. Die anschließenden Schubfelder bleiben infolge der hohen Vorspannung frei von Biegerissen und weisen lediglich geneigte Schubrisse im Steg auf, die den Zuggurt nicht durchtrennen. In den Schubfeldern bildet sich eine Fachwerktragwirkung wie oben in Bild 5.8 gezeigt aus, deren Vorhandensein durch die gemessenen Bügeldehnungen und die FEM Studien in [Kordina1987] bestätigt wird. Ein wesentlicher Unterschied zwischen Vorspannung mit und ohne Verbund wurde von [Kordina1987] in Bezug auf Rissneigung und

Rissabstand der Schubrisse nicht festgestellt. Ausgehend von den Beobachtungen in [Kordina1987] können die vorgenannten Beziehungen zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit auch auf extern vorgespannte Bauteile angewendet werden.

In den überdrückten Bereichen von Segmentfertigteilterbauwerken wirkt das Tragwerk klarerweise monolithisch und der Nachweis kann mit den vorgenannten Beziehungen geführt werden. Zur Kraftübertragung in den Fugenbereichen und den angrenzenden Bereichen bei klaffenden Fugen werden später in Kapitel 6 noch gesonderte Betrachtungen ausgeführt.

Wie bereits angedeutet, müssen sich die Druckstreben in Bereichen mit gerissener Zugzone wegen des fehlenden Verbundes auf Bereiche mit ungerissenem Zuggurt abstützen, und es bildet sich ein Sprengwerk mit sehr flacher Druckstrebenneigung aus. Die von [Kordina1987] gemessenen Betonstauchungen bestätigen dies. Beim Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit ist dann diese flachere Neigung zu berücksichtigen. Der Druckstrebenneigungswinkel lässt sich dann über das Fachwerkmodell bei Kenntnis des gerissenen und ungerissenen Bereichs bestimmen.

### **5.2.3 Auswirkung der mechanischen Eigenschaften von gefaserten UHFB auf die Querkrafttragfähigkeit**

Grundsätzlich beeinflussen die Fasern die Einzelkomponenten der Querkraftabtragung positiv, wie [Rosenbusch2004] bereits festgestellt hat. Er analysiert anhand von Versuchsbeobachtungen als auch theoretischen Überlegungen, inwieweit die Fasern das Tragverhalten der Einzelkomponenten verändern. Diese Betrachtungen weiterführend sollen, basierend auf den von normalfesten Stahlfaserbeton abweichenden mechanischen Eigenschaften des gefaserten UHFB, mögliche Auswirkungen diskutiert und letztlich in einen Bemessungsvorschlag umgesetzt werden.

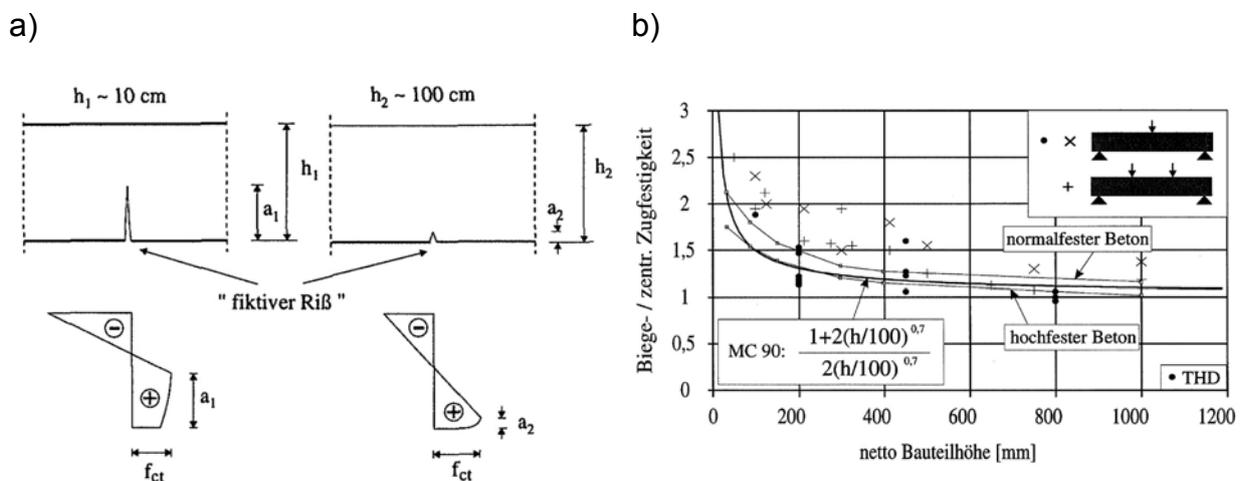
#### **Einfluss der Fasern auf die Tragfähigkeit in der Druckzone**

Die Druckzonentragfähigkeit stellt laut [Zink1999] die entscheidende Tragkomponente für Bauteile ohne Bügelbewehrung dar. Die Höhe der Druckzone, hängt bei nicht vorgespannten Bauteilen (ohne Längskraft) allein von der Querschnittsgeometrie, vom Längsbewehrungsgrad und dem Verhältnis der Verformungseigenschaften zwischen Beton und Bewehrung ab. Zwei weitere Einflussgrößen führen zu einer Erhöhung der Druckzonenhöhe: die zwischen den Rissen existierende Zugtragwirkung des Betons (Tension Stiffening Effect) und vorhandene rissüberbrückende Stahlfasern in der Zugzone. Bereits in Kapitel 4 wurde dargestellt, dass der Tension Stiffening Effect mit zunehmendem Fasergehalt bzw. Nachrisszugfestigkeit an Einfluss gewinnt. Wird bei der Bestimmung der Druckzonenhöhe die Nachrisszugfestigkeit durch Implementierung der korrekten Spannungs-Dehnungslinie des gefaserten UHFB berücksichtigt, wird damit indirekt auch der Tension-Stiffening-Effekt erfasst, was bei Verwendung geeigneter kommerzieller Querschnittsanalyseprogramme ohne weiteres möglich ist.

#### **Einfluss der Fasern auf den Maßstabeffekt**

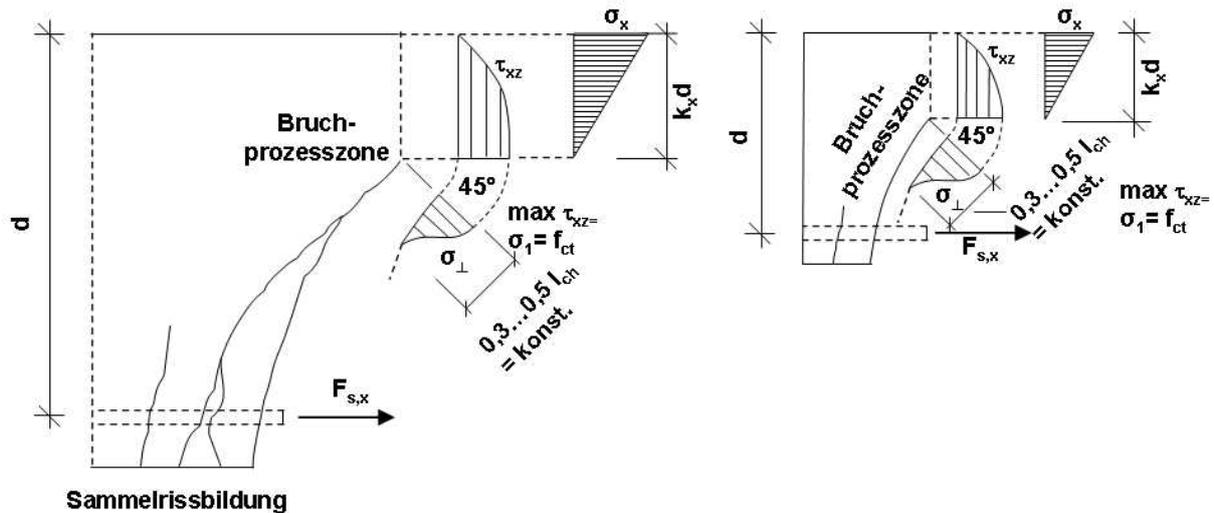
Verhalten sich gleiche Probengeometrien mit gleichen Materialeigenschaften aber verschiedenen Probekörpergrößen nicht gleich, so wird dies als Maßstabeffekt bezeichnet. Der Maßstabeffekt fließt in vielen Rechenmodellen empirisch ein. Die Ursache des Maßstabeffektes lässt sich jedoch auch mechanisch aus seinen Einzelursachen heraus deuten.

Die Hauptursache des Maßstabeffektes liegt im Einfluss der Bauteilhöhe. Bei unbewehrten und ungefaserten Biegebalken mit unendlich hohem Querschnitt ergibt sich, dass sich ihre Biegezugfestigkeit der zentralen Zugfestigkeit angleicht. Bei Balken mit niedrigem Querschnitt ist aber die Biegezugfestigkeit und damit die Biegetragfähigkeit wesentlich größer als die zentrale Zugfestigkeit (Bild 5.9b). Der Grund ist darin zu sehen, dass bei kleinen Rissweiten in der Bruchprozesszone weiterhin Zugspannungen übertragbar sind und die Völligkeit der Zugspannungsverteilung mit immer größer werdender Bauteilhöhe abnimmt (Bild 5.9a) [Grimm1997]. Als zweite Ursache für den Maßstabeffekt ist der Einfluss der Faserorientierung zu sehen, die - wie zuvor schon in Kapitel 4 beschrieben - bei sehr dünnen Bauteilen zu einer eher günstigen 2-D Orientierung infolge des Wandeffektes führt, mit zunehmender Bauteildicke sich aber dann eine ungünstigere 3-D Orientierung mit niedrigeren Nachrisszugfestigkeiten einstellt.



**Bild 5.9** a) Zugspannungsverteilung bei unterschiedlichen Bauteilhöhen b) Verhältnis zwischen Biegezugfestigkeit und Zugfestigkeit auf die Bauteilhöhe bezogen; für unbewehrte und ungefaserte Biegebauteile nach [Grimm1997]

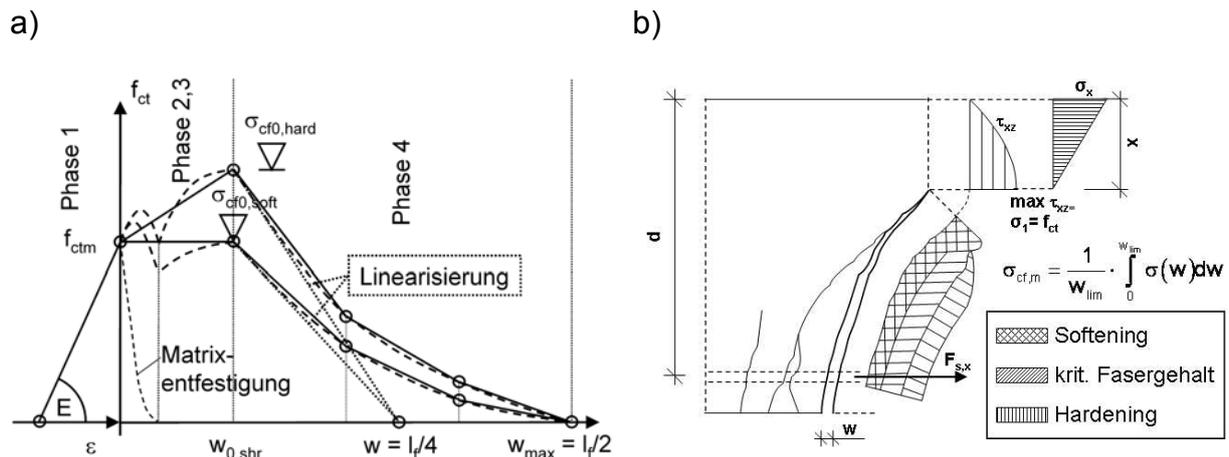
In Bild 5.10 ist die Auswirkung der noch vorhandenen Zugtragwirkung bei kleinen Rissbreiten im Bereich der Bruchprozesszone bei ungefaserten Bauteilen mit unterschiedlichen Bauteilen anschaulich dargestellt. [Zink1999] erfasst diesen Einfluss empirisch mit dem zweiten Klammerausdruck in (Gl. 5.11), wobei als bruchmechanische Größe die charakteristische Länge  $l_{ch}$  einfließt. Würde man nun den Fasertraganteil aus der Nachrisszugfestigkeit nach (Gl. 5.13) und (Gl. 5.16) mit der empirischen Erfassung in (Gl. 5.11) oder (Gl. 5.12) überlagern, so wäre die Matrixzugfestigkeit in der Bruchprozesszone doppelt erfasst. [Rosenbusch2003] nimmt im Fall der niedrigen Nachrisszugfestigkeiten von normalfestem Stahlfaserbeton diesen vernachlässigbaren Fehler der doppelten Überlagerung im Bereich der Risspitze in Kauf. Bei gefaserten UHFB kann aber gerade bei niedrigen Bauteilen mit einer solchen Vorgehensweise die Schubtragfähigkeit überschätzt werden.



**Bild 5.10** Traganteil der Bruchprozesszone bei unterschiedlichen Bauteilhöhen bearbeitet nach [Zink1999]

Wird, wie bereits zuvor bei der Beschreibung des Einflusses der Fasern auf die Druckzonentragfähigkeit, die Druckzonenhöhe mit der tatsächlichen Spannungs-Dehnungs-Linie bestimmt, ist der Einfluss der Bruchprozesszone und damit die Hauptursache des Maßstabeffektes bereits enthalten. Diese Vorgehensweise ist sowohl bei niedrigen als auch bei hohen Nachrisszugfestigkeiten möglich. Nähert sich der Fasergehalt dem kritischen Fasergehalt für zentrischen Zug immer mehr an, so nimmt der Maßstabeffekt – den Einfluss der Faserorientierung an dieser Stelle vernachlässigend – immer mehr ab (Bild 5.11). [Spasojevic2008] hat gezeigt, dass der Maßstabeffekt für einen gefaserten UHFB mit pseudo-plastischem Verhalten (Mindestfasergehalt für zentrischen Zug) quasi kaum noch existiert. Aufgrund theoretischer Überlegungen und Finite Elemente Berechnungen kommt auch [Hillerborg1985] zu dem Schluss, dass der Maßstabeffekt mit zunehmender Nachrisszugfestigkeit abnimmt. Die Bedeutung des Maßstabeffektes nimmt also ab – den Einfluss der Faserorientierung vernachlässigend. Da aber ohnehin die Zugkomponente im Riss bei der Druckzonenhöhenermittlung bereits erfasst ist und somit direkt in die Druckzonentragfähigkeit einfließt, ist es unerheblich, ob ein Maßstabeffekt aus der Wirkung der Bruchprozesszone vorhanden ist oder nicht. In Bild 5.11b ist die Fasertragwirkung im Riss für unterschiedliche Fasergehalte illustriert.

Die zweite Einflussgröße auf den Maßstabeffekt infolge Faserorientierung wird später bei der angesetzten Zugkraftkomponente der Nachrisszugfestigkeit des Faserbetons im Schrägriss nach (Gl. 5.16) durch den Faserorientierungsbeiwert und den Faserwirksamkeitsbeiwert berücksichtigt.



**Bild 5.11 a) Zugarbeitslinie für gefaserten UHFB b) Ansatz der Zugarbeitslinie auf die Fasertragwirkung im Schrägriss bei unterschiedlichen Fasergehalten**

### **Einfluss der Fasern auf den Einfluss der Schubschlankheit**

Mit zunehmender Schubschlankheit nehmen das Biegemoment und die Stahlzugkraft in der Bewehrung zu. Je größer die Zugkraft in der Bewehrung, desto mehr nähert sich die Zugbandsteifigkeit bei ungefasertem Stahlbeton dem reinen Zustand II und der Einfluss des Tension Stiffening Effect nimmt ab. Damit beeinflusst die Schubschlankheit indirekt nach [Zink1999] den Tension Stiffening Effect und infolgedessen die Höhe der Druckzone. Je größer die Druckzone umso größer ist wiederum der Betontraganteil. [Zink1999] erfasst dies letztlich empirisch in (Gl. 5.11) und (Gl. 5.12), wobei die Schubschlankheit  $a$  als mechanischer Parameter einfließt. [Rosenbusch2003] versucht den Einfluss der Fasern auf den Tension Stiffening Effect durch eine Näherung von [Niemann2002] zu erfassen und stellt letztlich fest, dass der Einfluss verschwindend gering ist. Er übernimmt die empirischen Zusammenhänge von Zink ohne Modifikation.

In Kapitel 4 wurde gezeigt, dass der Tension Stiffening Effekt mit steigendem Fasergehalt bei zunehmender Betonstahldehnung kaum mehr abnimmt. Somit müsste auch der Einfluss der Schubschlankheit mit steigendem Fasergehalt nahezu verschwinden. Wird wie schon zuvor vorgeschlagen, bei der Ermittlung der Druckzonenhöhe die wirkliche Spannungs-Dehnungslinie verwendet, so ist der Einfluss der Schubschlankheit in der Druckzonentragfähigkeit auch hier bereits enthalten und der Nachweis kann so für beliebige Fasergehalte geführt werden.

### **Einfluss der Fasern auf die Dübeltragfähigkeit der Längsbewehrung**

Nach [Zink1999] steuert die Schubtragfähigkeit der Druckzone die Beanspruchung auf die Verdübelung der Längsbewehrung. Dies wird durch die Beobachtung von [Rosenbusch2003] bestätigt, dass mit dem Augenblick des Dübelanrisses die Bügel aktiviert werden und dass das Lastniveau in etwa der Traglast des Balkens ohne Bügelbewehrung entspricht. Sind keine Bügel vorhanden, kann die frei werdende Tragkomponente aus der Druckzone nicht auf die Verdübelung umgelagert werden und das instabile Schubrischwachstum mit anschließendem Durchschlagen der Druckzone setzt ein. Ohnehin ist ein Teil der Zugfestigkeit des die Längsbewehrung umgebenden Betons durch die auftretenden Verbundspannungen bereits verbraucht, so dass ein tragfähigkeitssteigernder Einfluss der Verdübelung bei ungefasertem Beton eher gering ist. [Zink1999] erfasst daher den Einfluss der Verdübelung

gemeinsam mit den anderen untergeordneten Tragwirkungen empirisch in seiner Regressionsanalyse. Darauf aufbauend stellt [Rosenbusch2003] zum Einfluss der Fasern theoretische Überlegungen auf die Verdübelungswirkung an. Er kommt zu dem Schluss, dass mit der Umlagerung auf die Dübelwirkung über einen bestimmten Rissfortschritt die Traglast in Höhe des Betontraganteils erhalten bleibt, übernimmt aber letztlich die von Zink gefunden empirischen Zusammenhänge unverändert. Damit weist auch er in seinem Bemessungskonzept einer Dübeltragwirkung mit Fasern keine traglaststeigernde Wirkung zu. Es kann zwar angenommen werden, dass gefasertes UHFB in der Lage ist, die Dübeltragfähigkeit gegenüber normalfesten Stahlfaserbeton zu steigern, inwieweit er aber die Querkrafttragfähigkeit erhöht oder auch nur zu einem duktileren Versagen infolge der größeren Umlagerungsmöglichkeiten führt, bleibt zu vermuten und erfordert weitere Untersuchungen. Aus diesem Grund wird der Dübelwirkung an dieser Stelle keine traglast-erhöhende Wirkung unterstellt. Bilden im Verbund liegende Litzen oder Drähte die Längsbewehrung, erscheint ein Beitrag zur Traglaststeigerung ohnehin unwahrscheinlich, da diese eine geringere Steifigkeit als Betonstahl aufweisen.

### **Einfluss der Fasern auf die Rissreibung und Rissverzahnung**

[Zink1999] führt den Einfluss der Rissreibung bei ungefasertem Normalbeton auf die Zugspannungsübertragung in der Bruchprozesszone zurück. [Rosenbusch2003] stellt zunächst fest, dass bei Push Off Versuchen, die zum Zweck der Bestimmung des Rissreibungsanteils durchgeführt wurden, die Rissöffnung aus der Relativverschiebung der Bruchflächen entsteht und Druckspannungen hervorruft. Bei der Rissöffnung in Biegebalken entstehen jedoch Zugspannungen mit anschließenden Schubrotationen. Somit besteht ein Widerspruch in der Übertragbarkeit der Ergebnisse der Push-Off Versuche auf das Verhalten im Schubriss. Überbrücken Fasern den Riss, so können sie auf den Fachwerktraganteil angerechnet werden, denn auch bei einer Rissgleitung werden die Fasern aktiviert und ausgezogen. Er übernimmt damit auch hier den Ansatz von Zink unverändert. Auch diesem Einfluss wird damit im Weiteren keine Tragwirkung unterstellt.

## **5.2.4 Zusammenstellung Nachweiskonzept und Verifikation**

### **Betontragfähigkeit**

Aufbauend auf den vorangegangenen Überlegungen lässt sich zusammenfassend feststellen, dass bei Verwendung der wirklichen Spannungs-Dehnungs-Linien im Zugbereich gemäß Kapitel 4 zur Ermittlung der Druckzonenhöhe alle untergeordneten Einflüsse auf die Druckzonentragfähigkeit wie Maßstabeffekt und Schubslankheit bereits enthalten sind. Unter dieser Voraussetzung vereinfacht sich Gleichung (Gl. 5.11) für Bauteile ohne Längsdruckkraft auf den Grundwert der Druckzonentragfähigkeit (Gl. 5.27). Die schubmittragende Breite abliegender Druckgurte gegliederter Querschnitte ist nach der Näherung von [Görtz2004] (Gl. 5.22) eingearbeitet.

$$V_c = \frac{2}{3} \cdot x \cdot f_{ct} \cdot \left( b_w + 0,3 \cdot \sum h_{fi} \right) \quad (\text{Gl. 5.27})$$

mit	$h_{fi}$	Höhe des abliegenden Druckgurtes
	$x$	Druckzonenhöhe – ermittelt mit Zugarbeitslinien für gefaserten UHFB nach Kapitel 4; $x \leq h_f$
	$f_{ct}$	Betonzugfestigkeit
	$b_w$	Stegbreite

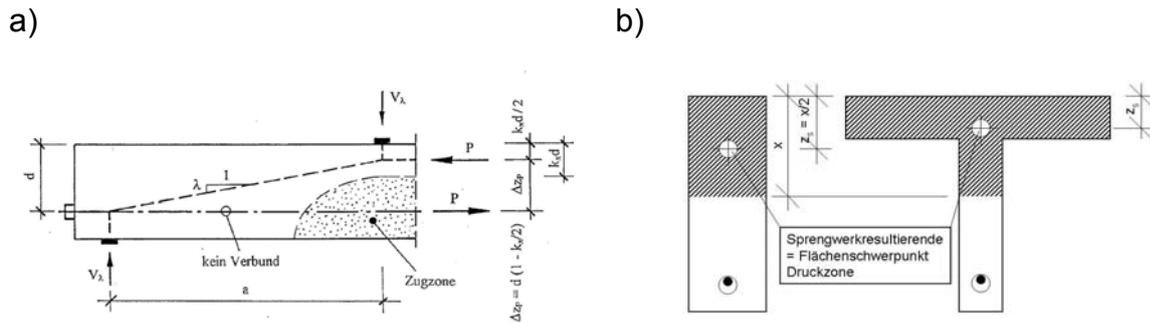
Auch die (Gl. 5.12) für vorgespannte Bauteile bzw. Bauteile mit Längsdruck lässt sich auf den Grundwert der Druckzonentragfähigkeit reduzieren. Die Erweiterung für gegliederte Querschnitte ist wiederum eingearbeitet, der Traganteil des Sprengwerkes  $\lambda \cdot P$  wird addiert.

$$V_c = \frac{2}{3} \cdot x_0 \cdot f_{ct} \cdot (b_w + 0,3 \cdot \sum h_{fi}) + \lambda \cdot P \quad (\text{Gl. 5.28})$$

mit	$P$	bis zur Auflagerachse verankerte Vorspannkraft
	$x_0$	Druckzonenhöhe des nicht vorgespannten Querschnitts – ermittelt mit Zugarbeitslinien für gefaserten UHFB nach Kapitel 4; $x \leq h_f$
	$\lambda = (d - x_s) / a$	Neigung des Sprengwerkes im Schubfeld – $x_s$ ist der Schwerpunktabstand der Druckzone des vorgespannten Querschnittes vom gedrückten Rand des Querschnittes (Bild 5.12)

Wie schon zuvor in Kapitel 5.2.2 erläutert, benötigt das Sprengwerk infolge Vorspannung für seine Tragwirkung keinen Verbund zwischen Zug- und Druckgurt. Deshalb ist die Druckzonenhöhe  $x_0$  für die Druckzonentragfähigkeit nur aus den äußeren Biegemomenten und eventuell vorhandenen Biegemomenten aus Vorspannung zu ermitteln. Die Druckzonenhöhe  $x$  des vorgespannten Querschnittes ist dann unter Einbeziehung aller Schnittkräfte zu ermitteln. Die genaue Ermittlung der Lage der Druckresultierenden des alleinigen Sprengwerkanteiles gestaltet sich verhältnismäßig aufwendig, da diese der Lage der Resultierenden der Differenzdruckspannungsverteilung aus nicht vorgespanntem und vorgespanntem Bauteil entspricht. [MC90] bzw. [fib1999] geben an, dass die Lage der Sprengwerkresultierenden gleich dem Schwerpunkt der überdrückten Querschnittsfläche ist. Für Rechteckquerschnitte führt der Ansatz aus [MC90], der von [Zink1999] eben durch die Schwerpunktermittlung der Differenzdruckspannungsverteilung begründet wird, zu zutreffenden Ergebnissen. Für Querschnitte mit gegliederter Druckzone ist die genaue Ermittlung noch aufwendiger. Eigene Parameteruntersuchungen haben ergeben, dass auch hier die gleiche Näherung aus [MC90] bzw. [fib1999] bemerkenswert zutreffende Ergebnisse liefert und somit auch für gegliederte Querschnitte gilt. Weiterhin ist zu berücksichtigen, dass sich bei profilierten Querschnitten die Schubrisse über die gesamte Steghöhe ausbilden [Görtz2004]. Damit wird für profilierte Querschnitte zusätzlich die Bedingung eingeführt, dass die Druckzonenhöhe kleiner/gleich der Höhe des Druckgurtes sein muss.

Schwierig für praktische Belange gestaltet sich weiterhin die Ermittlung des maßgebenden Schnittes, an welchem die Druckzonenhöhe bestimmt werden soll, da infolge Längskraft und nichtlinearer Arbeitslinie die Druckzonenhöhe beanspruchungsabhängig ist. Falls die Lage des zum Versagen führenden Biegeschubrisses unbekannt ist, wird deshalb nachfolgend für Bemessungszwecke vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend die Druckzonenhöhe immer an den Stellen maximaler Biegebeanspruchung ermittelt.



**Bild 5.12 a) Sprengwerkwirkung aus [Zink1999] b) Lage der Druckresultierenden des Sprengwerks für Rechteck- und gegliederte Querschnitte**

Um die gewählte Vorgehensweise zunächst an reinen Stahlbetonbauteilen zu unterlegen, werden Versuche von [Grimm1997] an hochfesten Stahlbetonbalken ohne Bügelbewehrung herangezogen. Die 12 Versuchsbalken weisen einen Rechteckquerschnitt mit konstanter Breite von 30 cm aber unterschiedliche Höhen (20, 40, 80cm) und unterschiedliche Längsbewehrungsgrade von 0,42 bis 3,46% auf. Die annähernd konstante Schubschlankheit beträgt im Mittel  $a/d = 3,65$  und die Zylinderdruckfestigkeiten  $f_c$  liegen zwischen 90 bis 111 MPa. Weitere detaillierte Angaben sind in [Grimm1997] zu finden.

Die Nachrechnung erfolgt zum einen nach dem semiempirischen Ansatz gemäß (Gl. 5.11) von [Zink1999] und zum anderen mit der zuvor vorgeschlagenen Vorgehensweise. Die von der Bruchprozesszone in der Risspitze getragene Querkraft  $V_{BPZ}$  wird gemäß [Zink1999] wie folgt erfasst:

$$V_{BPZ} = \frac{b_w \cdot l_{BPZ}}{\sqrt{2}} \cdot \alpha_{BPZ} \cdot f_{ct} \quad (\text{Gl. 5.29})$$

mit  $l_{BPZ} = 0,4 \cdot l_{ch}$

Länge der BPZ (Bruchprozesszone)

$$l_{BPZ} \approx 0,3 \dots 0,5 \cdot l_{ch} \text{ nach Hillerborg in [Shah1995]}$$

$$l_{ch} = E_c \cdot G_f / f_{ct}^2$$

charakteristische Länge nach [Hillerborg1976]

$$E_c = 9500 \cdot f_c^{1/3}$$

Tangentenmodul nach [Grimm1997],  
 $f_c$  = Zylinderdruckfestigkeit

$$f_{ct} = 2,12 \cdot \ln(1 + f_c / 10)$$

Zugfestigkeit nach [Remmel1994] für  
hochfesten Beton

$$b_w$$

Breite der Druckzonenhöhe

$$1/\sqrt{2}$$

Vertikalkomponente der Zugkraft bei  $45^\circ$

$$\alpha_{BPZ}$$

$\alpha_{BPZ} = 0,36$  Völligkeit des Zugspannungsblockes  
in der BPZ

$$G_f$$

Bruchenergie für  $f_c > 80$  MPa = 143 N/m nach  
[Zink1999]

[Zink1999] gibt für Näherungen einen Völligkeitsbeiwert  $\alpha_{BPZ}$  von 0,4 an. Genaue Berechnungen unter Verwendung der in [Grimm1997] angegebenen Spannungs-Rissöffnungsbeziehungen ergeben einen Völligkeitsbeiwert von 0,36. Dabei wird die Annahme einer parabelförmigen Rissöffnung an der Rissmündung unterstellt, da von Natur aus keine Knicke an den Rissufern auftreten können.

Für die Ermittlung der Druckzonenhöhe wurde das Tension Stiffening durch Modifikation des E-Moduls des Betonstahls nach [König2008] (Gl. 5.30) berücksichtigt.

$$E_{s,mod} = \frac{E_s}{1 - 0,4 \cdot \frac{A_{c,eff} \cdot f_{ctm}}{A_{s1} \cdot E_s \cdot \varepsilon_s}} \quad (\text{Gl. 5.30})$$

mit  $A_{c,eff} = 2,5 \cdot b_w \cdot (h - d)$  Fläche der effektiven Zugzone

$\varepsilon_s$  Stahldéhnung der Längsbewehrung bei Schubversagen

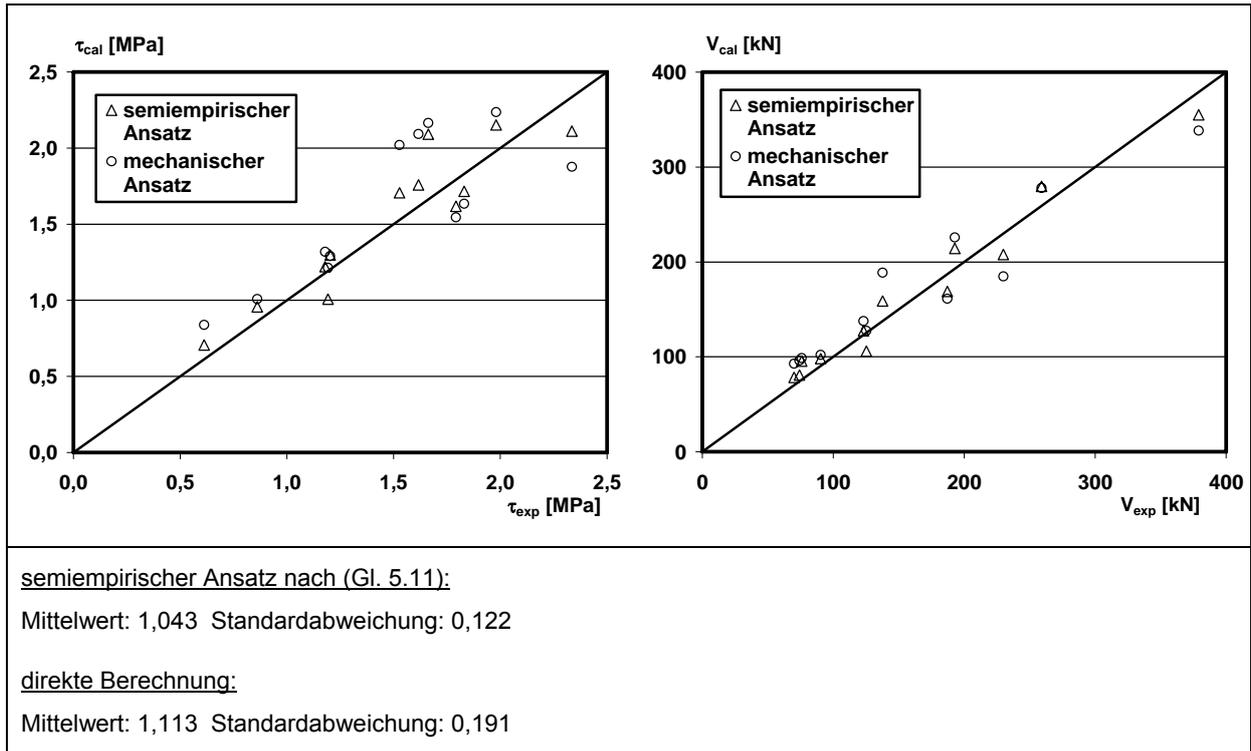
Die Schubtraglast unter direkter Einbeziehung des Tension Stiffening und des Traganteils der Bruchprozesszone ergibt sich dann nach (Gl. 5.31):

$$V_{cal} = \frac{2}{3} \cdot b \cdot x_{TSE} \cdot f_{ct} + V_{BPZ} \quad (\text{Gl. 5.31})$$

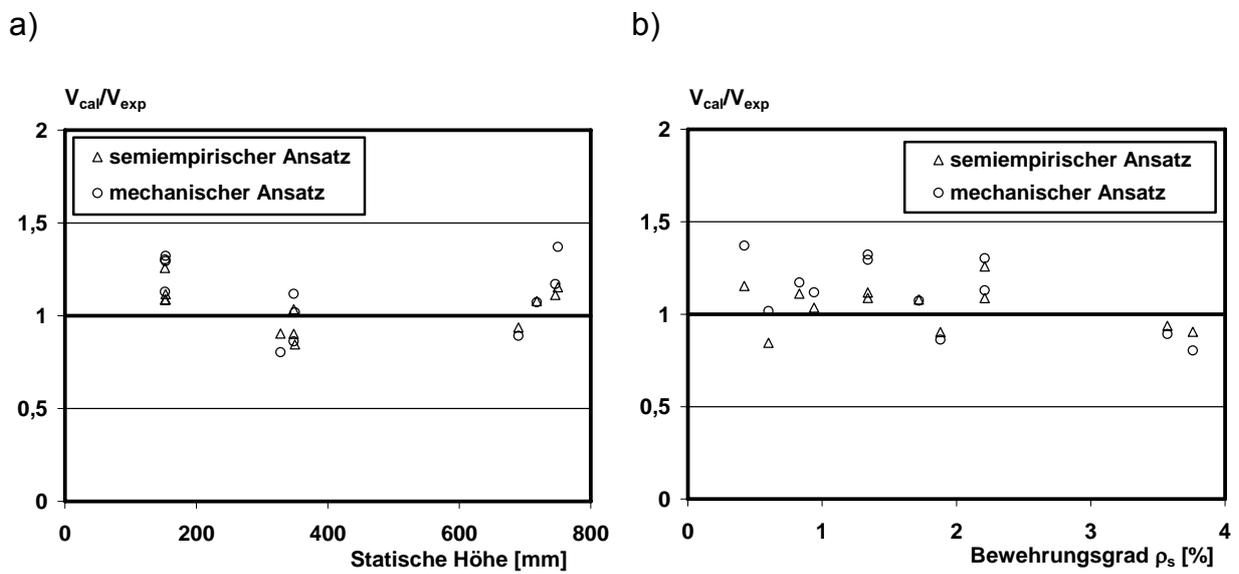
Der Vergleich der Ergebnisse in Bild 5.13 bestätigt die gewählte Vorgehensweise und zeigt, dass es möglich ist, die Schubtragfähigkeit auf rein mechanischem Weg zu bestimmen. Die Ergebnisse nach (Gl. 5.31) weisen zwar eine schlechtere Güte und größere Streuung als nach (Gl. 5.11) auf, dennoch wird die Schubtraglast gut getroffen. Unberücksichtigte Trends bei einer auf die statische Nutzhöhe (Maßstabseffekt) und den Bewehrungsgrad bezogenen Auswertung in Bild 5.14 sind nicht zu erkennen. Bei der Beurteilung der Ergebnislüte gilt es zu bedenken, dass einige Eingangsparameter nur näherungsweise bestimmt wurden, da bestimmte Daten nicht verfügbar waren. Die Güte der Erfassung unterschiedlicher Schubschlankheiten durch Berücksichtigung des Tension Stiffening lies sich an diesen Versuchen leider nicht überprüfen, da die Versuchsbalken eine nahezu konstante Schubschlankheit aufweisen. Lediglich durch die unterschiedlichen Bewehrungsgrade kann ein Einfluss des Tension Stiffenings untersucht werden.

### Fachwerktraganteil aus Fasern + Schubbewehrung

Durch die Zugabe von Stahlfasern lässt sich die Schubtragfähigkeit bedeutend steigern. Ähnlich wie eine Schubbewehrung lässt sich die Fasertragwirkung über ein Fachwerkmodell erfassen. (Gl. 5.32) erfasst die Fasertragwirkung mit der Bügeltragwirkung gemeinsam, (Gl. 5.33) erfasst die Fasertragwirkung allein.



**Bild 5.13** Vergleich der analytischen Ergebnisse der direkten Berechnung (Gl. 5.31) und semiempirischen Berechnung (Gl. 5.11) mit Versuchsergebnissen aus [Grimm1997]



**Bild 5.14** Zuverlässigkeit der Ergebnisse bezogen auf a) Statische Nutzhöhe b) Bewehrungsgrad

$$V_w = (\rho_w + \rho_{w,\ddot{a}q}) \cdot b_w \cdot f_{yw} \cdot z \cdot \cot \theta \quad (\text{Gl. 5.32})$$

$$V_w = \sigma_{cf} \cdot b_w \cdot z \cdot \cot \theta \quad (\text{Gl. 5.33})$$

mit  $\rho_{w,\ddot{a}q} = \frac{\sigma_{cf}}{f_{yw}}$  äquivalenter Bügelbewehrungsgrad infolge Fasern

$$\sigma_{cf} = \frac{1}{w_u} \cdot \int_0^{w_u} \sigma(w) dw \quad \text{über den Rissöffnungsverlauf gemittelte wirksame Nachrisszugfestigkeit}$$

$f_{yw}$  Streckgrenze des Bewehrungsstahls der Schubbewehrung

$z = 0,9 \cdot d$  innerer Hebel

$\cot \theta = 1,2 - 0,2 \cdot \frac{\sigma_x}{f_{ct}} \leq 2,15$  Druckstrebenneigungswinkel nach (Gl. 5.20)

$$V_{cal} = V_c + V_w \quad (\text{Gl. 5.34})$$

Die Ermittlung der über den Schubriss gemittelten wirksamen Nachrisszugspannung nach (Gl. 5.35) gestaltet sich schwierig. [JSCE2006] schlagen für die dort empfohlene Standardrezeptur  $w_u = 0,3$  mm vor. [AFGC2002] fordern  $w_u = 0,3$  mm als Mindestwert ohne weitere Angaben zur Bestimmung der versagensrelevanten Rissbreite. Aufgrund der in [Voo2003] festgestellten Rissbreiten maximaler Schubtraglast, sind diese Werte bei Verwendung anderer Rezepturen sehr kritisch zu betrachten.

$$\sigma_{cf,eff} = \frac{1}{w_u} \cdot \int_0^{w_u} \sigma(w) dw \quad (\text{Gl. 5.35})$$

Beim Biegeschubversagen entwickelt sich der Schubriss aus dem Biegeriss. Damit kann die Rissbreite aus der ohnehin erforderlichen Querschnittsanalyse über die verwendete  $\sigma$ - $w$  Beziehung bestimmt werden. An welcher Stelle in Trägerlängsrichtung der Biegeriss in einen Schubriss übergeht, ist jedoch unbekannt. [Görtz2004] hat hierzu dokumentierte Versuche aus der Literatur ausgewertet. Im Mittel ergab sich der Rissbeginn bei der halben Schubfeldlänge  $0,5 \cdot a$ . Allerdings lassen sich diese Ergebnisse ohne genauere Untersuchungen auf gefaserte Bauteile aus UHFB nicht übertragen. Als Näherung auf der sicheren Seite liegend wird deshalb vorerst vorgeschlagen, die Rissbreiten am Biegemomentenmaximum zu bestimmen, was an Stellen bei denen Momenten- und Querkraftmaximum zusammenfallen zwar zutreffend, aber bei Einfeldbauteilen sehr konservativ ist.

Tritt Schubzugversagen auf, lässt sich die Rissbreite nicht mehr durch eine Querschnittsanalyse anhand der  $\sigma$ - $w$  Beziehung bestimmen. Da keine genaueren Angaben vorliegen, muss auf wenige Versuchsdaten aus der Literatur zurückgegriffen werden. Erste Versuche an der TU Graz [LKI2009a], [Heidrich2009] weisen Rissbreiten bis zu  $w_u = 1,0$  mm auf. [Voo2003] dokumentieren für einen Versuch Rissbreiten von  $w_u = 2,5$  mm, allerdings auch hier ohne weitere detaillierte Darstellung. Mit  $w_u = 2,5$  mm führt die später folgende Nachrechnung der Versuche von [Voo2003] zu den besten Ergebnissen. Da letztlich ohne vertiefende Untersuchungen keine begründete Aussage getroffen werden kann, wird im Falle des Schubzugversagens  $w_u = 2,5$  mm für die später folgenden Untersuchungen in Kapitel 6 angenommen.

Bei Einsatz eines Fasertyps berechnet sich die im Riss wirksame gemittelte Nachrisszugfestigkeit durch Einsetzen der Beziehung für den Faserauszug in (Gl. 5.35) und Lösen des Integrals.

$$\sigma_{cf,eff} = \frac{1}{w_u} \cdot \int_0^{w_u} f_{ct,0} \cdot \left(1 - \frac{2w}{l_f}\right)^2 dw = f_{cf,0} \left(1 - \frac{2w_u}{l_f} + \frac{4w_u^2}{3l_f^2}\right) = f_{cf,0} \cdot \gamma_{eff} \quad (\text{Gl. 5.36})$$

Bei einem Fasercocktail können die Einzelanteile aus kurzen und langen Fasern überlagert werden:

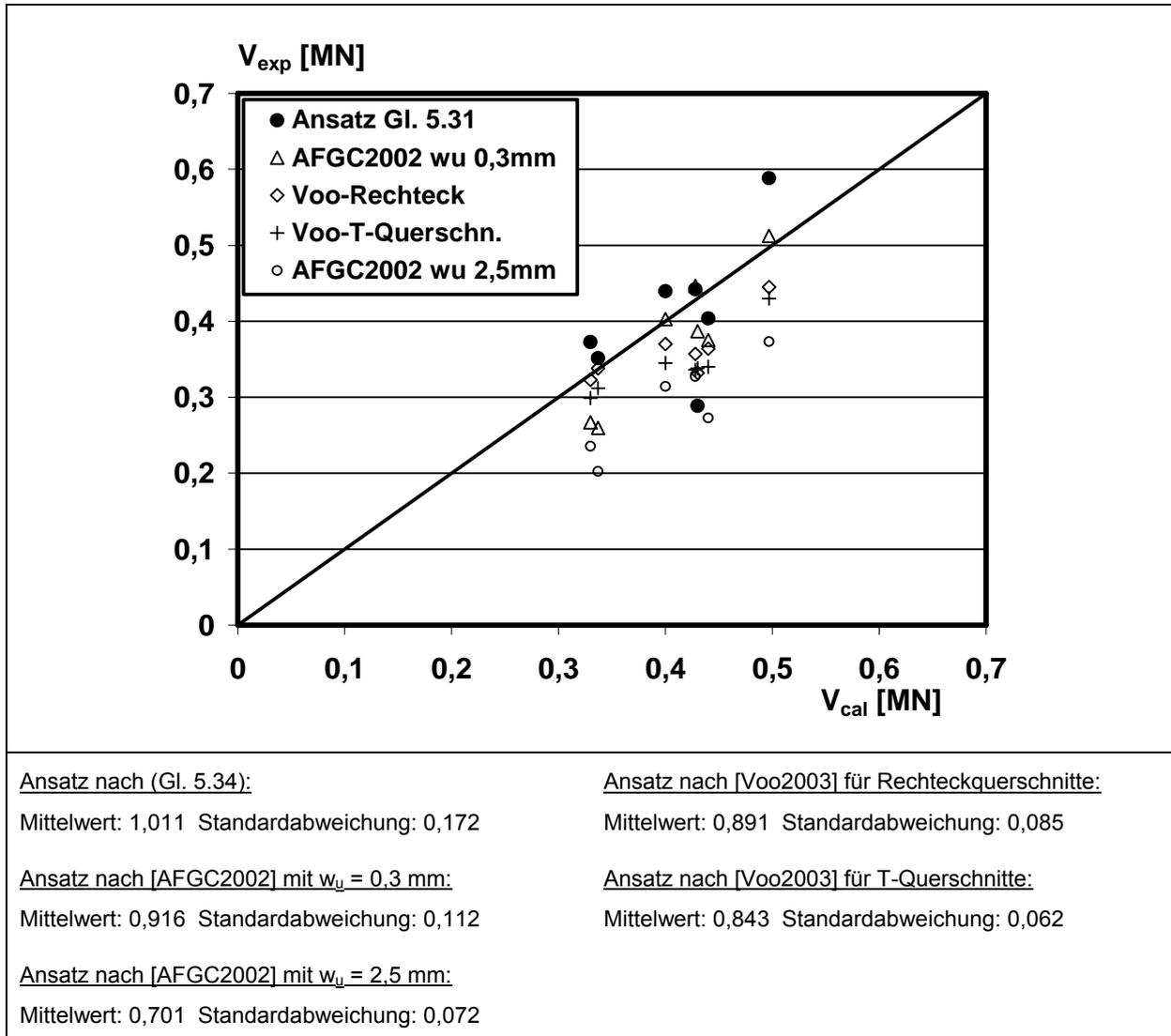
$$\gamma_{eff,cockt} = \frac{f_{cf1,0}}{f_{cf,0}} \cdot \gamma_{eff1} + \frac{f_{cf2,0}}{f_{cf,0}} \cdot \gamma_{eff2} \quad (\text{Gl. 5.37})$$

mit  $f_{cf1,0}$  maximale Nachrisszugfestigkeit Faser 1  
 $f_{cf2,0}$  maximale Nachrisszugfestigkeit Faser 2

In Bild 5.15 sind die Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen der Versuche von [Voo2003] zusammengestellt. Im Anhang der Arbeit ist der genaue Hergang der Berechnung dokumentiert. Die Nachrechnungen mit den Ansätzen aus [AFGC2002] mit  $w_u = 0,3$  mm und [Voo2003] unterschätzen die Schubtragfähigkeit leicht, treffen aber dennoch sehr gut die Traglasten und streuen wenig. Der eigene Ansatz trifft im Mittel die Tragfähigkeit sehr gut, weist aber dafür eine größere Streuung auf. Warum SB2 mit der hohen Vorspannung überschätzt wird und SB1 ohne Vorspannung unterschätzt wird, lässt sich aufgrund der nur einfach vorhandenen Versuche nicht klären. Berechnet man die Schubtraglasten nach dem Ansatz in [AFGC2002] mit der in den Versuchen beobachteten tatsächlichen Rissweite von 2,5 mm, so werden die Traglasten stark unterschätzt. Dies lässt die Folgerung zu, dass der Betontraganteil und der Traganteil infolge des Sprengwerkes in diesem Ansatz unterschätzt werden und dies aber dann offenbar mit der Verwendung einer sehr geringen Rissbreite von 0,3 mm wieder kompensiert wird.

Eine Kontrolle von möglichen Trends anhand einer grafischen Auswertung ergibt aufgrund der geringen Versuchsanzahl und da Schubschlankheit und Trägerhöhe ohnehin konstant sind keinen Sinn. Einzige veränderliche Parameter sind die Vorspannung und die Nachrisszugfestigkeit. Um die Güte der Ergebnisse tatsächlich korrekt beurteilen zu können, sind weitere Vergleiche mit Versuchen erforderlich,

wobei gezielt der Einfluss einzelner Parameter untersucht werden müsste. Letztlich bleibt festzuhalten dass das Ziel war, einen eigenen theoretisch nachvollziehbaren Ansatz auf mechanischer Grundlage abzuleiten, mit welchem sich die Eignung der hier abgehandelten Tragsysteme plausibel überprüfen lässt.



**Bild 5.15** Gegenüberstellung der Ergebnisse aus Nachrechnung der Versuche von [Voo2003] nach (Gl. 5.34) und den Ansätzen aus [AFGC2002] und [Voo2003]

## Zusammenstellung des Nachweiskonzeptes für die Bemessung

### Schubtragfähigkeit:

$$V_{Rd,c} = V_{cd} + V_{wd} \quad (\text{Gl. 5.38})$$

### Druckzonentragfähigkeit ohne Längskraft:

$$V_{cd} = \frac{2}{3} \cdot x \cdot f_{ctd} \cdot (b_w + 0,3 \cdot \sum h_{fi}) \quad (\text{Gl. 5.39})$$

mit	$h_{fi}$	Höhe des abliegenden Druckgurtes
	$x$	Druckzonenhöhe – ermittelt mit Mittelwerten der Zugarbeitslinien für gefaserten UHFB nach Kapitel 4 unter Beachtung $x \leq h_f$ für gegliederte Querschnitte
	$f_{ctd}$	Bemessungswert der Betonzugfestigkeit nach (Gl. 5.2)
	$b_w$	Stegbreite

### Druckzonentragfähigkeit mit Drucknormalkraft/Vorspannung:

$$V_{cd} = \frac{2}{3} \cdot x_0 \cdot f_{ctd} \cdot (b_w + 0,3 \cdot \sum h_{fi}) + \lambda \cdot P \quad (\text{Gl. 5.40})$$

mit	$P$	bis zur Auflagerachse verankerte Vorspannkraft
	$x_0$	Druckzonenhöhe des nicht vorgespannten Querschnitts – ermittelt mit Mittelwerten der Zugarbeitslinien für gefaserten UHFB nach Kapitel 4 unter Beachtung $x_0 \leq h_f$ für gegliederte Querschnitte
	$\lambda = (d - x_S)/a$	Neigung des Sprengwerks im Schubfeld – $x_S$ ist der Schwerpunktabstand der Druckzone des vorgespannten Querschnittes vom gedrückten Rand des Querschnittes (Bild 5.12)

### Fachwerktraganteil aus Fasern und Schubbewehrung:

$$V_{wd} = (\rho_w + \rho_{w,\ddot{a}q}) \cdot b_w \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta \quad (\text{Fasern + Schubbewehrung}) \quad (\text{Gl. 5.41})$$

$$V_{wd} = \sigma_{cf} \cdot b_w \cdot z \cdot \cot \theta \quad (\text{Fasern allein}) \quad (\text{Gl. 5.42})$$

mit  $\rho_{w,\ddot{a}q} = \frac{f_{ctd,eff}}{f_{ywd}}$  äquivalenter Bügelbewehrungsgrad infolge Fasern

$$f_{ctd,eff} = \frac{1}{w_u} \cdot \int_0^{w_u} \sigma_{td}(w) dw \quad \text{über den Rissöffnungsverlauf gemittelte wirksame Bemessungsnachrisszugfestigkeit}$$

$f_{ywd}$  Bemessungswert der Streckgrenze der Schubbewehrung

$z = 0,9 \cdot d$  innerer Hebel

$\cot \theta = 1,2 - 0,2 \cdot \frac{\sigma_x}{f_{ct}} \leq 2,15$  Druckstrebenneigungswinkel nach (Gl. 5.20)

### Nachweis der Betondruckstrebe:

Siehe (Gl. 5.26)

### 5.3 Durchstanzen

Aufgrund der dünnen Fahrbahnplatten ist der Frage nachzugehen, inwieweit ein Durchstanzversagen infolge schwerer Radlasten auftreten kann und welche Mindestdicken sich damit für dünne Fahrbahnplatten aus gefasertem UHFB ergeben. Bisher existieren nur wenige Untersuchungen zum Durchstanztragverhalten von dünnen Platten aus gefasertem UHFB als auch normalfestem Faserbeton, die eine Ableitung sicherer Bemessungsmodelle ermöglichen. Folgend werden diese Untersuchungen erläutert, deren Bemessungsvorschläge für UHFB kurz diskutiert und für eine Anwendung bewertet. Anschließend wird auf Basis dieser Diskussion eine Vorgehensweise zur Erfassung der Durchstanztragfähigkeit dünner Fahrbahnplatten aus gefasertem UHFB vereinbart.

In [Toutlemonde2008] wurde das Durchstanztragverhalten bedingt durch schwere Radlasten an einem 50 mm dicken Deckenspiegel einer Rippenplatte aus gefasertem UHFB (jeweils 1x Ductal und 1x BSI-CERACEM) für Verbundbrücken untersucht. Der Achsabstand der 70 mm starken Rippen betrug 600 mm. Die Rippendecke war in Querrichtung mit jeweils in den Rippen verlaufenden Spanngliedern im nachträglichen Verbund vorgespannt. Die Vorspannung in der Längsrichtung wurde durch extern zwischen den Rippen verlaufende Spannglieder aufgebracht. Die lastverteilende Wirkung des Asphalts wurde durch eine 90 mm starke Polymermatte simuliert. Mit einer Lastaufstandsfläche von 400 x 400 mm wurde die Last bis 700 kN gesteigert ohne dass ein Versagen eintrat. Lediglich feine Biegerisse traten ab einer Laststufe von 300 kN auf. Um die Versagenslast bzw. das Sicherheitsniveau zu ermitteln, erfolgte die Reduzierung der Lastaufstandsfläche auf 190 x 260 mm. Die Versagenslasten lagen bei 350 kN für die Rippenplatte aus dem Premix BSI-CERACEM und 420 kN für die Rippenplatte aus dem Premix Ductal. Die errechneten Schubspannungen in der Bruchfläche lagen in der gleichen Größenordnung wie die zuvor an separaten Proben ermittelten Nachrisszugfestigkeiten.

In [Joh2008] wurden Ergebnisse von 6 Durchstanzversuchen mit ausgewählten rechnerischen Ansätzen aus der Normung und Literatur verglichen. Die beste Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen lieferte der allgemeine mechanische Ansatz (Gl. 5.43) aus [Graddy2002] bei einem angenommenen Winkel zwischen der Horizontalen und der Bruchebene von 38°.

$$V_c = 2 \cdot \left( b_1 + b_2 + \frac{2 \cdot d}{\tan \theta} \right) \cdot \frac{d}{\tan \theta} \cdot f_t \quad (\text{Gl. 5.43})$$

mit	$b_1$	kurze Seite der Lastaufstandsfläche
	$b_2$	lange Seite der Lastaufstandsfläche
	$d$	Statische Nutzhöhe
	$\theta$	Winkel zwischen Bruchebene und der Horizontalen
	$f_t$	Zugfestigkeit des Betons

[Harris2008], [Harris2004] kommen aufgrund der Ergebnisse bei ihren Untersuchungen zu dem Schluss, dass ein Durchstanzversagen infolge Radlasten bei Fahrbahnplatten mit mehr als 5 cm Dicke unwahrscheinlich ist und halten ein lokales Biegeversagen für eher wahrscheinlich. Die beste Übereinstimmung mit ihren

Versuchsergebnissen aus 12 mit dem Premix Ductal hergestellten Probekörpern (wovon 5 auf Biegung versagten) erzielten sie mit dem ACI Durchstanzmodell nach (Gl. 5.44).

$$V_c = 0,33 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \quad (\text{Gl. 5.44})$$

mit	$f'_c$	kurze Seite der Lastaufstandsfläche
	$b_0$	Umfang kritischer Rundschnitt (Ausbreitung $d/2$ )
	$d$	Statische Nutzhöhe
	$0,33 \cdot \sqrt{f'_c}$	Zugtragfähigkeit senkrecht zur Bruchfläche

In (Gl. 5.44) wird die Nachrisszugtragfähigkeit empirisch auf die Druckfestigkeit kalibriert. Eine solche Vorgehensweise erscheint fraglich, da die Höhe der Nachrisszugfestigkeit im Wesentlichen von Fasergehalt und Faserorientierung abhängt. Deshalb erscheint der allgemeinere, aber im Prinzip gleiche Ansatz nach (Gl. 5.45) aus [JSCE2006] geeigneter.

$$V_{pcd} = f_{vd} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b \quad (\text{Gl. 5.45})$$

mit	$f_{vd}$	Bemessungszugfestigkeit senkrecht zur Bruchfläche
	$u_p$	Umfang kritischer Rundschnitt (Ausbreitung mit $d/2$ )
	$d$	Statische Nutzhöhe
	$\gamma_b$	Sicherheitsfaktor generell 1,3

Setzt man in (Gl. 5.43) eine Ausbruchflächenneigung von  $45^\circ$  ein und vergleicht diesen Ansatz dann mit (Gl. 5.45), so sind praktisch beide Ansätze identisch, da der erste Term  $2 \cdot (b_1 + b_2 + 2 \cdot d)$  in (Gl. 5.43) quasi einen rechteckigen Umfang des kritischen Rundschnittes repräsentiert. Damit beinhalten beide Ansätze in gleicher Weise den Fachwerktraganteil infolge der Fasertragfähigkeit über die Bruchfläche hinweg. Da ein Betontraganteil unberücksichtigt bleibt, stellen diese Ansätze die Untergrenze der Durchstanztragfähigkeit für faserbewehrte UHFB dar. Wie auch bei der Querkrafttragfähigkeit bleibt offen, welche wirksamen Zugfestigkeiten des Faserbetons in der Bruchfläche in Bezug auf die auftretenden Rissöffnungen tatsächlich anzusetzen sind.

[Spasojevic2008] geht noch einen Schritt weiter, verwendet das Modell für die Querkrafttragfähigkeit des Betontraganteils aus [AFGC2002] und bestimmt die Durchstanztragfähigkeit, indem zum Fasertraganteil noch der Betontraganteil additiv zum Fasertraganteil hinzugefügt wird (Gl. 5.46). Ähnliche Ansätze für normalfesten Faserbeton, bei denen sich die Durchstanztragfähigkeit additiv aus einem Beton- und Fasertraganteil zusammensetzt, finden sich auch in [DBV2001], [DAfStb2006a] und [ÖRili2002]. Diese Ansätze sollen jedoch an dieser Stelle nicht weiter diskutiert werden.

$$V_{Rd} = V_c + V_f \quad (\text{Gl. 5.46})$$

mit  $V_c = \frac{0,21}{\gamma_E \cdot \gamma_b} \cdot k \cdot \sqrt{f_{cj}} \cdot b_0 \cdot d$  Betontraganteil nicht vorgespannter Bauteile

$V_f = f_{ctd} \cdot b_0 \cdot 0,9 \cdot d$  Fasertraganteil

$f_{ctd} = \frac{\sigma_{cf} \cdot 0,85}{\gamma_f \cdot K}$  mittlere Bemessungszugfestigkeit

$\sigma_{cf} = \frac{1}{w_{lim}} \cdot \int_0^{w_{lim}} \sigma(w) dw$  wirksame Zugfestigkeit abhängig von  $w$

$b_0$  Umfang kritischer Rundschnitt

$K = 1,75$  berücksichtigt Streuungen der Faserorientierung

Bei Auswertung ihrer eigenen Versuche und der Versuche von [Harris2004] und [Toutlemonde2008] konnte [Spasojevic2008] eine deutliche Abhängigkeit zwischen Plattenverdrehung  $\psi$  multipliziert mit der Plattenhöhe  $d$  und Durchstantraganteil infolge Fasertragfähigkeit als auch Betontraganteil feststellen (Bild 5.16). Unter Anwendung der Bruchlinientheorie und in Anlehnung an die Critical Shear Crack Theory in [Muttoni2008] wird unterstellt, dass die Plattenverdrehung  $\psi$  multipliziert mit der Bauteilhöhe  $d$  quasi die Rissöffnung im kritischen Biegeriss ist, aus welchem sich der kritische Schubriss für die Bruchfläche des Durchstanversagens entwickelt. Dies erscheint auch verständlich, da die Höhe der Nachrisszugfestigkeit von der Rissöffnung in der Bruchfläche abhängt und die Betontragfähigkeit von der Höhe der Druckzone, die wiederum von der Rissöffnung beeinflusst wird.

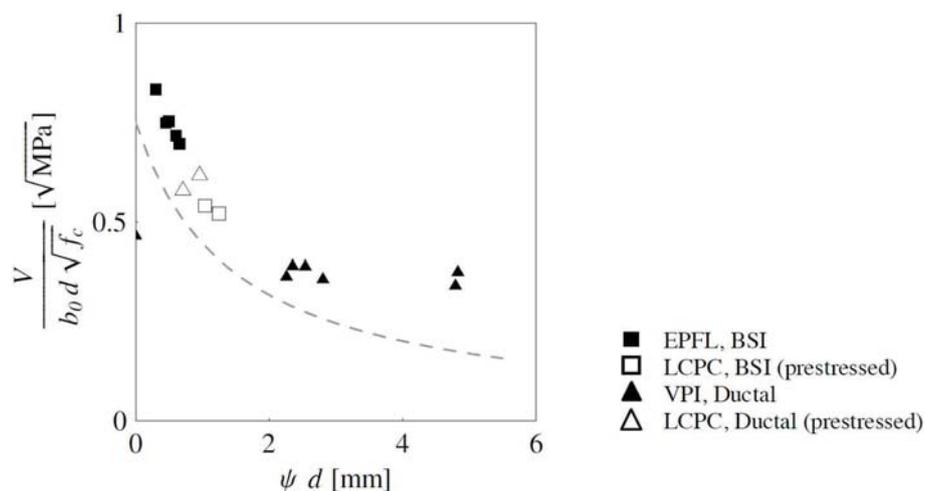


Bild 5.16 Verhältnis der normierten Durchstantraglast zu  $\psi \cdot d$  aus [Spasojevic2008]

Ausgehend von diesen Beobachtungen wird im Folgenden eine ähnliche Vorgehensweise wie bereits bei der Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit in Kapitel 5.2.4 gewählt. Dabei wird prinzipiell der Ansatz nach (Gl. 5.46) von [Spasojevic2008]

übernommen. Zur Bestimmung der Durchstantragfähigkeit der Druckzone kann die Druckzonenhöhe aus der Biegebemessung übernommen werden. Die Druckzonentragfähigkeit wird vereinfachend nach dem zuvor beschriebenen Ansatz von [Spasojevic2008] in Anlehnung an [AFGC2002] bestimmt, da die Möglichkeit einer Übertragung des Druckzonenmodells nach [Zink1999] auf das Durchstanzen erst umfassend untersucht werden müsste. Die wirksame Nachrisszugspannung im Riss zur Ermittlung des Fasertraganteils ergibt sich genau wie beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit wiederum aus der Biegebemessung, durch Zurückführung der Dehnungen in die verwendete  $\sigma$ - $w$  Beziehung.

## 5.4 Ermüdung

Trotz der wesentlich besseren Festigkeits- und Dauerhaftigkeitseigenschaften zeigen erste Untersuchungen (Bild 5.17), dass kein wesentlicher Unterschied im Ermüdungsverhalten von UHFB unter zyklischer Druckbeanspruchung gegenüber Normalbeton besteht [DFG2005]. Auch wenn an dieser Stelle noch erheblicher Forschungsbedarf besteht, wird vorerst in den Untersuchungen in Kapitel 6 von einem zum Normal- und hochfestem Beton äquivalenten Tragverhalten ausgegangen und die Regelungen der derzeitigen Normung angewendet.

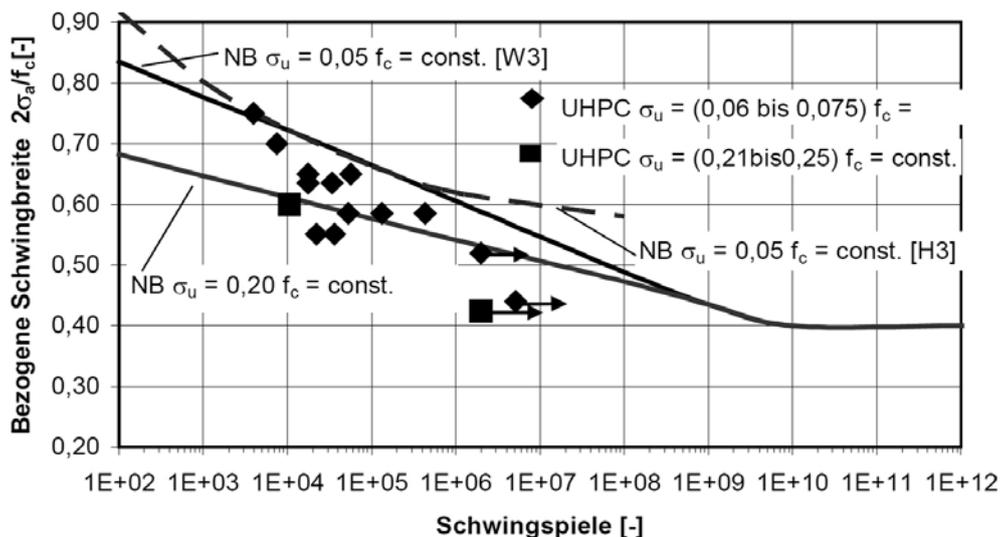
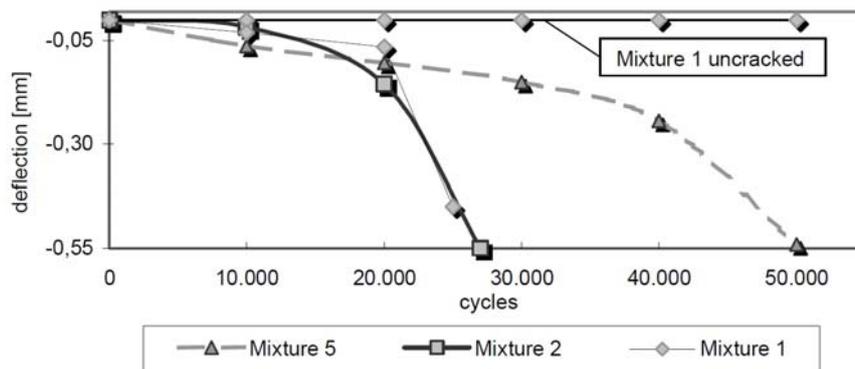


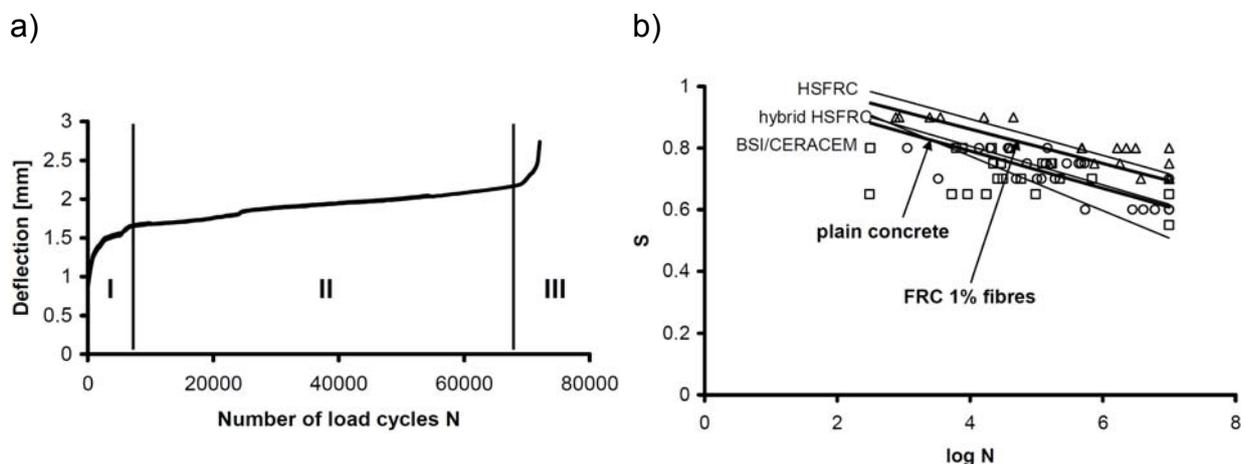
Bild 5.17 Wöhlerdiagramm für einen grobkörnigen gefaserten UHFB aus [DFG2005]

In [Bornemann2004] werden erste Ergebnisse an 4-Punkt Biegezugproben mit Prüfkörperabmessungen nach [DBV2001] unter zyklischer Schwellbeanspruchung (Biegezugfestigkeit zwischen 2 und 10 MPa) vorgestellt (Bild 5.18). In einem ersten Prüfkörper mit 1,8 Vol% Stahlfasern mit  $L_f = 9$  mm Länge und  $d_f = 0,15$  mm Durchmesser, wurde zunächst keine Rissbildung vorinitiiert. Der Versuch wurde nach  $1 \cdot 10^6$  Lastwechseln abgebrochen, ohne dass der Balken Anzeichen eines Versagens aufwies. Aufgrund der Angaben in [Bornemann2004] lässt sich nicht genau klären, ob der Balken laut Angabe der Autoren tatsächlich ungerissen war, da der obere Wert der Biegezugspannung mit 10 MPa sehr hoch erscheint. Laut dem Ergebnis erscheint jedoch eher realistisch, dass der Balken im Zustand I verblieben ist. Bei den weiteren Versuchen wurde zu Beginn ein Riss initiiert. Die Mischung 1 mit 1,8 Vol% Stahlfasern mit  $L_f/d_f = 9/0,15$  mm als auch die Mischung 2 mit 1,0 Vol% Stahlfasern mit  $L_f/d_f = 17/0,15$  mm versagten jeweils nach 25.000 und 27.000 Lastzyklen. Durch Zugabe von PVA Fasern konnten die Lastzyklen auf 50.000 fast verdoppelt werden.



**Bild 5.18** Durchbiegungszunahme unter Schwellbeanspruchung von Biegezugbalken nach [Bornemann2004]

In [Lappa2007] wurden systematisch Ermüdungsversuche unter Biegezugbeanspruchung an 3 unterschiedlichen Mischungen aus gefasertem UHFB mit 4 verschiedenen Lastniveaus und einem Ober- zu Unterlastverhältnis von 0,20 durchgeführt. Die Oberlast lag in einem Bereich von 50 bis 90 % der zuvor bestimmten maximalen statischen Last. Die Versuche wurden hauptsächlich an ungekerbten Probekörpern durchgeführt, einige wenige waren gekerbt. [Lappa2007] unterteilt das Ermüdungstragverhalten ihrer Biegezugversuche in drei grundsätzliche Phasen (Bild 5.19a). In der ersten einleitenden Phase I nehmen zunächst die Verformungen sehr schnell zu, gefolgt von einer langsamen linearen stetigen Zunahme in der Phase II und daran anschließend in Phase III kündigt sich das Versagen mit einer sehr schnellen progressiven Zunahme der Verformungen an.



**Bild 5.19** a) Charakteristische Entfestigungsphasen zufolge einer zyklischen Schwellbeanspruchung an einem Biegezugbalken aus [Lappa2007] b) Ermüdungsbiegezugfestigkeiten an ungekerbten Proben aus [Lappa2007]

In Bild 5.19b sind die aus den Versuchen bestimmten Ermüdungsbiegezugfestigkeiten für die verschiedenen untersuchten Rezepturen aufgetragen. Auf der Abszisse ist die Anzahl der Lastzyklen im logarithmischen Maßstab aufgetragen, die Ordinate beschreibt das Verhältnis zwischen Oberlast und statischer Bruchlast. Alle untersuchten Mischungen repräsentieren gefaserte Hochleistungsbetone die aufgrund ihrer Festigkeitseigenschaften mit gefasertem UHFB vergleichbar sind

(HSFRC – Dreiecke; hybrid HSFRC – Kreise; BSI/CERACEM - Quadrate). Die Ergebnisse in Bild 5.19b können ein verbessertes Ermüdungsverhalten unter Biegezugbeanspruchung gegenüber ungefasertem Beton nicht wirklich aufweisen. Lediglich die beiden HSFRC Rezepturen zeigen geringfügig besseres Ermüdungsverhalten als ungefasertem Beton. Allerdings ist dabei zu bedenken, dass die Oberlast im Diagramm in Bild 5.19b auf die Statische Bruchlast bezogen ist. Bei einem Verhältnis von Oberlast/Bruchlast von  $S = 0,7$  erreichten 6 Proben aus HSFRC 10 Millionen Lastwechsel ohne zu versagen, 1 Probe versagte nach 3,7 Millionen Lastwechseln, was zunächst die Leistungsfähigkeit von gefasertem UHFB im Hinblick auf Ermüdung aufzeigt. Allerdings versagten die anderen Rezepturen bereits bei wesentlich geringeren Lastwechselzahlen, wobei BSI/CERACEM das schlechteste Ermüdungsverhalten aufzeigt. Die Streuung der Ergebnisse ist sehr stark, so dass eine Interpretation der Ergebnisse schwierig ist. Ebenfalls in [Lappa2007] durchgeführte Biegezugversuche mit gleicher Probengeometrie – jedoch mit Kerbe - und gleicher Ermüdungsbeanspruchung für die HPFRC Rezeptur zeigten ein deutlich schlechteres Ermüdungsverhalten. Bei einem Verhältnis von Oberlast/Bruchlast von  $S = 0,6$  erreichten die 3 Proben im Mittel 7,7 Millionen Lastwechsel, wobei die Streuung mit einem Maximalwert von 10 Millionen Lastwechseln und einem Minimum von 4,6 Millionen Lastwechseln erheblich ist.

Die unterschiedlichen Ergebnisse zeigen, dass es schwierig ist allgemeine Regelungen für eine sichere Ermüdungsbemessung abzuleiten. Dafür fehlt es an weiteren Untersuchungsergebnissen und Erkenntnissen. Aus diesem Grund kann entweder im jeweiligen Einzelfall eine versuchsgestützte Bemessung mit realistischen Bauteilabmessungen durchgeführt werden oder es kann zunächst auf der sicheren Seite liegend, wie hier bei den Untersuchungen in Kapitel 6 angewendet, eine Spannungsbegrenzung unter der seltenen Lastkombination auf die Erstrisszugspannung erfolgen. Damit ist eine fortschreitende Entfestigung unter ermüdungswirksamen Einwirkungen auszuschließen. Die französische Richtlinie [AFGC2002] beschreitet einen ähnlichen Weg, lockert jedoch das Beanspruchungsniveau etwas auf, indem die Begrenzung der Zugspannungen auf den jeweils kleineren Wert der Matrixzugfestigkeit oder Nachrisszugfestigkeit unter der häufigen Lastkombination erfolgt.

Erkenntnisse über das Ermüdungstragverhalten unter Zug bei kombiniert bewehrten Bauteilen aus mit Stabstahl bewehrtem gefasertem UHFB sind leider noch keine bekannt. Ob eine Verbesserung des Entfestigungsverhaltens des Bewehrungsstahles erfolgt lässt sich somit, auch wegen der zuvor diskutierten unterschiedlichen Untersuchungsergebnisse von nur gefasertem UHFB, nicht erheben. Aus diesem Grund erfolgt der Nachweis im Grenzzustand der Ermüdung unter Vernachlässigung der Fasern in Anlehnung an [EN1992-1-1]. Diese auf der sicheren Seite liegenden Vorgehensweisen, lassen sich auch dahingehend rechtfertigen, dass die angestrebte längere Lebensdauer auch eine entsprechend längere Ermüdungslebensdauer durch großzügige Dimensionierung fordert.

### **5.5 Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit**

Die Begrenzung der Druckspannungen erfolgt auf die in [EN1992-1-1] vorgeschlagenen Werte, wobei zur Vermeidung von Längsrissbildung die Spannung unter der seltenen Lastkombination maximal  $0,6 \cdot f_{ck}$  betragen sollte. Um ein nicht-lineares Kriechen auszuschließen, wird empfohlen die Spannung unter der quasi ständigen Lastkombination auf  $0,45 \cdot f_{ck}$  zu begrenzen. [AFGC2002] fordern eine

Begrenzung der Spannungen auf  $0,5 \cdot f_{ck}$ , [JSCE2006] sogar  $0,6 \cdot f_{ck}$ . Erste Untersuchungen an einer UHFB Mischung mit Druckfestigkeiten zwischen 150 und 170 MPa von [Tue2006a] bestätigen die Grenze von  $0,6 \cdot f_{ck}$  in [JSCE2006]. Dennoch kommt in dieser Arbeit die Grenze von  $0,45 \cdot f_{ck}$  zur Anwendung, da zu erwarten ist, dass aufgrund des geringeren Eigenlastanteils der dünnwandigen Querschnitte das Begrenzungskriterium von  $0,45 \cdot f_{ck}$  unter der quasi ständigen Lastkombination gegenüber dem Kriterium zur Begrenzung der Längsrissbildung nicht maßgebend wird. Lediglich für ausreichend umschnürte Bauteile könnte sich hierdurch eine bessere Ausnutzung der Druckfestigkeiten ergeben. Für die Begrenzung der Beton- und Spannstahlspannungen gelten ebenfalls die Angaben aus [EN1992-1-1]. Zur Begrenzung der Zugspannungen siehe Kapitel 5.4. und zum Spannungsnachweis in der Segmentfuge siehe Kapitel 6.6.

Die Begrenzung der Rissbreite kann für gefaserten UHFB nach den in Kapitel 4 gegebenen Zusammenhängen in Anlehnung an [Leutbecher2008] erfolgen. Für kombiniert bewehrte Bauteile mit Stahlfasern und Bewehrung sei ebenfalls auf die Arbeit von [Leutbecher2008] für zentrisch beanspruchte Bauteile verwiesen. Für biegebeanspruchte Bauteile ist ein erster Näherungsansatz in [Heinzle2009] erarbeitet. Durch die zu erwartenden geringen Rissabstände stellen sich nur sehr geringe unschädliche Rissbreiten ein. Deshalb erfolgt nur eine stichprobenhafte Untersuchung der betrachteten Fälle in Kapitel 6 bei kombiniert bewehrten Bauteilen. Bei rein faserbewehrten Bauteilen ist infolge der Begrenzung der Zugspannungen infolge Ermüdungsbeanspruchung ohnehin ein Nachweis erbracht, andernfalls lässt sich relativ einfach infolge der ohnehin verwendeten Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung auf die Rissweite schließen.

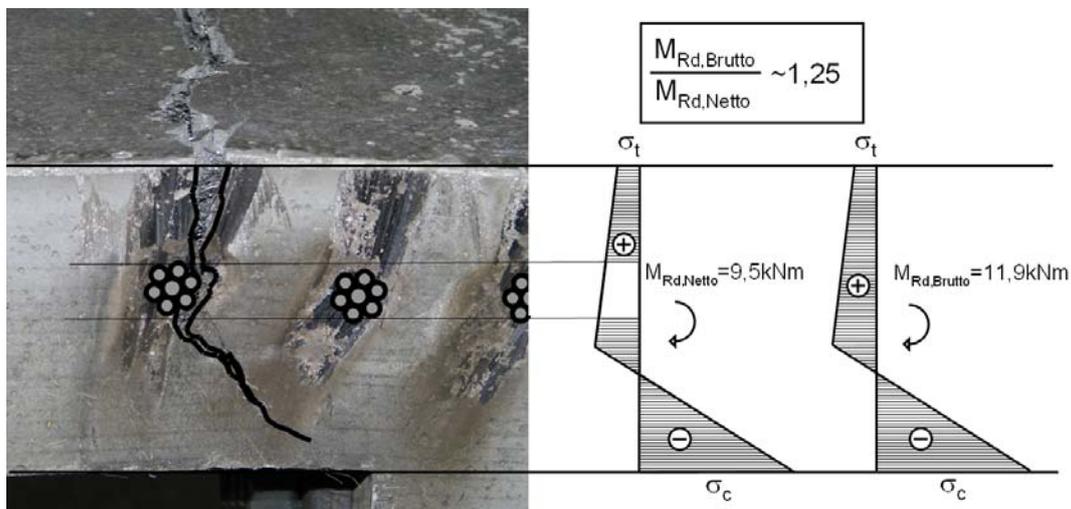
## **5.6 Konstruktive Ausbildung**

### **5.6.1 Allgemeine Empfehlungen aufgrund von Erfahrungen bei umgesetzten Pilotprojekten**

Wird die Fasertragfähigkeit statisch genutzt, muss die Formgebung der einzelnen Fertigteilelemente bzw. der Schalung und das Einbringen des Frischbetons mit seiner Fließrichtung in Bezug auf eine möglichst isotrope Faserverteilung/-orientierung oder eine statisch konstruktiv bevorzugte Faserorientierung abgestimmt sein. Auch in Bereichen von Einbauteilen, Bewehrung und Spannbettlitzten, welche den Frischbetonfluss und die Faserverteilung/-orientierung beeinflussen können, sind bereits möglichst während der frühen Entwurfsphase besondere Überlegungen erforderlich. Eine zuverlässige Kontrolle der Faserverteilung und Orientierung ist derzeit noch nicht sicher zerstörungsfrei möglich, auch wenn derzeit an solchen Methoden [Ozyurt2006], [LKi2009b] mit großen Anstrengungen gearbeitet wird. Sie kann nur durch eine Probenentnahme fotooptisch oder mechanisch über Biegezugtests an herausgesägten Proben oder über zentrische Zugversuche an entnommenen Bohrkernen [Juhart2007] aus vorab hergestellten Probebauteilen ermittelt werden. Nach positiven Überwachungsergebnissen sollte dann letztlich ein kontinuierlicher weitgehend automatisierter Fertigungsprozess mit sorgfältiger Überwachung für die Kontinuität der Festigkeitseigenschaften in den Fertigteilen sorgen. Weiterhin sind scharfe Ecken für einen ungestörten Frischbetonfluss und für eine homogene Faserverteilung auszurunden oder abzufasen.

Wie bereits in Kapitel 2 beschrieben, weist UHFB ein sehr starkes autogenes Schwinden auf. Bei Hohlkastenquerschnitten muss durch ein frühes sowie gewaltfreies Ziehen und entsprechend auf die Bauteilsteifigkeit abgestimmter Verformungsfähigkeit der Innenschalung eine Zwangsrissbildung vermieden werden.

Bild 5.20 zeigt eine in einer 8 cm dicken Platte liegende Litze. Solche Querschnittsschwächungen durch quer zur Hauptbeanspruchungsrichtung liegende Bewehrungsstäbe oder Spannglieder aber auch Einbauteile, setzen infolge der Dünnwandigkeit vor allem den Zugtragwiderstand des Faserbetons erheblich herab. Bei der Bemessung sind hier Nettoquerschnitte zu verwenden. Deshalb sollte auch die Vorspannung im Bauteilinneren wegen des Platzbedarfes möglichst als Spannbettvorspannung im sofortigen Verbund erfolgen, die durch die guten Dauerhaftigkeitseigenschaften geschützt ist. Eine Anordnung von passiver Bewehrung ist in den filigranen Bauteilen wegen des wenig zur Verfügung stehenden Platzes oft schwierig und erfordert lange intensive Überlegungen. Gerade die Unterbringung komplexerer Biegeformen bereitet oft Schwierigkeiten. Herkömmliche Verbindungsmittel, Verankerungen, Hebeanker und andere Einbauteile stoßen wegen der filigranen Bauweise an ihre Grenzen und sind wegen der großen Abmessungen nur modifiziert oder gar nicht verwendbar. Die großen Kräfte die oft konzentriert an den filigranen Elementen angreifen, müssen durch geeignete Mittel auf eine entsprechend notwendige größere Fläche verschmiert werden, um Spannungsspitzen zu vermeiden. Auch die Zwischenlagerung und das Handling der filigranen Fertigteile erfordern umfangreiche Überlegungen mit nicht unerheblichem Planungsaufwand.



**Bild 5.20** Auswirkung von Querschnittsschwächungen

Die Abmessungen der Ankerplatten der Vorspannung können wegen der hohen Druckfestigkeiten wesentlich reduziert werden, wie Spannankerversuche im Rahmen des Pilotprojektes Wildbrücke Völkermarkt bewiesen haben [LK12008]. Dabei wird bei Anwendung mit UHFB die Größe der Spannanker nicht mehr durch die erforderliche Lasteinleitungsfläche vorgegeben, sondern die erforderliche Größe des Keilgehäuses wird die Dimensionen der Verankerungen festlegen. Wegen der hohen Vorspanngrade und des wenig zur Verfügung stehendem Platzes zur Spannankeranordnung wäre es für die Zukunft wünschenswert, entsprechende Zulassungsprüfungen durchzuführen.

Werden Kanten durch Schneiden oder Fräsen mechanisch nachbearbeitet, so erfolgt mit dem Abschneiden randnaher Fasern eine Reduktion ihrer Verankerungslänge. Bei Vorhandensein von Randzugspannungen kann dies eine verringerte Tragfähigkeit zur Folge haben.

### 5.6.2 Betondeckung

In Bezug auf die in Kapitel 2 erläuterten guten Dauerhaftigkeitseigenschaften von UHFB wäre es möglich, die Betondeckung auf ein Mindestmaß zur Einhaltung des Korrosionsschutzes der Bewehrung zu reduzieren. Demgegenüber stehen aber die besseren Verbundeigenschaften von UHFB im Vergleich zu Normalbeton, die zur Einleitung der Verankerungskraft wiederum höhere Betondeckungen erfordern, um eine Längsrissbildung zu vermeiden. Die Einleitung der Verankerungskraft von Bewehrungselementen über Verbund führt zu Ringzugspannungen in der Betondeckung. Damit hängt eine rissfreie Lasteinleitung nicht nur von der aufnehmbaren Zugspannung, sondern auch von der vorhandenen Betondeckung ab. Da der Verbund mit zunehmender Betongüte zunimmt, ist nicht auszuschließen, dass eine Längsrissbildung früher eintritt wenn die Betondeckung nicht erhöht wird. [Nitsch2001] hat umfangreiche Untersuchungen zum Verbundverhalten von Spanndrähten und Litzen mit normal- und hochfestem Beton durchgeführt. Die Untersuchungen zeigen aber, dass die Rissneigung mit zunehmender Betonfestigkeit leicht abnimmt. Weiterhin wird festgestellt, dass eine Mindestbetondeckung des 1,5-fachen Nenndurchmessers  $\emptyset$ , wie z.B in [DIN1045-1] und [EN1992-1-1], für eine rissfreie Verbundkrafteinleitung unzureichend ist. Auf Basis der Untersuchungen werden von [Nitsch2001] für normalfesten als hochfesten Beton folgende Mindestabstände  $s$  und Mindestbetondeckungen  $c_{\min}$  empfohlen, um die zulässigen Vorspannkraft nach [DIN1045-1] für 0,5“ ( $A_p = 93 \text{ mm}^2$ ) Litzen einzuleiten:

- $s \geq 2,5\emptyset$ :  $c_{\min} \geq 2,5\emptyset$       oder     $s = 2,0\emptyset$ :  $c_{\min} \geq 3,0\emptyset$

(für gerippte Spanndrähte sind die Werte um  $0,5\emptyset$  zu erhöhen.)

Aufbauend auf [Nitsch2001] haben [Hegger2008a] erste Ausziehversuche mit 0,5“ und 0,6“ Litzen in ungefasertem und gefasertem UHFB durchgeführt und festgestellt, dass eine Betondeckung von weniger als  $2,5\emptyset$  zu Längsrissen und einem starken Abfall der Verbundfestigkeit führt. Anzumerken ist, dass es sich um nicht wärmebehandelte Probekörper mit Betondruckfestigkeit von maximal 100 MPa nach 3 Tagen handelte. Ihre Ergebnisse waren weitgehend unabhängig vom Fasergehalt. Bei großen Betondeckungen von  $4,5\emptyset$  konnte [Leutbecher2008] ebenfalls keinen bedeutenden Einfluss des Fasergehaltes auf die Verbundspannungen feststellen. Bei kleineren Betondeckungen von  $1,0\emptyset$  konnte er dagegen bereits bei kleinen Fasergehalten von 1 Vol.-% einen positiven Einfluss, resultierend in einer Verzögerung des Rissfortschrittes und Steigerung der Tragfähigkeit, beobachten.

Die japanische Richtlinie für UHFB [JSCE2006] als auch [Gowripalan2000] schlagen dagegen pauschal eine Betondeckung von 20 mm für Spannlitzen im sofortigen Verbund und einen lichten Abstand zwischen den Litzen aus dem Maximum von 1,5-fachen Durchmesser oder 20 mm vor.

In den im Anhang 6 dokumentierten Pilotprojekten betragen die Betondeckungen 2,0Ø für Litzen im sofortigen Verbund bei zulässigen Vorspannkraften nach [EN1992-1-1]. Es konnte nach augenscheinlich genauer Prüfung keine Längsrissbildung nach dem Vorspannen festgestellt werden. Auch unter Gebrauchslasten im Bauteilversuch waren keine Längsrisse sichtbar.

Bei Vorhandensein von Betonstahl als auch Spannstahl hängt damit die minimale Dicke bzw. Dünnwandigkeit der Bauteile wesentlich von der erforderlichen Betondeckung ab. Aufgrund der guten Erfahrungen bei den im Anhang 6 dokumentierten Pilotprojekten wird damit den weiteren Untersuchungen eine Betondeckung von mit dem 2,0-fachen Nenndurchmesser verwendet. Jedoch sind für die Zukunft weitere Untersuchungen zur Klärung der erforderlichen Mindestbetondeckung in Bezug auf die Auswirkung der Längsrissbildung unter Variation der Lasteinleitungslängen des Fasergehaltes bzw. der Nachrisszugfestigkeit mit verschiedenen Spann- und Betonstählen unabdingbar, um an der postulierten Dünnwandigkeit für Bauwerke aus gefasertem UHFB in wirtschaftlicher Weise festzuhalten.



## **6 Segmentfertigteilebrücken aus UHFB**

Dieses Kapitel stellt die Synthese aus den in Kapitel 3 theoretisch abgeleiteten materialgerechten Konstruktionsprinzipien, den in Kapitel 4 betrachteten mechanischen Eigenschaften und den in Kapitel 5 daraus abgeleiteten Bemessungsregeln von gefasertem UHFB dar. Auf dieser Grundlage soll die Eignung von bereits zwei zur engeren Wahl in Kapitel 3 festgelegten Querschnittstypen untersucht werden. Nach weiterer Optimierung der Querschnittsform wird zunächst die Tragfähigkeit der Querschnitte in der Querrichtung betrachtet. Wie schon in Kapitel 3 aufgezeigt, müssen die hier angestrebten dünnwandigen Hohlkastenquerschnitte gerade in der Querrichtung eine ausreichende Steifigkeit erhalten, um die hohen Verkehrsbeanspruchungen aufnehmen zu können. Erst wenn die ausreichende Tragfähigkeit in der Querrichtung gegeben ist, werden Untersuchungen in der Brückenlängsrichtung geführt. Allerdings bedingen die Wechselwirkungen zwischen Längs- und Quertragfähigkeit wie bei den meisten Dimensionierungsaufgaben einen iterativen Prozess – auch wenn ein guter Entwurf diesen Prozess minimieren sollte - dessen Darstellung weitgehend bis auf wesentlich nennenswerte Aspekte verkürzt wird. Im Folgenden wird dann auf die Besonderheiten bei Segmentbauwerken mit Trockenfugen eingegangen, um letztlich die sichere Kraftübertragung bei dieser Bauweise auch an den Fugen zu gewährleisten. Am Ende erfolgt eine kurze Gegenüberstellung zu herkömmlichen Betonbrücken mit Hohlkastenquerschnitt, um die Vor- und Nachteile nochmals an einem konkreteren Beispiel aufzuzeigen. Optimierungen erfolgen nur soweit, als dass die Machbarkeit und sinnvolle Umsetzung der postulierten Bauweise dahingehend gezeigt ist.

### **6.1 Grundlagen zur Untersuchung**

#### **6.1.1 Zur Wahl der Querschnittsbreite**

Die Querschnittsbreite ergibt sich im Normalfall aus der Anzahl und Breite der Fahrspuren, der Standspurbreite und der erforderlichen Breite für Gehwege, womit sich eine Vielzahl an möglichen Querschnittsbreiten ergibt. Die Phantasie und Kreativität des Entwerfenden ermöglicht, hierauf mit einer bestmöglich angepassten Individuallösung des Brückenquerschnittes zu antworten, was wiederum an dieser Stelle eine systematische Untersuchung mit realisierbarem Umfang erschwert. Einige theoretisch denkbare Lösungen für Hohlkastenquerschnitte für UHFB-Segmentfertigteilebrücken wurden bereits in Kapitel 3 diskutiert. Dort wurde letztlich der einzellige Hohlkastenquerschnitt, welcher zunächst äußerlich an die derzeit gebräuchliche Hohlkastenform von Beton- und Stahlbrücken angelehnt ist, für die weiteren Untersuchungen festgelegt. Ist die Funktionstüchtigkeit eines solchen Querschnittes für die größte in Frage kommende Querschnittsbreite gegeben, so werden in der Regel schmalere oder auf die individuellen Randbedingungen besser abgestimmte Querschnitte z.B. mit Schrägstützen oder aus mehreren Hohlkastenzellen bestehend ebenfalls in dieser Bauweise realisierbar sein, da in diesen Fällen die Beanspruchungen in der Querrichtung in der Regel geringer ausfallen.

Des Weiteren werden Querschnitte für zwei Richtungsfahrbahnen aus der Untersuchung ausgeschlossen. Im neuen fib Model Code wird der Entwurf für die Nutzungsdauer dem Entwurf für die Trag- und Gebrauchstauglichkeit gleichgestellt sein [Walraven2008]. Ein guter Entwurf muss damit auch die Nutzung und Wartung des Bauwerkes berücksichtigen. Die Betrachtung eines gemeinsamen Querschnittes

für zwei Richtungsfahrbahnen im Hinblick auf solche Forderungen macht deshalb wenig Sinn, da z. B. Sanierung und Austausch des Brückenüberbaus unter Aufrechterhaltung des Verkehrs erheblich erschwert sind. Auch den in Kapitel 3 bereits erhobenen Prinzipien einer wartungsarmen und nachhaltigen Bauweise würde ein gemeinsamer Querschnitt für zwei Richtungsfahrbahnen nicht genügen.

Auf Basis der derzeit in Deutschland und Österreich gültigen Trassierungsrichtlinien werden die entscheidenden maximal auftretenden Querschnittsbreiten festgelegt. Die Tafel 6.1 zeigt die Zusammenstellung der Ergebnisse nach den Richtlinien für Deutschland [RAS-Q-1996], [RIZ-ING-2002]. In Tafel 6.2 sind die Ergebnisse nach [RVS-3.31-2005], [RVS-15.411-1983] für Österreich dargestellt. Daraus ergibt sich, dass mit einer Untersuchung für einen Querschnitt mit einer Gesamtbreite von 17,60 m der Maximalfall abgedeckt ist, da die Untersuchung zum Zweck hat, lediglich die Möglichkeiten und Machbarkeit der UHFB-Segmentfertigteilterbauweise exemplarisch aufzuzeigen.

**Tafel 6.1** Ermittelte Querschnittsbreiten nach [RAS-Q-1996], [RIZ-ING-2002] (D)

	Regelquerschnitte	Fahrbahnbreite [m]	Querschnittsbreite ohne Gehweg [m] zweiseitig	Querschnittsbreite mit Gehweg [m] zweiseitig 1,50 m	Zweck
einbahnig	RQ 7,5	5,5	7,15	7,9	Erchließung, Ortsverbindung Standard für Landstraße wirtsch.+leistungsf. Landstraße, Bundesfernstraße verbesserte Verkehrsqualität 3-Fahrstreifen
	RQ 9,5	6,5	8,15	8,9	
	RQ 10,5	7,5	9,15	9,9	
	RQ 15,5	11,5	13,15	13,9	
zweibahnig	RQ 20	2x7,50	10,53	mit Kap 1 und Kap 3	Sparquerschnitt für Bundesfernstraßen gering belastete Stadtstraßen oder Autobahnen Standard Autobahn mit 4 Fahrstreifen Autobahn mit geringem LKW-Anteil - 6 Fahrstreifen Autobahn mit hohem LKW-Anteil - 6 Fahrstreifen
	RQ 26	2x10,00	13,03	mit Kap 1 und Kap 3	
	RQ 29,5	2x11,50	14,53	mit Kap 1 und Kap 3	
	RQ 33	2x13,50	16,53	mit Kap 1 und Kap 3	
	RQ 35,5	2x14,50	17,53	mit Kap 1 und Kap 3	

**Tafel 6.2** Ermittelte Querschnittsbreiten nach [RVS-3.31-2005], [RVS-15.411-1983] (A)

Typ	Randleiste - Bez.	Querschnittsbreite [m]
Autobahn 6 Fahrstreifen - getrennte Überbauten	A+C	17,15
Autobahn 4 Fahrstreifen - getrennte Überbauten	A+C	13,90
Autobahn 4 Fahrstreifen - getrennte Überbauten	A+B	13,40
Schnellstraße 4 Fahrstreifen - getrennte Überbauten mit Abstellstreifen	A+C	13,40
Schnellstraße 4 Fahrstreifen - getrennte Überbauten mit Abstellstreifen	A+B	12,90
Schnellstraße 4 Fahrstreifen - getrennte Überbauten ohne Abstellstreifen	A+C	10,40
Schnellstraße 4 Fahrstreifen - getrennte Überbauten ohne Abstellstreifen	A+B	9,90
Schnellstraße dreistreifig - max	A	15,80
Schnellstraße dreistreifig - min	A	14,80
Schnellstraße zweistreifig	A	10,80
Hauptverkehrsstraße - max	A	9,80
Hauptverkehrsstraße - mit Gehweg	D+E	9,80
regionale Straße - max	A	8,80
regionale Straße - mit Gehweg	D+E	8,80

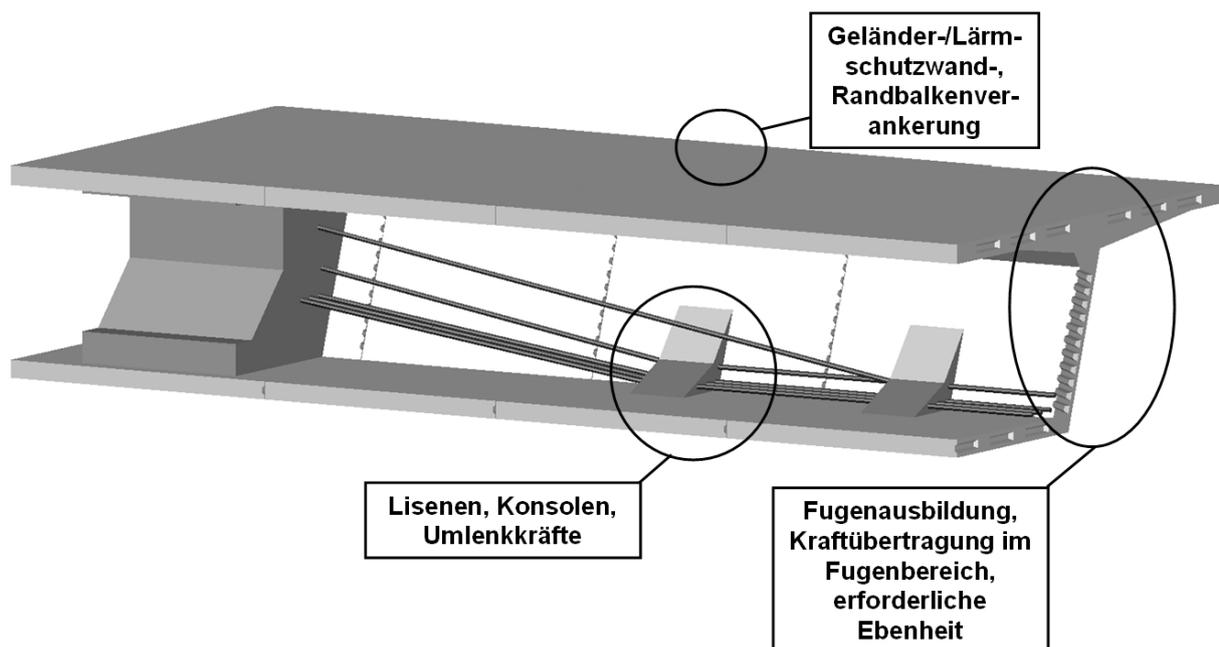
### 6.1.2 Brückenausbauten

Es wird angenommen, dass auf den betrachteten Querschnitten konventionelle Kappen bzw. Randbalken mit konventioneller Ausbildung nach [RIZ-ING-2002] bzw. [RVS-15.411-1983] angeordnet werden, da diese ohnehin in die Untersuchungen nur als Belastung eingehen. Allerdings erscheint es auch hier unabdingbar, diese als UHFB Fertigteile auszubilden oder mindestens mit einer UHFB Schutzschicht nach dem in Kapitel 3 benannten Prinzip „Harte Schale weicher Kern“ anzuordnen. Möglichkeiten des Anschlusses solcher Fertigteile wie auch von Geländerkon-

strukturen, Lärmschutzwänden usw. an das eigentliche Tragwerk und konstruktive Konsequenzen sind in Kapitel 6.7 erläutert.

### 6.1.3 Lokale Detailuntersuchungen

Bild 6.1 zeigt den Schnitt durch eine konventionelle Segmentfertigteilbrücke mit externer Spanngliedführung und den zugehörigen Detailpunkten der Verankerungs- und Umlenkstellen. Für diese bei konventionellen Hohlkastenbrücken massiven Detailpunkte müssen für die hier betrachteten Querschnitte neue Überlegungen zur materialgerechten konstruktiven Ausbildung getroffen werden und die an diesen Stellen infolge der Vorspannkraft hohen konzentrierten Lasten gilt es ebenso über entsprechende Maßnahmen in das dünnwandige UHFB Tragwerk einzuleiten.



**Bild 6.1** 3D-Darstellung mit zu untersuchenden Details bei der UHFB-Segmentfertigteilbauweise

Bezüglich der Fugenprofilierung, der Auswirkung einer konzentrierten Kraftertragung bei geöffneter Fuge auf die angrenzenden Bauteilbereiche im Bruchzustand und der erforderlichen Fugenebenheit infolge der höheren übertragbaren Druckspannungen bei UHFB werden in Kapitel 6.6 gesonderte lokale Betrachtungen und Untersuchungen angestellt.

### 6.1.4 Modellbildung

In der Querrichtung wird ein Teil des Überbaus als FE-Schalenmodell abgebildet. Die Untersuchung der Längsrichtung erfolgt an einem Stabwerksmodell, bei welchem die externe Vorspannung über Seilelemente generiert wird. Diese Seilelemente sind mit den Stäben des Haupttragwerkes an den Umlenk- und Verankerungsstellen durch Excenterstäbe verbunden. An den Umlenkstäben ist zwischen Seilknoten und Excenterknoten ein Federelement angeordnet, welches einen Durchschlupf der Seile in der Längsrichtung ermöglicht. Lokale Untersuchungen der Schubnocken erfolgen mit räumlichen finiten Elementen und 3-dimensional nichtlinearen Materialmodellen. Untersuchungen an Scheibenmodellen mit nichtlinearen Materialgesetzen sollen Aufschluss über die erforderliche Fugenebenheit geben. Detailliertere Hintergründe zu den verwendeten Rechenmodellen sind in den spezifischen Kapiteln zu finden.

## 6.2 Einwirkungen

Das Eigengewicht wird mit  $\gamma_g = 27,5 \text{ kN/m}^3$  angesetzt, ausgehend von einer Rohdichte des UHFB mit  $2,5 \text{ kg/dm}^3$  und einer eventuell bereits vorhandenen Spannstahlbewehrung oder Betonstahlbewehrung von maximal  $\rho_s=4\%$ . Die Bandbreite der Rohdichten von UHFB liegt zwischen  $2,40$  bis  $2,60 \text{ kg/dm}^3$ , lediglich der Premix Ceracem BFM [Ceracem2006] weist einen sehr hohen Wert von  $2,80 \text{ kg/dm}^3$  auf. Kommen solche Materialien mit höheren Rohdichten bzw. höhere Bewehrungsgrade zum Einsatz, ist der Wert für das Eigengewicht entsprechend anzupassen. Bei der Umsetzung der in Anhang 6 beschriebenen Pilotprojekte und auch bei der Herstellung von großformatigen Versuchskörpern hat sich immer wieder gezeigt, dass sich geometrische Abweichungen bei den Wandstärken der dünnwandigen Bauteile unter  $10\%$  nur sehr schwer vermeiden lassen. Deshalb sollten zusätzlich auf der Einwirkungsseite als auch auf der Widerstandsseite die Schwankungen der Wanddicken mit  $10\%$  je nach günstiger oder ungünstiger Auswirkung berücksichtigt werden.

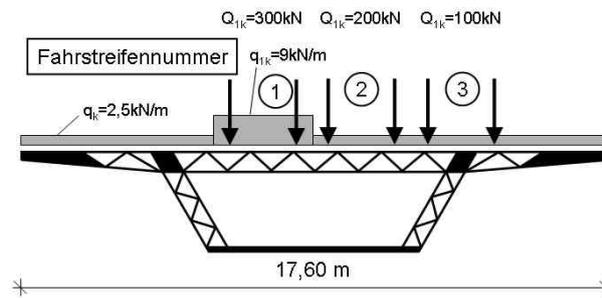
Die Eigenlasten aus den Umlenkscheiben werden bei den Nachweisen in der Längsrichtung selbstverständlich mit den tatsächlichen Abmessungen nach Kapitel 6.7 berücksichtigt. Das Eigengewicht der externen Spannglieder fließt nicht die Untersuchungen in Längsrichtung ein, da diese Lasten keine Schnittgrößen im System sondern nur Auflagerkräfte erzeugen.

Bei der Ermittlung der Ausbaulasten wird auf der sicheren Seite liegend von einem  $8 \text{ cm}$  starken bituminösen Belag und den üblichen Randbalkenabmessungen bzw. Kappenabmessungen ausgegangen, auch wenn bei der UHFB Segmentbauweise die üblichen Fahrbahnbeläge eventuell nicht mehr zur Anwendung kommen und die übliche Randbalkenausbildung durch andere, der neuen Bauweise besser angepassten und angemessenen Systeme ersetzt werden. Lasten für Geländer und Rückhaltesysteme sind in der üblichen Größenordnung berücksichtigt.

### 6.2.1 Verkehrsbelastung und Lastanordnung

Grundlage der angesetzten Einwirkungen stellt die aktuelle europäische Normung [EN1990-A1] mit den zugehörigen österreichischen nationalen Festlegungen [B1991-2] dar. Für die Untersuchungen in Längs- als auch in Querrichtung werden das Lastmodell 1 mit 3 Fahrstreifen und Anpassungsfaktoren von  $1,0$  verwendet. Für lokale Untersuchungen wie z.B. örtliche Fahrbahnplattenbiegung, Längsrippenbeanspruchung beim Rippenquerschnitt und Durchstanzen der Fahrbahnplatte wird zusätzlich das Lastmodell 2 mit Achslasten von  $400 \text{ kN}$  mit der jeweils ungünstigsten Laststellung für die entsprechend zu führenden Nachweise betrachtet. Die österreichischen nationalen Festlegungen [B1991-2] fordern für das Lastmodell 3 die Berücksichtigung eines  $3000 \text{ kN}$  Sonderfahrzeuges. Bild 6.2 zeigt die für die Untersuchungen in Querrichtung als auch in Längsrichtung verwendeten relevanten Laststellungen des Lastmodells 1. In der sinngemäß gleichen Weise wurde das das Sonderfahrzeug repräsentierende Lastmodell 3 angeordnet. Die seitlichen Randbereiche werden mit  $2,5 \text{ kN/m}^2$  belastet. Für Ermüdungsuntersuchungen wird das Ermüdungslastmodell 3 verwendet und analog Bild 6.2 jeweils auf der Brückenaußenseite, in Brückenmitte und für lokale Untersuchungen der oberen Platte in ungünstigster Position angeordnet. Als vertikale außergewöhnliche Einwirkung wird eine Achse mit  $200 \text{ kN}$  Achslast des Lastmodell 1 längs und quer jeweils ungünstig angeordnet.

a) symmetrisch



b) antimetrisch

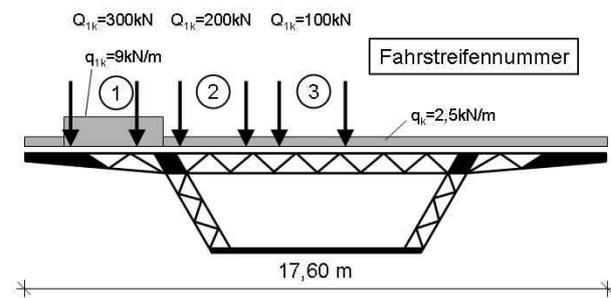


Bild 6.2 untersuchte Verkehrslaststellungen für das Lastmodell 1

### 6.2.2 Temperatur- und Windeinwirkungen

Aufgrund der dünnwandigen Strukturen ist zu erwarten, dass sich die Temperaturbeanspruchungen von den Angaben und Regelungen in den Normen unterscheiden, da die dünnwandigeren Querschnitte ein anderes Wärmespeichervermögen als übliche robuste Stahlbetonquerschnitte besitzen. Bild 6.3 zeigt den berechneten Temperaturverlauf über die Zeit an der Ober- und Unterseite einer 500mm und einer 100mm starken Platte im Sommer aus [Tue2002]. Bei der dünneren Platte stellen sich wesentlich geringere Temperaturgradienten ein als bei der wesentlich träger reagierenden dickeren Platte. In [Fouad2001] wurde eine Parameterstudie an Hohlkastenquerschnitten durchgeführt, die zeigt dass die Temperaturbeanspruchungen mit zunehmender Reduktion der Querschnittsdicken meist deutlich über aber auch unter den Grenzen in [EN1991-1-5] und [B1991-1-5] liegen (Tafel 6.3). Damit bestätigt sich die auf Bild 6.3 aufbauend zuvor getroffene Hypothese, dass die einwirkenden Temperaturgradienten bei dünnen Platten weitaus geringer sind. Umgekehrt bedeutet dies, dass der vertikale Temperaturgradient über den gesamten Hohlkastenquerschnitt bei dünneren Querschnittswänden anwächst, da sich die direkt den klimatischen Einwirkungen ausgesetzten Querschnittsteile sehr schnell erwärmen bzw. abkühlen, die gegenüberliegenden dahingegen kaum. Auch dies bestätigen die in Tafel 6.3 wiedergegebenen Ergebnisse von [Fouad2001].

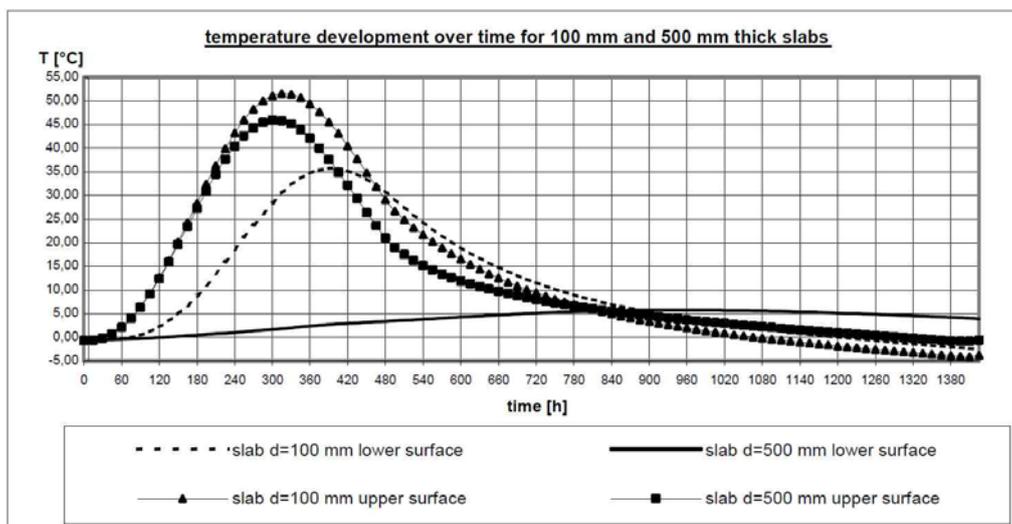


Bild 6.3 Temperaturverlauf oben/unten über die Zeit an unterschiedlich dicken Platten aus [Tue2002]

**Tafel 6.3 Temperaturbeanspruchungen für Hohlkastenquerschnitte unterschiedlicher Wandstärken nach [Fouad2001]**

		Querschnitt A	Querschnitt B
Aufbau und Orientierung	Dicken	25 bis 45 cm	≤ 10 cm
	Asphaltbelag	kein	kein
	Stegneigung $\alpha_s$	18°	18°
	$L_K/L_S$	≈ 1,0	≈ 1,0
	Orientierung	O-W	O-W
Einwirkung	$\bar{\vartheta}$ max	+ 40 °C	+ 45 °C
	$\bar{\vartheta}$ min	- 20 °C	- 20 °C
	$\Delta\vartheta_v$ oben wärmer als unten unten wärmer als oben	10 K 7 K	13 K 12 K
	$\Delta\vartheta_h$ gegenüberliegende Stege	8 K	14 K
	$\Delta\bar{\vartheta}$ Fahrbahn- und Bodenplatte	10 K	13 K
	$\Delta\bar{\vartheta}$ Stege	8 K	14 K
	$\Delta\vartheta$ Fahrbahn-, Bodenplatte und Stege (außen wärmer als innen)	15 K	7,5 K
$\Delta\vartheta$ Fahrbahn-, Bodenplatte und Stege (innen wärmer als außen)	5 K	2,5 K	

Des Weiteren stellt sich die Frage, ob und wie sich die Angaben aus [EN1991-1-5] und [B1991-1-5] auf die aufgelösten Fachwerkstege und den Fachwerkobergurt übertragen lassen. Da anhand der Literatur keine Klärung vor allem in Bezug auf die Temperaturverteilung in der fachwerkartig aufgelösten Fahrbahnplatte möglich ist, wurden eigene rechnerische Untersuchungen mit Hilfe des Programms „Therm“ [Harris1992] durchgeführt. Das Programm dient speziell zum Zweck der Bestimmung von Temperaturverteilungen in Brückenquerschnitten und basiert auf verschiedenen Forschungsarbeiten [Emerson1973], [Jones1977], [Emerson1977]. Die klimatischen Eingangsparameter und Randbedingungen wurden bereits in [Tue2002] ermittelt, welche jedoch zum Teil nach den aktuellen Untersuchungen von [Fouad2001] an Hohlkastenbrücken angepasst werden. Die genaue Beschreibung der Eingangsparameter, Berechnungen und Ergebnisse ist in Anhang 5 zusammengestellt. Zusammenfassend lässt sich die Vorgehensweise der Untersuchung in 3 Teile gliedern:

1. Stichprobenhafte Nachrechnung der Ergebnisse von [Fouad2001] aus Tafel 6.3 zur Verifikation der Eingangsparameter für die eigenen Berechnungen.
2. Ermittlung der Temperaturbeanspruchungen auf die fachwerkartig aufgelöste Fahrbahnplatte.
3. Ermittlung der lokalen Temperaturbeanspruchungen auf die dünnwandigen Fahrbahnplattenteile.

Die Ergebnisse der eigenen Berechnungen aus Anhang 5 zeigen eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen von [Fouad2001] für übliche Stahlbetonhohlkästen als auch dünnwandige Hohlkästen und bestätigen damit die gewählte Vorgehensweise. In Tafel 6.4 ist die Tafel 6.3 um die Ergebnisse der eigenen Untersuchungen erweitert. Damit bekräftigt sich die Aussage von [Fouad2001], dass die Werte für die Temperaturbeanspruchungen nach [EN1991-1-5], [B1991-1-5] und [DINFB101] die tatsächlichen Temperaturbeanspruchungen auf dünnwandige Bauwerke aus UHFB zum Teil stark unterschätzen. Weiter wurde festgestellt, dass die Temperaturverteilung in der fachwerkartig aufgelösten Fahrbahnplatte der Temperaturverteilung einer massiven Platte mit gleicher Dicke annähernd entspricht. Aufgrund der Untersuchungsergebnisse werden die von [Fouad2001] vorgeschla-

genen Werte übernommen. Für die fachwerkartig aufgelösten Fahrbahnplatten werden die Werte für die massiven Fahrbahnplatten mit einer Dicke  $\geq 25$  cm ebenfalls nach [Fouad2001] angesetzt. Nachfolgend sind in Tafel 6.5 die endgültig verwendeten Temperaturbeanspruchungen zusammengefasst.

Die Windbelastung hängt stark vom Standort, der Lage, den örtlichen Gegebenheiten und der Höhenlage des Bauwerkes ab und lässt sich schwer verallgemeinern. Die Windbeanspruchung führt in erster Linie zu Querbiege- und Torsionsmomenten, die aber im Regelfall gegenüber den Verkehrsbeanspruchungen klein bleiben. Aus Gründen der Überschaubarkeit sollen hier die Windbeanspruchungen vernachlässigt werden, da ohnehin bei den hier untersuchten großen Querschnittsbreiten die resultierenden Beanspruchungen aus Wind unter normalen Verhältnissen gering sind. Auch Setzungen, Brems- und Anfahrlasten, Fliehkräfte, Rückstellkräfte und Schneelasten fließen nicht in die Untersuchungen ein, da diese von untergeordneter Bedeutung gegenüber den anderen Belastungen sind und je nach äußeren Faktoren stark variieren. Im Weiteren wird davon ausgegangen, dass die Segmente einer Wärmebehandlung unterzogen werden. Damit sind die Auswirkungen der zeitabhängigen Verformungen aus Kriechen und Schwinden gering und bleiben in den Untersuchungen unberücksichtigt.

**Tafel 6.4 Gegenüberstellung der eigenen berechneten klimatischen Temperatureinwirkungen mit den Ergebnissen aus [Fouad2001]**

Einwirkungen	Querschnittsteile $\geq 25$ cm			Querschnittsteile $\leq 10$ cm		
	Fouad	EC 1	Eigene <sup>3)</sup>	Fouad	EC 1	Eigene <sup>3)</sup>
$\Delta T_{N,max}$ [K]	+40	+40 <sup>1)</sup> +37 <sup>2)</sup>	k.A.	+45	k.A.	k.A.
$\Delta T_{N,min}$ [K]	-20	-34 <sup>1)</sup> (-17) <sup>2)</sup>	k.A.	-20	k.A.	k.A.
$\Delta T_{M,max,vertikal}$ [K]	+10	+10 <sup>1)</sup> +8 <sup>2)</sup>	+10,4	+13	k.A.	+13,3
$\Delta T_{M,min,vertikal}$ [K]	-7	-5 <sup>1,2)</sup>	k.A.	-12	k.A.	k.A.
$\Delta T_{M, horizontal}$ [K]	8	5 <sup>1,2)</sup>	k.A.	14	k.A.	k.A.
$\Delta T_{N,Fahrbahn/Bodenplatte}$ [K]	10	10 <sup>1)</sup> 8 <sup>2)</sup>	10,4	13	k.A.	13,3
$\Delta T_{N,Stege}$ [K]	8	5 <sup>1,2)</sup>	k.A.	14	k.A.	k.A.
Fahrbahn,Bodenplatte, Stege: $\Delta T_{M,max}$ [K]	15	12 <sup>4)</sup>	14	7,5	k.A.	5,4
Fahrbahn,Bodenplatte, Stege: $\Delta T_{M,min}$ [K]	5	8 <sup>4)</sup>	k.A.	2,5	k.A.	k.A.
Anmerkungen:						
1) für Österreich gemäß [EN1991-1-5], [B1991-1-5]						
2) für Deutschland gemäß [DINFB101]						
3) Klimadaten für Deutschland aus [Tue2002]						
4) für Platten aus [DINFB101] sowie [EN1991-1-5], [B1991-1-5]						

Tafel 6.5 Für die weiteren Untersuchungen verwendete Temperatureinwirkungen

Hohlkasten $\Delta T_{My}$	oben wärmer als unten	13 K
	unten wärmer als oben	12 K
Hohlkasten $\Delta T_{Mz}$	gegenüberliegende Stege	14 K
fachwerkartig aufgelöste Fahrbahnplatte	oben wärmer als unten	15 K
	unten wärmer als oben	5 K
Rippenplatte	oben wärmer als unten	15 K
	unten wärmer als oben	5 K
lokale Wirkung auf dünnwandige Querschnittsteile ( $5 \text{ cm} \leq d \leq 10 \text{ cm}$ )	oben wärmer als unten	7,5 K
	unten wärmer als oben	2,5 K

### 6.3 Wahl der Querschnittsform

In Kapitel 3 wurden bereits die in diesem Abschnitt zu untersuchenden Querschnitte ausgewählt und festgelegt. Diese Querschnitte werden im Folgenden nochmals einer verfeinerten Voro Optimierung bezüglich des Längsrippenabstandes, der Fachwerkgeometrie, der Stegneigung, des Stegabstandes und der endgültigen Schalengeometrie unterzogen. Die beiden im Folgenden detaillierter untersuchten Querschnittsformen sind in Bild 6.4 und Bild 6.5 dargestellt. Für die weiteren Untersuchungen wird für den Querschnitt mit rippenartigen Versteifungen die Bezeichnung **Rippenquerschnitt** und für den Querschnitt mit fachwerkartig aufgelöster Fahrbahnplatte die Bezeichnung **Fachwerkquerschnitt** festgelegt und verwendet.

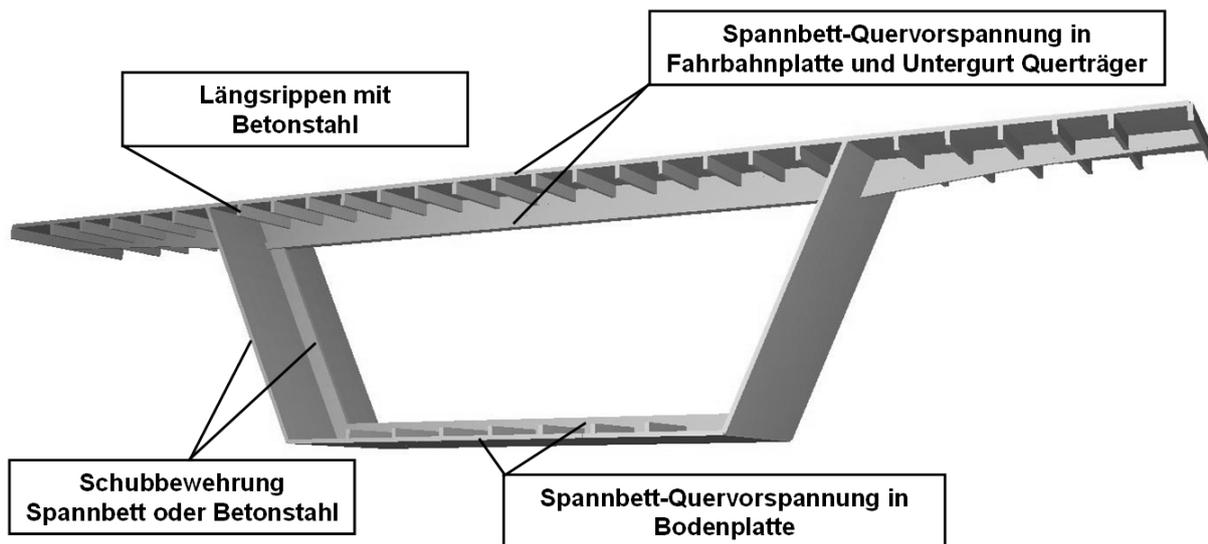


Bild 6.4 Rippenquerschnitt (Darstellung 1 Segment)

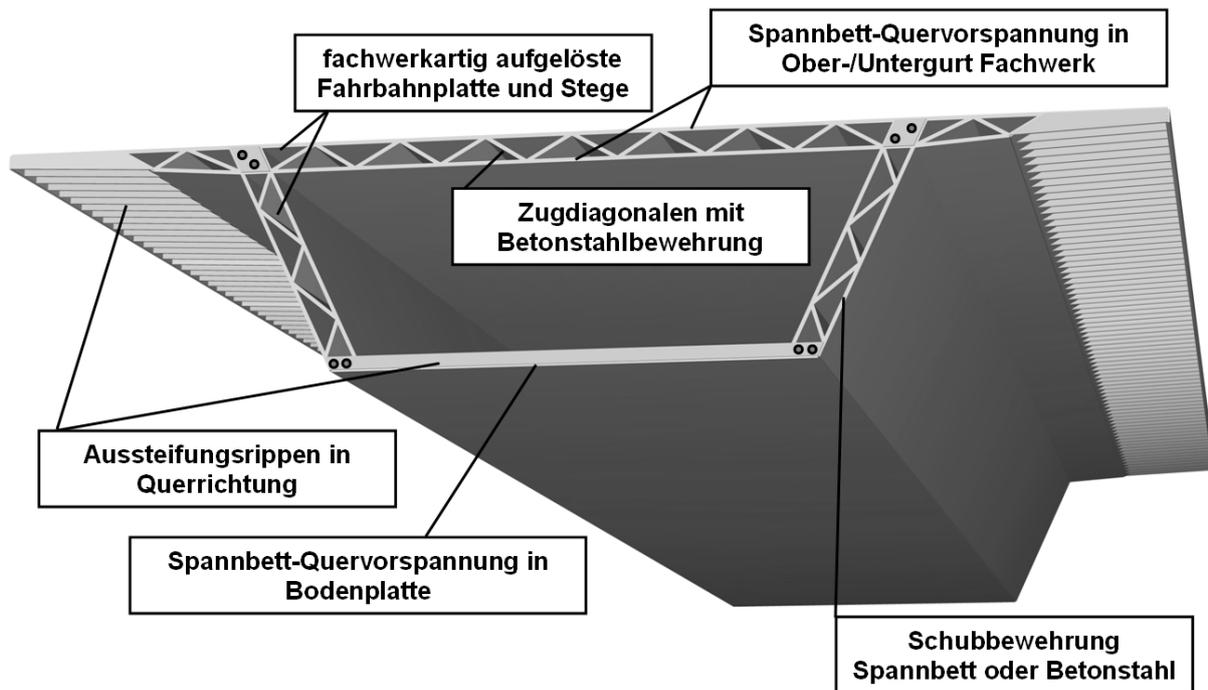
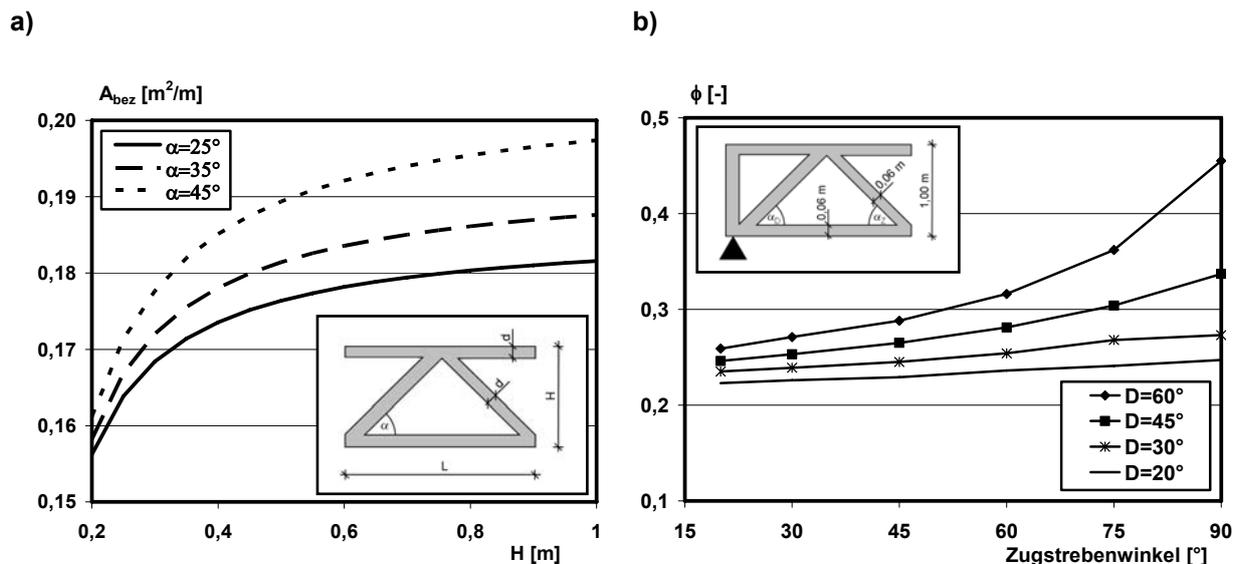


Bild 6.5 Fachwerkquerschnitt (Darstellung 1 Brückenfeld)

### 6.3.1 Optimierung der fachwerkartig aufgelösten Fahrbahnplatte

Wie bereits in Kapitel 3 dargelegt, stellen Fachwerke die fortführende Optimierung vollwandartiger Träger mit ausgeprägten Flanschen durch die weitere Auflösung des schubkraftübertragenden Steges in einzelne Zug- und Druckstreben dar. Damit werden die Lasten in wirtschaftlich effektiver Weise abgesehen von Nebenspannungen ausschließlich über Druck- und Zugkräfte abgetragen. In Bild 6.6a ist die Ansichtfläche eines Fachwerkes bezogen auf die Länge  $L = 1\text{m}$  für verschiedene Druckstrebenwinkel  $\alpha$  über die Höhe  $H$  aufgetragen. Daraus wird als weiterer Vorteil ersichtlich, dass ab einer bestimmten Bauhöhe der Materialaufwand bei Fachwerken nur noch unterproportional zunimmt. Aus Bild 6.6b geht hervor, dass Strebenneigungen von mehr als  $45^\circ$  zu einer starken Zunahme des Völligkeitsgrades  $\phi$  und damit zu einer Gewichtszunahme von Fachwerken führen und deshalb eher nicht anzustreben sind.

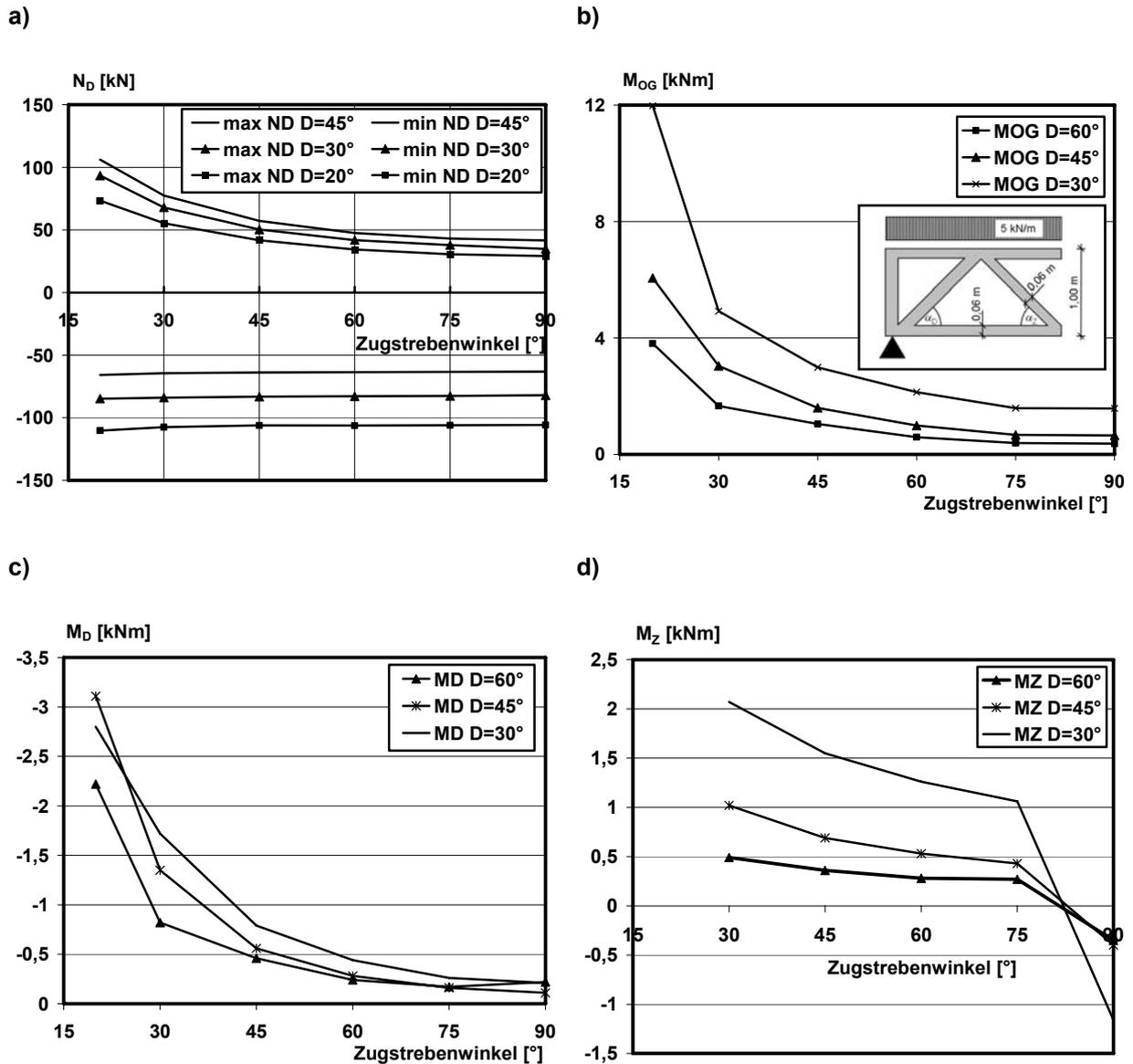
Unter Berücksichtigung der Materialeigenschaften des UHFB können nun Betrachtungen zur weiteren Optimierung der fachwerkartig aufgelösten Fahrbahnplatte vorgenommen werden. Dafür wird zunächst ein fiktives Fachwerk mit unterschiedlichen Druck- und Zugstrebenneigungen untersucht, um die Abhängigkeiten der Schnittkräfte von verschiedenen Druck- und Zugstrebenneigungen anschaulich grafisch aufzubereiten (Bild 6.7). Wie nicht anders zu erwarten, führen kleine Zugstrebenwinkel zu hohen Zugstrebenkräften, umgekehrt führen kleine Druckstrebenwinkel zu hohen Druckstrebenkräften aber kleineren Zugstrebenkräften (Bild 6.7a). Dahingegen bleiben die Druckstrebenkräfte vom Zugstrebenwinkel weitgehend unbeeinflusst. Aus Bild 6.7c/d wird deutlich, dass die Nebenspannungen bzw. Biegemomente in den Diagonalstäben (Knotenmomente) mit zunehmendem Druck- als auch Zugstrebenwinkel abnehmen. Von der im Betonbau üblichen Herangehensweise, hohe Zugkräfte zu vermeiden und Kräfte über Druck zu übertragen, soll auch bei den mechanischen Eigenschaften des UHFB nicht abgewichen



**Bild 6.6** a) Entwicklung der bezogenen Fachwerkfläche über die Bauhöhe für verschiedene Strebenneigungen b) Völligkeitsgrad  $\phi$  (Ansichtsfläche/Umrissfläche) für verschiedene Druck- und Zugstrebenneigungen

werden. Eine dahingehende Optimierung erfordert flache Druckstrebenneigungen und steile Zugstreben. Dies bedingt wiederum mit zunehmender Druckstrebenlänge ein Anwachsen der Gefahr des Stabilitätsversagens aber auch zunehmende Biegemomente in der Druckstrebe und eine Zunahme des Konstruktionseigengewichtes. Letztlich lässt sich anhand Bild 6.6 und Bild 6.7 sowie der vorgenommenen Überlegungen festhalten, dass weder zu steile noch zu flache Neigungen der Diagonalen verwendet werden sollten. Tendenziell sollten die Druckstreben steiler als die Zugstreben gewählt werden und an die vorhandenen geometrischen Randbedingungen wie Spannweite zwischen den Hohlkastenstegen als auch Bauhöhe der Fahrbahnplatte angepasst werden.

Die Biegemomente aus der lokalen Beanspruchung des Obergurtes nehmen klarerweise mit kleiner werdenden Neigungen der Diagonalstäbe zu, wie Bild 6.7b anschaulich zeigt, da sich die lokale Spannweite zwischen den Fachwerkknoten vergrößert. Mit dieser Zunahme nehmen auch die Krümmungen in der oberen Gurtplatte aus den lokalen Verkehrsbeanspruchungen zu. Somit muss ähnlich wie bei orthotropen Platten im Stahlbau der Frage nachgegangen werden, inwieweit dadurch die Haltbarkeit eines eventuellen Fahrbahnbelages durch Belagsrissbildung infolge zu großer Krümmungen der Fahrbahnplatte beeinträchtigt wird. Die in der europäischen Norm für Stahlbrücken [EN1993-2] und [DIN18809] speziell für die Tragwerksteile orthotroper Fahrbahnplatten angegebenen Steifigkeitsanforderungen sind auf die hier betrachteten fachwerkartig aufgelösten Fahrbahnplatten nicht übertragbar, da diese auf Untersuchungen an einem speziell für orthotrope Fahrbahnplatten abgeleiteten Rechenmodell in [Bild1984], [Günther1985] bestehend aus einem an den Rändern drehfederelastisch gefederten Plattenstreifen basiert. Grenzkriterium für die Festlegung der geometrischen Randbedingungen und Mindeststeifigkeiten ist das Erreichen der maximal zulässigen Dehnung an der



**Bild 6.7** Schnittkräfte im untersuchten fiktiven Fachwerk in Abhängigkeit vom Zug- und Druckstrebenwinkel a) Kräfte in der Zug- und Druckdiagonalen b) Biegemomente im Obergurt aus lokaler Belastung zwischen den Fachwerkknoten c) Biegemomente in den Druckdiagonalen d) Biegemomente in den Zugdiagonalen

Asphaltoberfläche. Die dem Rechenmodell in [Bild1984] zugrunde liegenden Annahmen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Grenzkriterium für die Bildung von Belagsrissen ist das Erreichen einer maximal zulässigen Dehnung an der Belagsoberseite.
- Es wird starrer Verbund zwischen Belag und Fahrbahn vorausgesetzt. Es gilt das Ebenbleiben der Querschnitte.
- Die Belagssteifigkeit wird aufgrund des niedrigen E-Moduls auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt. Damit entfällt die Betrachtung eines Verbundquerschnittes und es kann mit der reinen Stahlkonstruktion gerechnet werden.
- Als Belastung wurden die Radlasten eines SLW 60 incl. Schwingbeiwert nach [DIN1072] in den jeweils ungünstigsten Laststellungen aufgebracht.

Als maximal zulässige Grenzdehnungen der Asphaltbelagsoberseite werden in [Bild1984] anhand einer Auswertung von Schäden folgende zulässige Belagsdehnungen mit Unterscheidung in 2 Fälle angeführt:

- Grenzdehnung 4‰; Längsträgerstege liegen im Bereich der Rollspur
- Grenzdehnung 5‰; Längsträgerstege liegen außerhalb der Rollspur

Werden die getroffenen Rechenannahmen von [Bild1984] übernommen und die Einhaltung einer Grenzdehnung an der Belagsoberseite von 4‰ an den hier untersuchten Schalenmodellen der Fahrbahnplatten unter den Verkehrslasten aus 6.2.1 überprüft, ist davon ausgehen, dass eine Schädigung des Belages durch zu starke Krümmungen vermieden wird und damit letztlich die Steifigkeitsanforderungen an die Fahrbahnplatte erfüllt werden.

Letztlich fließen noch die Überprüfungen der Anforderungen des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit in Abschnitt 6.4 in die Optimierung ein, so dass erst an dieser Stelle die endgültige Geometrie der Überbauquerschnitte festgelegt werden kann.

### **6.3.2 Optimierung der Rippenabstände der rippenartig ausgesteiften Fahrbahnplatte**

Bezüglich der Steifigkeitsanforderungen an die Fahrbahnplatte des Rippenquerschnittes wird die gleiche Vorgehensweise wie bei der fachwerkartig aufgelösten Fahrbahnplatte durch Einhaltung einer Grenzdehnung an der Belagsoberseite von 4‰ gewählt. Auch hier legen die Nachweise im Grenzzustand der Trag- und Gebrauchsfähigkeit die endgültige Geometrie der Rippenplatte fest.

### **6.3.3 Verhältnis der Fahrbahnplattenauskrägung zu Stegabstand**

Die Auskrägungslänge der Fahrbahnplatte ist stark abhängig von der Querbiegesteifigkeit der Platte als auch der Stege. Zusätzlich legt die Gehwegbreite die Stellung der Verkehrslastmodelle fest und bestimmt somit die Höhe des Kragmomentes. Aufgrund der Vielzahl von Einflussfaktoren, lässt sich somit keine eindeutige Regel zur Bestimmung der Auskrägungslänge angeben. Faustregeln für die Auskrägungslänge sind in der Literatur z.B. in [Schlaich1982] mit rund  $0,45 \cdot \text{Stegabstand}$  zu finden. Sie sollte jedoch mindestens so festgelegt werden, dass die Fahrbahnplatte zwischen den Stegen kein negatives Moment aufweist. Eher nachvollziehbar erscheint die Empfehlung von [Benaim2008] und [Langrock1979], die optimale Auskrägungslänge anhand eines ausgewogenen Querschnittes festzulegen. Dies bedeutet, dass eine Verdrehung der Stege bzw. Torsion der Hauptträger unter ständigen Lasten vermieden werden sollte. Der letzten Empfehlung folgend, werden die Querschnitte zunächst entsprechend geometrisch ausgelegt. Vorgreifend auf die Untersuchungsergebnisse aus Abschnitt 6.4 wird jedoch letztendlich ein Kompromiss zwischen ausgewogenem Querschnitt unter ständigen Lasten allein, und unter zusätzlicher Einbeziehung der Verkehrslasten gewählt, da für den hier untersuchten Fall eines Querschnittes mit maximaler Breite ein für permanente Lasten ausgewogener Querschnitt in großen Auskrägungen resultiert. Dies führt bei Belastung durch das 300 t Sonderfahrzeug zu sehr hohen Kragmomenten, die eine konstruktiv kaum noch zu realisierende Quervorspannung der Fahrbahnplatte zur Folge haben. Aus diesem Grund wird die Auskrägungslänge auf ein Verhältnis Auskrägungslänge zu Stegabstand  $a/e_s = 0,37$  reduziert und geringe Biegebeanspruchungen von untergeordneter Bedeutung unter ständigen Lasten im

Steg werden akzeptiert. Der Stegabstand wurde allerdings nur soweit reduziert, bis die Kragmomente aus dem 300 to Sonderfahrzeug mit einer baupraktisch realistischen Vorspannung aufnehmbar waren, da eine Optimierung auf eine solche sehr seltene Belastung letztlich wiederum in einem unausgewogenen Querschnitt resultiert, da im Querschnitt dann unter quasi ständigen Lasten ein sehr hohes permanentes Beanspruchungsniveau verbleibt.

#### **6.3.4 Auswirkung der Stegneigung und Stegsteifigkeit**

Grundsätzlich beeinflusst eine Stegneigung das optische Erscheinungsbild des Überbaus positiv. Je stärker die Stege geneigt werden, umso geringer ist die Breite der Bodenplatte. Damit werden geringere Lagerabstände ermöglicht, was wiederum in entsprechend schmalere Unterbauten resultiert. Mit schmalere Bodenplatten reduziert sich das Eigengewicht des gesamten Überbaus und die Beanspruchungen in der Bodenplatte aus einer direkten Belastung nehmen ab. Natürlich verringert auch eine zunehmende Stegneigung das Maß der Fahrbahnplattenauskragung, unter Beibehaltung einer kleinen Bodenplattenbreite. Nachteilig ist wiederum, dass eine Stegneigung zusätzliche horizontale Umlenkkräfte aus der externen Vorspannung verursacht, da die Vorspannung dann folglich auch im Grundriss gesehen einen polygonalen Verlauf aufweisen müssen. Als weiterer Nachteil ist zu nennen, dass mit stärkerer Stegneigung die horizontalen Abtriebskräfte bei antimetrischer Belastung zunehmen und starke Biegemomente in den Anschlussbereich Steg/Bodenplatte eintragen.

Die Stegsteifigkeit beeinflusst die Höhe des Feldmomentes in der Fahrbahnplatte zwischen den Stegen bei Belastung in Feldmitte. Bei Belastung der Kragplatte bestimmt die Stegsteifigkeit, welcher Anteil des Einspannmomentes der Kragplatte in den Steg abgeleitet wird. Wie sich später in Abschnitt 6.4.2 noch zeigt, ergibt sich die Stegsteifigkeit letztlich aus statischen Anforderungen.

Aufgrund der Vielzahl von Einflussparametern und teilweise gegensätzlichen Auswirkungen lassen sich keine einfachen klaren Regeln für eine analytische Vorgehensweise zur perfekten Wahl der Stegneigung und Stegsteifigkeit vorgeben, was somit eine rein rationale Entscheidung erschwert. Hinzu kommt, dass es sich hier bei diesen Betrachtungen um einen allgemeinen Fall und nicht um eine spezifische Entwurfsaufgabe mit klar vorgegebenen Randbedingungen handelt. Letztlich wird eine Stegneigung von  $25^\circ$  gewählt, die auch heute durchaus üblichen Stegneigungen entspricht und eine optisch ansprechende Lösung darstellt.

#### **6.3.5 Konstruktive Details zur Schalengeometrie**

Wie bereits schon in Kapitel 4 und 5 dargelegt, hängt die Verteilung und Orientierung der Fasern stark von der Art der Betoneinbringung, der Fließrichtung, den Frischbetoneigenschaften als auch den Fasereigenschaften ab. Kommt bei der Dimensionierung den Fasern eine traglaststeigernde Bedeutung zu, so ist die Schalengeometrie und Herstellungstechnologie immer in Bezug auf das gewünschte Endergebnis optimal auszuwählen und anzupassen. Dabei ist zusätzlich zu beachten, dass Zwangsbeanspruchungen aus dem starken autogenen Schwinden des UHFB mit einer schädlichen Rissbildung als Folge vermieden werden müssen. Dies bedeutet, eine entsprechende Ausbildung der Schalung und die Wahl eines frühen Ausschalzeitpunktes. Innenschalungen von Aussparungen müssen sich leicht und gewaltfrei ziehen lassen, um eine Rissbildung im noch nicht vollständig erhärteten Zustand zu vermeiden. Aus diesem Grund erhalten die Seitenflächen aller Rippen

eine Verjüngung, die Hohlräume des Fachwerkquerschnittes müssen sich zur Stirnfläche der Segmente hin geringfügig vergrößern. Alle Ecken und Kanten werden gerundet, um den Frischbetonfluss und damit die Faserverteilung an dieser Stelle nicht negativ zu beeinflussen. Die Betonierlage ist so zu wählen, dass horizontale Flächen mit oben liegender Schalhaut vermieden werden, um den selbstverdichtenden Frischbeton gut zu entlüften und damit Luftblaseneinschlüsse zu vermeiden. Nur so ist eine entsprechende Oberflächenqualität erreichbar.

### **6.3.6 Fahrbahnplattendicke in Bezug auf die Durchstanstragfähigkeit**

Die in Abschnitt 5 dargestellten großmaßstäblichen (1:1) Durchstanversuche an den 50 mm starken Spiegeln einer in Längs- und Querrichtung vorgespannten Rippenfahrbahnplatte aus gefasertem UHFB aus [Toutlemonde2008] belegen schon allein, dass eine ausreichende Durchstanstragfähigkeit gegen schwere Radlasten ohne Weiteres bei den hier vorhandenen Dicken von 70 mm gegeben ist. Auch die ebenfalls in Kapitel 5 bereits erläuterten Versuche von [Harris2008] zeigen, dass ein Durchstanversagen infolge Radlasten bei Fahrbahnplatten mit mehr als 50 mm Dicke unwahrscheinlich ist und halten ein lokales Biegeversagen für eher wahrscheinlich.

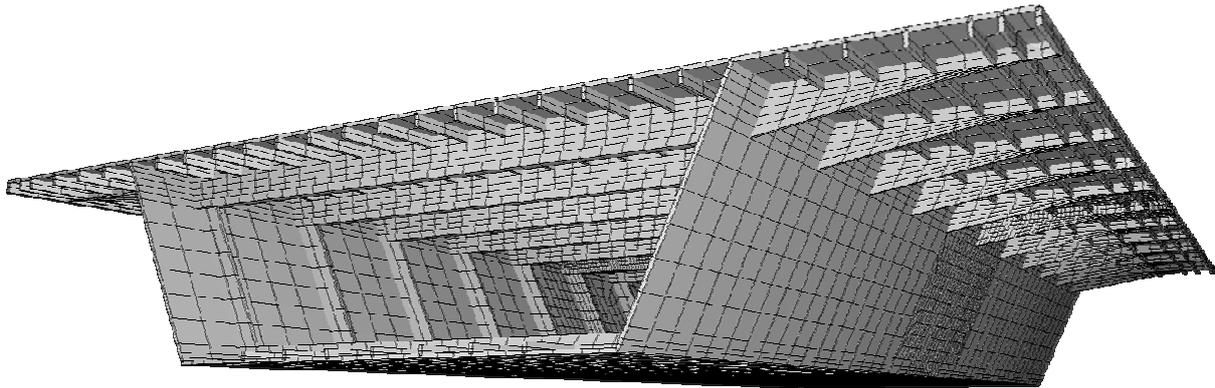
Dennoch wurde die Durchstanstragfähigkeit ohne Berücksichtigung des positiven Einflusses der Vorspannung bestimmt. Dabei ergab der Nachweis für die Radaufstandsfläche des LM 1 bei Verwendung der  $\sigma$ -w Referenzkurven für SK1 bzw. SL1 eine Durchstanstragfähigkeit von 550 kN, für die Radaufstandsfläche des LM 2 eine Durchstanstragfähigkeit von 630 kN, womit eine ausreichende Plattendicke diesbezüglich nachgewiesen ist.

## **6.4 Untersuchungen in Querrichtung und lokale Nachweise der Fahrbahnplatte**

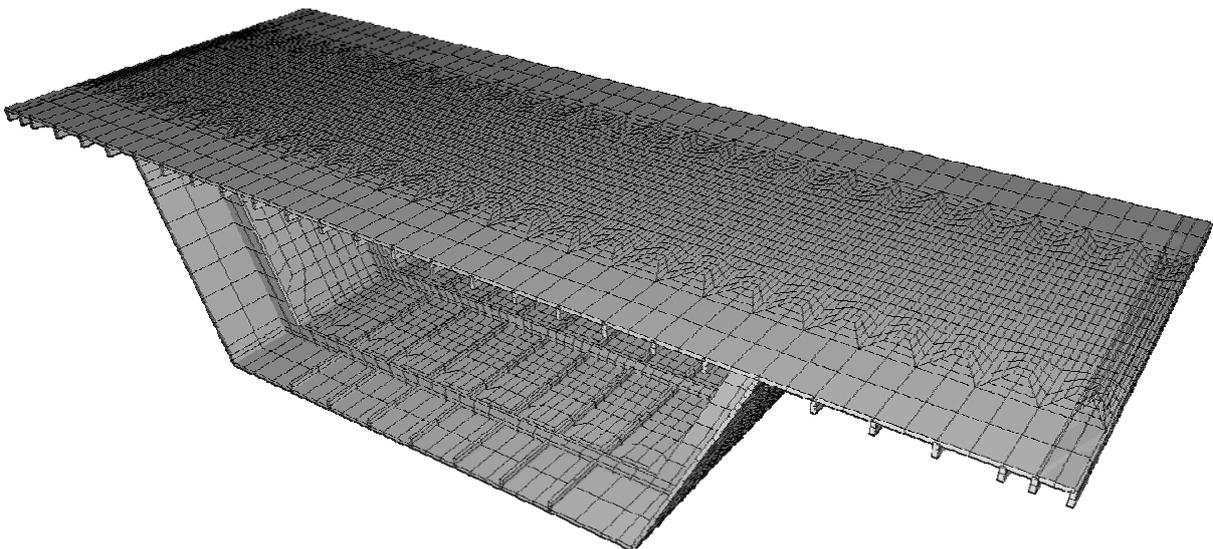
### **6.4.1 Modellbildung und Berechnung**

Die Untersuchungen bzw. Bemessung in der Querrichtung erfolgen an einem Schalenmodell anhand einer einfachen linearen FEM-Analyse mit Hilfe des Programmes Sofistik [Sofistik2008]. Damit sind gleichzeitig die sich zusätzlich ergebenden Querbiegemomente infolge Profilverformung des Hohlkastens aus antimetrischer Belastung erfasst. Diese Berechnung stellt heute in der Praxis oft schon die übliche Vorgehensweise dar. Das System wird als Schalenmodell mit 4-knotigen nichtkonformen Elementen abgebildet. Um den Rechenaufwand gering zu halten, wird nur der zu untersuchende Bereich einer entsprechenden Netzverfeinerung unterzogen, um die Schnittkräfte und Spannungen auch in lokalen Bereichen zwischen den Längsrippen korrekt zu ermitteln. Die Spannbettvorspannung ist direkt berücksichtigt und wird als Vorspannsteifigkeit in der Steifigkeitsmatrix erfasst [Sofistik2008]. Die Segmentfugen werden als monolithische Verbindung modelliert (siehe Abschnitt 6.6.1) und Querschotte verhindern die Verwölbung des Hohlkastenquerschnittes am Trägerende. Im Fall einer nachlaufenden Querschnittsuntersuchung im Bruchzustand erfolgt die Aufintegration der Spannungen zu Schnittgrößen über eine der mitwirkenden Breite entsprechend definierte Schnittebene. Die Spannungen für die Spannungsnachweise im SLS können direkt den Ergebnissen entnommen werden. Die Querschnittsberechnungen im ULS für Biegung mit Längskraft, Querkraft und Durchstanzen Fahrbahnplatte erfolgen gemäß den Ausführungen in Kapitel 5. Das Bild 6.8 zeigt die verwendeten Rechenmodelle.

## a) Gesamtmodell ohne Auflagerquerscheiben



## b) Bereich mit Netzverfeinerung

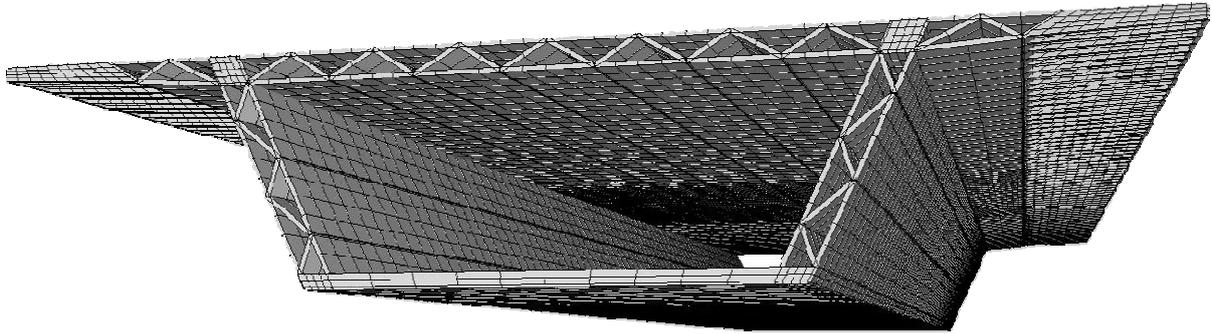


**Bild 6.8** FEM-Modelle des Rippenquerschnittes für die Untersuchungen in Querrichtung a) Gesamtmodell ohne Auflagerquerscheiben b) Bereich mit Netzverfeinerung

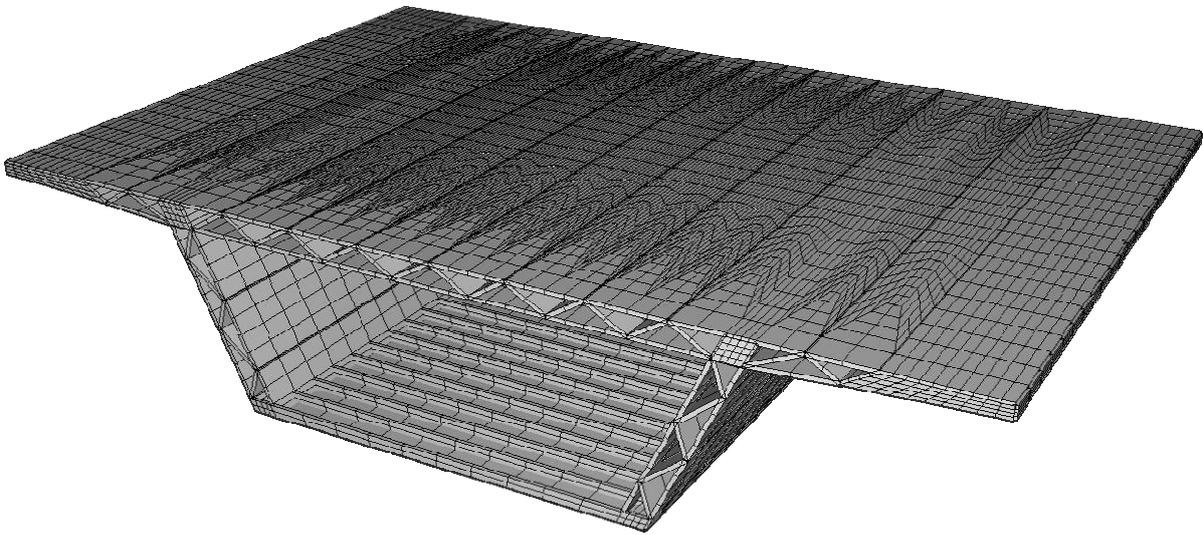
### 6.4.2 Rippenquerschnitt

Während der Bemessung hat sich gezeigt, dass weitgehend das Lastmodell 3 repräsentierende 3000 kN Sonderfahrzeug nach [B1991-2] ausschlaggebend für die Dimensionierung ist. Die Bauteilnachweise wurden in Anlehnung an Kapitel 5 geführt. Im Zuge der Untersuchungen stellte sich heraus, dass der Stegabstand des Querschnittes gegenüber dem ursprünglich gewähltem Stegabstand für einen ausgewogenen Querschnitt unter ständiger Belastung auf 11,3 m vergrößert werden musste, da die antimetrische Laststellung des 3000 kN Sonderfahrzeuges zu einer kaum beherrschbaren Beanspruchung des auskragenden Querträgers und des anschließenden Steges geführt hätte. Damit wird auch hier der zunehmend dominierende Einfluss der veränderlichen Lasten gegenüber der ständigen Last bei den dünnwandigen Bauteilen deutlich. Wie zu erwarten zeigt sich, dass die Temperatureinwirkungen auf die Bemessung in der Querrichtung zufolge der relativ geringen Kastensteifigkeit, resultierend aus den dünnen Wandstärken und der

## a) Gesamtmodell ohne Auflagerquerscheiben

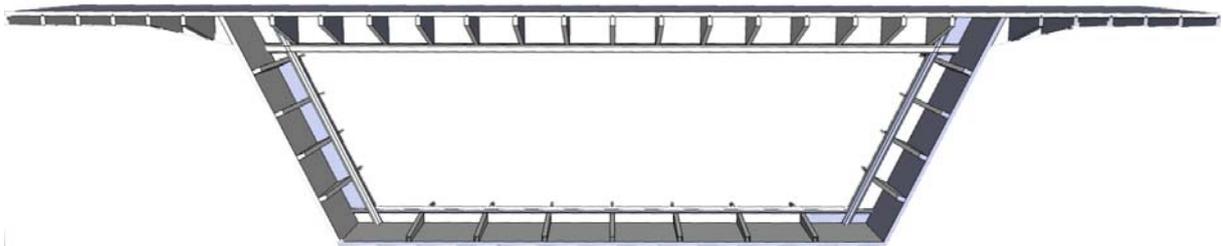


## b) Bereich mit Netzverfeinerung



**Bild 6.9** FEM-Modelle des fachwerkartig aufgelösten Hohlkastens für die Untersuchungen in Querrichtung a) Gesamtmodell ohne Auflagerquerscheiben b) Bereich mit Netzverfeinerung

großen Stegabstände, einen untergeordneten Einfluss besitzen und deshalb quasi vernachlässigbar sind. Die aus der Bemessung resultierenden Abmessungen eines Fertigteilsegmentes zeigen Bild 6.10 und Bild 6.11. Die wichtigsten Ergebnisse der Untersuchungen und die daraus resultierenden Dimensionierungen sind folgend bauteilbezogen in kurzer Form zusammengefasst.



**Bild 6.10** 3D-Darstellung des endgültigen Rippenquerschnittes nach Dimensionierung (1 Segment)

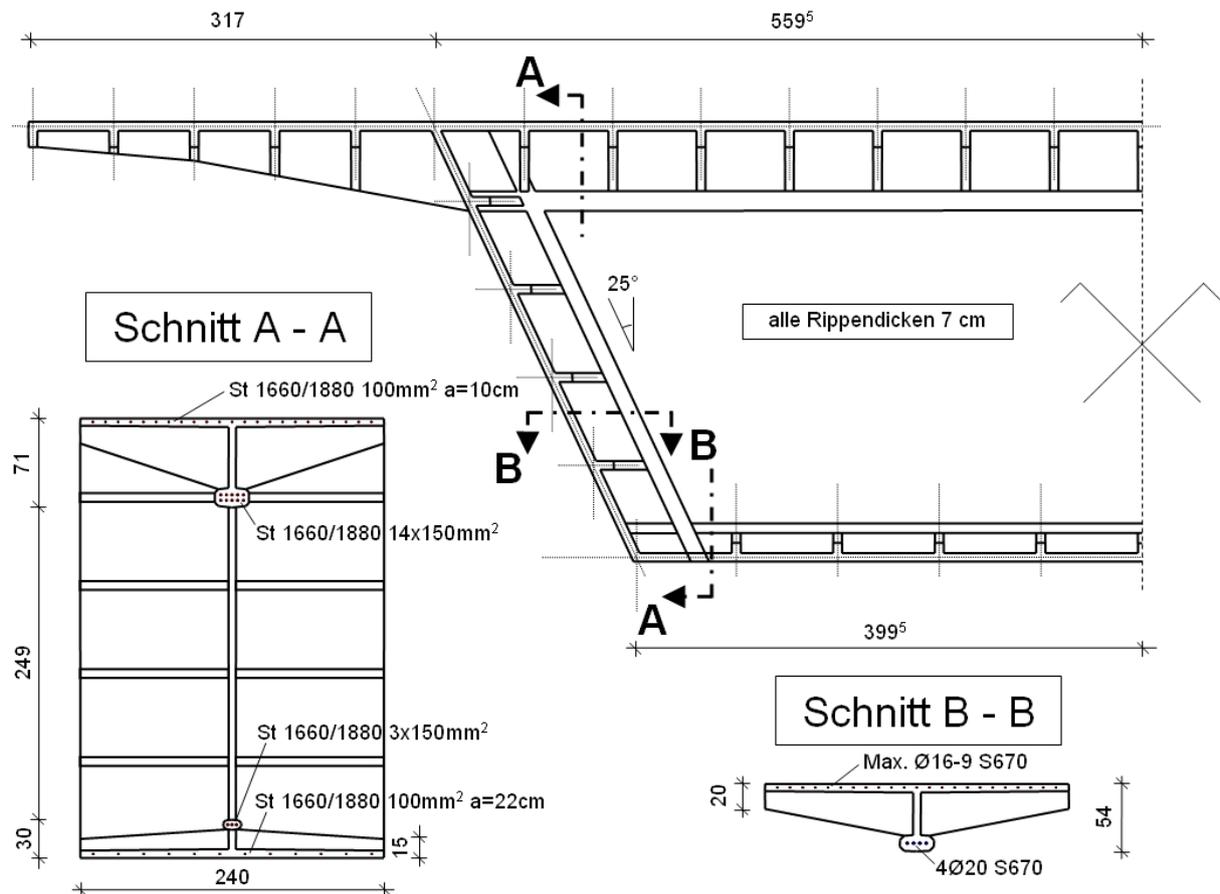


Bild 6.11 Hauptabmessungen und Bewehrung des Rippenquerschnittes (1 Segment)

### Fahrbahnplatte

Maßgebend für die erforderliche Vorspannkraft in der Fahrbahnplatte ist die antimetrische Laststellung des 3000 kN Sonderfahrzeuges. Erst durch die oben bereits erläuterte notwendige Verringerung der Auskrügelungslänge bzw. Vergrößerung des Stegabstandes ist eine unter baupraktischen Gesichtspunkten ausführbare Anordnung der Spannlitzen möglich. Die lokale Biegebeanspruchung in der Fahrbahnplatte zufolge des Lastmodells 2 wird durch diese Vorspannung ohne weiteres aufgenommen. Die maximale Dehnung der Asphaltoberseite mit 2,5 ‰ tritt über den Stegen des Hohlkastens auf und wird auch hier durch die antimetrische Laststellung des 3000 kN Sonderfahrzeuges verursacht. Da diese aber kleiner als 4 ‰ ist (siehe Kapitel 6.3.1), sind keine Asphalttrisse zu erwarten. Der Nachweis gegen Durchstanzen ist bereits in Kapitel 6.3.6 beschrieben. Letztlich ergibt sich die Plattenstärke von 7 cm eher aus konstruktiven Gesichtspunkten, um durch eine ausreichende Betonüberdeckung die Verbundkraft aus den Spannlitzen in den Beton sicher einleiten zu können.

### Hauptquerträger

Die erforderliche Anzahl der Spannbettlizen im Untergurt des Hauptquerträgers und damit auch die geometrischen Abmessungen des Untergurtes ergeben sich aus der Beschränkung der Randzugspannungen am Untergurt infolge der seltenen Lastkombination auf die Matrixzugfestigkeit. Auch hier ist das 3000 kN Sonderfahrzeug gegenüber den anderen Lastmodellen maßgebend. Um die Stegverdrehungen infolge der hohen Vorspannkraft am Steganschnitt zur Fahrbahnplatte zu begrenzen, ist es notwendig die Spannlitzen durch Abisolierung zu staffeln. Für den Nachweis

der Biegung mit Längskraft ist wiederum die antimetrische Laststellung des Sonderfahrzeuges entscheidend. Die Querkraftbeanspruchung am Kragarmanschnitt sowie auch an der Steginnenseite ist letztlich entscheidend für die notwendige Steg- bzw. Querschnittshöhe. Bei zusätzlicher Anordnung von Schubbewehrung wäre die angestrebte Dünnwandigkeit der Elemente nicht mehr realisierbar. Für die  $\sigma$ -w Referenzkurven HL1 und HK1 nach Kapitel 4 ergibt sich eine erforderliche Querschnittshöhe von 70 cm, für die  $\sigma$ -w Referenzkurve SL1 und SK1 eine Querschnittshöhe von 85 cm.

### **Stegquerträger**

Die Beanspruchungen aus der antimetrischen Laststellung des 3000 kN Sonderfahrzeuges werden anteilig von der Fahrbahnplatte und dem Steg aufgenommen. Der konzentrierten Anordnung der Stegquerrippe zufolge werden die hohen Beanspruchungen aus der Kragplatte dort konzentriert eingeleitet. Wie einleitend bereits erwähnt, ergeben sich aus veränderlichen Verkehrslaststellungen wechselnde Biegemomente im oberen Steganschnitt, die sich durch Vorspannmaßnahmen nur schwer und unvorteilhaft kompensieren lassen würden. Aus diesem Grund wurde versucht, den Stegabstand auch unter Einbeziehung der veränderlichen Verkehrsbelastung zu optimieren und dafür geringere permanente Belastungen unter ständigen Lasten im Steganschnitt in Kauf zu nehmen. Die wechselnden Biegemomente werden durch Anordnung einer passiven Bewehrung im verbreiterten Zuggurt der Stegquerrippe und von der örtlich verstärkten Schubbewehrung in den Stegen aufgenommen. Aufgrund der abermals dominanten Wirkung des 3000 kN Sonderfahrzeuges führt der Nachweis gegen Ermüdung zu keiner Erhöhung dieser Bewehrung. Um ein Ausbeulen des schlanken Steges infolge Biegung mit Längskraft zu verhindern, werden Längsrippen auch im Bereich der Stege konstruktiv angeordnet. Genaue Untersuchungen zum Beulverhalten schlanker Platten aus gefaserten UHFB sind derzeit an der TU Graz in Arbeit. Da die Arbeiten noch nicht abgeschlossen sind, soll an dieser Stelle auf einen genaueren Nachweis verzichtet werden. Zumindest lässt sich durch geometrisch nichtlineare FEM-Berechnungen, jedoch mit linearem Materialverhalten zeigen, dass diese Längssteifen erforderlich sind und zumindest unter diesen Rechenvoraussetzungen die gewählte Anordnung ausreichend ist. Allerdings ist anzumerken, dass das Beulverhalten wegen der Spannungsumlagerungen infolge Rissbildung von dem eines elastischen Materials deutlich abweichen kann.

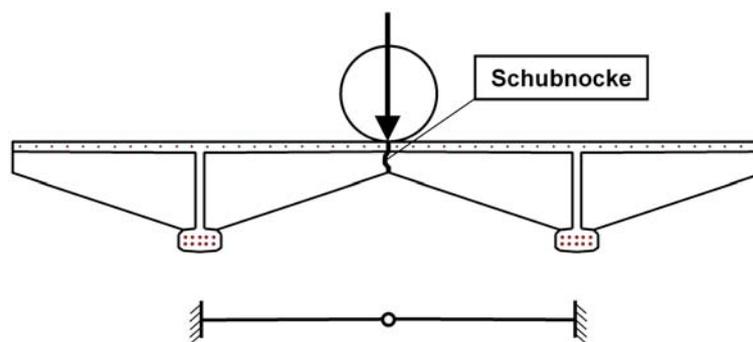
### **Bodenplatte und Bodenplattenquerträger:**

Die Bodenplatte erhält Beanspruchungen aus der Rahmenwirkung des Hohlkastens als auch aus direkter Belastung der Bodenplatte, die durch Spannbettvorspannung in der Bodenplatte und im abliegenden Gurt des Bodenplattenquerträgers entsprechend kompensiert werden.

### **Längsrippen Fahrbahn und Bodenplatte:**

Über die Segmentfuge verläuft keine Bewehrung, die eine Übertragung von lokalen Biegemomenten aus schweren Radlasten über die Fuge hinweg ermöglicht. Die Längsdruckkraft in der Fuge infolge der vorhandenen Längsvorspannung kann einen Teil der lokalen Biegung aus Radlasten aufnehmen. Jedoch variiert diese Vorspannkraft in der Längsrichtung je nach Position der Verkehrslast in der Brückenlängsrichtung gesehen. Eine Fugenöffnung in der Fahrbahnplatte ist quasi nur bei negativen Momenten in Längsrichtung über der Stütze möglich. Die zugehörige Laststellung um eine Fugenöffnung zu erzeugen, wird aber in der Regel nicht über

der geöffneten Fuge im Stützbereich sein. Also wird möglicherweise im Fall maximaler lokaler Biegung in Längsrichtung die Fuge immer überdrückt sein. Mit Hilfe der Literatur konnten keine eindeutigen Aussagen zu diesem Problem gefunden werden und genauere Aussagen zur ungünstigsten Situation erfordern jedoch umfangreichere Untersuchungen. Zum anderen ist die Anwesenheit von zwei schweren Fahrzeugen mit entsprechenden Laststellungen nicht absolut auszuschließen. Aus diesem Grund wird vereinfachend zur Untersuchung lokaler Biegemomente aus schweren Radlasten das in Bild 6.12 dargestellte idealisierte statische System verwendet, wobei eventuell vorhandene Drucknormalkräfte aus der Vorspannung vernachlässigt werden, da diese ohnehin einen nur geringen Anteil der Biegemomente aufnehmen würden. Wegen der Übertragung von Querkräften aufgrund von auf der Fugenstirnseite angeordneten Schubnocken, werden die Kragarmenden in der Fuge durch ein Querkraftgelenk verbunden.



**Bild 6.12** Idealisiertes statisches System zur Untersuchung lokaler Längsbiegung in der Fahrbahnplatte über die Segmentfuge

Die erforderliche Höhe der Längsrippe ergibt sich aus der Biege- als auch Schubbeanspruchung. Ohne zusätzliche passive Bewehrung ist die alleinige Biegetragfähigkeit des Faserbetons zu gering. Deshalb erfolgt die Anordnung von jeweils einem Bewehrungsstab  $\varnothing 20$  S 670 oberhalb der Rippe zur Aufnahme der Kragmomente. Aus der Schubbeanspruchung ergibt sich, dass ohne Schubbewehrung die  $\sigma$ -w Referenzkurven HK1 bzw. HL1 zum Einsatz kommen muss, da anderweitig bei den geringeren Fasergehalten der  $\sigma$ -w Referenzkurven SK1 bzw. SL1 die Höhe der Längsrippen konstruktiv schwierig in die Gesamtgeometrie einzupassen ist. Die Längsrippen der Bodenplatte erfahren dahingegen nur geringe Beanspruchungen, so dass die Anordnung zusätzlicher Bewehrung nicht notwendig ist.

#### **Vorspannung und Bewehrung:**

Die Lage und der Verlauf der Spannbettvorspannung als auch der zusätzlich erforderlichen Betonstahlbewehrung sind in Bild 6.11 dargestellt und beschriftet. Die Güte der 7-drähtigen Spannlitzen beträgt St 1660/1860. Als Betonstahlbewehrung kommt ein höherfester Stahl S 670 mit ausgeprägter Streckgrenze entsprechend der theoretischen Betrachtungen und Folgerungen aus Kapitel 4 zum Einsatz. Tafel 6.6 fasst die erforderlichen Spann- und Betonstähle nochmals zusammen.

**Tafel 6.6 Zusammenstellung des erforderlichen Spann- und Bewehrungsstahls für den Rippenquerschnitt**

Quervorspannung Fahrbahnplattenobergurt	Litzen 100 mm <sup>2</sup> a=10 cm
Quervorspannung Fahrbahnplattenuntergurt	Litzen 14 x 150 mm <sup>2</sup>
Quervorspannung Bodenplatte	Litzen 100 mm <sup>2</sup> a=22 cm
Quervorspannung Bodenplattenquerträger oben	Litzen 3 x 150 mm <sup>2</sup>
Obere Längsrippen oben	Ø20 S 670
Stegquerrippe innen	4Ø20 S 670

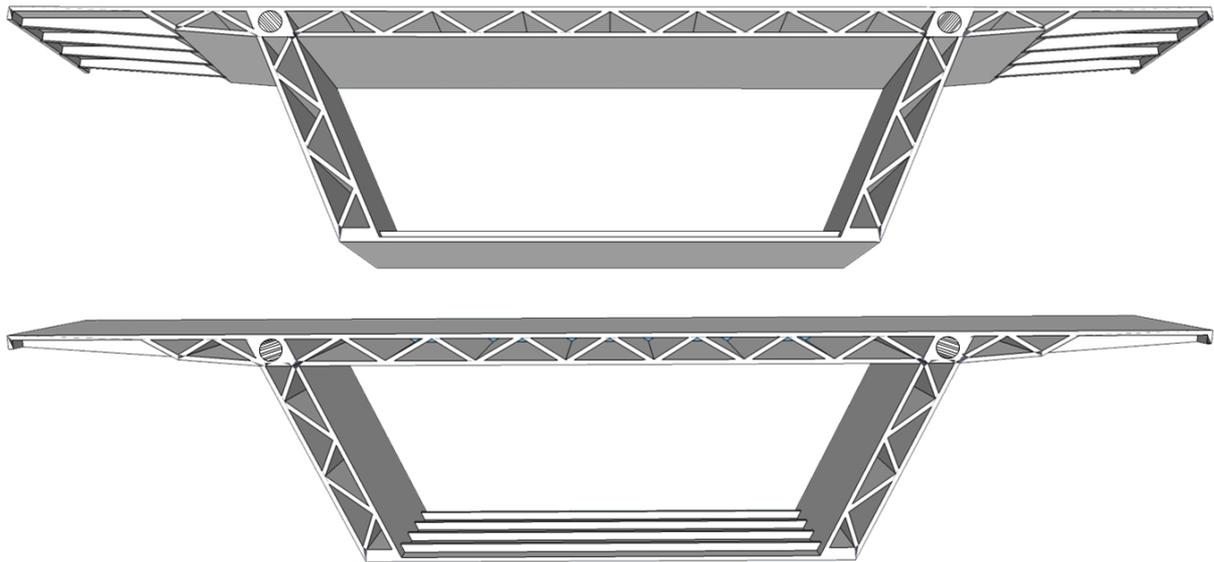
### 6.4.3 Fachwerkquerschnitt

Auch hier dient der aus der Voroptimierung unter ständiger Beanspruchung ausgewogene Querschnitt als Ausgangsbasis für die weitere Dimensionierung und Bemessung. Da der Lastfluss in der Querrichtung nicht wie beim Rippenquerschnitt auf eine diskrete Querrippe konzentriert wird und deshalb hohe örtliche Beanspruchungen hervorruft, sondern sich die Beanspruchung über eine entsprechend mitwirkende Breite verschmiert, ist eine Optimierung des Stegabstandes unter Einbeziehung eines Verkehrslastanteiles wie beim Rippenquerschnitt nicht mehr erforderlich. Zum anderen kann mit der deutlich größeren Spannliedexzentrizität der in der Fahrbahnplatte liegenden Spannlitzen gegenüber dem Rippenquerschnitt die Wirksamkeit der Vorspannung besser genutzt werden, so dass das Kragmoment aus dem exzentrischen Verkehrslastanteil besser aufnehmbar ist.

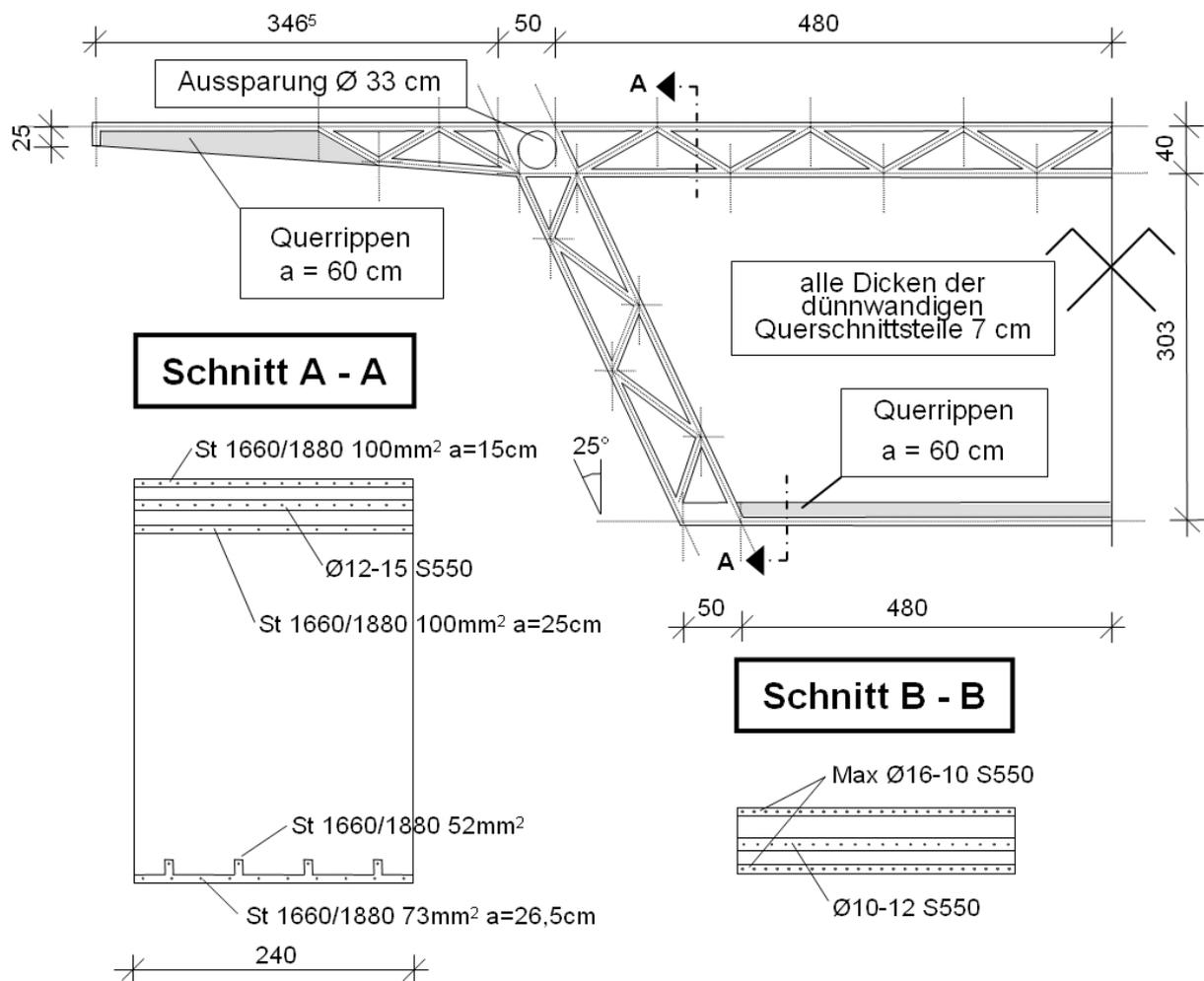
Wegen der hier nun höheren Kastensteifigkeit und aufgrund der fachwerkartig aufgelösten Fahrbahnplatte und Stege, können die Temperaturbeanspruchungen nicht mehr vernachlässigt werden. Vor allem der Temperaturgradient oben wärmer als unten mit 15 K in der aufgelösten Fachwerkplatte führt zu deutlichen Zugspannungen. Des Weiteren ist nicht wie beim Rippenquerschnitt eine eindeutige Bemessungsdominanz des 3000 kN Sonderfahrzeuges feststellbar. Zwar dominiert das Sonderfahrzeug immer noch weitgehend die Nachweise der Gesamtfahrbahnplatte und der Stege in der Querrichtung, aber wegen der doch recht großen Spannweite der Fahrbahnplatte zwischen den Fachwerkknoten sind für die lokalen Nachweise der Platte auch die örtlichen Radlasten der Lastmodelle LM 1 und LM 2 entscheidend für die Bemessung.

#### Fahrbahnplatte

Der Abstand der Fachwerkknoten wurde so eingestellt, dass sowohl die antimetrische Laststellung des 3000 kN Sonderfahrzeuges als auch die lokale Plattenbiegung zwischen den Fachwerkknoten aus dem Lastmodell 2 die gleiche erforderliche Vorspannkraft in der Fahrbahnplatte ergaben. Wegen der größeren Steifigkeit des Hohlkastens in der Querrichtung beträgt die maximale Asphaltdehnung aus dem Lastmodell 2 an der Oberseite nur 1,6 ‰, womit die Bildung von Asphalttrissen ausgeschlossen werden kann. Die Plattenstärke von 7 cm ergibt sich auch hier, um die Verbundkräfte aus der Litzenverankerung ohne Längsrissbildung in den umgebenden Beton einzutragen. Die Zugspannungen in den



**Bild 6.13 3D-Darstellung des endgültigen Fachwerkquerschnittes nach Dimensionierung (1 Segment)**



**Bild 6.14 Hauptabmessungen und Bewehrung des Fachwerkquerschnittes (1 Segment)**

Zugdiagonalen des Fachwerkes erfordern Bewehrung. Für die Dimension der Bewehrungsfläche ist der Nachweis für Biegung mit Längskraft zufolge des 3000 kN Sonderfahrzeuges maßgebend, wobei der Ermüdungsnachweis des Betonstahles

eine geringfügig kleinere Bewehrungsfläche ergibt. Vergleichend würde sich gegenüber dem Nachweis für Biegung und Längskraft mit dem Lastmodell 1 durch den Ermüdungsnachweis die Bewehrungsfläche geringfügig um 6 % erhöhen. Die Verankerung dieser Bewehrung in den Zugdiagonalen erfolgt mit Endhaken, welche die Litzen der Quervorspannung umgreifen. Die sich daraus ergebende örtlich verminderte Betondeckung sollte wegen der guten Dauerhaftigkeitseigenschaften des UHFB kein Problem darstellen. Die Schlankheit der Druckstreben und ihre Beanspruchung sind verhältnismäßig gering, so dass keine Gefahr des Ausknickens in der Fachwerkebene besteht. Der Nachweis gegen Durchstanzen ist auch hier bereits in Kapitel 6.3.6 beschrieben. Für die Vorspannung des Untergurtes der Fahrbahnplatte ist wiederum allein das 3000 kN Sonderfahrzeug bemessungsbestimmend.

### **Stege**

Die aus den Querbiegemomenten resultierenden Zugbeanspruchungen im vertikalen Teil als auch in den Diagonalen der Stege lassen sich allein vom Faserbeton ohne zusätzliche Betonstahlbewehrung nicht aufnehmen, so dass die Anordnung von Betonstahlbewehrung erfolgt. Dabei erfahren alle vertikalen und diagonalen Scheiben je nach Verkehrslaststellung Druck- als auch Zugbeanspruchung.

### **Bodenplatte**

Die Querrippen der Bodenplatte sind jeweils durch eine obenliegende Litze im sofortigen Verbund vorgespannt. Die Bodenplatte selbst ist wiederum mit Spannbettlitzen vorgespannt. Die geringe Schubbeanspruchung wird allein aus dem Betontraganteil als auch dem Sprengwerkanteil der Vorspannung aufgenommen, so dass bereits ein niedriger Fasergehalt entsprechend den  $\sigma$ - $w$  Referenzkurven SK1 bzw. SL1 als Mindestschubbewehrung ausreicht.

### **Vorspannung und Betonstahlbewehrung**

Die Werkstoffgüte des verwendeten Spannstahls ist identisch mit den verwendeten Stahlgüten des Rippenquerschnittes. Für den Bewehrungsstahl kommt wegen der erforderlichen geringen Durchmesser und der erforderlichen Biegeformen für die Endverankerung der Bewehrungsstäbe in den Fachwerkdiagonalen ein S 550 zum Einsatz. Aufgrund der in Kapitel 4 analysierten Nachteile eines solchen warmgewalzten Betonstahles wurde bei der Bemessung der Fasertraganteil als auch der verfestigende Ast im plastischen Bereich vernachlässigt. In Bild 6.14 ist die Anordnung der Spannbettlitzen und des Bewehrungsstahles dargestellt und bezeichnet. In Tafel 6.7 ist nochmals die notwendige Spann- und Betonstahlbewehrung zusammengefasst.

## **6.5 Untersuchungen in Längsrichtung**

Für die Untersuchungen in Längsrichtung wird für die einfeldrigen Systeme eine Spannweite von 60 m gewählt, womit sich eine konservative Schlankheit  $L/d$  von ca. 17 mit 25 Segmenten pro Feld a 2,40 m Länge ergibt. Einen Durchlaufträger repräsentierend, wird ein Zweifeldsystem unter Ausnutzung der Symmetriebedingungen aufgrund der Überschaubarkeit und Effizienz gewählt (Bild 6.16b). Die Spannweite des Zweifeldsystems beträgt 74,4 m. Die Festlegung dieser Spannweite erfolgt unter der Bedingung, dass sich im Feld für das Zweifeld- und Einfeldsystem aus der äußeren Belastung annähernd gleiche Feldmomente und damit ähnliche Schlankheiten ergeben. Allerdings reduziert bei dem Zweifeldsystem der statisch

**Tafel 6.7 Zusammenstellung des erforderlichen Spann- und Bewehrungsstahls für den Fachwerkquerschnitt**

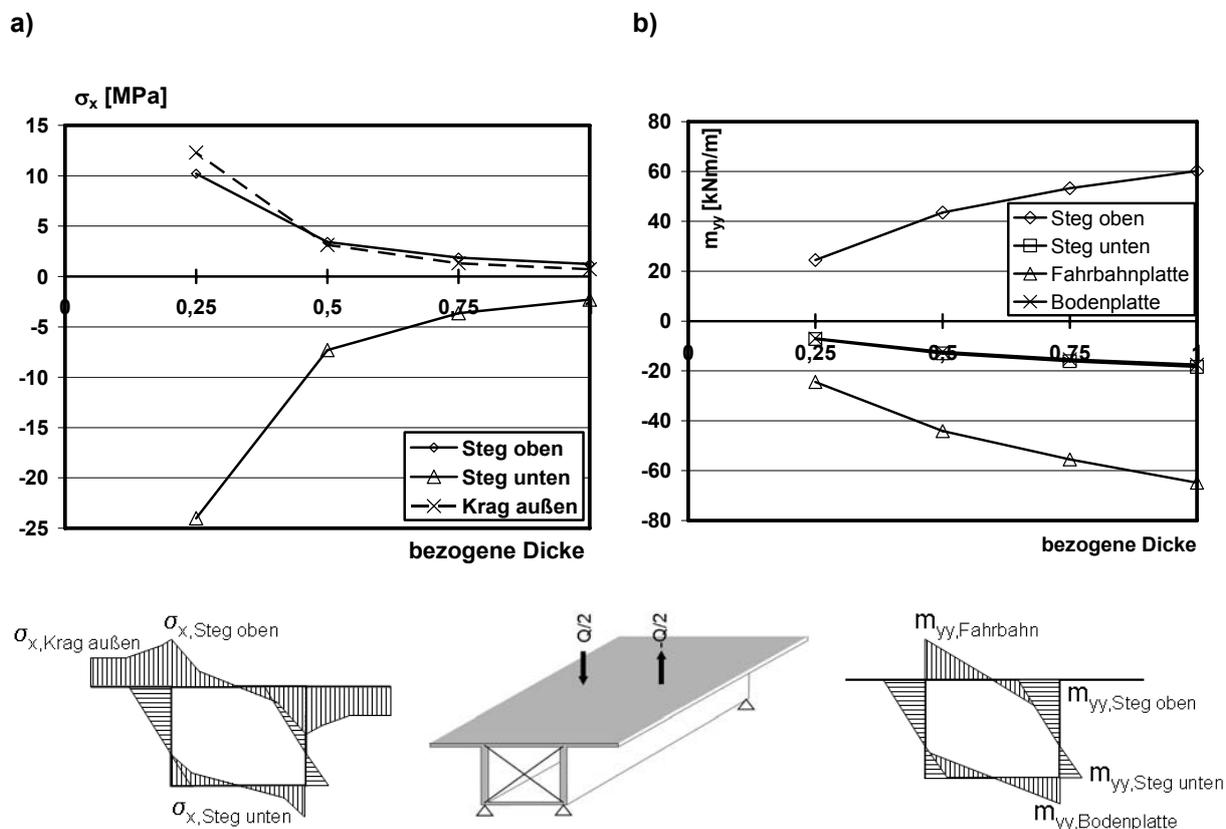
Quervorspannung Fahrbahnplattenobergurt	Litzen 100 mm <sup>2</sup> a=15 cm
Quervorspannung Fahrbahnplattenuntergurt	Litzen 100 mm <sup>2</sup> a=25 cm
Quervorspannung Bodenplatte	Litzen 73 mm <sup>2</sup> a=26,5 cm
Quervorspannung Bodenplattenquerrippe oben	Litzen 1 x 73 mm <sup>2</sup>
Zugdiagonalen Fahrbahnplatte	Ø12 - 15 S 550
Steg außen (ohne globale Querkraftwirkung)	Ø12 - 8 S 550
Steg innen (ohne globale Querkraftwirkung)	Ø12 - 8 S 550
Stegdiagonalen	Ø10 - 12 S 550

unbestimmte Anteil der Vorspannung das negative Biegemoment aus Vorspannung im Feld erheblich, so dass dies zusätzliche am Untergurt geradlinig verlaufende Spannkabel bedingt. Damit muss auch der Nachweis an der Stelle des maximalen Feldmomentes neu geführt werden. Da die zum maximalen Feldmoment gehörende Laststellung nicht symmetrisch ist, lassen sich am Zweifeldsystem nach Bild 6.16b die maximalen Biegemomente nicht ohne weiteres bestimmen. Deshalb erfolgt dies am Einfeldsystem mit einem Spannkabelverlauf, der die Biegemomente aus Vorspannung am Zweifeldsystem widerspiegelt. Weiter wird mit dem statischen System nach Bild 6.16b das Stützmoment etwas überschätzt. Die berechneten Schnittgrößen am System mit Symmetriebedingungen resultieren praktisch aus einer symmetrischen Belastung. Dies ist aber nur für die UDL-Gleichlasten des LM 1 richtig. Die Tandemachse des LM 2 und das Sonderfahrzeug gehen damit auch symmetrisch in die Ergebnisse ein. Tatsächlich müssten diese aber laut Definition nur auf einem Feld des Zweifeldträgers angeordnet werden. Da aber das LM 1 maßgebend ist und dort die UDL Gleichlasten ohnehin dominierend sind, wird dieser auf der sicheren Seite liegende Fehler hier vernachlässigt. Die gewählten statischen Systeme sind in Bild 6.16 dargestellt.

Die Ermittlung der Schnittgrößen erfolgt an einem einfachen Stabwerksmodell. Die Vorspannung ist über Seilelemente berücksichtigt, somit ist der geringe elastische Anteil des Spannkraftzuwachses direkt in der Berechnung erfasst. Der Anteil des Spannkraftzuwachses aus der Fugenöffnung bleibt jedoch auf der sicheren Seite liegend unberücksichtigt. In den entsprechend maßgebenden Bemessungsschnitten werden die Spannungen bestimmt und mit einer nachlaufenden Querschnittsuntersuchung die entsprechenden Nachweise geführt. Ist eine Berücksichtigung der Fugenöffnung erforderlich, so ist ein einfaches praktikables Verfahren zur Berücksichtigung der Fugenöffnung bei der Schnittkraftermittlung in Anhang 6 dieser Arbeit vorgeschlagen, das bei dem Stabilitätsnachweis des Bogens für das Pilotprojekt Wildbrücke Völkermarkt zur Anwendung kam.

Die zusätzlichen Längsspannungen aus Profilverformung werden mit dem antisymmetrischen Lastanteil am zuvor verwendeten dreidimensionalen Schalenmodell bestimmt und mit den am Stabwerk ermittelten Längsspannungen superponiert. Die

Ergebnisse einer Nachrechnung eines Beispiels aus [Menn1990] am dreidimensionalen Schalenmodell zeigen in Bild 6.15, dass mit zunehmender Dünnwandigkeit die zusätzlichen Längsspannungen aus Profilverformung bei antisymmetrischer Belastung im Gegensatz zu den zusätzlichen Querbiegemomenten stark zunehmen. Sie können deshalb nicht mehr ohne weiteres vernachlässigt werden.



**Bild 6.15** a) Längsspannungen und b) Querbiegemomente aus Profilverformung mit zunehmender Dünnwandigkeit

Es wird eine zweifach umgelenkte Spanngliederführung gewählt. Die Umlenkung erfolgt dabei jeweils konzentriert in einem Segment. Die Begründung für eine solche Ausbildung liegt zum einen darin, dass zufolge der konzentrierten Umlenkkräfte eine starke Abminderung der Querkraft erfolgt, was sich auf den Nachweis der Fugenbeanspruchung über der Stütze äußerst positiv auswirkt. Zum anderen müssen die herstellungstechnisch aufwendigen Umlenkstrukturen jeweils nur in einem Segment angeordnet werden (siehe auch Abschnitt 6.7). Bild 6.16 zeigt den Verlauf der externen Vorspannung.

Der Nachweis der Ermüdung für Beton unter Druck und für die externen Spannglieder entfällt, da zum einen das Druckspannungsniveau in der Längsrichtung sehr gering und das Ermüdungsverhalten von UHFB auf Druck ähnlich wie das von Normalbeton ist (siehe vorstehende Kapitel und Ausführungen). Zum anderen erfährt die externe verbundlose Vorspannung keine hohen Spannkraftänderungen aus äußeren Lasten. Lediglich die Schubbewehrung muss einem Ermüdungsnachweis unterzogen werden.

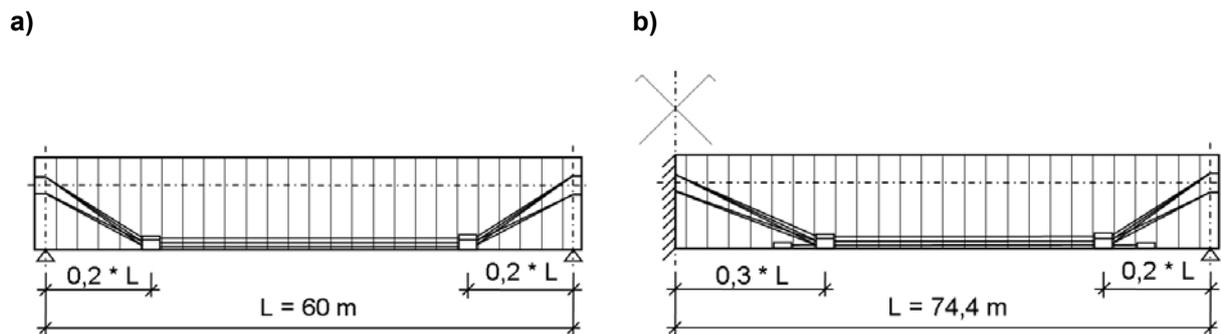


Bild 6.16 Statisches System und Spanngliedverlauf a) Einfeldsystem b) Mehrfeldsystem

### 6.5.1 Einfeldträger – Rippenquerschnitt

#### Statisches System und Modellierung

Die Schnittkraftermittlung erfolgt mit den voll wirksamen Querschnittswerten. Eine Überprüfung der mitwirkenden Breite im Feldquerschnitt ergab, dass die volle Querschnittsbreite auch für die Querschnittsbemessung wirksam ist. Bemessungsbestimmend in der Längsrichtung ist das LM 1 im Gegensatz zur Querrichtung, wo das SFZ 3000 in der Regel maßgebend war, da wegen der großen Spannweite die UDL-Gleichlast des LM 1 dominiert.

#### SLS

Die zusätzlichen Längsspannungen aus antimetrischer Belastung infolge Profilverformung wurden am Schalenmodell bestimmt und betragen an der Querschnittsoberseite über den Stegen ca. 12 MPa (Spannungsspitze Shear Lag Effect) und an der Querschnittsunterseite in den Ecken ca. 9,6 MPa und sind damit deutlich größer als beim Fachwerkquerschnitt. Diese zusätzlichen Längsspannungen erfordern eine Erhöhung der Längsvorspannung in Feldmitte gegenüber dem SLS ohne Profilverformung um 20%, um die Druckreserve unter der seltenen Lastkombination von ca. -2 MPa abzusichern. Bei Lage einer resultierenden Spanngliedexzentrizität von  $e_p = 190$  cm (45 cm über UK - Querschnitt) ergibt sich damit eine erforderliche Vorspannkraft von 57 MN, was 2x8 Spanngliedern mit 19 Litzen a 150 mm<sup>2</sup> entspricht. Im Gebrauchszustand sind die hohen Druckfestigkeiten des UHFB bei weitem nicht ausgenutzt. Der Einsatz eines hochfesten Betons im unteren Druckfestigkeitsbereich wäre hier zunächst ausreichend.

#### ULS - Biegung

Um den Nachweis für Biegung mit Längskraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu führen, müsste ohne Berücksichtigung der Zusatzlängsspannungen aus der Profilverformung die Vorspannkraft in Feldmitte um ca. 16 % erhöht werden, um die Fugenöffnung auf 2/3 der Querschnittshöhe zu beschränken. Mit der vorhandenen Vorspannkraft kann der Nachweis jedoch erbracht werden. Unter Berücksichtigung der Profilverformung ist eine charakteristische Druckfestigkeit von 84 MPa erforderlich.

#### ULS - Querkraft

Der entscheidende Bemessungsschnitt liegt kurz vor dem Umlenkpunkt der externen Spannglieder auf der der Feldmitte zugewandten Seite. Durch die entlastende Wirkung der Umlenkkräfte infolge der hohen Vorspannung verbleiben nur noch geringere Querkräfte auf der Strecke vom Umlenkpunkt bis Auflager. Dabei wurde

berücksichtigt, dass sich die Bemessungsquerkraft eines Hohlkastensteges additiv aus dem Torsionsanteil und dem Querkraftanteil eines Steges ergibt, siehe auch Abschnitt 6.6. Wie auch bereits bei der Bemessung in Querrichtung kommt ein Betonstahl S 670 als Querkraftbewehrung zur Anwendung. In Tafel 6.12 ist die erforderliche Schubbewehrung für einen Druckstrebenneigungswinkel von  $45^\circ$  und einer rechnerisch ermittelten Rissneigung von  $29^\circ$  für verschiedene Nachrisszugfestigkeiten des UHFB dargestellt. Mit einer Bemessungsquerkraft je Steg von 3,6 MN ist in allen Fällen eine zusätzliche Schubbewehrung erforderlich. Die Ermüdungsbeanspruchungen führen nicht zu einer Erhöhung der Schubbewehrung.

Für die in Kapitel 3 vorgestellten aber hier nicht tiefer behandelten Querschnitte mit nachträglicher Ortbetonergänzung zeigt die geringe Schubbewehrung, dass der Bauzustand ohne zusätzliche Schubbewehrung in der Regel möglich sein sollte, gerade da auch im Bauzustand in der Regel keine ermüdungsrelevanten Beanspruchungen auftreten.

**Tafel 6.8**      **Erforderliche Schubbewehrung pro Steg für das Einfeldsystem mit Rippenquerschnitt bei unterschiedlichen Druckstrebenneigungen und Nachrisszugfestigkeiten des UHFB**

	Druckstrebenneigung $45^\circ$	Druckstrebenneigung $29^\circ$
ohne Fasern $\rho_f = 0$	Ø16 - 10	Ø12 - 10 bzw. Ø14 - 14
Softening SK1 / SL1	Ø14 - 10	Ø10 - 10
Hardening HK1 / HL1	Ø14 - 11	Ø10 - 15

Der Nachweis der Druckstrebenbeanspruchung erfordert für eine Rissneigung von  $33^\circ$  eine charakteristische Betondruckfestigkeit von 90 MPa für gefaserten UHFB und eine charakteristische Druckfestigkeit von 130 MPa für ungefaserten UHFB. Der geringere Wert für gefaserten UHFB resultiert aus dem geringeren Abminderungsfaktor der Druckstreben Tragfähigkeit für Faserbeton (siehe Abschnitt 5). Da die Fuge im Bemessungsschnitt überdrückt ist, entfällt an dieser Stelle eine Zusatzbewehrung im fugennahen Bereich nach Kapitel 6.6. In den anderen Bereichen mit Fugenöffnung ist die Querkraftbeanspruchung geringer, so dass durch die in allen Segmenten gleich vorhandene Schubbewehrung die Funktion der Zusatzbewehrung übernehmen kann.

### **ULS – Schub Fuge**

Der Nachweis des Fugenbereiches ist im nachfolgendem Kapitel 6.6 behandelt. Allein über Reibung lässt sich die einwirkende Querkraft nicht übertragen, da der die Querkraft abtragende Flächenanteil des Querschnittes gegenüber der gesamten überdrückten Querschnittsfläche sehr gering ist. Die Drucknormalkräfte in den abliegenden Gurtteilen des Querschnittes, die im Verhältnis zu dem dünnwandigen Steg einen großen Flächenanteil aufweisen, sind zum Abtrag der Querkraft bis auf einen geringen Anteil nicht nutzbar (siehe Abschnitt 6.6). Integriert man die zur maximalen Querkraft zugehörigen Längsspannungen aus Biegung und Längskraft im Steg auf, so ergibt sich eine resultierende Drucknormalkraft von nur 1,75 MN gegenüber  $V_{Ed} = 3,6$  MN je Steg, auch wenn an der Bemessungsstelle der Querschnitt unter den zugehörigen Beanspruchungen im ULS gerade überdrückt ist.

Aus diesem Grund sind zusätzliche Schubnocken für die Schubkraftübertragung in der Fuge erforderlich. Auch nach dem Bemessungsmodell von [Specker2001] reicht die Tragfähigkeit mit  $V_{Rd} = 3,1$  MN des dünnen Steges mit Schubnocken nicht aus. Wegen der hier gewählten maximalen Querschnittsbreite treten sehr hohe Torsionsbeanspruchungen auf, die zu diesen hohen Beanspruchungen führen, sonst aber nicht immer die Regel darstellen. Zunächst könnte an dieser Stelle die Vorspannkraft erhöht werden, was zum einen den Reibungsanteil in der Fuge erhöht zum anderen infolge der konzentrierten Umlenkung den Querkräften aus äußeren Lasten entgegenwirkt. Andernfalls wäre eine Verbreiterung des Steges denkbar. Da die Beziehung von [Specker2001] nicht ohne weiteres auf Schubnocken aus gefasertem UHFB übertragbar ist, wurden in Abschnitt 6.6 eigene theoretische Betrachtungen zum Fugentragverhalten durchgeführt. Mit diesen durchgeführten eigenen materiell nichtlinearen FE-Berechnungen lässt sich der Nachweis einer ausreichenden Tragfähigkeit erbringen.

### 6.5.2 Einfeldträger - Fachwerkquerschnitt

Die Schnittkraftermittlung als auch die Spannungsberechnung und nachlaufende Querschnittsuntersuchung erfolgt auch hier mit den voll wirksamen Querschnittswerten, da sich auch hier eine volle mitwirkende Breite des Feldquerschnittes ergibt.

#### SLS

Die Erhöhung der Längsspannungen aus Profilverformung am Schalenmodell infolge antisymmetrischen Lastanteils beträgt an der Querschnittsoberseite über den Stegen ca. 2 MPa (Spannungsspitze Shear Lag Effect) und an der Querschnittsunterseite in den Ecken ca. 3,5 MPa und ist damit wesentlich geringer als beim dem Rippenquerschnitt. Daraus resultierend muss die erforderliche Vorspannkraft um 7% auf 65 MN bei einer Spanngliedexzentrizität  $e_p = 190$  cm (55 cm über UK - Querschnitt) erhöht werden, um die Druckspannungsreserve von -2 MPa einzuhalten. Diese höhere Vorspannkraft gegenüber dem Rippenquerschnitt begründet sich im Wesentlichen aus dem fast 1,6-fach größeren Konstruktionsgewicht des Fachwerkquerschnittes.

#### ULS - Biegung

Um die Fugenklaffung in Feldmitte auf 2/3 der Querschnittshöhe zu beschränken, ist auch hier eine Erhöhung der Vorspannkraft um 12% gegenüber dem SLS (betrachtet ohne Berücksichtigung der Zusatzlängsspannungen aus Profilverformung) erforderlich. Damit kommen 2x9 Spannglieder mit 19 Litzen a 150 mm<sup>2</sup> zum Einsatz. Der Nachweis für Biegung mit Längskraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfordert eine charakteristische Druckfestigkeit von ca. 50 MPa, was gerade noch einem Normalbeton an der Grenze des Übergangs zum hochfestem Beton entspricht.

#### ULS - Querkraft

Der maßgebende Bemessungsschnitt befindet sich an der gleichen Stelle wie bei dem zuvor betrachteten Rippenquerschnitt. Infolge des höheren Konstruktionsgewichtes ist die einwirkende Querkraft größer als beim Rippenquerschnitt, teilt sich aber auf die 4 Stege auf. Für den Abtrag des Torsionsmomentes werden jedoch nur die 2 äußeren Stege herangezogen, so dass sich letztlich eine einwirkende Querkraft je Steg von 2,498 MN ergibt. Aufgrund der vorhandenen Geometrie wird die Bewehrung gebogen, so dass hier wie auch schon bei der Bemessung für die Querrichtung ein Bewehrungsstahl S 550 zur Anwendung kommt. Die rechnerische Rissneigung stellt sich bei 33° ein. In Tafel 6.9 ist die rechnerisch erforderliche

Schubbewehrung für unterschiedliche Druckstrebenwinkel und verschiedene Nachrisszugfestigkeiten des gefaserten UHFB zusammengestellt. Kommen die  $\sigma$ - $w$  Referenzkurven HK1 bzw. HL1 mit Hardening Verhalten zum Einsatz, so könnte bei dem rechnerischen Druckstrebenneigungswinkel auf eine Schubbewehrung verzichtet werden. Zuzufolge der ermüdungswirksamen Beanspruchungen sollte jedoch eine alleinige Faserbewehrung mit Vorsicht bedacht werden, bevor nicht tiefere Erkenntnisse zum Ermüdungstragverhalten von gefasertem UHFB vorliegen.

**Tafel 6.9** Erforderliche Schubbewehrung pro Steg für das Einfeldsystem mit Fachwerkquerschnitt bei unterschiedlichen Druckstrebenneigungen und Nachrisszugfestigkeiten des UHFB

	Druckstrebenneigung 45°	Druckstrebenneigung 33°
ohne Fasern $\rho_f = 0$	Ø16 - 12	Ø10 – 10 bzw. Ø12 – 14
Softening SK1 / SL1	Ø14 - 13	Ø10 - 14
Hardening HK1 / HL1	Ø12 - 12	keine Schubbewehrung

Um den Nachweis der Druckstrebentragungsfähigkeit zu erbringen, ist bei einem rechnerischen Druckstrebenneigungswinkel von 33° eine charakteristische Betondruckfestigkeit von 80 MPa für ungefaserten UHFB und 60 MPa für gefaserten UHFB erforderlich. Da die Fuge auch hier an den für die Querkraftbemessung maßgebenden Schnitten überdrückt ist, entspricht das Schubtragverhalten dem eines monolithischen Bauwerkes. Weil in allen Segmenten zunächst von äquivalent eingelegter Schubbewehrung ausgegangen wird und in den Bereichen mit Fugenöffnung die Querkraft gering ist, entfällt auch dort zusätzliche Bewehrung. Auch infolge ermüdungsrelevanter Beanspruchungen erfährt die Schubbewehrung keine Erhöhung.

### ULS – Schub Fuge

Allein über Reibung lässt sich auch hier nicht die Querkraft über die Fuge übertragen. Die durch Reibung übertragbare Querkraft beträgt 1,06 MN gegenüber einer einwirkenden Querkraft von  $V_{ED} = 2,498$  MN. Damit müssen auch hier Schubnocken angeordnet werden. Mit dem Nachweismodell nach [Specker2001] ist die Tragfähigkeit der Fuge mit Schubnocken mit  $V_{Rd} = 2,79$  MN aufgrund der größer vorhandenen Stegfläche gegenüber dem Rippenquerschnitt ausreichend. Nach den eigenen numerisch nichtlinearen Berechnungen (siehe Kap. 6.6) würde sich eine noch höhere Tragfähigkeit ergeben.

### 6.5.3 Mehrfeldträger über Symmetrie – Rippenquerschnitt

#### System und Modellierung

Wie schon zuvor erwähnt, erfolgt die Modellierung des Mehrfeldsystems unter Anwendung der Symmetriebedingungen gemäß Bild 6.16. Die mitwirkende Breite des Druckgurtes im Stützquerschnitt ergibt sich zu jeweils 3,03 m auf beiden Seiten des Steges und wird somit bei der Spannungsermittlung und Bemessung berücksichtigt.

**SLS**

Auch bei den mehrfeldrigen Systemen ist das LM1 bemessungsbestimmend. Um im Feldquerschnitt eine Druckspannungsreserve von -2 MPa aufrecht zu erhalten, werden 2 x 8 zweifach umgelenkte Spannglieder mit 19 Litzen a 150 mm<sup>2</sup> und zusätzlich zwei gerade verlaufende und jeweils hinter den Umlenkpunkten verankerte Spannkabel der gleichen Dimension angeordnet. Mit dieser Spannkabelanordnung sind bereits auch die Zusatzlängsspannungen infolge der Profilverformung abgedeckt. Über dem Stützbereich reichen die 2 x 8 Spannglieder aus, um die Druckspannungsreserve unter der seltenen Lastkombination einzuhalten. Die Spanngliedexzentrizität im Feld entspricht in etwa der des Einfeldsystems. Über der Stütze ist die Spanngliedexzentrizität mit 0,2 m sehr gering aber ausreichend (siehe Bild 6.16). Eine größere Exzentrizität der Spannkabel ist wegen der nicht möglichen Durchführung durch die Hauptquerträger nicht umzusetzen. Die vorhandene Druckspannung über der Stütze würde eine charakteristische Druckfestigkeit von 76 MPa erfordern.

**ULS Biegung**

Im Gegensatz zu den Feldquerschnitten mit geringer Querkraftbeanspruchung ist die Fugenöffnung im Stützquerschnitt mit hoher Querkraftbeanspruchung auf 1/3 der Fugenhöhe zu beschränken. Mit der gewählten Spanngliedanordnung ist der Querschnitt über der Stütze gerade noch überdrückt. Die erforderliche charakteristische Druckfestigkeit beträgt 118 MPa.

**ULS Querkraft**

Bemessungsbestimmend ist auch hier wieder das LM1, allerdings führt der aus der größeren Spannweite resultierende hohe Torsionsanteil des LM3 (Sonderfahrzeug) zu einer annähernd ähnlichen Größenordnung der auf den Steg einwirkenden Querkräfte. Am entscheidenden Bemessungsschnitt über der Stütze ergibt sich eine einwirkende Querkraft von  $V_{Ed} = 4,246$  MN. Der Querkrafttraganteil infolge der Sprengwerk- bzw. Bogenwirkung der Vorspannkraft lässt sich bei statisch unbestimmten Systemen nicht mehr ohne weiteres einfach bestimmen. Die Neigung des Sprengwerkes wurde aus dem sich einstellenden Spannungsverlauf über die Tragwerkslängsrichtung bestimmt. Als Betonstahl kommt wie schon zuvor ein S 670 zur Anwendung. Die Ergebnisse der erforderlichen Schubbewehrung sind in der Tafel 6.10 angeführt.

**Tafel 6.10**      **Erforderliche Schubbewehrung pro Steg für das Mehrfeldsystem mit Rippenquerschnitt bei unterschiedlichen Druckstrebenneigungen und Nachrisszugfestigkeiten des UHFB**

	Druckstrebenneigung 45°	Druckstrebenneigung 32°
ohne Fasern $\rho_f = 0$	Ø16 - 9	Ø14 - 11
Softening SK1 / SL1	Ø14 - 9 bzw. Ø16 - 12	Ø10 - 9 bzw. Ø12 - 13
Hardening HK1 / HL1	Ø12 - 12	Ø10 - 15

Der Druckstrebennachweis mit der rechnerischen Druckstrebenneigung von 32° erfordert für einen gefaserten UHFB eine charakteristische Druckfestigkeit von 99 MPa und ohne Fasern eine charakteristische Druckfestigkeit von 136 MPa. Der

Querschnitt ist im Bereich der maximalen Querkraftbeanspruchung zu 99,6 % überdrückt. Somit entfällt eine zusätzliche Bewehrung im fugennahen Bereich gemäß Kapitel 6.6.

### **ULS Schub Fuge**

Auch hier lässt sich allein mit einem Querkraftwiderstand von  $V_{Rd} = 1,66$  MN die Querkraft über die Fuge durch Reibung nicht übertragen, so dass die Anordnung von Schubnocken notwendig ist. Die Tragfähigkeit der feinprofilierten Fuge nach dem Bemessungsvorschlag von [Specker2001] mit 3,45 MN ist ebenfalls unzureichend. Nach den eigenen nichtlinearen FE-Berechnungen ergibt sich die Schubtragfähigkeit der Trockenfuge zu  $V_{Rd} = 5,84$  MN und ist somit ausreichend.

## **6.5.4 Mehrfeldträger über Symmetrie – Fachwerkquerschnitt**

### **System und Modellierung**

Die mitwirkende Breite im Stützquerschnitt beträgt auf beiden Seiten des Steges 2,87 m und findet somit Berücksichtigung bei der Spannungsermittlung und Bemessung. Das Statische System als auch die Spannkabelführung sind dem mehrfeldrigen Rippenquerschnitt äquivalent.

### **SLS**

Genau wie beim Rippenquerschnitt ist auch hier wieder das LM1 bemessungsbestimmend. Als Vorspannung kommen 2 x 9 zweifach umgelenkte Spannkabel mit 19 Litzen a 150 mm<sup>2</sup> und 2 x 2 zusätzliche gerade im Feld verlaufende Spannkabel des gleichen Typs, welche hinter den Umlenkpunkten jeweils verankert werden, zum Einsatz. Im Feld entspricht die Spanngliedexzentrizität annähernd der des Einfeldsystems. Über der Stütze lässt sich auch hier nur aufgrund der großen Bauhöhe der oberen Fachwerkfahrbahnplatte eine Spanngliedexzentrizität von 0,20 m realisieren. Damit ist die Spanngliedführung qualitativ gesehen in etwa gleich der des Mehrfeldsystems mit Rippenquerschnitt. Die höhere Vorspannkraft resultiert im Wesentlichen aus dem höheren Eigengewicht des Fachwerkquerschnittes. Die erforderliche charakteristische Druckfestigkeit unter der seltenen Einwirkungskombination beträgt 56 MPa.

### **ULS Biegung**

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit unter Biegung mit Längskraft erfordert keine Erhöhung der Vorspannkraft über der Stütze. Mit der gewählten Vorspannung ist der Querschnitt zu 86% überdrückt und mit einer charakteristischen Druckfestigkeit von 80 MPa ist eine ausreichende Biegetragfähigkeit gegeben.

### **ULS Querkraft**

Am entscheidenden Bemessungsschnitt über der Stütze ergibt sich aus Querkraft und Torsionsbeanspruchung eine einwirkende Querkraft auf die jeweils äußeren Stege von  $V_{Ed} = 5,53$  MN, wobei auch hier das LM1 maßgebend ist. Die Neigung des Querkrafttraganteils aus der Vorspannung wurde auch hier über den Verlauf der Längsspannungen über die Trägerlänge bestimmt. Die erforderliche Schubbewehrung für die verschiedenen Nachrisszugfestigkeiten und Druckstrebenneigungswinkel ist in Tafel 6.11 angeführt. Die verwendete Betonstahlgüte ist S 550.

**Tafel 6.11**      **Erforderliche Schubbewehrung pro Steg für das Mehrfeldsystem mit Rippenquerschnitt bei unterschiedlichen Druckstrebenneigungen und Nachrisszugfestigkeiten des UHFB**

	Druckstrebenneigung 45°	Druckstrebenneigung 28°
ohne Fasern $\rho_f = 0$	Ø16 - 8	Ø14 - 12
Softening SK1 / SL1	Ø16 - 10	Ø10 - 9 bzw. Ø12 - 13
Hardening HK1 / HL1	Ø16 - 11	Ø10 - 12

Der Druckstrebennachweis erfordert bei einem Druckstrebenneigungswinkel von 28° eine charakteristische Druckfestigkeit von 192 MPa für ungefaserten UHFB und 140 MPa für gefaserten UHFB. Aufgrund der geringen Fugenklaffung muss keine zusätzliche Bewehrung im fugennahen Bereich vorgesehen werden.

### ULS Schub Fuge

Aufgrund der hohen Schubbeanspruchung ist weder allein über Reibung noch durch Anordnung von Schubnocken und Nachweis mit dem Ansatz von [Specker2001] die Schubtragfähigkeit der Trockenfuge ausreichend. Wird bei den eigenen nichtlinearen FE-Berechnungen der von [Specker2001] vorgeschlagene Sicherheitsbeiwert von 2,0 angesetzt, so ist auch hier die Tragfähigkeit unzureichend. Bisher wurde die Torsion vereinfacht immer nur auf die äußeren Stegscheiben aufgeteilt. Allerdings beteiligen sich in der Realität tatsächlich auch die inneren Stegscheiben am Abtrag der Torsionsbeanspruchung. Die theoretisch exakte Spannungsermittlung in mehrzelligen Kastenquerschnitten ist aufgrund der inneren statischen Unbestimmtheit für praktische Belange sehr komplex. Vereinfachend genau lässt sich die Beanspruchung auch über die Theorie der aussteifenden Wandscheiben abschätzen, welche quasi sowieso bereits für die Aufteilung der Torsion auf den einzelligen Hohlkastenquerschnitt verwendet wurde. Damit reduziert sich die einwirkende Querkraft auf eine äußere Stegscheibe auf  $V_{Ed} = 4,37$  MN. Mit dem Nachweiskonzept nach [Specker2001] ist der Nachweis noch immer nicht zu erbringen. Mit den eigenen numerischen Berechnungen und unter Einhaltung des Sicherheitsbeiwertes von 2,0 ist der Nachweis nun jedoch erfüllt.

Der von [Specker2001] vorgeschlagene Sicherheitsbeiwert von 2,0 berücksichtigt neben der Materialsicherheit auch Imperfektionen in der Fugengeometrie. Mit dem alleinigen Ansatz des in Kapitel 5 vorgeschlagenen globalen Teilsicherheitsbeiwertes von 1,5 würde sich der Nachweis auch bei alleiniger Aufteilung des Torsionsmomentes auf die zwei äußeren Stege erbringen lassen. Dies setzt jedoch eine absolut perfekte Oberflächengeometrie der Feinprofilierung voraus, die sich nur durch eine nachträgliche CNC-gesteuerte mechanische Oberflächenbearbeitung erreichen lässt. Für glatte Fugen liegen hierfür bereits aus den durchgeführten Pilotprojekten der Wildbrücke Völkermarkt und der Bahnhilfsbrücken der ÖBB gute Erfahrungen vor, dass eine Genauigkeit von 0,1 mm erreichbar ist. Leider gibt es derzeit noch keine Erfahrungen, ob mit weitaus günstigeren hochpräzisionsgefertigten Stahlschalungen, die allerdings erst ab gewissen Stückzahlen wirtschaftlich werden, ähnliche Genauigkeiten erzielbar sind.

Eine geneigte Fuge (siehe Bild 6.17) zum Auflagersegment wie sie bei dem Oleron Viaduct [Podolny1982] zur Anwendung kam, kann auch zur Reduktion der über die Fuge direkt zu übertragenden Querkraft führen. [Specker2001] stellte fest, dass sich die Fugenöffnung bei mehrfeldrigen Trägern auf die Fuge mit der maximalen Biegebeanspruchung konzentriert, so dass wahrscheinlich auch nur hier die Neigung notwendig ist.

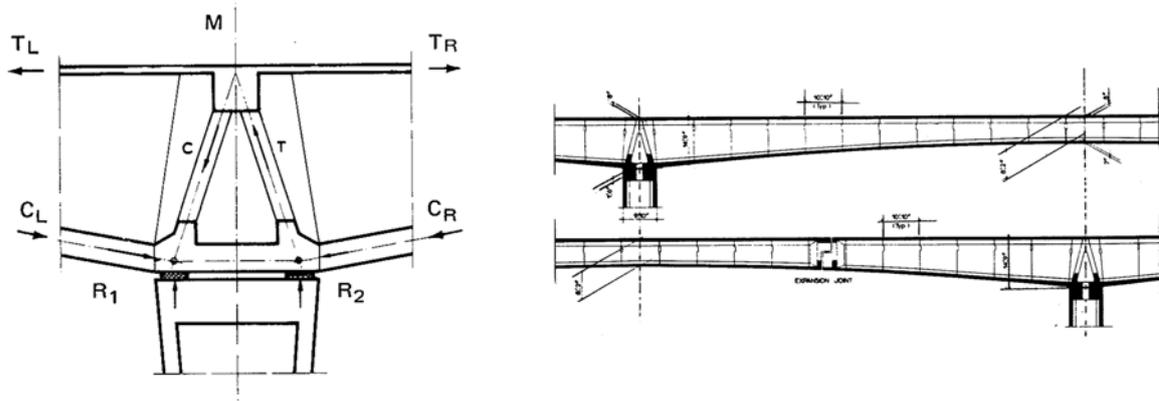


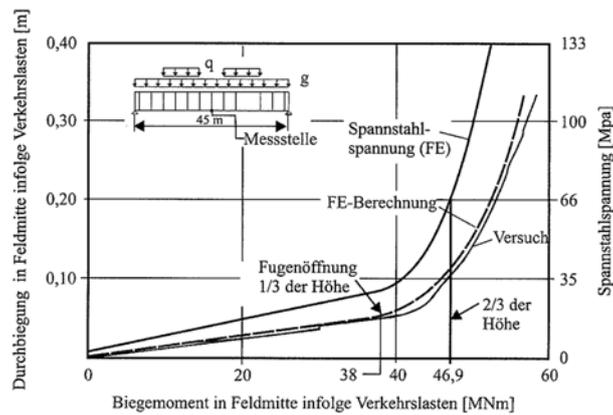
Bild 6.17 Geneigte Fuge – Oleron Viaduct [Podolny1982]

## 6.6 Besonderheiten bei der Berechnung von Segmentbauwerken

### 6.6.1 Mechanismen der Lastübertragung über die Fuge

#### Tragverhalten Biegung mit Längskraft

Solange die Fugen extern vorgespannter Segmentbrücken überdrückt bleiben, entspricht das Tragverhalten dem monolithischer Tragwerke. Da keine im Verbund liegende Bewehrung über die Fugen verläuft, kommt es bei Überschreiten des Dekompressionsmomentes unmittelbar zur Fugenöffnung und es stellt sich ein von monolithischen Tragwerken abweichendes Tragverhalten ein, bei dem sich nur noch die verbleibende Biegedruckzone zusammenwirkend mit den externen Spanngliedern an der Lastübertragung beteiligen. Dieses Tragverhalten von extern vorgespannten segmentären Spannbetonbauteilen wurde in zahlreichen Arbeiten bereits untersucht [Vielhaber1989], [Huan1994], [Falkner1997], [Specker2001], [Aparicio2002], [Kasic2002], [Möller2006], [Turmo2006b] und soll folgend in Anlehnung an diese Arbeiten kurz erläutert werden. Nach Überschreitung des Dekompressionsmomentes kommt es zur Fugenöffnung, die damit zu einer Steifigkeitsminderung im Fugenbereich und damit überproportionalen Zunahme der Durchbiegungen führt. Zugleich wachsen zufolge der Fugenöffnung die Spannstahlspannungen überproportional an, wie in Bild 6.18 ersichtlich. Dabei konzentriert sich die Fugenöffnung im Bruchzustand auf einen eng begrenzten lokalen Bereich - bei dem in Bild 6.18 untersuchten System auf lediglich 3 Fugen [Specker2001].



**Bild 6.18** Durchbiegungen und Spannstahlspannungen bei zunehmendem Biegemoment in Feldmitte eines Einfeldträgers [Rombach2004]

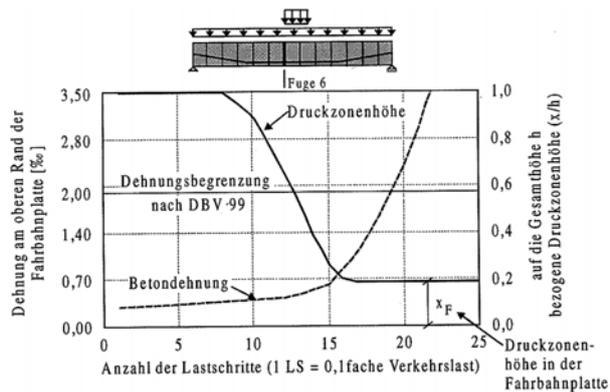
Mit Rücksicht auf die überproportionale Zunahme der Fugenöffnung schlägt [Huan1994] vor, die Fugenöffnung in Feldmitte (kleine Querkraft und Torsion) auf  $2/3$  der Steghöhe, bei Durchlaufsystemen über der Stütze (große Querkraft und Torsion) auf  $1/3$  der Steghöhe und die Dehnung am Druckrand auf  $2\text{‰}$  zu beschränken. [Huan1994] begründet seinen Vorschlag zum einen mit der Vermeidung eines spröden Druckzonenversagens bzw. dass die Schub- und Torsionsbeanspruchungen über die überdrückten Querschnittsteile abgetragen werden müssen. Da sich auch die abliegenden Querschnittsteile der Fahrbahn- bzw. Bodenplatte am Abtrag von Schub und Torsion beteiligen, kommt es zur Querbiegung in den Gurten des Hohlkastens. Zum anderen begründet er seinen Vorschlag mit der überproportionalen Auswirkung von Fehlern bei der Schnittgrößenermittlung. Die Begrenzung der Druckdehnung auf  $2\text{‰}$  soll das Auftreten großer Hauptdruckspannungen verhindern und ein expliziter Nachweis der schiefen Hauptdruckspannungen entfällt. Für den Nachweis der Querbiegung in den Gurten erarbeitet [Huan1994] ebenfalls Berechnungsmodelle getrennt für den oberen und unteren Gurt. Seine Bemessungsvorschläge sind in die deutschen Empfehlungen für Segmentfertigteilterbrücken mit externen Spanngliedern [DBV1999] eingegangen.

[Specker2001] kritisiert, dass den numerischen Untersuchungen von [Huan1994] ein Modell mit ebener Fugenoberfläche zugrunde liegt und der Einfluss der Schubnocken (Feinprofilierung) nicht berücksichtigt wurde. Werden die Schubnocken nicht berücksichtigt, ist eine gegenseitige Verschiebung der Segmentstirnflächen möglich, wodurch die immer noch zusätzlich vorhandene Tragwirkung der im Bereich kleiner Fugenöffnungen liegenden Schubnocken vernachlässigt wird. Zum anderen führt die von [Huan1994] vorgeschlagene Begrenzung der Druckzonenhöhe zu einem erhöhten, unwirtschaftlichen und gerade in Feldmitte nicht gerechtfertigten Spannstahlbedarf. [Specker2001] zeigt mit ihren numerischen Untersuchungen an einem verbesserten Modell, welches die Fugenprofilierung berücksichtigt und ebenfalls an Großversuchen [Takebayashi1994] kalibriert wurde, dass die von [Huan1994] getroffenen Vereinfachungen, einen starken Einfluss auf die Ergebnisse haben.

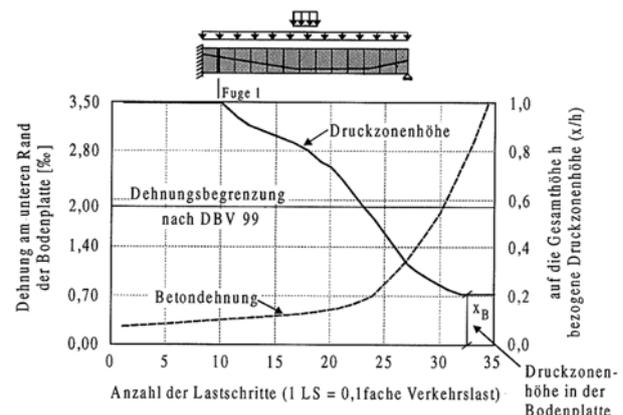
Aus Bild 6.19 wird deutlich, dass mit weiterer Laststeigerung die Druckzonenhöhe nicht weiter kontinuierlich abnimmt, wenn die Fugenöffnung die Fahrbahn- oder Bodenplatte des Hohlkastenquerschnittes erreicht hat. Ab hier ist noch eine weitere Laststeigerung möglich, wenn weder die Fließgrenze des Spannstahles noch die Tragfähigkeit der Druckzone erreicht ist. Am Ende tritt in der Regel ein Schub-Druck Versagen der Betondruckzone ein. Dadurch dass die Nulllinienlage sich bei

Erreichen der Gurte nahezu nicht mehr ändert, bleibt auch die Steifigkeit nahezu konstant und es stellt sich ab hier wieder ein linearer Zusammenhang zwischen Biegemoment und Durchbiegung ein. Der durch die Fugenöffnung resultierende Spannungszuwachs in den externen Spanngliedern ermöglicht eben diese weitere Laststeigerung und verhindert ein sprödes Schub-Druck Versagen der Druckzone und gewährleistet damit ein duktileres Tragverhalten, dass sich durch große Verformungen ankündigt.

a)



b)



**Bild 6.19** Verlauf der Dehnung am Druckrand und der bezogenen Druckzonenhöhe mit zunehmender Belastung a) Feldmitte Einfeldträger b) Stützbereich Mehrfeldträger nach [Specker2001]

Aufgrund ihrer gewonnenen Untersuchungsergebnisse schlägt [Specker2001] vor, eine Begrenzung der Fugenöffnung nicht generell zu fordern, sondern bei der Anwendung nichtlinearer Berechnungen, welche die Fugenklaffung erfassen, die Berücksichtigung von Schnittkraftumlagerungen und des Spannkraftzuwachses für eine wirtschaftliche Dimensionierung zuzulassen. Bei Vorhandensein einer Fugenprofilierung schlägt sie weiterhin vor, dass erst ab einer Fugenöffnung von mehr als 2/3 der Querschnittshöhe die Umlagerungen der Schubbeanspruchungen in die Fahrbahn- bzw. Bodenplatte in Form von Querbiegung zu berücksichtigen sind.

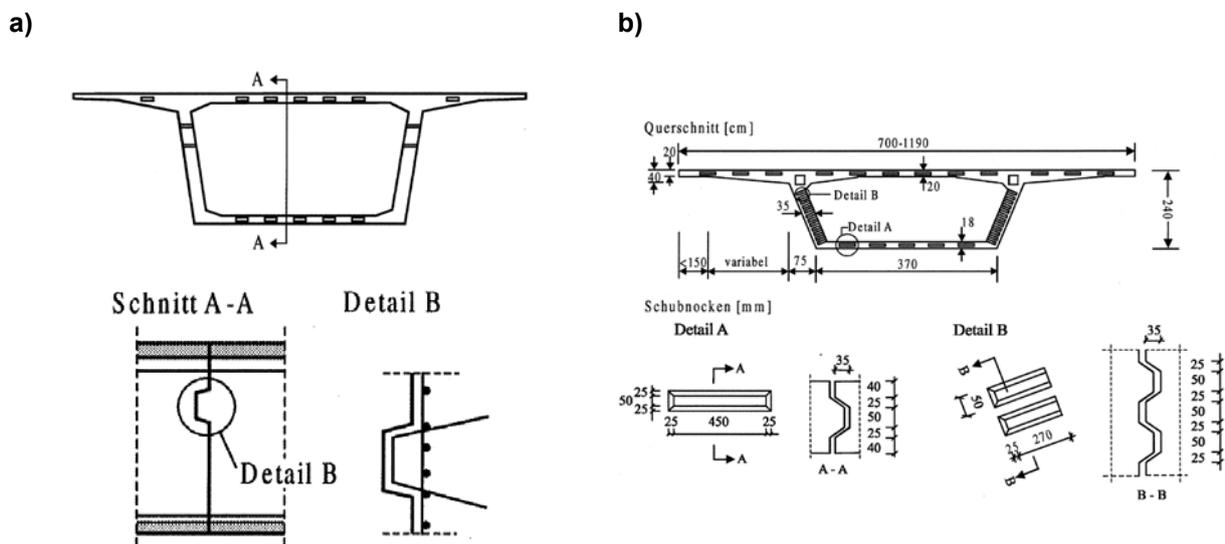
Da in dieser Arbeit in der Längsrichtung nur lineare Schnittkraftermittlungen durchgeführt werden, kommen die oben angeführten Bemessungsregeln aus [DBV1999] weiterhin zur Anwendung. Durch die Begrenzung der Fugenklaffung gemäß [DBV1999] muss damit der Nachweis der Querbiegung in den Hohlkastengurten nach [Specker2001] nicht geführt werden, da auch die Voraussetzung des Vorhandenseins einer Fugenprofilierung gegeben ist. Bei einer glatten Fugenausbildung wird jedoch weiter an der Forderung von [Huan1994] festgehalten, dass die Querbiegung im Fahrbahn- und Bodenplatte infolge der Schub- und Torsionsbeanspruchung zu führen ist. Die maximal zulässige Druckdehnung in der Druckgurtmittelachse des Hohlkastens wird bei dem hier verwendeten UHFB auf  $\epsilon_{c2}$  gemäß Kapitel 5.1 begrenzt. Im Gebrauchszustand unter der seltenen Einwirkungskombination wird weiterhin an einer Druckspannungsreserve von -2 MPa, wie in [DBV1999] gefordert, festgehalten.

Bei stabilitätsgefährdeten Tragsystemen, wie z.B. Segmentbogenkonstruktionen – siehe Pilotprojekt Wildbrücke Anhang 6 – ist die Reduktion der Steifigkeit infolge

Fugenöffnung zu berücksichtigen. Dazu können, wie in den theoretischen Untersuchungen von [Specker2001] und [Huan1994] erfolgt, anhand der FEM die Segmente durch Schalenelemente und die Fuge durch Kontaktelemente abgebildet werden. Da diese Vorgehensweise in der Praxis einen entsprechend hohen Aufwand darstellt, wird im Anhang 6 ein modifiziertes Stabwerksmodell vorgeschlagen, welches die Fugenöffnung und den Spannkraftzuwachs in praktikabler Weise berücksichtigt.

### Schub über die Fuge

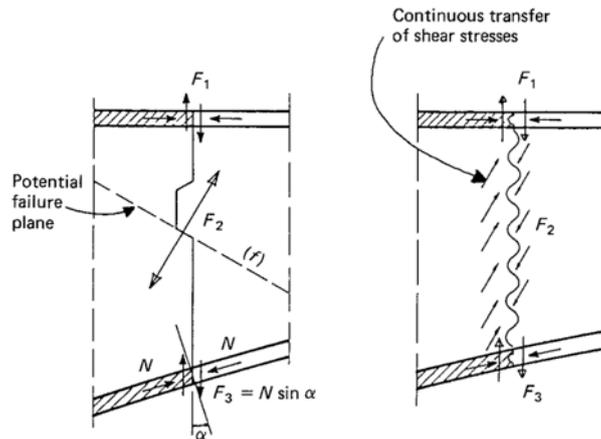
Die Schubkraftübertragung beschränkt sich auf den Bereich der Biegedruckzone in der Fuge und bei vorhandener Fugenprofilierung auf einen zusätzlichen Bereich mit entsprechend geringen Rissbreiten. Die hauptsächliche Schubübertragung erfolgt dabei jedoch über den überdrückten Bereich [Specker2001]. Um den Schub sicher übertragen zu können, sind verschiedene Fugenausbildungen möglich, die im Folgenden kurz diskutiert und im Hinblick auf eine Anwendung bei den hier untersuchten UHFB-Tragwerken bewertet werden sollen.



**Bild 6.20 Fugenformen: a) einzelne bewehrte Konsole b) Schubnocken als Feinprofilierung [Specker2001]**

In Bild 6.20 sind verschiedene Fugenformen dargestellt. Grundsätzlich kann in glatte Fugenflächen, Fugenflächen mit Feinprofilierung und Fugen mit einer oder wenigen bewehrten Konsolen unterschieden werden. Die Schubkraftübertragung mit einer oder wenigen bewehrten Konsolen hat sich wegen des konzentrierten und damit ungünstigen Kraftflusses (Bild 6.21) und wegen der aufwendigen und kostenintensiven Herstellung nicht in der Praxis durchgesetzt. Anhand von Bild 6.21 wird deutlich, dass viele kleine Schubnocken für eine gleichmäßig verschmierte Lasteinleitung sorgen und eine höhere Tragfähigkeit und ein besseres Verformungsverhalten aufweisen als wenige große Konsolen. In der Regel kommen daher heute fein profilierte Fugen wie in Bild 6.20b gezeigt zur Ausführung. Sie besitzen eine fein gezahnte oder gewellte Oberfläche mit vielen so genannten kleinen Schubnocken, die zusätzlich noch als Montagehilfe dienen können. Je kleiner die Höhe der Schubnocken, umso weniger behindern sie die Montage. Auch für den Winkel gilt: je flacher der Winkel desto schwieriger die Montage. Die im Bild 6.20b an den Stirnflächen der abliegenden Querschnittsteile der Fahrbahn- und Bodenplatte angeordneten

waagerechten und länglichen Schubnocken dienen zur Sicherstellung einer monolithischen Tragwirkung der Fahrbahnplatte. Nach [AASHTO1999], [Benaim2008], [Girmscheid1994] und [Hewson2003] darf bei der Untersuchung des Tragverhaltens in Querrichtung von einem monolithischen Bauwerk ausgegangen werden. Andernfalls würde, bei fehlender Quertragwirkung die Beanspruchung aus schweren Radlasten zu einer Überdimensionierung der Segmente führen, so dass diese Bauweise wegen der viel zu schweren Einzelsegmente nicht mehr wirtschaftlich wäre.



**Bild 6.21 Vergleich des Tragverhaltens und Kräftegleichgewicht mit einer einzelnen Schubnocke und mit Schubnocken als Feinprofilierung [Podolny1982]**

Im heute üblichen Segmentbrückenbau werden Fugen mit ebener Fugenfläche nicht ausgeführt, da diese ungünstigere Trageigenschaften aufweisen. Zuzufolge der höheren Vorspanngrade bei Einsatz von UHFB wäre die Ausbildung einer glatten Fugenfläche zunächst durchaus denkbar. Zwar müssten zur leichteren Montage der Segmente zusätzliche Montagehilfen an den Fugenflächen angeordnet werden, jedoch erscheint die Herstellbarkeit im Hinblick auf eine mechanische Bearbeitung der Fugenflächen einfacher. Die Tragfähigkeit einer solchen glatten Fuge resultiert einzig aus der Reibung. Aus Gründen, die später noch erläutert werden, darf im Fall einer verklebten Fuge der Traganteil des Klebers nicht angesetzt werden. Damit ermittelt sich die Schubtragfähigkeit der glatten und verklebten Fuge zu:

$$V_{Rd,glatt} = \mu \cdot \sigma_N \cdot A_{Fuge} \cdot \frac{1}{\gamma_F} \quad (\text{Gl. 6.1})$$

mit	$\mu$	Reibbeiwert
	$\sigma_N$	Druckspannung in der Fuge
	$A_{Fuge}$	mitwirkende Schubfläche des überdrückten Bereiches
	$\gamma_F$	Sicherheitsbeiwert

Laut [DBV1999] darf ein Teil der abliegenden Gurte des Hohlkastens zur Schubkraftübertragung herangezogen werden. Die numerischen Untersuchungen von [Specker2001] haben jedoch gezeigt, dass sich die abliegenden Querschnittsteile der Gurte erst bei sehr großen Fugenöffnungen beteiligen. Die wesentliche Kraftübertragung findet also über dem überdrückten Stegbereich statt. Damit steht bei den hier vorgeschlagenen Querschnitten mit den dünnwandigen Stegen eine sehr geringe Fläche zur Schubkraftübertragung zur Verfügung. Integriert man die über diese

Fläche wirksamen Druckspannungen auf, bleibt somit für den Lastabtrag über Reibung nur eine geringe Längskraft übrig. Aus diesem Grund wird die Anordnung einer Feinprofilierung bei den zuvor betrachteten Bauwerken notwendig.

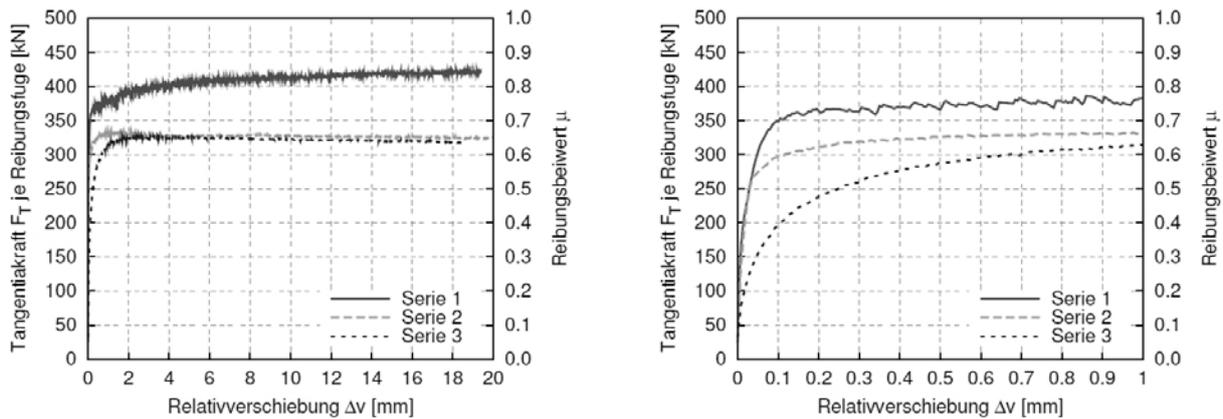
Bedingt durch den Herstellungsprozess der Fuge können die Fugenoberflächen unterschiedliche Rauigkeiten aufweisen. Für Normalbeton variieren die in der Literatur empfohlenen Reibbeiwerte zwischen 0,45 [Turmo2006a] bis 0,70 [DBV1999]. [Henze2008] hat Untersuchungen zum Reibungsverbundverhalten zwischen Bauteilen aus grobkörnigen und feinkörnigen UHFB mit unterschiedlicher Oberflächenbeschaffenheit durchgeführt, deren Ergebnisse in Tafel 6.12 zusammengefasst sind.

**Tafel 6.12 Reibungsbeiwerte für UHFB nach Untersuchungen von [Henze2008]**

	Serie 1 grobkörniger UHFB schalungsglatt	Serie 2 grobkörniger UHFB kugelgestrahlt	Serie 3 feinkörniger UHFB kugelgestrahlt
Reibungsbeiwert $\mu$	0,70 - 0,80	0,65 - 0,70	0,60- 0,65
Druckfestigkeit $f_{c,cube,100}$	162,7 N/mm <sup>2</sup>	163,2 N/mm <sup>2</sup>	163,5 N/mm <sup>2</sup>

Die Kraft-Verschiebungs-Verläufe der Versuchserien sind als Mittelwertkurve von 3 Einzelwerten in Bild 6.22 dargestellt. Der grobkörnige UHFB mit schalglatten Oberflächen weist hier die besten Reibungseigenschaften auf, der feinkörnige UHFB mit kugelgestrahlter Oberfläche die niedrigsten Reibungsbeiwerte. [Henze2008] führt die niedrigeren Reibbeiwerte der kugelgestrahlten Oberflächen darauf zurück, dass beim Kugelstrahlen eine Oberfläche mit vielen kleinen Kuppen entsteht, so dass zwischen den Reibungspartnern nur punktförmiger Kontakt vorhanden ist. Wird eine Relativverschiebung aufgezwungen brechen die Kuppen und es entsteht ein pulverartiger Abrieb, der einen Schmiereffekt hervorruft. Für nachträglich mechanisch bearbeitete Oberflächen durch Schleifen oder Fräsen liegen derzeit leider noch keine Versuchsergebnisse vor. Es lässt sich aber vermuten, dass bei diesen Oberflächen mindestens ähnliche Reibbeiwerte wie bei den schalglatten Oberflächen erreichbar sind. Die Erfahrungen mit den gefrästen Oberflächen an den Segmentstirnseiten der Segmente der ausgeführten Pilotprojekte (siehe Anhang 5), zeigen extrem glatte ebene Oberflächen gegenüber den kugelgestrahlten Versuchskörpern von [Henze2008] auf, was auf ein Fehlen der Kuppen, die zu dem pulverartigen Abrieb führen, schließen lässt.

Ziel dieser Arbeit ist es, die erforderliche Form der Fugenausbildung zu ermitteln, um eine sichere Schubübertragung zu gewährleisten. Aus diesem Grund wird der von [Henze2008] gefundene untere Reibbeiwert von  $\mu = 0,6$  auf der sicheren Seite liegend verwendet. Inwieweit hohe dynamische Beanspruchungen aus dynamischen Lasten allein über Reibung abgetragen werden können, ist noch unklar. Im Zuge eines Monitoring Programmes im Rahmen des Pilotprojektes – Eisenbahnhilfsbrücken für die ÖBB - soll das Verhalten solcher glatter Fugen dahingehend beobachtet werden.



**Bild 6.22 Kraft-Verschiebungs-Beziehung der Reibungsversuche aus [Henze2008]**

### Trockenfuge versus Klebfuge

Die Deutsche Richtlinie für Segmentbrücken [DBV1999] als auch die französische Normung fordert das Verkleben der Fugen mit Kunstharz. [AASHTO1999] lässt sowohl Trockenfugen als auch verklebte Fugen zu, wobei Trockenfugen bei interner Vorspannung nicht erlaubt sind. Als Material zur Verklebung kommt heute üblicherweise Epoxidharz zum Einsatz. Folgende Vorteile können zunächst einer Epoxidharzverklebung zugewiesen werden:

- Es besteht die Möglichkeit des Ausgleiches von Bautoleranzen.
- Die Verklebung bietet Schutz gegen eindringendes und gefrierendes Wasser.
- Die Verklebung erzeugt ein monolithisches Bauteilverhalten und ermöglicht größere Rotationen.

Demgegenüber stehen viele Nachteile der Klebfuge, so dass letztlich die Vorteile der Trockenfuge, wie in Kapitel 3 bereits erwähnt, überwiegen:

- Bauzeitverlängerung durch lange Aushärtezeiten, wegen der Erfordernis von trockenen und sauberen Fugenoberflächen und durch die temperatur- und witterungsabhängige Verarbeitung des Klebers.
- Zur Aushärtung ist eine temporäre Druckvorspannung erforderlich.
- Die Verarbeitung des Klebers unter Baustellenbedingungen ist generell schwierig.
- Die Wirkung des Epoxidharz unter Hochtemperaturbeanspruchung ist nicht mehr sichergestellt.

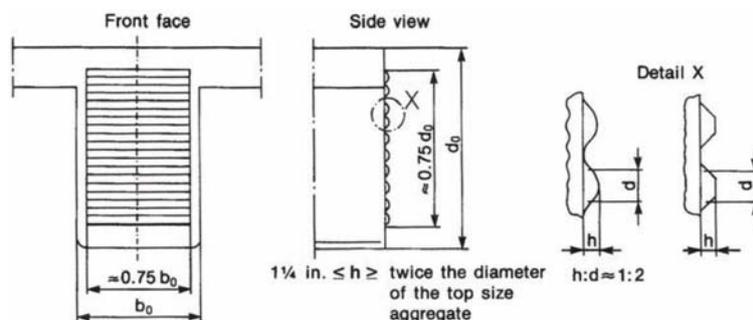
Auch im Hinblick auf das Tragverhalten verhält sich die geklebte Fuge nachteilig gegenüber der Trockenfuge. Bei Segmentbrücken aus Normalbeton geht der oben angeführte Vorteil des monolithischen Tragverhaltens bei einer Überschreitung der Betonzugfestigkeit im unmittelbar an die Fuge angrenzenden Bereich verloren und es kommt zu einem spröden Bauteilverhalten, da keine über die Fuge verlaufende Mindestbewehrung bzw. Robustheitsbewehrung vorhanden ist, um die frei werden den Zugkräfte aufzunehmen. Auch bei Einsatz von UHFB kann die Matrixzugfestigkeit geringer als die Zugfestigkeit der Verklebung sein. Aus diesem Grund ist bei einer Klebfuge der Traganteil der Schubnocken zu vernachlässigen, da für den Fall, dass der Beton neben der Segmentfuge reißt, die Tragwirkung der Schubnocken nicht mehr zur Verfügung steht und sich eine ebene Schubfuge ausbildet. Damit liegt die Tragfähigkeit der Klebfuge deutlich unter der der

Trockenfuge, da in der Trockenfuge der Traganteil der Schubnocken additiv zur Reibung wirksam ist. Wie die Erfahrungen bei den im Anhang dokumentierten Pilotprojekten gezeigt haben, kann durch mechanische Bearbeitung eine Fugenebenheit von 0,1 mm erreicht werden. Im nachfolgenden Abschnitt werden Betrachtungen zur erforderlichen Fugenebenheit von Trockenfugen bei Anwendung von UHFB in der Segmentbauweise angestellt, die zeigen dass mindestens eine Ebenheit von 0,3 mm erforderlich ist, um eine Längsrisssbildung zu vermeiden. Solche Ebenheiten sind auch bei der Verwendung von Hochpräzisionsschalungen aus Stahl erzielbar. Damit ist kein Kleber mehr für einen Toleranzausgleich erforderlich.

Letztlich bleibt damit nur der Vorteil der Fugenabdichtung gegen eindringendes Wasser bestehen. Schäden durch gefrierendes Wasser sind wegen der hohen Zugfestigkeiten und bei duktilem Nachrissverhalten des UHFB nicht zu erwarten. Da die externen Spannglieder durch die PE- und Fettummantelung gegen aggressive Medien gut geschützt, kontrollierbar und bei einer eventuellen Schädigung austauschbar sind, besteht auch hier nicht die unbedingte Notwendigkeit einer Abdichtung. Auch wenn die letzten Aussagen nur prognostizierbar und hypothetisch bleiben, überwiegen eindeutig die Vorteile der Trockenfuge, so dass diese auch hier bei der UHFB Segmentbauweise zur Anwendung kommen soll.

### Vor- und Nachteile Fugenprofilierung sowie Anzahl und optimale Form der Schubnocken

Die vorangegangenen Berechnungen der Tragwerke in der Längsrichtung in Kapitel 6.5 zeigen, dass die Schubtragfähigkeit ohne Schubnocken nicht ausreichend ist. Ein weiterer Vorteil in der Anordnung von Schubnocken ist darin zu sehen, dass sich bei einer profilierten Fugenfläche der gedrückte Gurt wesentlich weniger an der Schubübertragung beteiligen muss als bei einer ebenen Fuge, wodurch weniger Querbiegebeanspruchung in den abliegenden Querschnittsteilen der Fahrbahn- und Bodenplatte entsteht, die dann laut [Specker2001] nicht mehr nachzuweisen ist. Weiterhin sind waagerechte Schubnocken in der Fahrbahn- und Bodenplatte zur Aktivierung benachbarter Segmente beim Lastabtrag schwerer Radlasten notwendig, um eine Überbeanspruchung einzelner Segmente in Querrichtung zu vermeiden. Die Empfehlungen für die Form der Feinprofilierung bzw. Ausbildung der Schubnocken in [DBV1999] sind aus [AASHTO1999] übernommen worden und in Bild 6.23 dargestellt.



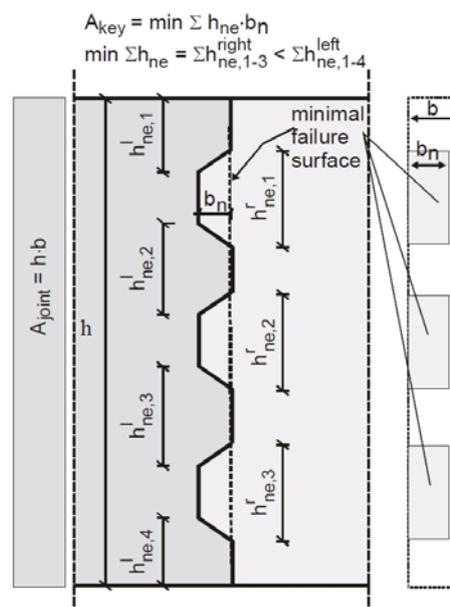
**Bild 6.23** Empfehlungen zur Ausbildung der Profilierung im Bereich der Stege nach [AASHTO1999] und [DBV1999]

Üblicherweise werden mehr Schubnocken als erforderlich angeordnet, um Ungenauigkeiten des Bemessungsmodells, mögliche Schäden der Schubnocken durch

Lagerung und Transport und geometrische Ungenauigkeiten zu kompensieren. Möglichst viele kleine Schubnocken sorgen für eine günstige, kontinuierlich verteilte Lasteinleitung. Wie bereits schon erläutert, ergibt sich die Traglast der Trockenfuge additiv aus Reib- und Scherwiderstand. [Specker2001] stellte bei ihren numerischen Versuchen fest, dass der Scherwiderstand unabhängig von der in der Fuge wirksamen Normalspannung ist. Für die Bemessung von überdrückten Trockenfugen schlägt [Specker2001] auf der Basis experimenteller und numerischer Untersuchungen folgende Beziehung vor:

$$V_{Rd} = \left( \mu \cdot \sigma_N \cdot A_{Fuge} + f \cdot f_{ck} \cdot A_{Nocke} \right) \cdot \frac{1}{\gamma_F} \quad (\text{Gl. 6.2})$$

mit	$\mu$	Reibbeiwert
	$\sigma_N$	Druckspannung in der Fuge
	$A_{Fuge}$	mitwirkende Schubfläche des überdrückten Bereiches
	$\gamma_F$	Sicherheitsbeiwert
	$f = 0,14$	Faktor zur Berücksichtigung der Fugenprofilierung
	$f_{ck}$	charakteristische Betondruckfestigkeit
	$A_{Nocke}$	minimaler Wert der Versagensfläche auf Schub in der Fuge nach Bild 6.24



**Bild 6.24** Ermittlung der minimalen Versagensfläche auf Schub nach [Specker2001] aus [Rombach2002]

Die Tragfähigkeit setzt sich nach (Gl. 6.2) additiv aus dem Coulomb'schen Reibungsanteil und der Scherfestigkeit der Schubnocken zusammen. [Specker2001] leitet den Ansatz für den Anteil der Scherfestigkeit der Schubnocken an von Mörsch durchgeführten Scherversuchen, die in [Kupfer1973] dokumentiert sind, ab. Der Versuchsaufbau ist in Bild 6.25 dargestellt. Unter der aufgebrachtten Belastung bildete sich zunächst ein Biegeriss (Riss 1), wodurch sich eine Starrkörperverdrehung der beiden durch den Biegeriss getrennten Prismen ergab. Hierdurch wurde die Lasteinleitung zu den Kanten unmittelbar neben dem Biegeriss umgelagert. Bei weiterer Laststeigerung kam es zu einem Abscheren entlang der Scherrisse (Riss 2). Mörsch

bestimmte die Scherfestigkeit unter der Annahme eines „Gedankenmodells“, das keiner tatsächlichen Versuchsbeobachtung entspricht. Dabei resultiert die Scherfestigkeit aus vielen unendlich kleinen Verzahnungen, in denen nur senkrecht aufeinander stehende Druck- und Zugspannungen wirksam sind (siehe Bild 6.25b). Nach diesem von Mörsch aufgestellten Modell ergibt sich nach dem aufgestelltem Kräftegleichgewicht in Bild 6.25b die Scherfestigkeit bzw. Schubspannung zu:

$$\tau_S = \sqrt{\sigma_D \cdot \sigma_Z} \quad (\text{Gl. 6.3})$$

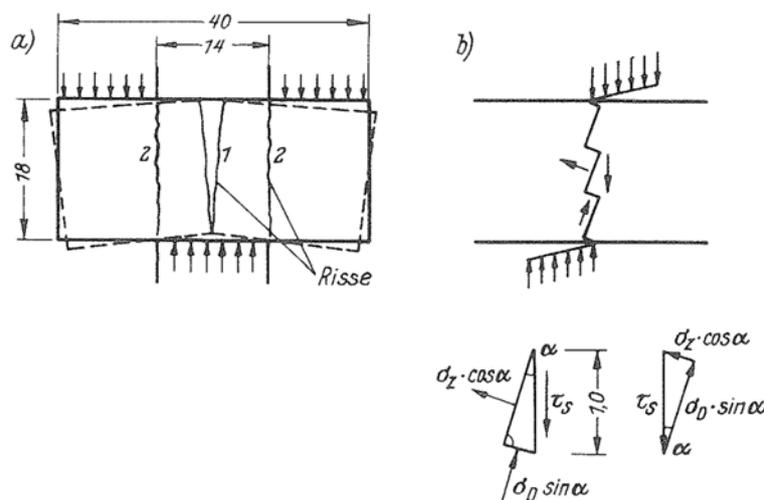
Weiterhin nimmt Mörsch an, dass die Zug- und Druckspannungen an den Zahnflanken maximal werden. Anhand der Druck-Zug-Festigkeitsbeziehung unter zweiachsiger Beanspruchung nach [Kupfer1973], die in Bild 6.27 dargestellt ist, bestimmt [Specker2001] analog zu [Kupfer1973] die Spannungscombination bei der die Schubspannung maximal wird.

$$\tau_S = \sqrt{\sigma_D \cdot \sigma_Z} = \sqrt{0,75 f_{ck} \cdot 0,63 f_{ck}} = \sqrt{0,75 f_{ck} \cdot 0,63 \cdot \left(0,3 f_{ck}^{\frac{2}{3}}\right)} = 0,3765 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (\text{Gl. 6.4})$$

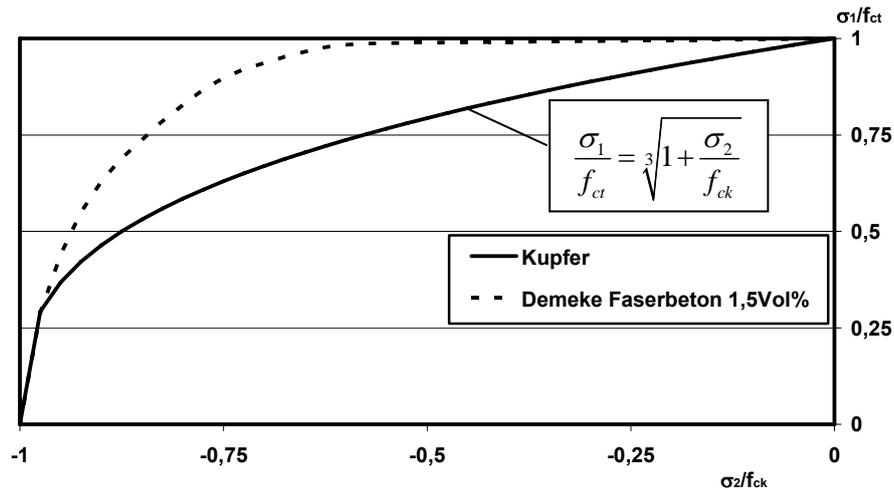
Damit ergibt sich dann für alle Festigkeiten unter C50/60 ausreichend genau auf der sicheren Seite liegend:

$$\tau_S = 0,19 f_{ck} \quad (\text{Gl. 6.5})$$

Der geringere Wert von  $0,14 \cdot f_{ck}$  wurde von [Specker2001] vorgeschlagen, da mit diesem für alle Versuche und numerischen Berechnungen die Traglasten auf der sicheren Seite getroffen werden.



**Bild 6.25** Scherversuche von Mörsch aus [Kupfer1973]



**Bild 6.26** Gegenüberstellung der Druck-Zug-Festigkeitsbeziehungen für Normalbeton nach [Kupfer1973] und für Faserbeton mit 1,5 Vol% Fasergehalt nach [Demeke1994]

Für höhere Druckfestigkeiten als 50 MPa liegt der Faktor 0,19 nicht mehr auf der sicheren Seite, sondern nimmt bei einer Druckfestigkeit von 200 MPa auf 0,15 ab. Allerdings steigt bei Faserbeton die Volligkeit der Druck-Zug-Festigkeitsbeziehung nach Untersuchungen von [Demeke1994] mit zunehmendem Fasergehalt an. In Bild 6.26 ist die von [Demeke1994] experimentell gefundene Druck-Zug-Festigkeitsbeziehung für einen Faserbeton mit 1,5 Vol% Fasergehalt der von Kupfer gefundenen Beziehung gegenübergestellt. Im Folgenden soll geprüft werden, inwieweit sich der Faktor für die Scherfestigkeit auf die hier verwendeten gefaserten UHFB verändert.

Da für die Druck-Zug-Festigkeitsbeziehung für den Faserbeton nach [Demeke1994] keine analytische Beschreibung vorhanden ist, wurde die Kurve grafisch aufgetragen. Die Spannungskombination, bei welcher die Schubspannung maximal wird, ergibt sich durch Einschreiben des flächengrößten Rechteckes innerhalb der Kurve, deren Seitenlängen dann die entsprechenden Verhältnismerte ergeben. Damit lässt sich die Spannungskombination, bei der die Schubspannung maximal wird angeben.

$$\tau_s = \sqrt{\sigma_D \cdot \sigma_Z} = \sqrt{0,75 f_{ck} \cdot 0,90 f_{ck}} = \sqrt{0,90 f_{ck} \cdot 0,75 \cdot \left(0,3 f_{ck}^{\frac{2}{3}}\right)} = 0,45 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (\text{Gl. 6.6})$$

Wiederum ergibt sich dann für alle Festigkeiten zwischen 140 bis 180 MPa ausreichend genau auf der sicheren Seite liegend:

$$\tau_s = 0,19 f_{ck} \quad (\text{Gl. 6.7})$$

Damit lässt sich vorerst, soweit keine genaueren Untersuchungen und Ansätze für gefaserten UHFB vorliegen, der Ansatz von [Specker2001] auch auf gefaserten UHFB mit den hier betrachteten Festigkeitsbereichen übertragen.

Die in Bild 6.23 empfohlene geometrische Ausbildung der Profilierung und die Bemessungsmodelle von [Specker2001] und [AASHTO1999] sind nicht ohne

weiteres auf die dünnwandigen UHFB Segmente übertragbar, so dass nachfolgend eigene numerische Untersuchungen zur Bestimmung der Tragfähigkeit und Festlegung der Form erfolgen. Dabei steht wiederum im Vordergrund, die Machbarkeit der UHFB Segmentbauweise aufzuzeigen. Systematische Parameteruntersuchungen und Vergleiche mit einer herkömmlichen Ausbildung sollen das Ziel weiterer Forschungsvorhaben bleiben.

### **6.6.2 Hypothesen zu Anzahl, Form und Materialfestigkeiten**

Um den Aufwand der eigenen numerischen Untersuchungen so gering wie möglich zu halten, erfolgen vorab theoretische Betrachtungen zur Auswirkung der Anzahl, Form und Wahl der Materialfestigkeiten.

#### **Anzahl der Schubnocken:**

[Specker2001] stellt bei ihren, durch Versuche verifizierten numerischen Berechnungen, einen linearen Zusammenhang zwischen der Nockenanzahl und der erreichten Traglast fest. Die Voraussetzung dafür ist eine perfekte Geometrie der beiden Fugenoberflächen, so dass die Aktivierung der Tragwirkung aller Schubnocken gleichzeitig erfolgt.

#### **Variation der Größe und Geometrie der Schubnocken:**

Bedingt aus der Herstellung sind nicht beliebig kleine Schubnocken wählbar. Die numerischen Parameteruntersuchungen von [Specker2001] zeigen auch hier wieder einen linearen Zusammenhang zwischen Größe und Tragfähigkeit. Voraussetzung ist immer die perfekte Oberflächengeometrie zur gleichzeitigen Aktivierung aller Schubnocken. Unter dieser Voraussetzung ist damit auch die Größe der Schubnocke vorerst ohne Bedeutung. Jedoch sollte für die gleichmäßige Belastung aller Schubnocken ihre Größe so gering wie herstellungsbedingt möglich gewählt werden, da Ungenauigkeiten in der Geometrie letztlich mehr oder weniger immer vorhanden sind.

Da die Schubnocke auf Abscheren versagt, hat auch der Neigungswinkel sowie die Variation der Höhe  $h$  und die Dicke  $d$  nach Bild 6.23 keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit. [Specker2001] beobachtet erst ab einem Verhältnis  $d/h > 6...7$  anstatt des Scherversagens ein Druckversagen am Beginn der Schubnocke. Da die Versagensfläche für das Abscheren und damit die Scherfestigkeit gegenüber der Tragfähigkeit auf Druck am Konsolbeginn immer größer wird, besitzt die Versagenslast einen oberen Grenzwert.

#### **Variation der Betondruckfestigkeit:**

Auch hier stellt [Specker2001] einen linearen Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit und Tragfähigkeit fest. Mit der Variation der Druckfestigkeit wurde auch die Zugfestigkeit entsprechend angepasst, so dass demnach in gleicher Weise der lineare Zusammenhang auch zwischen Zugfestigkeit und Tragfähigkeit bestehen muss.

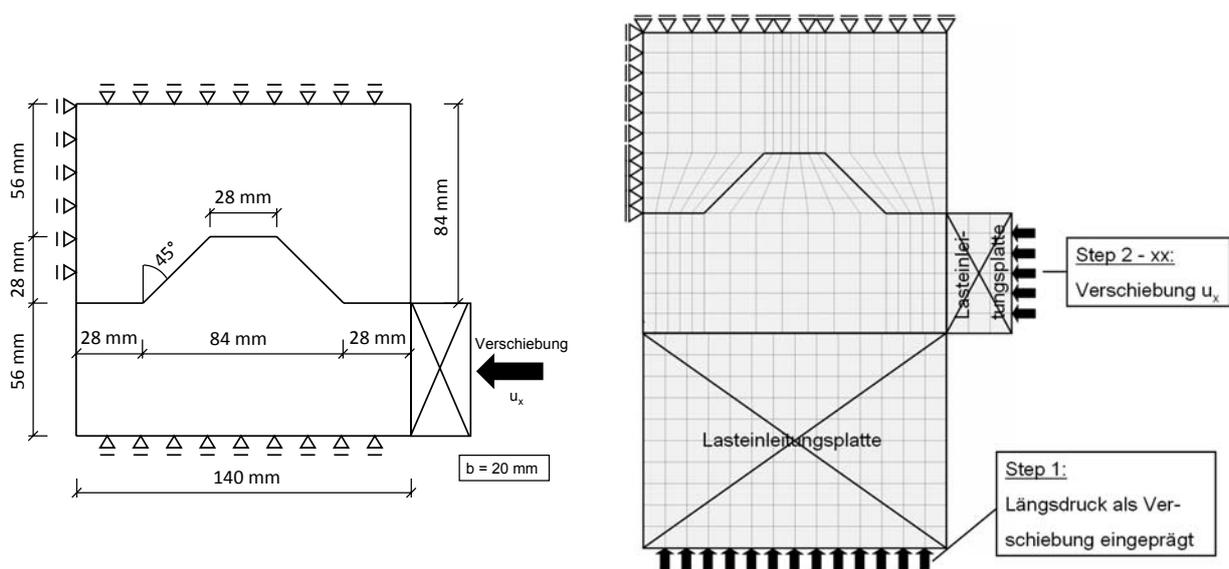
### **6.6.3 Numerische Untersuchungen**

Die nichtlinearen numerischen Untersuchungen haben einerseits zum Ziel, einen nichtlinearen Traglastnachweis für die Schubnocken zu erbringen, da in dem vorangegangenen Kapitel 6.5 mit Hilfe des analytischen Ansatz von [Specker2001] die Fugentragfähigkeit zum Teil nicht mehr mit ausreichender Sicherheit nachzuweisen war. Andererseits soll der Frage nachgegangen werden, inwieweit die verschiedenen Nachrisszugfestigkeiten der in Kapitel 4 dokumentierten  $\sigma$ - $w$  Referenz-

kurven die Tragfähigkeit der Schubnocken beeinflusst bzw. ob ein Einsatz von gefasertem UHFB mit höheren Nachrisszugfestigkeiten letztlich überhaupt gewinnbringend ist. Da keine begleitenden Versuche durchgeführt wurden, ist die Aussagekraft der Ergebnisse für eine tiefere Untersuchung des Tragverhaltens und des Versagensmechanismus nicht überzubewerten, auch wenn die verwendeten Materialmodelle und Parameter an einfachen Standardversuchen verifiziert worden sind (siehe Anhang 4). Aus diesem Grund beschränkt sich die Ergebnisauswertung und Dokumentation lediglich auf die zuvor angeführten Schwerpunkte, um zumindest erste Tendenzen aufzuzeigen.

### Rechenmodell:

Bild 6.27 zeigt das den nichtlinearen numerischen Untersuchungen zugrunde gelegte Berechnungsmodell. Die verwendeten Materialgesetze und ein Nachweiskonzept zur nichtlinearen Nachweisführung wurden bereits in den Kapiteln 4 und 5 dargestellt. In der Fuge werden zur Übertragung des Längsdruckes und der Coulomb'schen Reibung Kontaktelemente mit den ebenfalls in Kapitel 4 bereits beschriebenen Eigenschaften verwendet. Die Lasten werden schrittweise durch Verschiebungen quasi weggesteuert aufgebracht, um auch den Nachbruchbereich mitzuerfassen. Bei den Untersuchungen mit Längsdruck senkrecht zur Fuge wird zunächst die vertikale, den Längsdruck erzeugende, Verschiebung aufgebracht. Während den darauf folgenden Lastschritten mit den horizontalen Verschiebungsincrementen bleibt die vertikale Verschiebung konstant eingepreßt, um ein Aufgehen der Fuge infolge Aufeinandergleiten der geneigten Schubnockenflächen zu verhindern. Dies entspricht auch dem im tatsächlichen Bauwerk existierenden realen Verhalten, da die entstehende Abtriebskraft durch das Aufeinandergleiten der schrägen Schubnockenflächen immer kleiner ist als die Längsdruckkraft senkrecht zur Fuge.



**Bild 6.27** Modellaufbau und FE-Modell zur Untersuchung der Fugentragfähigkeit

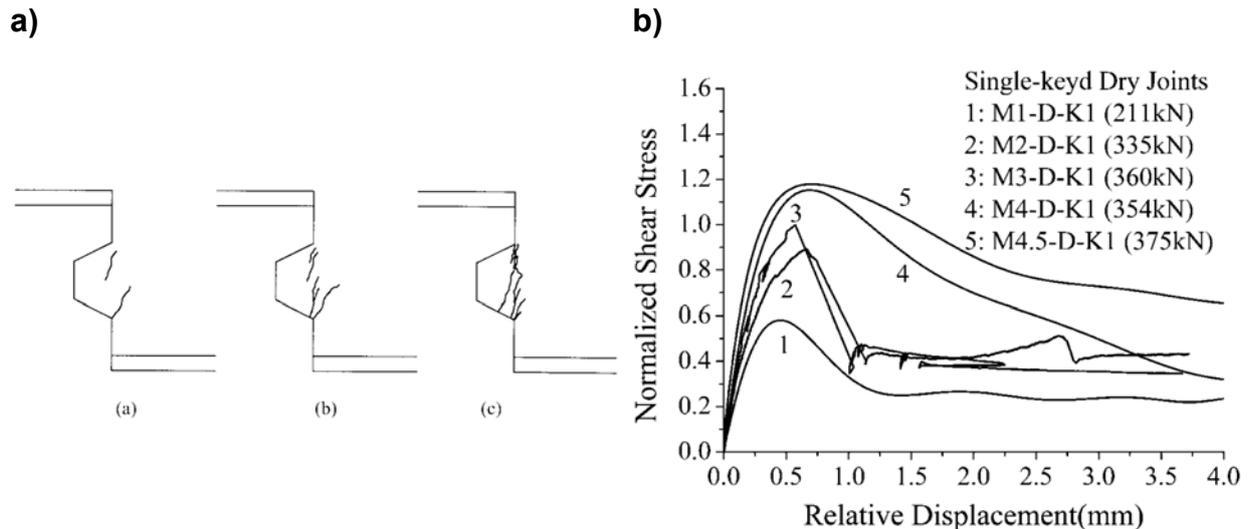
In Tafel 6.13 sind alle untersuchten Varianten zusammengefasst. Es wurde die Längsdruckspannung senkrecht zur Fuge zwischen 0, 5,5 und 12 MPa variiert und jeweils zusammen mit jeder  $\sigma$ - $w$  Referenzkurve für die Nachrisszugfestigkeit und einer Betondruckfestigkeit von 140 und 180 MPa kombiniert. Alle Festigkeiten fließen in diese Berechnungen mit ihren Mittelwerten ein. Der Einfluss der Schubnockenform

und Größe ist, unter Einhaltung der zuvor bereits diskutierten Abmessungen, vernachlässigbar, da wie von [Specker2001], [Kaneko1993] und [Zhou2005] beobachtet, das Versagen ein Abscheren ist und lediglich von der Größe der Versagensfläche abhängt. Deshalb wird der Einfluss von Größe und Form hier nicht weiter untersucht.

**Tafel 6.13**      **Parametervariation und Bezeichnungen der untersuchten Varianten**

	Referenzkurve	Längsdruckspannung		
		12MPa	5,5 MPa	0 MPa
$f_c = 140$ MPa	HK1	12MPafc140HK1	5,5MPafc140HK1	0MPafc140HK1
	HL1	12MPafc140HL1	5,5MPafc140HL1	0MPafc140HL1
	SK1	12MPafc140SK1	5,5MPafc140SK1	0MPafc140SK1
	SL1	12MPafc140SL1	5,5MPafc140SL1	0MPafc140SL1
$f_c = 180$ MPa	HK1	12MPafc180HK1	5,5MPafc180HK1	0MPafc180HK1
	HL1	12MPafc180HL1	5,5MPafc180HL1	0MPafc180HL1
	SK1	12MPafc180SK1	5,5MPafc180SK1	0MPafc180SK1
	SL1	12MPafc180SL1	5,5MPafc180SL1	0MPafc180SL1

Mit den numerischen Simulationen konnte, in Bezug auf den Versagensmechanismus und den qualitativen Verlauf der Last-Verschiebungs-Kurven, ein guter Vergleich mit den Versuchsbeobachtungen aus [Specker2001] und [Zhou2005] erzielt werden. Bild 6.28a ist der prinzipielle Versagensmechanismus aus [Zhou2005] dargestellt, der mit den eigenen numerischen Untersuchungen (Bild 6.29b) korreliert. Zunächst bilden sich wie auch im Versuch ausgehend von dem Bereich, in dem sich vor der Schubnocke eine Druckspannungskonzentration einstellt, schräg in das Bauteil hinein verlaufende Risse (Bild 6.28a-a), die jedoch noch nicht das Versagen einleiten. Auch die in den Versuchen auftretenden schmalere Risse in der gegenüberliegenden Ecke der Schubnocke konnten in den eigenen numerischen Simulationen beobachtet werden. Ab einem bestimmten Belastungsniveau entwickelt sich der schräg verlaufende Riss nicht mehr weiter in das Bauteil hinein. Bei weiterer Laststeigerung bildet sich die in Bild 6.29a dargestellte Druckstrebe aus. Die Laststeigerung ist dann solange möglich, bis die Nocke durch Abscheren versagt, was zur Separation der Nocke vom eigentlichen Bauteil führt (Bild 6.28a, Bild 6.29a). Bei Vorhandensein einer Längsdruckspannung senkrecht zur Fuge, die quasi wie eine Art Umschnürung wirksam ist, stellt sich ein sehr duktiler Tragverhalten ein. In den eigenen numerischen Untersuchungen ist zunächst nach dem Erreichen des 1. Traglastmaximums ein kleiner Lastabfall zu verzeichnen. Dieser ist umso ausgeprägter, je geringer die Längsdruckkraft ist. Die erneute Lastzunahme kann durch die mit größeren Verformungen beginnende Aktivierung der vorhandenen Stahlfasern erklärt werden. In Bild 6.30 ist der Unterschied zwischen Last-Verschiebungs-Kurven mit 1,0-facher und um 1/1,75-facher verringerter Nachrisszugfestigkeit gegenübergestellt. Hier wird sehr gut deutlich, dass die Wirkung der Stahlfasern bzw. Nachrisszugfestigkeit sich am stärksten ausprägt, wenn keine Längsdruckspannung senkrecht zur Fuge existiert. Mit steigender Längsdruckspannung nimmt dieser Effekt bis zur Bedeutungslosigkeit ab. Damit lässt sich mit zunehmender Nachrisszugfestigkeit gegenüber ungefasertem Beton die Duktilität deutlich steigern.

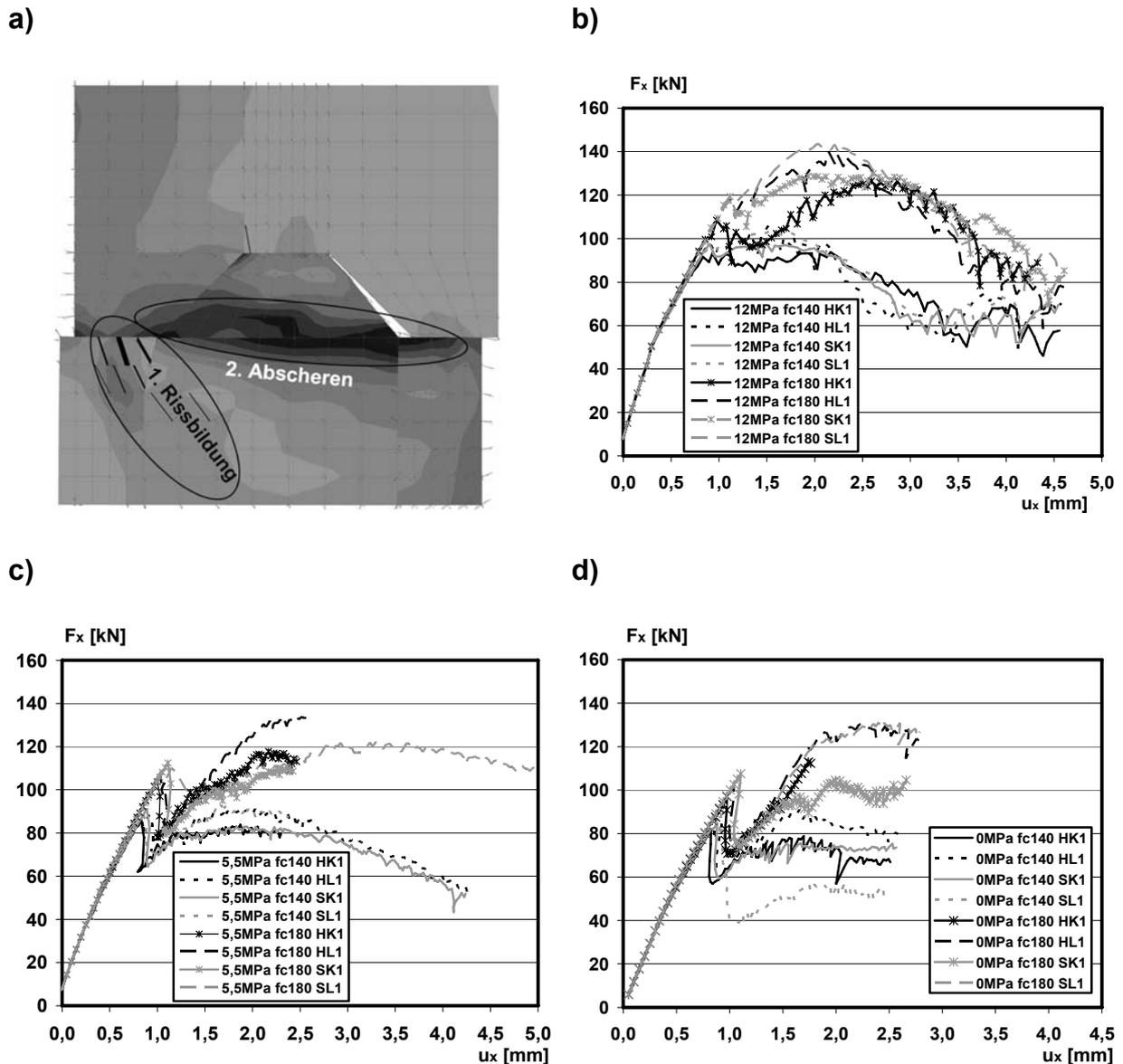


**Bild 6.28** a) fortschreitender Versagensmechanismus b) Last-Verschiebungs-Kurven mit steigender Längsdruckkraft aus [Zhou2005]

In Bild 6.29b-d sind die mit den eigenen numerischen Untersuchungen ermittelten Last-Verschiebungs-Kurven dargestellt. Hieraus ist zunächst klar ersichtlich, dass die Druckfestigkeit den größten Einfluss auf die Höhe der Traglast ausübt. Damit bestätigt sich auch der analytische Ansatz von [Specker2001], bei dem die Schubnockentragfähigkeit lediglich von der Druckfestigkeit abhängt. Dabei ist allerdings nicht zu vergessen, dass die Matrixzugfestigkeit von der Druckfestigkeit abhängt und damit indirekt auch die Matrixzugfestigkeit einfließt. Wie schon zuvor erläutert, ist der Einfluss der Nachrisszugfestigkeit bei den Berechnungen mit der höchsten Längsdruckkraft senkrecht zur Fuge (Bild 6.29b) sehr gering. Mit abnehmendem Längsdruck nimmt aber der Einfluss der Nachrisszugfestigkeit im Nachbruchbereich zu (Bild 6.29c,d). Das erste Traglastmaximum bleibt aber von der Nachrisszugfestigkeit im Grunde unbeeinflusst. Die Aussage von [Turmo2006a], dass mit normalfestem Stahlfaserbeton gegenüber ungefasertem keine Steigerung der Traglast erzielbar ist, bestätigt sich damit.

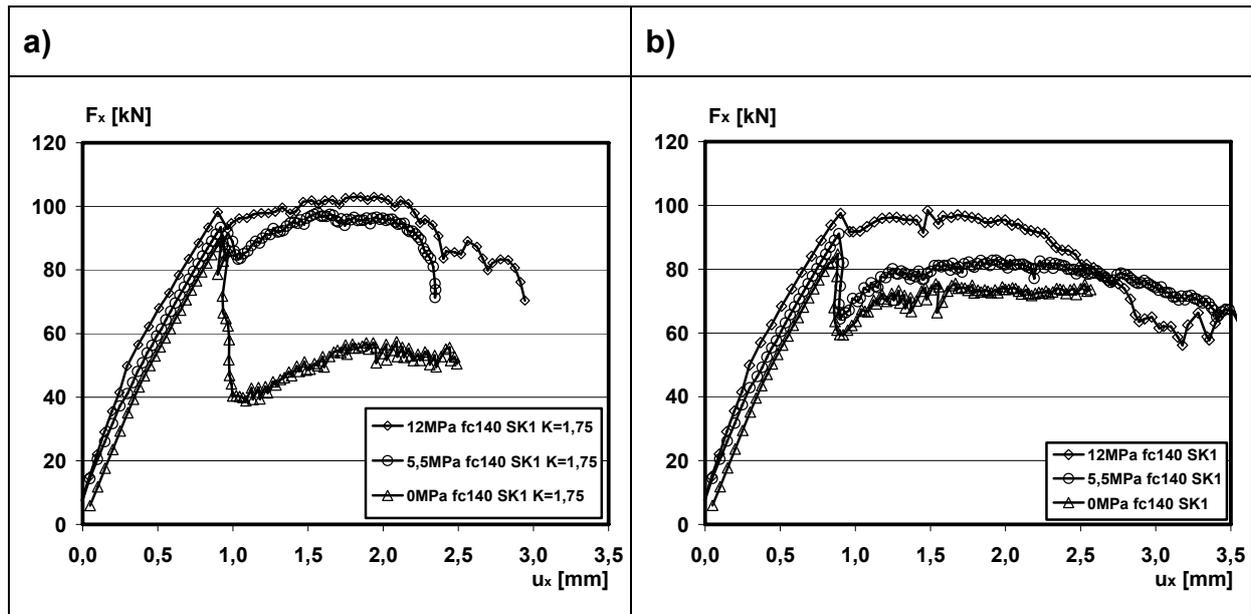
Vergleicht man die erzielten Traglasten der numerischen Untersuchungen mit den sich aus der analytischen Beziehung nach [Specker2001] ergebenden Traglasten entsprechend (Gl. 6.7), so werden die numerischen Tragfähigkeiten um ca. 70 % von (Gl. 6.7) unterschätzt. Rechnet man mit (Gl. 6.7) die in [Specker2001] durchgeführten Versuche mit nur 1 Schubnocke nach, so wird die Tragfähigkeit ebenfalls um ca. 75 % unterschätzt. Auch in [Zhou2005] werden die Traglasten der Versuche mit nur einer Schubnocke nach diesem Ansatz stark unterschätzt. Damit kann die Größenordnung der eigenen numerischen Ergebnisse bestätigt werden.

Allerdings kann bei mehreren Schubnocken nicht ohne weiteres die Traglast der einzelnen Schubnocken superponiert werden. Durch unvermeidbare Imperfektionen bei der Herstellung und durch eine mögliche Fugenöffnung werden die einzelnen Schubnocken zu unterschiedlichen Zeitpunkten aktiviert, so dass einige Schubnocken sich schon im Nachbruchbereich befinden und andere erst aktiviert werden. Dies führt aber wiederum zu einem duktilen Verhalten der gesamten Fuge, auch wenn die einzelnen Schubnocken quasi spröde versagen. Die in [Zhou2005]

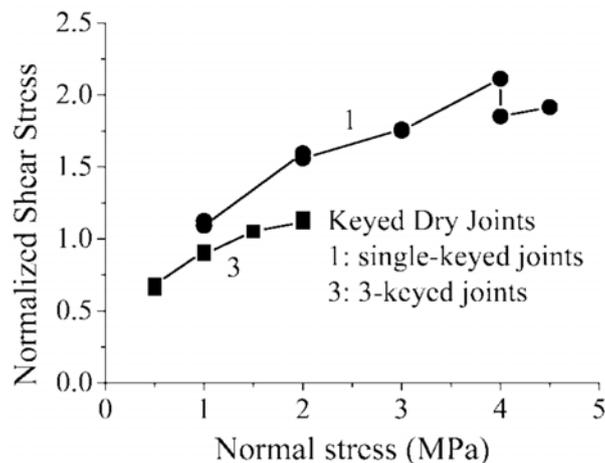


**Bild 6.29** a) Versagensmechanismus in der FE-Analyse b-d) Last-Verschiebungs-Kurven b) Längsdruck 12 MPa c) Längsdruck 5,5 MPa d) ohne Längsdruck

durchgeführten Versuche mit 3 Schubnocken bestätigen dies. Der Vergleich aus [Zhou2005] zwischen den relativen Tragfähigkeiten aus Versuchen von Trockenfugen mit 1 und 3 Schubnocken ist in Bild 6.31 gezeigt. [Specker2001] erzielte ähnliche Ergebnisse durch Betrachtungen von Imperfektionen in ihren numerischen Berechnungen. Aus diesem Grund führt [Specker2001] einen Sicherheitsbeiwert von 2,0 ein, der gleichzeitig die Streuung des Reibungsbeiwertes erfasst und neben der Materialsicherheit des Betons auch die Fugenimperfektion infolge Herstellung, beim Zusammenbau und aus dem Bowing Effekt berücksichtigt. Eine zusätzliche Sicherheit ergibt sich, indem zum einen die Traglasten der Einzelschubnocke mit der Beziehung nach (Gl. 6.7) unterschätzt werden, und zum anderen indem [Specker2001] den Faktor zur Erfassung der Schubnockentragfähigkeit von 0,19 in (Gl. 6.7) auf 0,14 in (Gl. 6.2) herabsetzt.



**Bild 6.30** Vergleich der Traglast Verschiebungskurven für eine Druckfestigkeit  $f_c = 140$  MPa und  $\sigma$ - $w$  Referenzkurve SK1 mit unterschiedlichen K-Koeffizienten a)  $K = 1,75$  b)  $K = 1,0$



**Bild 6.31** Vergleich der relativen Tragfähigkeit von Trockenfugen mit 1 und 3 Schubnocken aus [Zhou2005]

Aufgrund der wesentlich ausgeprägteren Duktilität von gefasertem UHFB erscheint es jedoch notwendig der Frage nachzugehen, inwieweit dieser Sicherheitsbeiwert auf gefasertem UHFB übertragbar ist. Führt man gedanklich eine Überlagerung von Last-Verschiebungskurven von gefasertem UHFB aus Bild 6.30b zu unterschiedlichen Aktivierungszeitpunkten durch, so wird sich in Summe eine erheblich höhere Tragfähigkeit ergeben, als sich dies bei der Überlagerung der Last-Verschiebungskurven von ungefasertem Normalbeton aus Bild 6.28b ergeben würde. Damit erscheint es durchaus möglich, bei gefasertem UHFB mit bereits geringen Fasergehalten den Sicherheitsbeiwert von 2,0 zu reduzieren. Wie zuvor bereits angesprochen liegt die numerisch ermittelte Tragfähigkeit der Einzelschubnocke ca. 30% über der Tragfähigkeit nach dem Ansatz von [Specker2001] in (Gl. 6.7). Die gewählte Vorgehensweise in Kapitel 6.5, die gleiche Sicherheit von 2,0 auch auf den numerischen

Traglastnachweis anzuwenden, erscheint bei ausreichender Duktilität durchaus gerechtfertigt.

Folgende Punkte sollten Gegenstand zukünftiger Arbeiten sein:

- Definition der Sicherheiten in Abhängigkeit des Herstellverfahrens – Match Cast, hochpräzisions Stahlschalungen oder CNC-Bearbeitung.
- Berücksichtigung des wesentlich verbesserten Nachbruchverhaltens von gefasertem UHFB.
- Überprüfung, ob getrennte Sicherheiten für den Reibungstraganteil und den Schubnockentraganteil sinnvoll sind. Die DIN V 4141-1 gibt zum Beispiel einen sehr geringen Sicherheitsbeiwert von 1,2 für die Reibung zwischen Stahl und Beton an. Für Beton gegen Beton sind allerdings keine Werte angegeben.

Eine weitere wesentliche Erkenntnis aus den Untersuchungen ist, dass es nicht sinnvoll bzw. wirtschaftlich ist, die Maximaltraglast durch Erhöhung des Nachrissverhaltens des Faserbetons zu steigern indem Rezepturen mit Hardening Verhalten zur Anwendung kommen. Für die zuvor angesprochene Duktilität, die sich günstig auf das gemeinsame Tragverhalten mehrerer Schubnocken auswirkt, ist bereits der Mindestfasergehalt der  $\sigma$ - $w$  Referenzkurven ausreichend.

#### 6.6.4 An die Fuge angrenzende Bereiche der Segmente

[Huan1994] analysierte systematisch mit Hilfe theoretischer Untersuchungen auf Basis materiell nichtlinearer FEM Analysen, die an den durchgeführten Versuchen von [Falkner1997] verifiziert wurden, die Mechanismen der Lastabtragung bei Fugenöffnung. Aufbauend auf den aus der FEM-Analyse gewonnenen Trajektorienbildern beschreibt er das Tragverhalten über Fachwerkmodelle, aus denen er letztlich einen Bemessungsvorschlag entwickelt. Die von [Huan1994] vorgeschlagenen Fachwerkmodelle sind in Bild 6.32 dargestellt.

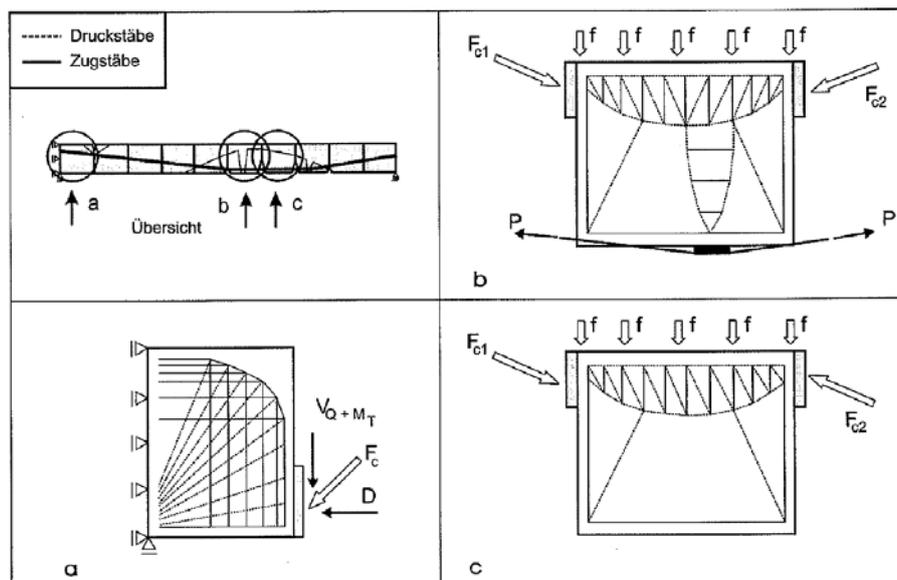


Bild 6.32 Kraftfluss in den Stegen bei geöffneter Fuge aus [Huan1994]

Die in Bild 6.32 dargestellte geneigte Druckresultierende lässt sich in einen vertikalen Anteil für die Querkraft und einen horizontalen Anteil zufolge der resultierenden Längsdruckkraft im Steg aufteilen. Damit erzeugt der vertikale Anteil direkt hinter der Fuge Zugspannungen, die durch Bewehrung in einem engen Bereich nahe der Fugenfläche zurückgehängt werden müssen. Der horizontale Anteil der Druckkraft  $F_{cd}$  erzeugt zusätzlich Randzugkräfte. [Huan1994] schlägt den folgenden Ansatz zur Ermittlung der Bewehrung im fugennahen Bereich vor:

$$\mu_{S,bü} \geq \frac{(V_{Ed,Q} + V_{Ed,T}) + Z_{S,R}}{b_w \cdot l_0 \cdot f_{ywd}} \quad \text{bzw.} \quad A_{S,bü} \geq \frac{(V_{Ed,Q} + V_{Ed,T}) + Z_{S,R}}{f_{ywd}} \quad (\text{Gl. 6.8})$$

mit	$(V_{Ed,Q} + V_{Ed,T})$	einwirkende Querkraft im Steg
	$Z_{S,R}$	Spaltzug- und Randzugkraft nach [Huan1994] mit 0,20 bis 0,25 * Druckkraftresultierende $F_{cd}$ im Steg
	$l_0$	Länge des zu bewehrender fugennaher Bereich mit $l_0 = L/10$ bis $L/6$
	$L$	Länge Segment
	$b_w$	Stegdicke

Die Randzugkraft kann nach [Leonhardt1986] nach (Gl. 6.9) ermittelt werden:

$$Z_R = \frac{0,015 \cdot F_{cd}}{1 - \sqrt{2 \cdot e/d}} \quad (\text{Gl. 6.9})$$

Für Fugenöffnungen von  $1/3 \cdot H$  würde sich  $e/d$  zu 0,28 und damit  $Z_R$  zu  $0,06 \cdot F_{cd}$  ergeben. Bei Fugenöffnungen von  $2/3 \cdot H$  bei geringer Querkraft ergibt sich  $Z_R$  zu  $0,13 \cdot F_{cd}$ . Da aber auch die örtlichen Spaltzugkräfte aus der konzentrierten Lasteinleitung abgedeckt werden müssen, ist die von [Huan1994] empfohlene Größenordnung für  $Z_{S,R}$  mit 0,20 bis  $0,25 \cdot F_{cd}$  durchaus plausibel. Eine größere Kraft von  $Z_{S,R} = 0,20$  bis  $0,35 \cdot F_{cd}$ , wie in [Rombach2004] vorgeschlagen, ist nicht nachvollziehbar, da die Obergrenze der Spaltzugwirkung quasi bei  $0,25 \cdot F_{cd}$  begrenzt ist [Leonhardt1986].

Bei geringer Querkraft im Feld führt die Anwendung der (Gl. 6.8) zu realisierbaren Bewehrungsgraden. In den Bereichen über der Stütze überschreitet jedoch der erforderliche Bewehrungsgrad schnell die Grenze des Möglichen. Hier sollten eventuell noch weiterführende Betrachtungen und Untersuchungen erfolgen, inwieweit ein Teil der Querkraft ohnehin schon direkt in die Auflager eingeleitet wird bzw. die Spaltzugwirkung durch den Querdruck aus dem Auflager reduziert wird. Bei den hier untersuchten Systemen ist dieser Bereich unproblematisch, da die Fugen in diesem Bereich weitgehend überdrückt sind.

### 6.6.5 Toleranzen und erforderliche Fugenebenheit

Die Anwendung der Segmentbauweise erfordert eine sehr hohe Passgenauigkeit zwischen den Segmenten, um eine gleichmäßige Kraftübertragung in der Fuge aber auch die gewünschte Überbaugeometrie zu erreichen. Mit dem Bau der ersten Segmentbrücken vor mehr als 60 Jahren wurde zwischen den Segmenten entweder eine schmale Mörtelfuge oder eine bewehrte Ortbetonfuge angeordnet, um die entsprechende Passgenauigkeit zu erreichen und die identischen Fertigteilstimente an die angestrebte Überbaugeometrie anzupassen bzw. Herstellungsungenauigkeiten auszugleichen. Danach wurde diese Bauweise, wegen der nicht gegebenen Wirtschaftlichkeit kaum noch angewendet. Mit der Einführung des so genannten Match-Cast Verfahrens (das vorher betonierete Segment dient als Konterschaltung für das folgende) durch die französische Firma Campenon Bernard bei dem Bau der Choisy-le-Roi Brücke 1962 [Podolny1982], [Benaim2008], entfiel der Ausgleich durch eine Mörtelfuge, was eine erhebliche Baubeschleunigung zur Folge hatte. Erst ab hier begann die breite Akzeptanz der Segmentfertigteilstimtbauweise mit vielen in der Folge ausgeführten Bauwerken.

Heute kommt praktisch nur noch das Match-Cast-Verfahren bei der Herstellung von Segmentfertigteilen zum Einsatz. Dabei kann die Segmentproduktion mit dem Long-Line-Verfahren oder dem Short-Line-Verfahren erfolgen [Podolny1982]. Bei beiden Verfahren dient, wie schon oben erwähnt, das jeweils zuvor betonierete Segment als Abschaltung für das aktuell zu betonierende Segment.

Bei dem Long-Line-Verfahren werden die Segmente in einem Betonierbett, das der genauen Überbaugeometrie (Überhöhung, Vouten, Querneigung, Krümmung usw.) entspricht, hergestellt. Das Schalbett sollte mindestens die halbe Länge der größten Spannweite aufweisen. Die Fertigteilstimente werden entlang des Betonierbettes sukzessive aneinander betoniert. Die Kontrolle der Geometrie ist einfach möglich und geometrische Ungenauigkeiten summieren sich nicht auf. Jedoch ist das Verfahren aufgrund der festgelegten Geometrie relativ unflexibel und kann deshalb nur bei geraden oder konstant gekrümmten Überbaugeometrien mehrfach zum Einsatz kommen. Weitere Nachteile bestehen im großen Platzbedarf, für das Betonierbett ist eine verformungsarme und damit aufwendige Gründung erforderlich und die Schalungen sowie Einrichtungen zum Betonieren und für die Nachbehandlung müssen mobil verfahrbar entlang des Betonierbettes sein.

Mit dem Short-Line-Verfahren werden alle Segmente an der gleichen Position in einer ortsfesten Schalung gegen das vorhergehende Segment betoniert. Nach Erhärtung des betonierten Segmentes rückt dieses in die Position seines Vorgängers und dient wieder als Konterschaltung. Dieses Verfahren ermöglicht beliebige Überbaugeometrien im Grund- und Aufriss, da das als Konterschaltung dienende Element fast beliebig ausgerichtet werden kann. Wegen der hohen Flexibilität wird dieses Verfahren in der Regel heute im Segmentbrückenbau bevorzugt [Rombach2004]. Das Short-Line-Verfahren ist sowohl in horizontaler als auch vertikaler Richtung ausführbar [Podolny1982].

Mit dem Match-Cast-Verfahren lässt sich eine hundertprozentige Genauigkeit der Fuge nicht erreichen, da ein Temperaturgradient und eine daraus resultierende Segmentverkrümmung im zur Abschaltung dienenden Segment zufolge abfließender Hydratationswärme aus dem frisch betonierten Segment entsteht. Das neu betonierete Segment härtet an der verkrümmten Abschaltfläche aus, während im Schalseg-

ment nach der Abkühlung die Verkrümmung wieder zurückgeht. Damit verbleibt im neuen Segment eine sichelartige Verkrümmung an der Stirnfläche.

Alternativ zum Match-Cast-Verfahren kann auch eine mechanische CNC-gesteuerte Nachbehandlung der Fugen durch Schleifen oder Fräsen erfolgen. Bei dem im Anhang dokumentierten Pilotprojekt Wildbrücke Völkermarkt wurden die Trockenfugen der Bogensegmente mechanisch nachbearbeitet. Mit diesem Verfahren kann eine Fugenebenheit von weniger als 0,1 mm erzielt werden. Messungen an den Bogensegmenten haben diese Größenordnung bestätigt. Bei dem ebenfalls im Anhang dokumentierten Pilotprojekt für die Eisenbahnhilfsbrücken aus UHFB kommt dieses Verfahren auch zum Einsatz. Allerdings hat sich diese Methode als sehr zeitaufwendig und kostenintensiv herausgestellt. Aus diesem Grund wurde bei einem weiteren derzeit laufenden Forschungs- und Entwicklungsprojekt an der TU Graz für einen Fahrwegträger aus UHFB für Automated People Moving Systems beschlossen, die Segmente für das modulare Baukastensystem mit einer Hochpräzisionschalung aus Stahl herzustellen. Mit dieser lässt sich eine Fugenebenheit von unter 0,3 mm erzielen. Sie ist aber erst wegen der hohen Herstellungskosten ab sehr hohen Stückzahlen wirtschaftlich.

Beide Methoden besitzen bei einer Übertragung auf die hier behandelten großen Hohlkastenquerschnitte deutliche Nachteile. Für veränderlich bzw. unregelmäßig verlaufende Überbaugeometrien im Grund- und Aufriss sind beide Verfahren kaum mehr sinnvoll einsetzbar und das Short-Line-Match-Cast-Verfahren ist hier deutlich überlegen. Die Segmente der vorgenannten Pilotprojekte weisen, bedingt durch die Tragwerksform, Querschnittsform und auch Belastung eine glatte ebene Fugenoberfläche auf, bei den hier notwendigen profilierten Fugenoberflächen wäre der Aufwand für ein Abfräsen zu groß.

Werden die Unebenheiten in der Fuge nicht begrenzt, kann dies zu Problemen beim Fügen, zu Spannungsspitzen, zu Längsrissbildung infolge Querkzugspannungen, zu bleibenden Fugenöffnungen und damit auch zu Gebrauchsfähigkeitsproblemen führen. Die Korrektur einer ungenauen Segmentgeometrie ist während des Zusammenbaus nicht mehr möglich. Vor allem bei Trockenfugen, bei denen quasi keine ausgleichende Schicht mit einer Verklebung aufgebracht wird, ist die Fugenebenheit somit zu begrenzen.

[Abendeh2006] und [Rob-Woll1995] haben die Verkrümmungen infolge des Bowing Effektes bei Segmentfertigteilen aus Normalbeton mit Hilfe experimenteller und numerischer Untersuchungen analysiert. [Abendeh2006], als auch [Podolny1982] und [Rob-Woll1995] stellten fest, dass mit zunehmender Segmentschlankheit in Brückenquerrichtung das Stichmaß der Verkrümmung anwächst. Darüber hinaus hat [Abendeh2006] auch untersucht, wie sich der Einsatz imperfekter Fertigteilesegmente auf die Spannungsverteilung in Segmentbrücken auswirkt. Bei Segmenten mit einer geringen Schlankheit ( $w/L = 3,0$ ) haben Segmentverkrümmungen mit einem gemessenen als auch rechnerisch ermitteltem Stich von weniger als 1,5 mm keinen negativen Einfluss auf die Trag- und Gebrauchsfähigkeit. Bei schlankeren Fertigteilesegmenten ( $w/L = 10,7$ ) führt die Verkrümmung zu Spannungsspitzen an den Außenseiten des Querschnittes mit hohen Druckspannungen und in der Mitte zu einer Fugenklaffung zum Zeitpunkt  $t = 0$ . Kriechen führt jedoch letztlich unter Voraussetzung eines sehr schnellen Einbaus der Segmente zu einer Spannungsumlagerung und einem Schließen des Fugenspaltes von 3 mm, was allerdings

wiederum eine erhöhte Durchbiegung der Tragstruktur und höhere Spannkraftverluste zur Folge hatte. Die Untersuchungen von [Abendeh2006] beziehen sich leider nur auf Einfeldsysteme. Bei mehrfeldrigen Systemen ist zu erwarten, dass ohne spezielle vorbeugende Maßnahmen über der Stütze Fugenöffnungen infolge des Bowing Effektes in der Fahrbahnplatte verbleiben.

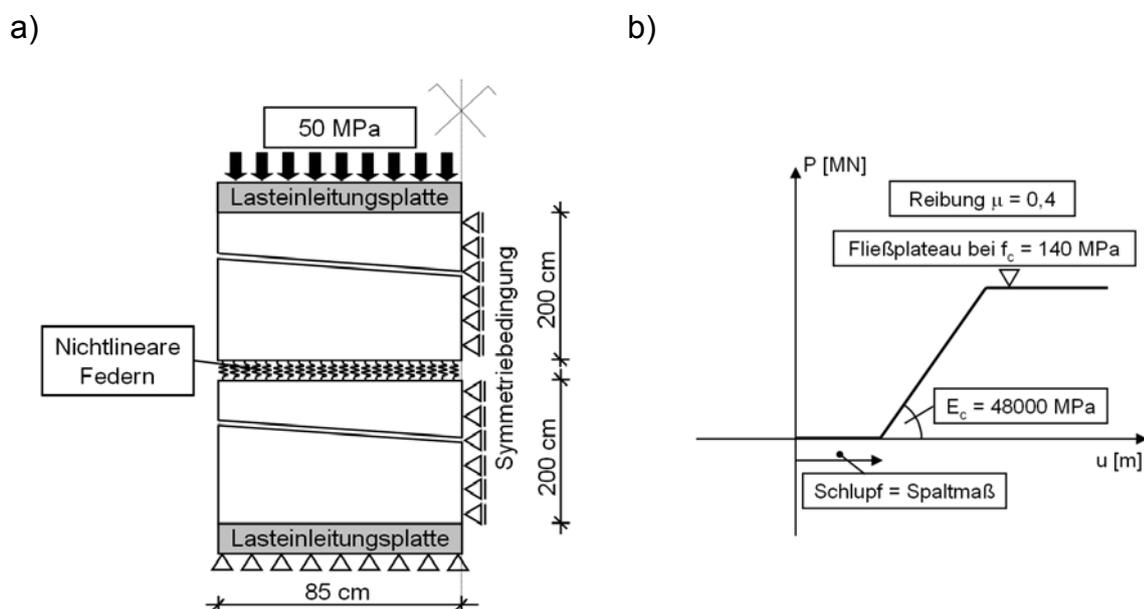
Basierend auf ihren Untersuchungsergebnissen schlagen [Rob-Woll1995] und [Abendeh2006] vor, geeignete Betonrezepturen mit einer niedrigen Hydratationswärmeentwicklung zu verwenden, das alte Schalsegment zu dämmen oder gar einer ausgleichenden Wärmebehandlung mit Dampf zu unterwerfen und das frisch betonierte Segment nicht mit wärmedämmenden Materialien abzudecken.

Aus folgenden Gründen können die zuvor beschriebenen Untersuchungen und Erkenntnisse nicht ohne weiteres auf die dünnwandigen Bauteile aus gefaserten UHFB übertragen werden. Soll die Match-Cast-Methode zur Anwendung kommen, so sind nochmalige Untersuchungen aus folgenden Gründen notwendig:

- Das Kriechvermögen von UHFB ist gegenüber Normalbeton mit Kriechzahlen von  $\phi = 1,2$  ohne Wärmebehandlung und  $\phi = 0,3$  mit Wärmebehandlung sehr gering (siehe Kapitel 2 und 5). Damit ist nicht zu erwarten, dass sich durch Kriechumlagerungen mit der Zeit wieder eine günstigere Spannungsverteilung über den Querschnitt einstellt.
- Wegen des höheren Zementgehaltes gegenüber Normalbeton ist eine deutlich höhere Hydratationswärmeentwicklung zu erwarten. Auch wird sich in den dünnwandigen Segmenten eine andere Temperaturverteilung einstellen.
- In den dünnwandigen Bauteilen ist ein höheres Druckspannungsniveau als bei den bisher eingesetzten Querschnitten vorhanden, was auch zu höheren Querkzugspannungen führt. Bei Bogentragwerken lässt sich die hohe Druckfestigkeit von UHFB nahezu ausnutzen und das Risiko einer lokalisierten Längsrissbildung durch hohe Querkzugspannungen ist sehr hoch. Die aus diesem Grund erforderliche Genauigkeit konnte deshalb nur durch eine CNC-Bearbeitung der Fugenoberfläche erreicht werden (siehe Anhang). Allerdings konnte an dieser Stelle die Fuge wiederum glatt ausgeführt werden, da durch die hohen Druckspannungen und die dem Bogen innewohnende geringe Querkraft die Fugentragfähigkeit allein durch Reibung ausreichend war. Bei den in Abschnitt 6.5 untersuchten Balkensystemen hat sich jedoch gezeigt, dass die Druckspannungen mit maximal 50 MPa unter der seltenen Lastkombination im SLS bei den hier betrachteten Systemen in der Längsrichtung nicht sehr hoch liegen. Durch die vorhandene Quervorspannung und zufolge der sich durch die Stahlfasern ergebenden engen Rissabstände sollten im Fall einer Längsrissbildung die Rissbreiten gering sein.

Im Rahmen des Forschungs- und Entwicklungsprojektes DCC wurden Untersuchungen zur notwendigen Fugenebenheit zur Vermeidung von Längsrissbildung an Scheiben mit einer Breite 170 cm durchgeführt. Bei den hier untersuchten Segmentbauteilen können die Ergebnisse einen ersten Aufschluss bzw. eine Tendenz darüber geben, inwieweit lokale Unebenheiten, in einem Bereich von 170 cm und weniger, schädliche Druckspannungskonzentrationen bzw. eine Längsrissbildung infolge Querkzugspannungen verursachen.

Das der Untersuchung zugrunde liegende Scheibenmodell, bestehend aus zwei übereinander liegenden Scheiben, die über nichtlineare Federelemente miteinander verbunden sind, ist in Bild 6.33a dargestellt. Im Bereich des Spaltes weisen die Federarbeitslinien zunächst einen entsprechenden Schlupf in Abhängigkeit der Spaltbreite auf. Erst wenn der Spalt geschlossen ist, kann eine Druckkraft bzw. Schubkraft über Reibung zwischen den Scheiben übertragen werden. Das hier bereits verwendete nichtlineare FE-Programm Atena stellt leider solche nichtlinearen Kontaktelemente mit einem entsprechendem Schlupf am Beginn der Arbeitslinie nicht zur Verfügung. Deshalb wurde das FE-Programm Sofistik für die Untersuchungen herangezogen, welches entsprechende Federelemente zur Verfügung stellt und zumindest für den zwei axialen Fall nichtlineares Betonverhalten berücksichtigen kann. Die verwendete Federarbeitslinie ist qualitativ in Bild 6.33b dargestellt.

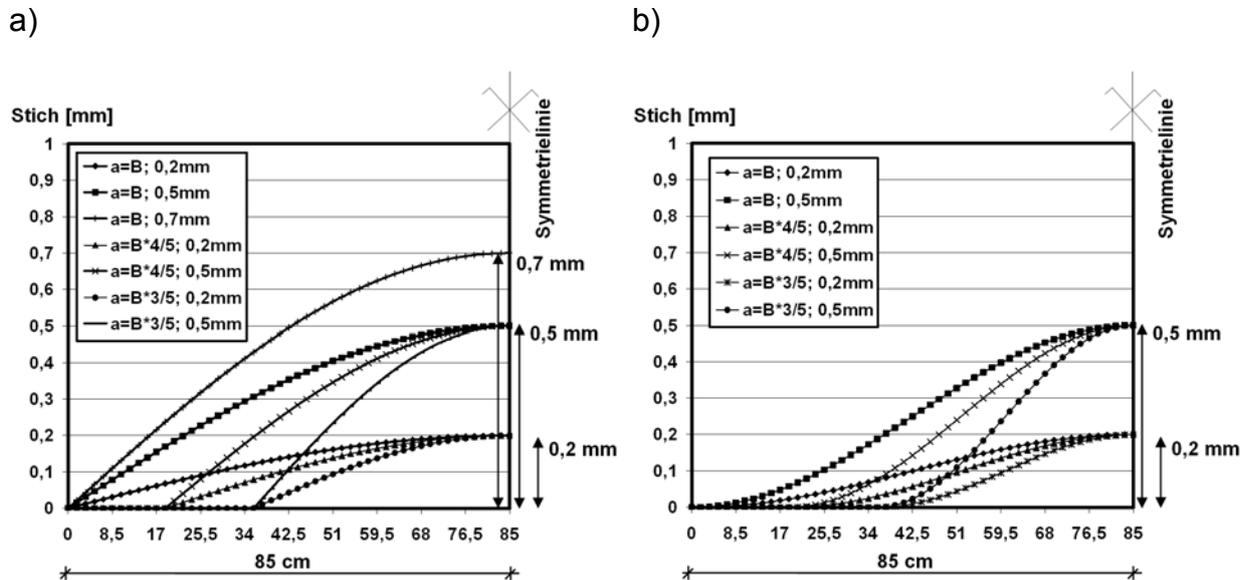


**Bild 6.33 a) FE-Modell b) verwendete nichtlineare Federarbeitslinie (qualitative Darstellung)**

Die Scheiben werden mit 4-knotigen nichtkonformen Elementen abgebildet, deren zugewiesene nichtlineare Werkstoffeigenschaften den im Kapitel 4 festgesetzten einaxialen Arbeitslinien mit einer Druckfestigkeit von 140 MPa und im Zugbereich der  $\sigma$ - $w$  Referenzarbeitslinie SK1 entsprechen. Dem zwei axialen Fall liegt die Versagenskurve nach Kupfer/Hilsdorf/Rüsch zu Grunde. Die Materialparameter für Reibung und Elastizitätsmodul weichen an dieser Stelle geringfügig von den hier vereinbarten Werten ab, da es sich hier um ein konkretes Beispielprojekt handelt. Trotzdem lässt diese geringe Abweichung eine generelle Aussage über die Längsrissbildung zu. Da das Programm Sofistik mit  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehungen arbeitet, muss die  $\sigma$ - $w$ -Linie im abfallenden Bereich in eine  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Linie überführt werden (siehe auch Kapitel 4). Die Kalibrierung und Verifizierung des verwendeten Materialmodells für diese Untersuchung ist im Anhang 4 dokumentiert.

Auf die Scheiben wurde eine Druckbelastung von 50 MPa aufgebracht. Alle Modelle weisen weder Betonstahlbewehrung noch Vorspannung auf. Die Form des Fugenspaltes wurde mit einem sinusförmigen Verlauf angenähert, wobei jeweils das Stichmaß und die Breite der Mulde variiert werden. Die verschiedenen untersuchten

Verläufe sind jeweils für die halbe Scheibenbreite in Bild 6.34 dargestellt. Die Form des Verlaufes in Bild 6.34a weist einen Knick im Randbereich auf, um auch mögliche Druckspannungskonzentrationen zu erfassen, die Verläufe im Bild 6.34b haben am Rand einen stetigen Verlauf.

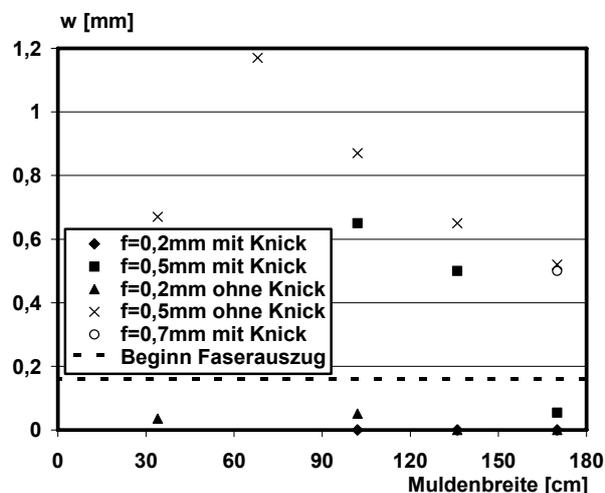


**Bild 6.34** Verläufe der unterschiedlichen untersuchten Fugenspaltformen a) mit Knick b) stetiger Verlauf

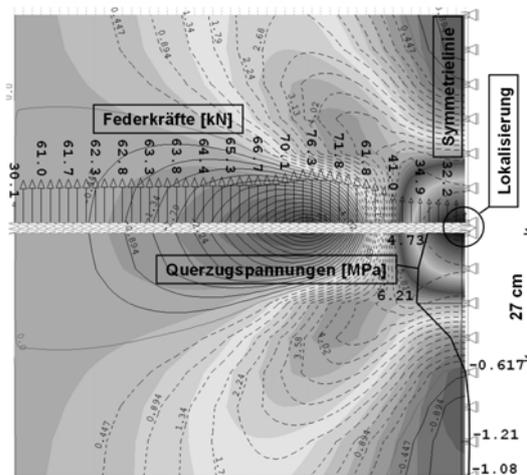
Wie zu erwarten, zeigt die Auswertung der Ergebnisse, dass mit zunehmendem Stichmaß und einer bestimmten Breite der Mulde die Querkzugbeanspruchungen ein Maximum erreichen. Wird die Breite ab diesem Punkte weiter verkleinert, nehmen die Querkzugbeanspruchungen wieder ab. In allen untersuchten Fällen wurde der Fugenspalt geschlossen. In Bild 6.35b sind die FE-Ergebnisse beispielhaft für den Extremfall einer 68 cm breiten und 0,5 mm tiefen Mulde dargestellt. Die Lokalisierung mit den hohen Dehnungen ist deutlich an dem zunehmend dunkler werdenden Farbspektrum zu erkennen. Die mit den hohen Dehnungen gut korrelierenden zugehörigen Querkzugspannungen sind an der parallel zur Symmetrielinie verlaufenden Schnittlinie aufgetragen. Mit der zunehmenden Entfestigung zum Bauteilrand hin, nehmen auch die Rissbreiten stark zu. Aus den Federkräften wird ersichtlich, dass die Fuge immer noch vollständig überdrückt bleibt. Bild 6.35a zeigt die aus den verwendeten  $\sigma$ -w Beziehungen zurückgerechneten Rissbreiten für die verschiedenen untersuchten Spaltgeometrien. Die gestrichelte Linie im Diagramm gibt den Beginn der Faserauszugsphase für die  $\sigma$ -w Referenzkurve SK1 mit kurzen Fasern und Mindestfasergehalt an. Für alle lokalen Fugenimperfectionen mit einem Stich von 0,2 mm wird der Faserauszug nicht erreicht. Bei Imperfectionen von 0,5 mm hingegen erreichen die Rissbreiten zum Teil sehr hohe unzulässige Werte. In den Empfehlungen für Segmentfertigteilterbrücken mit externen Spanngliedern [DBV1999] sind zulässige Toleranzmaße für die Verkrümmung der Segmentstirnflächen mit 0,5 mm vorgegeben. Auf Grundlage der hier durchgeführten Untersuchungen kann vorerst empfohlen werden, zumindest für lokale Bereiche bei Bauteilen aus UHFB mit einem höheren Druckspannungsniveau und einer eventuell nicht vorhandenen Betonstahlbewehrung dieses Maß auf 0,3 mm zu reduzieren. Bei Vorhandensein einer passiven Bewehrung oder gar Vorspannung wäre eine Toleranzgrenze von 0,5 mm durchaus

denkbar. Um dies zu bestätigen, sollten jedoch noch genauere Untersuchungen erfolgen.

a)



b)



**Bild 6.35** a) Längsrisssbreiten an der Fuge aus den lokalen Scheibenberechnungen b) FE-Ergebnisse für den Fall; Stich = 0,5 mm, stetiger Verlauf, Muldenbreite 68 cm (Systemausschnitt)

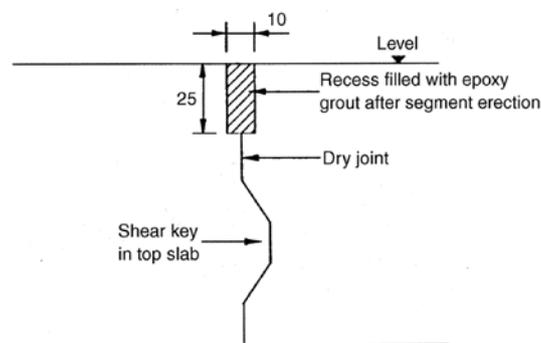
Zusätzlich wurden noch Fugenimperfectionen am gleichen Modell untersucht, die einen Buckel ebenfalls mit sinusförmigem Verlauf aufwiesen. Eine schädliche Druckspannungskonzentration bzw. die maximale Druckspannung wurde in keinem der untersuchten Fälle erreicht. Damit hat auch der nicht ganz korrekte aber programmtechnisch nicht zu umgehende Ansatz des Fließplateaus in der Federkennlinie keine Auswirkung auf die Güte der erzielten Ergebnisse. Die maximal erreichte Druckspannungsspitze betrug 126 MPa für eine Beule mit 17 cm Breite und einem Stich bzw. einer Amplitude von 0,5 mm.

Um auch eine erste Tendenz aus einer Gesamtverkrümmung der Segmente auf Grund des zuvor beschriebenen Bowing Effektes zu erhalten, wurde am gleichen Rechenmodell untersucht, ab welchem Stichmaß schädliche Längsspannungen zu erwarten sind. Dafür wurden die Dimensionen des Rechenmodells auf die hier behandelte Überbaubreite angepasst. Die Ergebnisse haben gezeigt, dass bei einer Druckspannung von 50 MPa erst ab einem Stich von mehr als 10 mm mit einer stärkeren Längsrisssbildung zu rechnen ist. Damit erscheint die Wahrscheinlichkeit einer Längsrisssbildung infolge des Bowing Effektes bei den hier vorgeschlagenen Tragwerken eher gering. Weiterhin wurde der Zusammenhang zwischen einem bestimmten Fugenspaltmaß und der erforderlichen Druckspannung, um dieses Spaltmaß zu schließen, untersucht. Dabei ließen sich Fugenöffnungen von 0,7 mm mit einer Druckspannungsreserve von -2 MPa schließen. Mit Variation der Spaltmaße ergab sich im Weiteren ein linearer Zusammenhang zwischen Spaltmaß und erforderlicher Druckspannung.

Letztlich verbleibt nur noch das Problem der Fugendichtigkeit. Gerade bei mehrfeldrigen Systemen wird die Fuge in der Fahrbahnplatte über der Stütze ohne zusätzliche Maßnahmen in der Querschnittsmitte keine Druckspannungsreserve

mehr besitzen und somit einen Spalt aufweisen. Durch geeignete Nachbehandlung bzw. Wärmebehandlung mit Dampf oder anderen Beheizungsverfahren könnte versucht werden ein gleichmäßiges Temperaturniveau herzustellen, so dass Verkrümmungen bis zu einem gewissen Grad vermieden werden. Soll bei mehrfeldrigen Bauwerken mit diesen Methoden dennoch eine Fugenklaffung vermieden werden, so lässt sich eine mechanische Bearbeitung bzw. die Herstellung mit Hochpräzisionsschalungen aus Stahl nicht umgehen. Diese bleibt dann aber auf regelmäßige Bauteilgeometrien beschränkt. Anderweitig wäre auch eine Kombination des Match-Cast-Verfahrens für Segmente im Feldbereich und anderen Herstellmethoden für Sonderelemente vorstellbar.

Eine absolut wasserdichte Trockenfuge ist in der Praxis nicht möglich. Bei den CNC bearbeiteten Fugen der Bogensegmente des Pilotprojektes Wildbrücke Völkermarkt mit einer Genauigkeit von weniger als 0,1 mm kann im ungünstigsten Fall von einem Fugenspalt mit 0,2 mm von einer quasi dichten Fuge ausgegangen werden. Da aber dieses Verfahren der Fugennachbehandlung wie zuvor bereits erläutert nur beschränkt einsetzbar ist, wird eine solche Genauigkeit nicht immer erreichbar sein. Zwar kann eindringendes Wasser weder den dauerhaften UHFB noch die gut geschützten externen Spannglieder schädigen, dennoch sollte der Wassereintritt dauerhaft verhindert werden. Bisher wurde eine Fugenabdichtung gegen eindringendes Wasser bei Segmentbrücken mit Trockenfugen durch eingelegte nachträglich verpresste Injektionsschläuche, durch Einlegen von Profilmitteln in eine Nut oder durch eine mit Kunstharz verfüllte Nut (siehe Bild 6.36) entlang der Fahrbahnplatte realisiert [Hewson2003], [Benaim2008]. Des Weiteren hat sich die Anwendung von Trockenfugen bisher meist nur auf Bauwerke aus Einfeldträgerketten beschränkt [Benaim2008].



**Bild 6.36 Abdichtungsdetail in der Fahrbahnplatte einer Segmentbrücke mit Trockenfuge aus [Hewson2003]**

Solche Maßnahmen sind bei den hier behandelten dünnwandigen Querschnitten nicht möglich. Zusätzlich zu einer üblichen Brückenabdichtung wäre an dieser Stelle eine rissüberbrückende Beschichtung an der Oberfläche unterhalb des Asphaltbelages denkbar. Sind diese Segmentfugen unter der seltenen Lastkombination rechnerisch überdrückt, könnte eine Schädigung dieser Beschichtung durch größere Spaltbewegungen ausgeschlossen werden. Auch wenn zufolge der herausragenden Dauerhaftigkeitseigenschaften des UHFB Frost und Tausalz Schäden nicht zu erwarten sind und die externen Spannglieder gut geschützt sind, stellt die Abdichtung der Fuge noch einen gewissen Schwachpunkt dieser dünnwandigen Bauweise dar. Andererseits wurden in Frankreich bereits Segmentbrücken aus hochfestem Beton mit Fachwerkstegen und externer Vorspannung errichtet (siehe Abschnitt 3)

[Aitcin1998], bei denen durch den offenen Querschnitt tausalzhaltige Sprühnebel direkt auf die externen Spannglieder einwirken können. Die Brücken befinden sich in alpiner Umgebung der Westalpen mit strengen Wintern und zeigen damit das große Vertrauen in die Dauerhaftigkeit der externen Vorspannung. Die genannten Ausführungsbeispiele lassen wiederum den Schluss zu, dass offenbar der Fugenabdichtung bei der Segmentbaubauweise mit der dauerhaften externen Vorspannung zu große Beachtung beigemessen wird. Wie auch immer, nur Pilotprojekte und Langzeiterfahrungen werden in Zukunft den Weg zur optimalen konstruktiven Ausbildung der Fuge aufzeigen können.

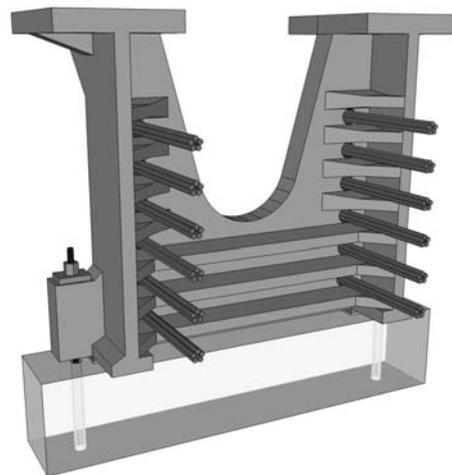
Grundsätzlich soll an den bereits diskutierten Vorteilen der Trockenfuge festgehalten werden. Es wurde gezeigt, dass unter Einhaltung bestimmter Toleranzen zufolge einer Fugenklaffung die Tragfähigkeit des Bauwerkes nicht beeinträchtigt und eine schädliche Längsrissbildung vermieden wird. Ein verbleibendes Fugenspaltmaß kann jedoch nicht ausgeschlossen werden. Die zu erwartenden Probleme in diesem Zusammenhang wurden diskutiert. An dieser Stelle sollten vor der Umsetzung dieser Bauweise in einem Pilotprojekt noch weitere Untersuchungen zu den zuvor angesprochenen Punkten erfolgen, um ein entsprechend auf das zu erstellende Bauwerk optimal angepasstes Herstellungskonzept, das zu entsprechend dichten Fugen führt, festzulegen.

### **6.7 Betrachtung weiterer entscheidender Detailpunkte**

Das Tragverhalten von Verankerungs- und Umlenkstrukturen für externe Spannglieder und ihre Auswirkungen auf die angrenzenden Bauteilbereiche gestaltet sich äußerst schwierig und komplex und wurde bereits in zahlreichen Arbeiten unter anderem durch [Neuser2003] und [Jungwirth2003] untersucht. Da es aber nicht das vorrangige Ziel dieser Arbeit ist, materialgerechte und auf die mechanischen Eigenschaften des gefaserten UHFB optimierte Umlenkstrukturen zu entwickeln, sondern die generelle Machbarkeit von UHFB Segmentbrücken aufzuzeigen, wird zunächst eine typische massive Umlenkstruktur in Anlehnung an die übliche Ausbildung bei Hohlkastenbrücken mit externer Vorspannung herangezogen. Damit bleibt für die Bestätigung der generellen Machbarkeit von dünnwandigen Segmentbrücken aus UHFB mit externer Vorspannung nur noch die Auswirkung der Lasten aus der Umlenkstruktur auf die angrenzenden Hohlkastenbereiche zu untersuchen um die sichere Lasteinleitung und Lastweiterleitung nachzuweisen.

Selbstverständlich ist es aufgrund der hervorragenden Festigkeitseigenschaften auch möglich, die Details für Umlenk- und Verankerungsstrukturen materialgerecht auszubilden. Zunächst können die lokalen Kräfteinleitungsbereiche der Spannanker wesentlich stärkeren Beanspruchungen ausgesetzt werden, was zum einen eine Reduzierung der Lasteinleitungsplatten der Spannanker selbst ermöglichen kann und was zum anderen zu einer zusätzlichen Reduzierung oder gar Eliminierung der Wendel- und Zusatzbewehrung führt. Damit ist die Platzausnutzung deutlich günstiger und die Ankerabstände an den Verankerungsstellen werden lediglich noch durch die Pressengröße und Größe des Keilgehäuses vorgegeben. Die begleitenden Versuche zur Spannkrafteinleitung mit reduzierter Fläche der Lasteinleitungsplatten im Rahmen des im Anhang dokumentierten Pilotprojektes Wildbrücke [LK12008] haben gezeigt, dass wesentlich höhere Tragfähigkeiten gegenüber Normalbeton im unmittelbaren Bereich hinter der Verankerung (Local Zone) bei Einsatz von gefaserten UHFB möglich sind. Damit treten letztlich durch die geringeren Exzentrizitäten auch geringere Beanspruchungen in den Verankerungsstrukturen

nen als auch den angrenzenden Hohlkastenbereichen auf. Darüber hinaus ist auch eine Optimierung des Materialverbrauches möglich, was wiederum in Anlehnung an die Stahlbauweise zu einer dünnwandigen Ausbildung mit entsprechenden versteifenden Rippen führt. Im Rahmen des Forschungs- und Entwicklungsprojektes für ein Segmentbaukastensystem eines Fahrwegträgers aus gefasertem Hochleistungsbeton wurde eine solche materialoptimierte Verankerungskonstruktion im Bereich eines Endquerschottes entwickelt, die in Bild 6.37 dargestellt ist.



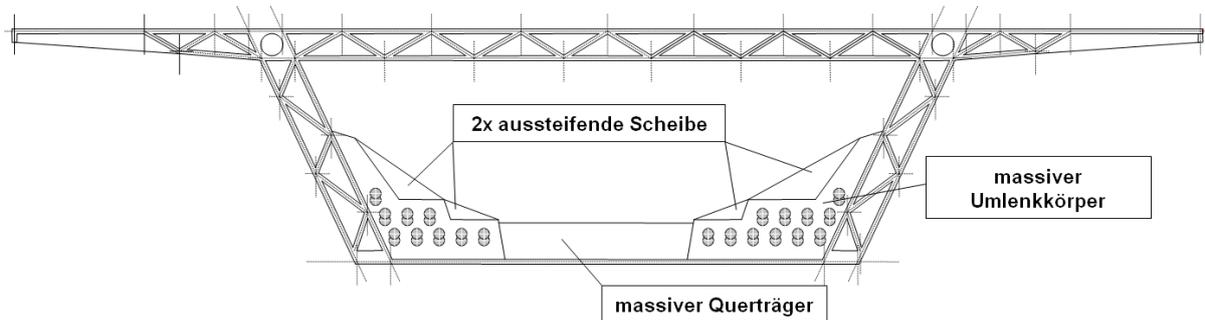
**Bild 6.37** Verankerungskonstruktion des Segmentbaukastensystems für den Fahrwegträger DCC

Fraglich bleibt, inwieweit der erhebliche Mehraufwand und die Schwierigkeiten bei der Ausführung sowie die problematische Herstellbarkeit gegenüber der eher geringen Materialeinsparung zu rechtfertigen ist. Aufgabe der Umlenkkonstruktion ist es, für eine möglichst kontinuierliche Umlenkung und über die Länge der Umlenkung konstanten gleichmäßig verteilten Kraftfluss zu sorgen, was eben durch das kontinuierliche Vorhandensein eines stützenden Materials gewährleistet wird. Weiterhin können die hohen aus den Umlenkkräften und Exzentrizitäten entstehenden Zugkräfte im Regelfall ohnehin nicht allein vom Faserbeton, sondern nur durch zusätzliche hohe Bewehrungsgrade aufgenommen werden. Lediglich die Dauerhaftigkeitseigenschaften, die kleinen Rissabstände und hohen aufnehmbaren Pressungen direkt hinter der Verankerung würden einen Einsatz von gefasertem UHFB rechtfertigen. Somit erscheint es allgemein zunächst fraglich, ob eine Materialausdünnung an dieser Stelle sinnvoll ist oder letztlich nur Sonderanwendungen, wie oben in Bild 6.37 erwähnt, vorbehalten bleibt. Die materialoptimierte Ausbildung solcher Umlenk- und Verankerungskonstruktionen wird in dieser Arbeit nicht weiter verfolgt und soll zukünftigen Forschungsarbeiten vorbehalten bleiben, da dies den Rahmen der Arbeit sprengen würde.

### **Konstruktive Überlegungen**

Für die hier betrachteten Brückenquerschnitte wird als erste Überlegung angestrebt, dass die Umlenkkonstruktion, bestehend aus einem hochfestem Beton, nachträglich an die dünnwandigen UHFB Regelsegmente anbetoniert werden kann. Die Umlenkkonstruktion besteht aus zwei Eckkonsolen und einem die Eckkonsolen im Bereich der Bodenplatte verbindenden Querträger. Um zusätzlich die Steifigkeit der Eckkonsolen zu erhöhen, werden je zwei aussteifende Scheiben über der Konsole angeordnet, die entweder in den oberen Teil des Steges oder in den Knotenpunkt

zwischen Fahrbahnplatte und Steg des Querschnittes einbinden. Bild 6.38 zeigt die geometrische Ausbildung der Umlenk- und Verankerungskonstruktion im Feldbereich. Problematisch erscheint die Anordnung der dichten Bewehrung zur Rückhängung der Umlenkkräfte, die bereits in den dünnwandigen Querschnitt integriert werden müsste. Es wird jedoch grundsätzlich davon ausgegangen, dass dieses Problem durch Vorhaltung eines zweiten Schalelementes mit entsprechenden Modifikationen im Detail lösbar sein sollte. Die maximal erforderliche Länge der Umlenkkonstruktion, um einen Mindestumlenkradius der Spannglieder von 6 m und eine zusätzlichen Umlenkreserve von  $3^\circ$  an beiden Enden einzuhalten, beträgt 1,70 m. Diese Länge kommt generell für alle Umlenkkonstruktionen zum Einsatz.



**Bild 6.38** Angestrebte Ausbildung der Umlenk- und Verankerungskonstruktion im Feld als nachträgliche Ortbetonerfüllung aus HFB – links für Einfeldsystem – rechts für Zweifeldsystem

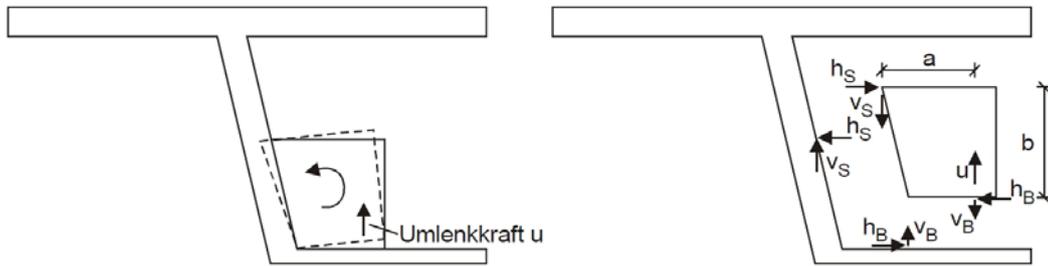
### Untersuchung der angrenzenden Hohlkastenbereiche

Die Bemessung und konstruktive Ausbildung der Konsolen und Scheiben selbst soll hier nicht weiter dargestellt werden, da es sich hier um übliche Formen handelt und deren Bemessung und konstruktive Durchbildung bereits Stand des praktischen Ingenieurwissens sind. Details zur Bemessung auf Grundlage neuester Erkenntnisse können den Arbeiten von [Jungwirth2003] und [Neuser2003] entnommen werden.

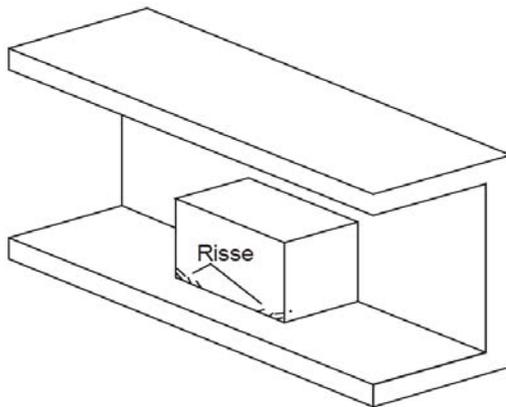
Zur Betrachtung der Kraftweiterleitung in die angrenzenden Bauteilbereiche hat [Neuser2003] auf Basis umfangreicher experimenteller und theoretischer Untersuchungen ein Bemessungsmodell abgeleitet, das im Folgenden verwendet werden soll. In Bild 6.39 ist die Beanspruchung und die resultierende Rissbildung der angrenzenden Hohlkastenbereiche nach [Neuser2003] dargestellt. Das Grundprinzip dieses Bemessungsmodells wird folgend in Kurzform dargestellt. Infolge der exzentrisch nach oben wirkenden Umlenkkräfte aus den externen Spanngliedern erfährt die gegenüber dem Hohlkastenquerschnitt sehr steife Konsole eine Drehung, welche zu Zugbeanspruchungen auf der Außenseite des Steges und der Innenseite der Bodenplatte führt. Der Drehpunkt der Konsole liegt nach den Untersuchungen von [Neuser2003] in etwa im Schnittpunkt zwischen Steg und Bodenplatte des Hohlkastens.

Zur Bestimmung der Beanspruchungen auf die angrenzenden Hohlkastenbereiche bestimmt [Neuser2003] zunächst Ersatzkräfte durch Aufbringen einer Einheitsverdrehung im Eckpunkt zwischen Steg- und Bodenplatte an einem ebenen Ersatzrahmen mit einem Stabwerksprogramm (Bild 6.40). Die ermittelten Ersatzkräfte werden dann auf das dreidimensionale Schalenmodell des Hohlkastens aufgebracht.

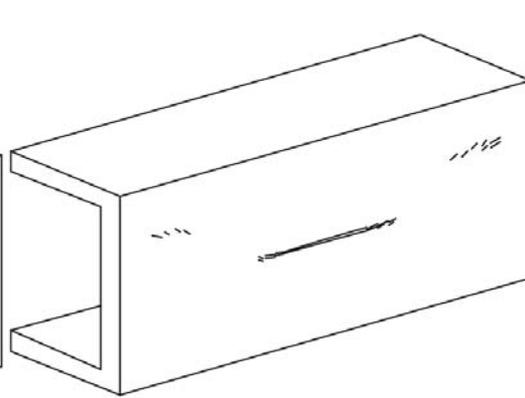
a)



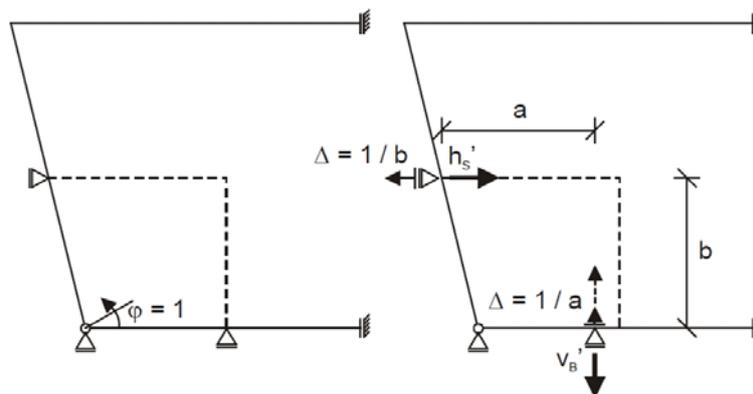
b)



c)



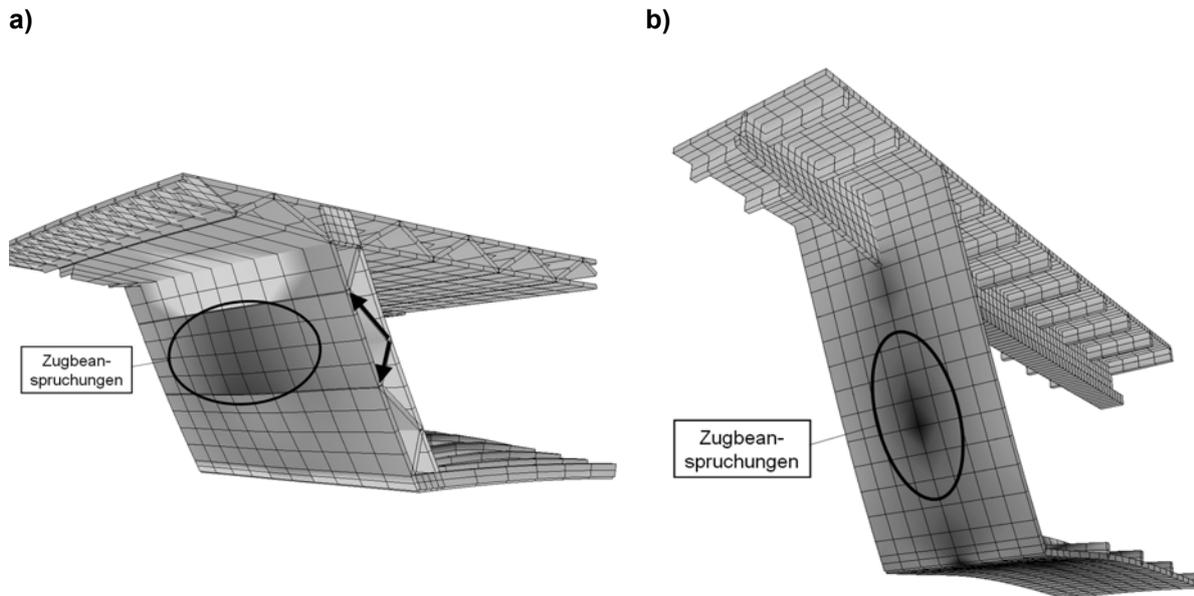
**Bild 6.39** a) Qualitative Beanspruchung des Hohlkastens im Bereich einer Umlenkconsole und Rissverteilung b) innen c) außen nach [Neuser2003]



**Bild 6.40** Ebenes Ersatzrahmensystem zur Bestimmung der auf den Hohlkasten einwirkenden Ersatzkräfte infolge Konsolverdrehung nach [Neuser2003]

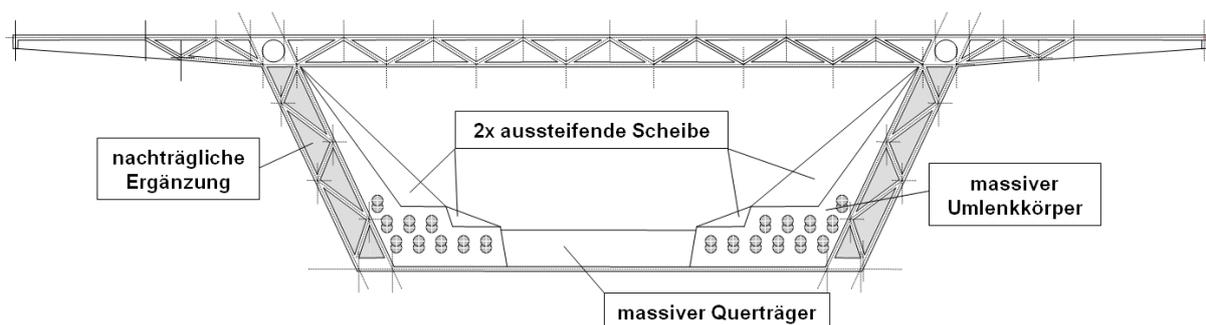
### Lasteinleitung in den Fachwerkquerschnitt

Die in Bild 6.38 gezeigte Ausbildung der Umlenkkonstruktion wurde nach dem von [Neuser2003] vorgeschlagenen Berechnungsmodell durch Aufbringen der Ersatzkräfte aus der Konsolverdrehung auf das dreidimensionale Schalenmodell des Hohlkastens untersucht. Bei einer Ausbildung der Spanngliedumlenkung wie in Bild 6.38 würden die Beanspruchungen aufgrund der konzentrierten Umlenkkräfte zusätzliche Vorspannmaßnahmen (Spannbettlizen  $150\text{mm}^2$  im Abstand  $10\text{cm}$ ) im äußeren Steg des Fachwerkquerschnittes erfordern (Bild 6.41). Um eine



**Bild 6.41 Zugbeanspruchungen auf der Stegaußenseite infolge Konsolverdrehung**

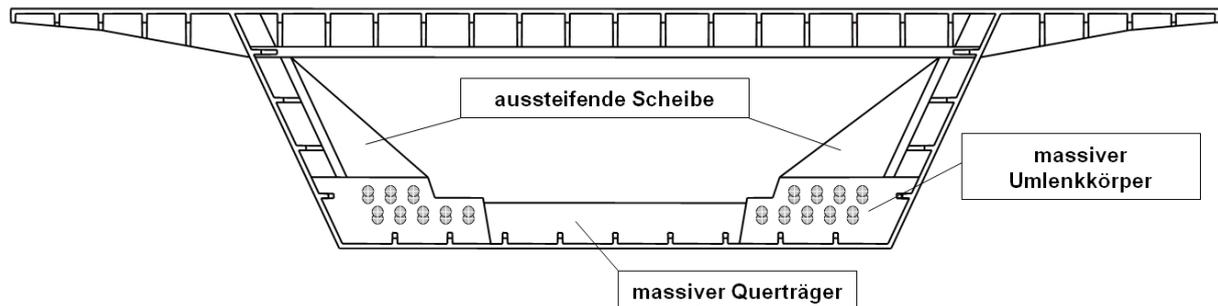
Überbeanspruchung der Fachwerkzugdiagonalen im oberen Bereich des Steges zu vermeiden (die hohen Bewehrungsgrade sind baupraktisch kaum realisierbar), sollte der Steg im Bereich der Umlenkung massiv, durch Ausbetonieren des Fachwerkquerschnittes mit hochfestem Beton, ausgebildet werden. Dies hat den Vorteil, dass auch zwischen den Fachwerkstreben die Anordnung zusätzlicher Bewehrung und Anschlussbewehrung für die Umlenkstruktur möglich ist. Auf der Oberseite des die Eckkonsolen verbindenden Querträgers ist eine Bewehrung von  $\varnothing 12-10$  der Güte S 550 erforderlich. Eine wesentliche Verbesserung des Tragverhaltens und der Beanspruchung des angrenzenden Hohlkastens lässt sich durch Hochziehen der die Konsole aussteifenden Scheiben in den Schnittpunkt Steg und Fahrbahnplatte (siehe Bild 6.42) weiter verbessern und die erforderliche Vorspannung auf der Außenseite des Steges ist durch Betonstahl ersetzbar.



**Bild 6.42 Ausbildung der Umlenk- und Verankerungskonstruktion als Querrahmen im Feld – links Einfeld – rechts Zweifeld für den Fachwerkquerschnitt**

Das Berechnungsmodell von [Neuser2003] ist auf die Berechnung von Eckkonsolen mit einer Geometrie nach Bild 6.39 ausgelegt. Die hier letztlich gewählte Ausbildung der Umlenkstruktur in Bild 6.42 weicht wesentlich von einer solchen Eckkonsole ab, so dass die Frage der Übertragbarkeit des Berechnungsmodells von [Neuser2003] auf die hier gewählte Konstruktion zu diskutieren ist. Durch die in Bild 6.42 gewählte Ausbildung der Umlenkstruktur können Rotationen dieser kaum

noch stattfinden und eine Biegebeanspruchung der angrenzenden Hohlkastenstege und Bodenplatte aus einer Zwangsverschiebung ist kaum noch gegeben, so dass die Bemessung mit dem Modell nach [Neuser2003] auf der sicheren Seite liegen sollte. Die Umlenkkräfte stützen sich nicht mehr quasi auf dem Biegeverhalten der Stege ab, sondern werden direkt in den Knoten Steg/Fahrbahnplatte eingeleitet. Die resultierende Zugbeanspruchung in der Fahrbahnplatte kann dort leicht durch zusätzliche Spannbettlitzten abgedeckt werden. Auf weitere genauere Detailberechnungen z.B. anhand der FE-Methode wird deshalb verzichtet. Die Machbarkeit der konzentrierten Umlenkung sollte gewährleistet sein.



**Bild 6.43** Ausbildung der Umlenk- und Verankerungskonstruktion als Querrahmen im Feld – links Einfeld – rechts Zweifeld für den Rippenquerschnitt

### Lasteinleitung in den Rippenquerschnitt

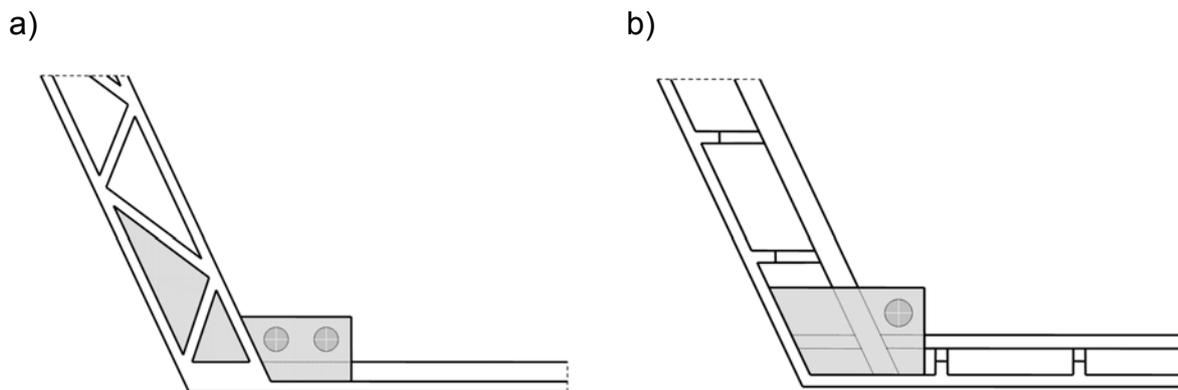
Bild 6.43 zeigt die Ausbildung der Umlenkstruktur für den Rippenquerschnitt. Die Eckkonsolen werden in der gleichen Weise wie beim Fachwerkquerschnitt durch einen Querträger im Bereich der Bodenplatte verbunden und mit je 3 aussteifenden Scheiben, die in den Knotenpunkt Steg/Fahrbahnplatte einbinden, verstärkt. Im Stegbereich sind die Kräfte aus den aussteifenden Scheiben ohne Stegverstärkung nicht aufnehmbar. Der Steg wird deshalb auch hier über die Länge der Umlenkstruktur massiv ausgebildet.

Sollen die hohen konzentrierten Umlenkkräfte auf ein Segment vermieden werden, wäre alternativ eine segmentweise gestaffelte Umlenkung der Spannglieder denkbar, was zumindest bei den Einfeldsystemen durchaus möglich ist. Bei den mehrfeldrigen Systemen ist jedoch die entlastende Wirkung der konzentrierten Umlenkung zur Querkraftbemessung der Fuge nötig, so dass eine gestaffelte Umlenkung nicht realisierbar ist. Weitere Nachteile einer verschmierten Umlenkung sind, dass für eine höhere Anzahl von Segmenten ein höherer Herstelleraufwand erforderlich ist. Weiter erfordert die Staffelung zusätzliche Umlenkungen der Spannglieder in horizontaler Richtung, da sonst die Spannglieder kollidieren würden. Diese zusätzlichen Umlenkungen stellen wiederum Mehraufwand und Mehrgewicht dar. Da die Realisierung der mehrfeldrigen Systeme ohnehin eine konzentrierte Umlenkung der externen Spannglieder erfordert, wurde sich letztlich dafür entschieden, bei allen Systemen die gleiche konstruktive Umlenkung vorzusehen. Eine weitere Optimierung ist durchaus möglich, diese soll aber weiteren Forschungsarbeiten verbleiben.

### Verankerung der geraden Spannglieder in Eckkonsolen

Die in den mehrfeldrigen Systemen im Feldbereich geradlinig verlaufenden Spannglieder werden durch Eckkonsolen verankert (siehe Bild 6.16). Als Spannanker und Festanker sollen zunächst an dieser Stelle marktübliche zugelassene Ankerkonstruktionen zur Anwendung kommen, auch wenn eine Reduzierung der Fläche der

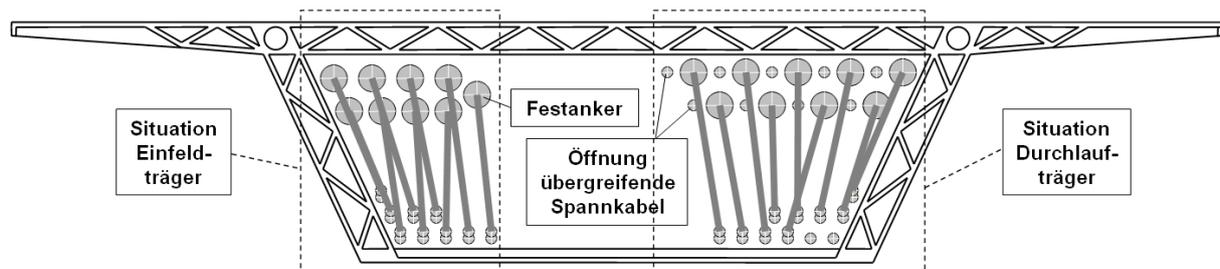
Lasteinleitungsplatten und damit letztlich der Exzentrizität wegen der hohen Druckfestigkeiten des UHFB [LKI2008] sich geradezu aufdrängt. Weitere Untersuchungen zur Lasteinleitung und zur Optimierung solcher Eckkonsolen erscheinen damit vielversprechend, erfolgen aber nicht im Rahmen dieser Arbeit. Die Konsolen werden in üblicher konservativer Weise durch Anbetonieren an den dünnwandigen Hohlkastenquerschnitt ausgebildet. In Bild 6.44 ist die Lage der Eckkonsole und die erforderliche Verstärkung des Querschnittes über die Länge der Konsole wiedergegeben. Wichtig ist hier, dass durch geeignete Schubverbundmittel, wie z.B. Perfo-bondleisten oder Zahnleisten [Tanaka2006], [Hegger2008b], [Jungwirth2008] die Schubkräfte aus der Konsole in das Fertigteilsegment übertragen werden.



**Bild 6.44** Ausbildung der Eckkonsole zur Verankerung der geradlinig geführten Feldspannglieder a) Fachwerkquerschnitt b) Rippenquerschnitt

### Auflagerquerscheibe

Die Ausbildung der Auflagerquerscheibe erfolgt gleichfalls massiv in der bei Segmentbrücken mit externen Spanngliedern üblichen Weise, wie in Bild 6.45 gezeigt.



**Bild 6.45** Ausbildung der Querträgerscheibe über der Stütze zur Umlenkung (rechts) und zur Verankerung (links) der externen Spannglieder

## 6.8 Auswertung und Vergleich

In der Tafel 6.14 sind wesentliche Ergebnisse der beiden untersuchten Querschnitte vergleichend gegenübergestellt. Dabei ist zunächst der Rippenquerschnitt ca. um das 1,57-fache leichter als der Fachwerkquerschnitt. Auch bei dem Vergleich der Kernweiten fällt auf, dass der Rippenquerschnitt wesentlich leistungsfähiger ist. Dies resultiert letztlich in einer höheren Vorspannkraft die für den Fachwerkquerschnitt erforderlich ist. Vergleicht man wiederum die erforderlichen charakteristischen Druckfestigkeiten, so fällt zunächst auf, dass für beide Querschnitte die Auslastung der hohen Druckfestigkeit des UHFB in Bezug auf die Spannungsnachweise und die Nachweise für Biegung mit Längskraft in der Brückenlängsrichtung eher gering

ausfällt. Für beide Querschnittstypen wäre hier ein hochfester Beton ausreichend. Allerdings ergeben sich beim Nachweis der Querkraft aufgrund der hohen Vorspanngrade flache Druckstrebenneigungen, die aufgrund der dünnwandigen Stege dann doch eine charakteristische Druckfestigkeit von 140 MPa im Bereich eines UHFB verlangen. Der Nachweis der auskragenden Querrippe des Rippenquerschnittes in der Querrichtung erfordert ebenfalls eine charakteristische Druckfestigkeit von 140 MPa. Damit zeigt sich, dass die notwendigen Druckfestigkeiten für die hier untersuchten Querschnitte und Tragsysteme eher im unteren Bereich der möglichen Bandbreite für UHFB liegen.

**Tafel 6.14 Vergleich der Untersuchungsergebnisse**

	Rippenquerschnitt 	Fachwerkquerschnitt 
Querschnittsfläche A [m <sup>2</sup> ]	2,66	5,17
Trägheitsmoment I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ]	5,79	7,98
Kernweite k <sub>zo</sub> /k <sub>zu</sub> [m]	0,95/1,79	0,63/1,46
Gewicht [to/lfm]	11,03	17,31
Betonvolumen pro m <sup>2</sup> Brückenfläche [m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> ] (ohne Umlenkkonstruktion)	0,223	0,351
erf. Vorspannkraft [MN] - Einfeld	57	65
erf. Vorspannkraft [MN] - Mehrfeld	65	79
erf. f <sub>ck</sub> [MPa] aus Schub - Einfeld	90	60
erf. f <sub>ck</sub> [MPa] aus M + N - Einfeld	84	50
erf. f <sub>ck</sub> [MPa] aus Schub - Mehrfeld	99	140
erf. f <sub>ck</sub> [MPa] aus M + N - Mehrfeld	118	80
erf. f <sub>ctd</sub> [MPa]	10,0	7,6

Da für den Fachwerkquerschnitt die Nachrisszugfestigkeit eine untergeordnete Rolle spielt, sind die moderaten Fasergehalte der  $\sigma$ -w Referenzkurven SK1 und SL1 vollkommen ausreichend. Damit kommt auch der Faserverteilung und Faserorientierung im Segmentfertigteile eine unbedeutendere Rolle zu, was den Herstellungsaufwand und auch den Überwachungsaufwand inklusive aller begleitenden Prüfungen erheblich reduziert. Der Rippenquerschnitt benötigt dagegen im Hauptquerträger eine höhere Nachrisszugfestigkeit, da in dem dünnwandigen Steg mit einer Schubbewehrung nicht mehr an der Dünnwandigkeit des Steges festgehalten werden kann. Des Weiteren weist der Rippenquerschnitt am Übergang vom auskragenden Fahrbahnplattenquerträger zum Stegquerträger extreme Spannungs-

konzentrationen auf, die nur durch eine starke zusätzliche Betonstahlbewehrung in den Steg abgeleitet werden können. Dagegen ist der Kraftfluss im Fachwerkquerschnitt sehr ausgeglichen und kontinuierlich. Auch durch die doppelten Stege ist eine gute Schubkraftübertragung über die Segmentfuge hinweg gewährleistet.

In Bezug auf die Herstellungstechnologie weist der Fachwerkquerschnitt deutliche Vorteile gegenüber dem Rippenquerschnitt auf. Die im Anhang beschriebenen Pilotprojekte haben gezeigt, dass das Aufsteigen von im Frischbeton eingeschlossener Luft möglichst nicht durch Ecken und Kanten behindert werden darf, da es ansonsten zu teilweise großen Lufteinschlüssen zwischen Schalung und Beton kommt. Aus diesem Grund ist es sinnvoll, beide Querschnitte vertikal auf der Segmentstirnfläche stehend herzustellen. Hier weist der Fachwerkquerschnitt gegenüber dem Rippenquerschnitt eindeutige Vorteile auf, da Problemzonen lediglich an den Bodenplattenquerrippen und den äußeren Querrippen der auskragenden Fahrbahnplatte zu erwarten sind. Der Rippenquerschnitt ist dagegen wesentlich problematischer. Hier gilt es zusätzlich noch eine Kontinuität im Betonfluss in Bezug auf die Faser-Verteilung und Orientierung einzuhalten, was nur schwer und mit erheblichem Aufwand praktisch umzusetzen ist. Eine in Kapitel 3 bereits vorgeschlagene Trennung in einen Fertigteilesegmentrahmen, welcher quasi nur aus dem Querträger besteht, und in ein Regelsegment mit Längsrippen, könnte die Problematik der Herstellung weiter entschärfen. Dennoch wird letztlich deutlich, dass zwar eine konstruktive Ausbildung in Anlehnung an die Stahlbauweise zu sehr materialsparenden und leichten Querschnitten führt, jedoch aufgrund der spezifischen Materialeigenschaften von gefasertem UHFB nicht ohne weiteres, gerade durch die Herstellungstechnologie bedingt, auf die Betonbauweise übertragbar ist. Schließlich zeigt trotz allem der Fachwerkquerschnitt, dass sich dennoch sehr filigrane und leichte Querschnitte ergeben, deren Form den Materialeigenschaften und den Herstellungsmethoden optimal angepasst ist.

Letztlich bleibt festzuhalten, dass beide Querschnitte deutlich leichter als Hohlkastenquerschnitte in konventioneller Betonbauweise sind. Die Analyse einer Zusammenstellung von Brückenbauwerken in [DEGES2004] ergibt ein Gewicht für herkömmliche Betonhohlkastenbrücken pro laufenden Meter zwischen 26 bis 41 kg/lfm. Damit wären im Mittel gegenüber konventionellen Hohlkastenquerschnitten der Fachwerkquerschnitt ca. um die Hälfte und der Rippenquerschnitt ca. 3-mal so leicht. Ein Vergleich mit bezogenen Betonmassen pro m<sup>2</sup> Brückenfläche aus [König1986] führt zu gleichen Ergebnissen. Sind die Materialeigenschaften in der Zukunft weitgehend beschrieben und darauf aufbauend Bemessungsmodelle für gefaserten UHFB im Zusammenhang mit materialgerechten Konstruktionsformen und Details vorhanden, ist sicherlich noch weiteres Optimierungspotenzial bei dieser viel versprechenden Bauweise gegeben.

## **7 Zusammenfassung und Ausblick**

### **7.1 Zusammenfassung**

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit wissenschaftlichen Aspekten, die für die weitere Umsetzung stoffgerechter, innovativer und wirtschaftlicher Brückenkonstruktionen mit optimaler Anpassung an die Eigenschaften des UHFB notwendig sind. Die Schwerpunkte lagen dabei auf der Zusammenstellung der Materialeigenschaften, der Entwicklung von Konstruktionsprinzipien, der Ableitung von Stoffgesetzen aus den mechanischen Eigenschaften, der Zusammenstellung von für die Untersuchungen notwendigen Bemessungswerkzeugen und der detaillierten Untersuchung ausgewählter vorgeschlagener Konstruktionsformen.

In Abschnitt 2 wurden anhand der Literatur die Eigenschaften von UHFB im Hinblick auf seine Festigkeit, seine Dauerhaftigkeit und seine weiteren wichtigen, zur Entwicklung geeigneter Konstruktionsprinzipien notwendigen Eigenschaften betrachtet. Die dargestellten Eigenschaften lassen auf eine sehr hohe Dauerhaftigkeit und damit lange Lebensdauer von UHFB schließen, auch wenn das Langzeitverhalten unter Nutzungsbedingungen noch nicht wirklich bekannt ist. Damit können Bauwerke mit geringem Wartungsaufwand und längerer Lebensdauer, unter der Voraussetzung dass die gesamte konstruktive Durchbildung und Detaillierung auch der hohen Dauerhaftigkeit des UHFB angemessen ist, errichtet werden.

Auf Basis der Eigenschaften des UHFB wurde in Kapitel 3 in allgemeiner Weise gezeigt, weshalb UHFB für den Brückenbau so geeignet ist. Im Weiteren wurden Konstruktionsprinzipien für eine materialgerechte Bauweise für Brücken aus UHFB abgeleitet, wobei sich herausstellt, dass eine Kombination aus dünnwandigen Querschnitten und einer modularen, flexiblen Fertigteilesegmentbauweise mit externer Vorspannung und Trockenfugen zu einer neuen wirtschaftlichen und wartungsarmen UHFB – Segmentfertigteilebauweise führt, die auch den Anforderungen an eine nachhaltige Bauweise gerecht werden kann. Auf der Grundlage dieser aufgestellten Konstruktionsprinzipien wurden mögliche Varianten von Querschnittsformen vorgeschlagen. Die Vor- und Nachteile sind ausführlich diskutiert worden und führten letztendlich zu einer engeren Auswahl. Wird die vorgeschlagene Bauweise zusammen mit extrem schnellen Bauverfahren angewendet, so sollte eine wirtschaftliche Verwendung des teureren Baustoffes UHFB bei weitem gegeben sein.

In Abschnitt 4 wurden im Wesentlichen vorhandene Ergebnisse und Modelle aus der Literatur herangezogen, um die für die weiteren Untersuchungen notwendigen Werkstoffgesetze festzulegen. Aufbauend auf einer Analyse des Drucktragverhaltens und der Festlegung eines geeigneten Stoffgesetzes zur Bemessung wurde gezeigt, dass sich der Verlauf der Arbeitslinien wesentlich vereinfachen lässt und dass diese damit praktikablen Vereinfachungen und Näherungen einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Bemessungsergebnisse haben. Anschließend erfolgte die Beschreibung und Darstellung des Zugtragverhaltens. Die Modellierung des Werkstoffgesetzes unter Zugbeanspruchung wurde über das auf rein mechanischer Basis begründete Modell zur Beschreibung des Rissöffnungsverhaltens von Faserbeton nach [Leutbecher2008], das sich leicht auf den Einsatz von Fasercracktails oder auch eine Kombination mit Stabstahlbewehrung erweitern lässt, vorgenommen. Auch hier konnte gezeigt werden, dass eine praktikable Vereinfachung des Verlaufes der Zugarbeitslinien eine unbedeutende Auswirkung auf die Bemessungsergebnisse hat.

Im Weiteren erfolgte die Festlegung von verschiedenen so genannten  $\sigma$ - $w$  Referenzkurven, um die Auswirkungen des unterschiedlichen Nachrisszugverhaltens auf die spätere Bemessung darstellen und vergleichen zu können. Da sich  $\sigma$ - $w$  Beziehungen für eine Querschnittsbemessung im Traglastzustand eher schlecht eignen, wurde nach Diskussion verschiedener möglicher Ansätze aus der Literatur eine Variante zur Überführung der  $\sigma$ - $w$  Beziehungen in  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehungen festgelegt. Aus der Analyse des Tragverhaltens von mit Fasern und Stabstahl kombiniert bewehrter UHFB-Bauteile aus der Literatur, konnten grundsätzliche Regeln für eine Bemessung kombiniert bewehrter Bauteile getroffen werden. Die Erläuterung der verwendeten konstitutiven Modelle für die im Rahmen der Arbeit erforderlichen nichtlinearen 3D Finite Elemente Berechnungen schließt dieses Kapitel ab.

In Abschnitt 5 werden die für die durchzuführenden Untersuchungen notwendigen Bemessungsmodelle zusammengestellt und erläutert. Nach der Festlegung von allgemeinen Bemessungswerten wurde der Vorschlag für ein Sicherheitskonzept zur Nachweisführung anhand nichtlinearer Traglastanalysen erarbeitet. Dabei stellte sich heraus, dass sich für das Versagen des Faserbetons als auch für das Betonversagen auf Druck ein identisches globales Sicherheitsniveau von  $\gamma_R = 1,5$  für die angestrebten Untersuchungen in dieser Arbeit festlegen lässt. Da vorhandene Bemessungsmodelle für die Querkrafttragfähigkeit für normfesten und hochfesten Beton aufgrund ihres semiempirischen Charakters mit Hilfe rein theoretischer Überlegungen nur schwer übertragbar und andere für gefaserten UHFB vorgeschlagene Bemessungsmodelle nicht vollständig nachvollziehbar sind, wurde ein eigenes auf theoretischen Überlegungen basierendes Modell auf mechanischer Grundlage abgeleitet. Hierfür wurde das allgemeingültige und mechanisch begründete Modell von [Zink1999], welches [Rosenbusch2003] auf normalfesten Faserbeton erweitert hat, durch theoretische Überlegungen auf die Anwendung von gefasertem UHFB angepasst und durch die Nachrechnung von Versuchen aus der Literatur verifiziert. Weiter zeigt die Untersuchung einer Gefahr des Durchstanzens der dünnen Fahrbahnplatten aufgrund schwerer Radlasten, dass bei Fahrbahnplattendicken von mehr als 6 cm keine Gefahr des Durchstanzens besteht. Die Sichtung der Literatur im Hinblick auf das Ermüdungsverhalten von gefasertem UHFB auf Zug hat ergeben, dass zwar zum Teil durchaus sehr hohe Ermüdungslebensdauern erreicht werden, die Ergebnisse aber zu stark streuen und damit derzeit die Ableitung von sicheren Bemessungsmodellen noch nicht zulassen. Aus diesem Grund wird bei hoher Ermüdungs- und gleichzeitiger Zugbeanspruchung empfohlen, immer passive Bewehrung oder im Verbund liegende Vorspannung anzuordnen. Beim Ermüdungsnachweis der Bewehrung wird auf der sicheren Seite liegend die günstige Fasertragwirkung vorerst vernachlässigt. Alternativ lässt sich durch eine Spannungsbegrenzung unter der seltenen Lastkombination auf die Erstrisszugspannung eine fortschreitende Entfestigung des Faserbetons unter ermüdungswirksamen Einwirkungen ausschließen. Abschließend zeigt eine Diskussion der erforderlichen Betondeckung auf Grundlage von Untersuchungsergebnissen aus der Literatur, dass sich aufgrund der hohen Verbundspannungen die Betondeckung gegenüber Normalbeton nicht reduzieren lässt.

Auf Grundlage der zuvor zusammengestellten Werkstoffgesetze und Bemessungsmodelle, wurde in Abschnitt 6 die Eignung von bereits zwei in Kapitel 3 ausgewählten und festgelegten Querschnittstypen detailliert untersucht und deren Machbarkeit letztlich bestätigt. Untersuchungen in Bezug auf die Frage, inwieweit die Haltbarkeit eines eventuellen Fahrbahnbelages durch Belagsrissbildung infolge zu großer

Krümmungen der Fahrbahnplatte – ähnlich wie bei Stahlbrücken - beeinträchtigt wird, zeigten, dass trotz der Dünnwandigkeit der UHFB - Querschnitte keine Gefahr besteht. Im Weiteren wurde die Kraftübertragung über die Trockenfugen untersucht, wobei sich zeigte, dass eine glatte Fuge trotz der hohen Vorspannkräfte aufgrund der hier gewählten Querschnittsform die Querkraft und Torsion nicht allein durch Reibung übertragen kann, sondern eine Feinprofilierung, wie im konventionellen Segmentbrückenbau üblich, notwendig ist. Für die Bestimmung der Traglast der Feinprofilierung wurde ein Ansatz nach [Specker2001] auf seine Übertragbarkeit auf gefaserten UHFB überprüft und verwendet. Durch erste Tastuntersuchungen mit Hilfe der nichtlinearen FEM stellte sich heraus, dass wegen der größeren Duktilität des Schubnockenversagens bei gefasertem UHFB die von [Specker2001] vorgeschlagene Sicherheit aufgrund möglicher Fugenimperfectionen eventuell in Zukunft reduziert werden kann. Es hat sich weiter gezeigt, dass die Umlenkung der externen Spannglieder sehr große Querscheiben benötigt, um die Auswirkung der Umlenkkräfte auf den angrenzenden dünnwandigen UHFB – Querschnitt so gering wie möglich zu halten. An dieser Stelle besteht jedoch noch erhebliches Optimierungspotential. Um eine Längsrissbildung aufgrund punktueller Lastübertragung durch Unebenheiten in der Segmentstirnfläche zu vermeiden, konnte auch hier wieder mit Hilfe nichtlinearer FEM Untersuchungen gezeigt werden, dass die zulässigen Toleranzmaße für die Verkrümmung der Segmentstirnflächen mit 0,3 mm bei gefasertem UHFB ohne Bewehrung begrenzt werden sollten. Ist eine Bewehrung in den unmittelbar an die Fuge angrenzenden Bereichen vorhanden, so kann der Empfehlung für herkömmliche Segmentbrücken aus [DBV1999] gefolgt werden, die Verkrümmung auf 0,5 mm zu begrenzen.

Eine abschließende Auswertung der Untersuchungsergebnisse und der Versuch einer näherungsweise Gegenüberstellung mit konventionellen Spannbetonhohlkastenbrücken zeigt das hohe Optimierungspotential auf, das sich mit den in dieser Arbeit entwickelten Querschnittstypen erreichen lässt. Dabei wird im Mittel gegenüber konventionellen Hohlkastenquerschnitten eine 2 bis 3-fache Material- und Gewichtsreduzierung erzielt. Die sich aus den Untersuchungen ergebenden notwendigen charakteristischen Druckfestigkeiten betragen maximal 140 MPa und liegen damit eher im unteren Bereich der möglichen Bandbreite für UHFB, was sich wieder günstig auf die Entwicklung einer wirtschaftlichen Rezeptur auswirkt. Im Weiteren zeigte sich, dass eine Übertragung der Konstruktionsprinzipien des Stahlbrückenbaus zwar zu der höchsten Materialeinsparung führt (Rippenquerschnitt), jedoch weist der Kraftfluss teilweise sehr hohe Spannungskonzentrationen auf. Um die entsprechenden Tragfähigkeiten zu erzielen, sind an einigen Stellen sehr hohe Nachrisszugfestigkeiten und damit hohe Fasergehalte erforderlich, die die Stoffkosten in die Höhe treiben und die Herstellung erschweren. Auch in Bezug auf die Herstellungstechnologie weist der Rippenquerschnitt aufgrund seiner komplexen Form gegenüber dem Fachwerkquerschnitt deutliche Nachteile auf, die sich aber durch eine weitere Auflösung in einzelne Fertigteilesegmente vermeiden lassen. Dahingegen ist der vorgeschlagene Fachwerkquerschnitt mit dem 1,57-fachen Gewicht gegenüber dem Rippenquerschnitt wesentlich schwerer. Er kann aber mit einem sehr ausgeglichenen Kraftfluss aufwarten, erfordert eine geringe Nachrisszugfestigkeit und damit niedrigere Fasergehalte. Damit spielt auch die Herstellung und Qualitätskontrolle in Bezug auf die Faserverteilung und Faserorientierung eine untergeordnete Rolle. Letztlich kann jedoch nur ein Einsatz in der Praxis unter Berücksichtigung vieler Randbedingungen im ganzheitlichen Sinne zeigen, welche Konstruktionsform zu einer wirtschaftlicheren Anwendung führt.

## 7.2 Ausblick und weiterer Forschungsbedarf

Im Rahmen der Erarbeitung der Werkstoffgesetze und der Zusammenstellung von Bemessungsmodellen ergab sich eine Vielzahl an ungelösten Problemen und weiterführenden Fragestellungen, die Anregung zu weiteren Forschungsaktivitäten geben, die die Grundlage für die Erarbeitung sicherer Bemessungsmodelle für Tragwerke aus UHFB darstellen. Darüber hinaus ist zur Umsetzung der neuen vorgeschlagenen Bauweise in der Praxis, zum Beispiel in einem Pilotprojekt, noch weiterer Untersuchungsbedarf gegeben, der den Umfang dieser Arbeit bei weitem gesprengt hätte. Im Folgenden sollen, unter Bezugnahme auf die jeweiligen Abschnitte dieser Arbeit, die offenen Fragen und der weitere Forschungsbedarf kurz dargestellt werden.

### Abschnitt 3 – UHFB im Brückenbau

Die in Abschnitt 3 entwickelten Querschnittsformen wurden zur Anwendung für Balkenbrücken entwickelt. Für den Bau von Bogenbrücken wurde im Rahmen der Bearbeitung des Pilotprojektes Wildbrücke Völkermarkt ein entsprechend optimaler Querschnitt entwickelt (siehe Anhang 6). Jedoch bieten auch andere Tragwerkstypen wie Schrägseil- und Hängebrücken aber auch Spannbandbrücken viel versprechende Möglichkeiten für einen wirtschaftlichen Einsatz von UHFB. Da der Versteifungsträger von Schrägkabelkonstruktionen im Wesentlichen unter Druckbeanspruchung steht, lässt sich die hohe Druckfestigkeit des UHFB an dieser Stelle ähnlich wie bei Bogenbrücken sehr gut ausnutzen. Das Gewicht des Versteifungsträgers lässt sich durch die dünnwandigen leichten Querschnitte wesentlich reduzieren, womit in Zukunft noch größere Spannweiten aber auch Einsparungen bei den Gründungen und Schrägkabeln denkbar sind. Auch bei Spannbandbrücken ist eine wirtschaftliche Anwendung denkbar. Gute und innovative Beispiele aus konventionellem Beton stellen zwei Anwendungen in Japan dar [fib2006], [Ogawa2006]. Werden leichte Segmentfertigteile aus UHFB anstatt der schwereren Fertigteile aus herkömmlichem Beton auf die vorbereiteten Spannblätter aufgesetzt, so lassen sich Einsparungen bei der Rückverankerung der Spannblätter und bei den Spannblättern selbst erzielen. Laut [fib2004] geht der Trend bei Fertigteilbrücken zu immer größeren und schwereren Einheiten. Auch hier kann wieder der Einsatz von UHFB entsprechende Vorteile bringen, wie zum Beispiel beim Einsatz von großen Komplettfertigteilen bei sehr langen Brückenbauwerken, die mit Hilfe von Schiffskränen eingehoben werden (siehe Confederation Bridge in Bild 7.1).

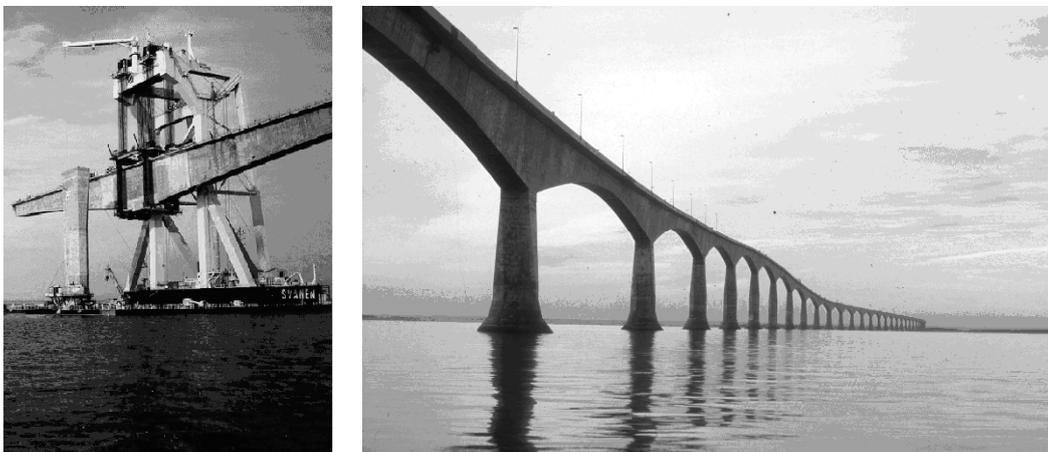


Bild 7.1 Confederation Bridge, Kanada

**Abschnitt 4 – mechanische Eigenschaften von gefasertem UHFB**

Stahlfasern weisen den Nachteil der Korrosion auf, welcher sich in der möglichen Bildung von Rostfahnen niederschlägt. Durch den Einsatz von Kohlenstofffasern könnte dieser Nachteil vermieden werden, zumal Kohlenstofffasern wesentlich höhere Zugfestigkeiten als Stahlfasern aufweisen. Dem stehen die hohen Materialkosten und das Problem der schlechten Scherfestigkeit entgegen. Gelingt es, die hohen Zugfestigkeiten dieser Fasern durch geeignete Maßnahmen auszunutzen, so führt dies zu einer deutlichen Reduktion des notwendigen Fasergehaltes, was die Verarbeitbarkeit verbessert und die höheren Materialkosten der Fasern kompensieren könnte. Alternativ wäre auch eine Kombination mit so genannter Mikrobewehrung in Form von Fasermatten denkbar.

Ein großes Problem stellt die Faserverteilung und Faserorientierung bei Bauteilen aus gefasertem UHFB dar, weshalb derzeit die Abminderung der Nachrisszugfestigkeiten mit hohen Sicherheitsbeiwerten erfolgt. Hier wäre zum einen die Entwicklung entsprechender Simulationsmodelle auf numerischer Basis sinnvoll, die die Verteilung und Orientierung der Fasern während des Befüllvorganges bzw. Herstellprozesses der Fertigteile simulieren. Damit könnte bereits im Vorfeld ohne teure Probestonagen eine geeignete Befüllmethode festgelegt werden. Umgekehrt lässt sich aber auch bereits beim Entwurf die Bauteilgeometrie dadurch optimal in Bezug auf die Herstelltechnologie anpassen. Zum anderen gilt es im fertig gestellten Bauteil die Faserorientierung und Faserverteilung zu überprüfen. Hierfür sollten geeignete zerstörungsfreie Prüfverfahren für einen industriellen Einsatz entwickelt werden. An der TU Graz wird bereits an der Entwicklung und Verbesserung eines auf der Induktivitätsmethode basierenden Messverfahrens gearbeitet, dass bereits bei dem Pilotprojekt der Wildbrücke Völkermarkt zum Einsatz kam.

Die Umrechnung der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung in eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung erfolgt über eine Prozesszonenlänge oder charakteristische Länge, die von verschiedenen in Abschnitt 4 erläuterten Parametern abhängt, aber bisher nur empirisch anhand experimenteller oder numerischer Untersuchungen festgelegt wird. Hier sollten genauere Untersuchungen zur exakteren Ermittlung der charakteristischen Länge ansetzen oder auch alternative Methoden zur Bestimmung einer Spannungs-Dehnungs-Beziehung gefunden werden. Die Bestimmung der charakteristischen Länge könnte auch hilfreich sein, wenn bei der Berechnung von Segmenttragwerken der Spannkraftzuwachs zufolge der Fugenöffnung im ULS in einfacher praktikabler Weise berücksichtigt werden soll. Dies kann zu Spannstahleinsparungen führen, besitzt aber auch Bedeutung für den Stabilitätsnachweis von Bogentragwerken, die aus Segmentfertigteilen zusammengespannt sind. Bisher wurde der Spannkraftzuwachs aus der Fugenöffnung mithilfe von Schalenmodellen erfasst, wobei die Segmentfugen durch nichtlineare Kontaktelemente, die keine Zugkräfte übertragen, verbunden waren und Seilelemente die externen Spannglieder repräsentieren. Solche Berechnungen lassen sich aber auch mit geringerem Aufwand an geometrisch und materiell nichtlinearen Stabwerksmodellen durchführen (siehe Anhang 6 - Pilotprojekt Wildbrücke Völkermarkt). Der Fugenbereich wird dabei durch ein Stabwerkselement abgebildet, dessen konstitutive Beziehung nur den Druckbereich des Betons abbildet und keine Zugspannungen überträgt. Allerdings muss dieses Element eine über den tatsächlichen Fugenbereich hinausgehende Länge aufweisen, die der zuvor angesprochenen charakteristischen Länge entspricht.

Ein weiteres ungelöstes Problem stellt die Bestimmung der Dehnung am Punkt der maximalen Nachrisszugfestigkeit bei Materialien mit Hardening Verhalten dar. Eine Umrechnung über einen theoretisch möglichen Rissabstand von  $L_f/2$  überschätzt die Dehnung erheblich, wogegen eine Ermittlung über die charakteristische Länge meist zu geringe Dehnungen ergibt. An der TU Graz läuft derzeit bereits ein Forschungsprojekt, das sich mit diesen Fragen auseinandersetzt.

Über das Tragverhalten kombiniert bewehrter UHFB – Bauteile mit Stabstahl und Fasern gibt es derzeit im Traglastbereich noch wenige Untersuchungen. Die wenigen vorhandenen Untersuchungsergebnisse zeigen unter bestimmten Faser-Bewehrungs-Konfigurationen ein teilweise sprödes Bauteilverhalten. In dieser Arbeit wurde deshalb bei stabstahlbewehrten Bauteilen für die Bemessung der Fasertraganteil vernachlässigt. Sollen in Zukunft Fasern und Bewehrung in wirtschaftlicher Weise kombiniert werden, so sind auch an dieser Stelle weitere Untersuchungen notwendig.

Die Steilheit des abfallenden Astes im Druckbereich hängt von der Nachrisszugfestigkeit des Faserbetons ab. Der Verlauf spielt zwar in der praktischen Bemessung von Biegebauteilen mit geringen Längsdruckkräften eine untergeordnete Rolle, seine Bedeutung nimmt aber bei der Berechnung von Druckgliedern aus UHFB und bei nichtlinearen Traglastberechnungen oder Versuchsnachrechnungen mit Hilfe numerischer Methoden zu. Die in Abschnitt 4 angedeutete Möglichkeit, den semiempirischen Ansatz von [Shah1983] unter Einbeziehung eines auf der Kesselformel basierenden Umschnürungsindex auf gefaserten UHFB zu übertragen, könnte ein erster Ansatzpunkt sein, der jedoch umfassende Untersuchungen zu dieser Problematik erfordert.

### **Abschnitt 5 – Bemessung und Konstruktion**

Die in dieser Arbeit vorgeschlagenen UHFB - Querschnitte weisen gegenüber den dünnen Stegen sehr ausgeprägte Flansche auf, die sich zu einem gewissen Teil am Querkraftabtrag über die Druckzone beteiligen. Wie groß der mitwirkende Bereich ist, wurde in den meisten Arbeiten bisher nur empirisch erfasst. Auch an dieser Stelle könnte mit Hilfe experimenteller und numerischer Untersuchungen ein schlüssiges Modell entwickelt werden.

Um den Fasertraganteil der Querkrafttragfähigkeit richtig zu erfassen, ist die Kenntnis der im Riss wirksamen Nachrisszugfestigkeit, die von den sich einstellenden Schubrissbreiten abhängt, von wesentlicher Bedeutung. Bei durchgeführten Schubversuchen sollten in Zukunft die auftretenden Rissbreiten auch im Traglastzustand ausführlich dokumentiert werden, um letztlich sichere Werte auf empirischer oder gar mechanischer Basis für die anzusetzende Nachrisszugfestigkeit beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit verfügbar zu machen. Genauso stellt sich die Frage nach der anzusetzenden Nachrisszugfestigkeit bei der Ermittlung der Durchstantragfähigkeit.

Für Diskontinuitätsbereiche erfolgt die Bemessung im Betonbau üblicherweise über Fachwerkmodelle. Fehlen diskrete Bewehrungsstäbe, die die Zugstrebenkräfte aufnehmen, müssen die Fasern diese aufnehmen. Jedoch gestaltet sich die Zuordnung einer tatsächlich mitwirkenden Zugzone als sehr komplex. Da derzeit solche Ingenieurmodelle fehlen, werden diese durch sehr aufwendige materiell nichtlineare FEM Analysen ersetzt, die unbedingt zuvor an einfachen und übersichtlichen Bauteilversuchen zu verifizieren sind, wodurch eine wirtschaftliche und sichere Anwendung in der Praxis erheblich erschwert oder gar verhindert wird. Zum einen

könnten für in der Praxis häufig vorkommende Probleme Standardmodelle entwickelt werden, bei denen eine über die Zugstrebenfläche konstant verlaufende Nachrisszugfestigkeit vorgegeben wird. Zum anderen wäre es aber wichtig, in Zukunft auch allgemeingültigere Regeln vorzugeben.

Derzeit existieren noch keine Modelle zur Vorhersage der Ermüdungslebensdauer des Faserbetons unter Zugbeanspruchung. Für eine praktische Anwendung, gerade auch im Brückenbau, sind jedoch die Auswirkungen von zyklischen Beanspruchungen von wesentlicher Bedeutung. Untersuchungen über die Auswirkung auf das Entfestigungsverhalten des Faser-Matrix-Verbundes unter zyklischer Beanspruchung könnten hier einen wichtigen Beitrag liefern. Genauso wenig existieren Untersuchungen zum Zugkriechen unter langandauernden Beanspruchungen.

Die optimale Materialausnutzung von UHFB resultiert in sehr dünnwandigen Bauteilen. Damit rückt die Gefahr des Stabilitätsversagens im Betonbau wieder mehr in den Vordergrund. An der TU Graz laufen derzeit experimentelle Untersuchungen zum Beulen von dünnwandigen Scheiben unter Druckbeanspruchung, aus denen ein Modell zur Beschreibung des Tragverhaltens abgeleitet werden soll. Darauf aufbauend wäre es für die praktische Bemessung wünschenswert, zulässige  $b/t$  – Verhältnisse, ähnlich wie im Stahlbau, vorzugeben.

### **Abschnitt 6 – Segmentfertigteilterbrücken aus UHFB**

Erste orientierende Untersuchungen haben gezeigt, dass die in den Normen empfohlenen Temperaturbeanspruchungen zum Teil bei dünnwandigeren Bauteilen überschritten werden. Genauere und umfangreichere Untersuchungen sollten die tatsächlichen Einwirkungen erfassen, um mögliche Schäden zu vermeiden.

Die Tragfähigkeit von Schubnocken aus gefasertem UHFB wurde anhand erster orientierender numerischer Untersuchungen analysiert. Dabei zeigte sich, dass aufgrund der vermutlich höheren Duktilität die Sicherheiten, welche mögliche Ungenauigkeiten der Fugengeometrie abdecken, reduziert werden können. Dieser Vermutung sollte durch weitere Untersuchungen nachgegangen werden, da sich bei der Bemessung der in dieser Arbeit betrachteten Tragwerke gezeigt hat, dass die Schubtragfähigkeit der Fuge einen kritischen Punkt darstellt.

Der Bowing Effekt stellt einen gewissen Nachteil bei der Herstellung von sehr großen Fertigteiltersegmenten im Match-Cast-Verfahren dar. Für Segmentbrückenbauwerke aus Normalbeton lieferte die Arbeit von [Abendeh2006] einen wichtigen Beitrag zu diesem Problem. Da aber bei den dünnwandigen UHFB - Segmenten eine andere Temperaturverteilung infolge abfließender Hydratationswärme zu erwarten ist, sollten solche Untersuchungen auch an den hier vorgeschlagenen UHFB - Tragwerken erfolgen. Dabei sollten auch Maßnahmen, wie das Aufbringen einer Wärmedämmung oder gar das gezielte Beheizen in die Untersuchungen einbezogen werden. Sollen durchlaufende Tragsysteme zur Anwendung kommen, kommt der Reduzierung des Bowing Effektes bei der Fugenabdichtung im negativen Momentenbereich eine bedeutende Rolle zu.

Die Ausbildung der Verankerungen und Umlenkkonstruktionen für die externen Spannkabel wurde im Rahmen dieser Arbeit weitgehend an herkömmliche Konstruktionen angelehnt. Auch hier besteht durch detaillierter Untersuchungen ein erhebliches Optimierungspotential.



## Literatur

- [AASHTO1999] AASHTOO: Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges. 2. Auflage, Washington 1999
- [Abendeh2005] Abendeh, R.; Brockmann, C.; Fischer, O.; u.a.: Temperaturinduzierte, bleibende Verformungen von Brückensegmenten bei der Herstellung im Kontaktverfahren. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Heft 3
- [Abendeh2006] Abendeh, R.: Temperature Induced Deformations in Match-Cast Segments and their Effects on Precast Segmental Bridges. Dissertation, TU Hamburg-Harburg, 2006
- [Acker2004] Acker, P.; Belhouli, M.: Ductal® Technology: a Large Spectrum of Properties, a Wide Range of Applications. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 3, Universität Kassel, 2004
- [Adeline1998] Adeline R.; Cheyrezy M. : La passerelle de Sherbrooke: premier ouvrage d'art en BPR / The Sherbrooke footbridge: the first RPC structure. La technique française du Béton, AFPC-AFREM, XIII<sup>e</sup> congrès de la FIP, Amsterdam 1998
- [AFGC2002] Association Française de Génie Civil (AFGC) / Service d'études techniques des routes et autoroutes (SETRA): Bétons fibrés à ultra-hautes performances / Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes. Recommandations provisoires / Interim Recommendations, Janvier 2002
- [Aitcin1998] Aitcin, P.-C.: High Performance Concrete. E & FN SPON, London 1998
- [Aparicio2002] Aparicio, A.C.; Ramos, G.; Casas, J.R.: Testing of externally prestressed concrete beams. Engineering Structures 24 (2002)
- [ASTRA2005] Bundesamt für Strassen ASTRA: Beurteilung der Erdbbensicherheit bestehender Strassenbrücken. Bern, 2005
- [B1990-2] ÖNORM B 1990-2: Grundlagen der Tragwerksplanung Teil 2: Brückenbau (Nationale Festlegungen). Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Ausgabe 2006-06-28
- [B1991-1-5] ÖNORM B 1991-1-5: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-5: Temperatureinwirkungen (Nationale Festlegungen). Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Ausgabe 2004-12-01
- [B1991-1-6] ÖNORM B 1991-1-5: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-6 – Einwirkungen während der Bauausführung (Nationale Festlegungen). Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Ausgabe 2006-01-01
- [B1991-2] ÖNORM B 1991-1-5: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 2 – Verkehrslasten auf Brücken (Nationale Festlegungen). Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Ausgabe 2004-08-01
- [Bache1987] Bache, H.H.: Compact Reinforced Composite, Basic Principles. CBL Report No 41, Aalborg Portland A/S, 1987
- [Behloul1996] Behloul, M.: Analyse et modélisation du comportement d'un matériau à matrice cimentaire fibrée à ultra hautes performances. PhD thesis, E.N.S. Cachan, France, 1996

- [Behloul2002a] Behloul, M. ; Chanvillard, G. ; Casanova, P.; u.a.: Fire Resistance of Ductal: Ultra High Performance Concrete. fib 2002, Osaka, Japan
- [Behloul2002b] Behloul, M.; Lee, KC.: Innovative Footbridge Design in Seoul: Seonyu Footbridge. fib 2002, Osaka, Japan
- [Behloul2008] Behloul, M.; Batoz, J.-F.: Ductal® applications over the last Olympiad. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the Second International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, Universität Kassel, 2008
- [Benaim2008] Benaim, R.: The Design of Prestressed Concrete Bridges: Concepts and principles. Taylor & Francis, London 2008
- [Bierwagen2005] Bierwagen, D.; Abu-Hawash, A.: Ultra High Performance Concrete Highway Bridge. In: Proceedings of the 2005 Mid-Continent Transportation Research Symposium. Iowa State University, 2005
- [Bild1984] Bild, S.: Beitrag zur Verbesserung der Haltbarkeit von Fahrbahnbelägen auf orthotropen Platten. Dissertation, RWTH Aachen, 1984
- [Blais1999] Blais, P.Y.; Couture, M.: Precast, Prestressed Pedestrian Bridge: World's First Reactive Powder Concrete Structure. PCI Journal, Vol. 44, September / October 1999
- [BMVBW2006] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBW): Bericht über die Qualität Dauerhaftigkeit und Sicherheit von Spannbetonbrücken. Berlin, 2006
- [BMVIT2010] Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie (BMVIT): Statistik, Straße und Verkehr. Wien, 2010-08-28
- [Bonneau1996] Bonneau, O.; Poulin, C.; Dugat, J.; u.a.: Reactive Powder Concretes: From Theory to Practice. Concrete International, Vol. 18, April 1996
- [Bornemann2004] Bornemann R.; Faber, S.: UHPC with steel- and non-corroding high-strength polymer fibres under static and cyclic loading. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 3, Universität Kassel, 2004
- [Breyer2008] Breyer, C.: Faserverteilung im ultrahochfesten Beton. Diplomarbeit, Technische Universität Graz, 2008
- [Brühwiler2008] Brühwiler, E.; Denarie, E.: Rehabilitation of concrete structures using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the Second International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, Universität Kassel, 2008
- [Casanova1996] Casanova, P.; Rossi, P.: Analysis of metallic fibre-reinforced concrete beams submitted to bending. Materials and Structures, Vol. 29, July 1996
- [Casanova1997] Casanova, P.; Rossi, P., Schaller, I.: Can steel fibers replace transverse reinforcements in reinforced concrete beams? ACI Materials Journal, Vol. 29, September / October 1997
- [Casanova2002] Casanova, P.; Durakal, A.: The Sermaises footbridge: a fire-resistant ultra high performance fibre reinforced concrete footbridge without reinforcement. fib 2002, Osaka, Japan

- [Ceracem2006] Produktdatenblatt Ceracem BFM vom 19.04.2006, SIKA Construction Österreich
- [Cervenka2007] Cervenka, V.; Jendele, L.; Vervenka, J.: ATENA Program Documentation: Part 1: Theory. Prag, 2007
- [Chanvillard2000] Chanvillard, G.: Characterisation of Fibre Reinforced Concrete Mechanical Properties: A Review. In: Fifth RILEM symposium on fibre-reinforced concrete (FRC). Lyon, 2000
- [Chanvillard2003] Chanvillard, G.; Rigaud, S.: Complete charakterisation of tensile properties of Ductal<sup>®</sup> UHPFRC according to the french recommendations. In: International Workshop High Performance Fiber Reinforced Cement Composites. Ann Arbor, Michigan, 2003
- [Cherezy1995] Cherezy, M., Malet, V., Frouin, L.: Microstructural analysis of RPC. Cement and concrete research, Vol.25, Number 7,1995
- [Cousins2008] Cousins, T.; Roberts-Wollmann C.; Sotelino E.: UHPC Deck Panels for Rapid Bridge Construction and Long Term Durability. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the Second International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, Universität Kassel, 2008
- [DAfStb2006a] Falkner, H.; Teutsch, M.: Stahlfaserbeton – Anwendung und Richtlinie. In: Betonkalender 2006. Ernst & Sohn, Berlin, 2006
- [DAfStb2006b] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Entwurf zum Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton. Fassung vom 09.01.2006
- [DAfStb2008] Schmidt, M., et al.: Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton. DAfStb, Heft 561, Beuth Verlag, Berlin, 2007
- [DBV1999] Deutscher Beton und Bautechnikverein und Bundesministerium für Verkehr: Empfehlungen für Segmentfertigteilterbrücken mit externen Spanngliedern. Ausgabe 1999
- [DBV2001] Deutscher Beton und Bautechnikverein: DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton. Fassung Oktober 2001
- [DEGES2004] DEGES: Brückenbauwerke in den neuen Bundesländern. Ernst & Sohn, Berlin, 2004
- [Delauzun2009] Delauzun, O.; Linger, L.; Boutillon, L.; u.a.: Construction du pont de la Chabotte en BFUP sur l'autoroute A51 (PS34 - A51) / Overpass n°34 "viaduct de la Chabotte" over Motorway A51. In: International Workshop on Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete BFUP 2009 / UHPFRC 2009, Marseille, 2009
- [Demeke1994] Demeke, A.; Tegos, I.A. : Steel Fiber Reinforced Concrete in Biaxial Stress Tension-Compression Conditions. ACI Structural Journal, September / October 1994
- [DFG2005] Fehling, E.; Schmidt, M.; Teichmann, T.: Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultrahochfester Betone (UHPC). Forschungsbericht DFG FE 497/1-1, Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 1, Universität Kassel, 2005.
- [DIN1045-1] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, Juli 2001

- [DIN1072] DIN 1072: Straßen und Wegbrücken: Lastannahmen. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, Dezember 1985
- [DIN18809] DIN 18809: Stählerne Straßen- und Wegbrücken: Bemessung, Konstruktion, Herstellung. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, September 1987
- [DINFB101] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2003
- [Durakal2003] Durakul, A.; Batoz, J-F.: Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete Bridges. In: Ultra-Hochfester Beton: Planung und Bau der ersten Brücke mit UHPC in Europa. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 2, Universität Kassel, 2003
- [Eibl1992] Eibl, J.: Nichtlineare Traglastermittlung/Bemessung. Beton- und Stahlbetonbau 87 (1992), Heft 6
- [Emerson1973] Emerson M.: The Calculation of the distribution of temperature in bridges. TRRL Report LR 561, Crowthorne, (Road Research Laboratory), 1973
- [Emerson1977] Emerson M.: Temperature differences in bridges: Basis of design requirements, TRRL Report LR 765, Crowthorne, (Road Research Laboratory), 1977
- [EN1990-A1] ÖNORM EN 1990/A1: Grundlagen der Tragwerksplanung: Anhang 2 Anwendung für Brücken. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Ausgabe 2006-09-01
- [EN1991-1-5] ÖNORM EN 1991-1-5: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-5: Temperatureinwirkungen. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Ausgabe 2004-12-01
- [EN1991-1-6] ÖNORM EN 1991-1-6: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-6: Einwirkungen während der Bauausführung. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Ausgabe 2005-10-01
- [EN1991-2] ÖNORM EN 1991-2: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Ausgabe 2004-08-01
- [EN1992-1-1] ÖNORM EN 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Ausgabe 2005-11-01
- [EN1993-2] ÖNORM EN 1993-2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 2: Stahlbrücken. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, Ausgabe 2007-04-01
- [Falkner1997] Falkner, H.; Teutsch, M.; Huang, Z.: Segmentbalken mit Vorspannung ohne Verbund unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegung und Querkraft. DAfStb, Heft 472, Beuth Verlag, Berlin, 1997
- [Fehling2008a] Fehling, E.; Bunje, K.; Schmidt, M.: The "Gärtnerplatzbrücke" Design of First Hybrid UHPC-Steel Bridge across the River Fulda in Kassel, Germany. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the Second International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, Universität Kassel, 2008

- [Fehling2008b] Fehling, E.; Leutbecher, T.; Röder, F-K.: Zur Druck-Querzug-Festigkeit von Stahlbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton in scheibenförmigen Bauteilen. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 11, Universität Kassel, 2008
- [Fehling2009] Fehling, E.; Leutbecher, T.; Röder, F-K.: Zur Druck-Zug-Festigkeit von Stahlbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton. Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), Heft 8
- [Fehling2010] Fehling, E.; Leutbecher, T.; Stührwald, S.: Structural Behavior of Ultra High Performance Concrete (UHPC) reinforced with Steel Fibers and Rebars. fib 2010, Washington, USA
- [FHWA2006] Federal Highway Administration (FHWA): Material Property Characterization of Ultra-High Performance Concrete. Publication No. FHWA-HRT-06-103, Turner-Fairbank Highway Research Center, Georgetown Pike, August 2006
- [fib1999] fib: Structural Concrete Textbook on Behaviour, Design and Performance Vol. 2: Basis of Design. fib bulletin No. 2, Lausanne, 1999
- [fib2004] fib: Precast concrete bridges. fib bulletin No. 29, Lausanne, 1999
- [fib2006] fib: 2006 fib Awards for Outstanding Concrete Structures. fib bulletin No. 36, Lausanne, 2006
- [Figg1980] Figg, E.C.: The Long Key Bridge: Segmental Bridge Design in the Florida Keys. Concrete International, Volume 2, August 1980
- [Fouad2001] Fouad, N.A.: Klimatisch bedingte Temperaturbeanspruchung von Bauteilen. In: Bauphysik Kalender 2001, Ernst & Sohn, Berlin, 2001
- [Francisco2009] Francisco, P.; Benboudjema, F.; Rougeau, P.; u.a.: Ultra High Performance Concrete for prestressed elements: Interest of creep prediction. In: International Workshop on Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete BFUP 2009 / UHPFRC 2009, Marseille, 2009
- [Freytag2002] Freytag, B.: Die Glas-Beton-Verbundbauweise. Dissertation, TU Graz, 2002
- [Freytag2009] Freytag, B.; Reichel, M.; Sparowitz, L.: Großversuch WILD-Brücke: versuchsgestützte Bemessung einer UHPC-Bogenbrücke. Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), Heft 9
- [Girmscheid1993] Girmscheid, G.: Spannbeton-Hochstraße in Bangkok: Planung und Ausführung. Beton- und Stahlbetonbau 93 (1988), Heft 6
- [Girmscheid1994] Girmscheid, G.: Entwurfs- und Konstruktionsgrundsätze von extern vorgespannten Straßenbrücken in Segmentbauart: dargestellt am Bangkok Expressway. Beton- und Stahlbetonbau 94 (1989), Heft 3
- [Girmscheid2007] Girmscheid, G.: Segmentbauweise. In: Mehlhorn G. (Hrsg.): Handbuch Brücken: Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 2007
- [Görtz2004] Görtz, S.: Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton. Dissertation, RWTH Aachen, 2004
- [Gossila1999] Gossila, U.: Tragverhalten und Sicherheit betonstahlbewehrter Stahlfaserbetonbauteile. DAfStb, Heft 501, Beuth Verlag, Berlin, 2000

- [Gowripalan2000] Gowripalan, N.; Gilbert, R.: Design Guidelines for Ductal Prestressed Concrete Beams. School of Civil and Environmental Engineering, The University of NSW, May 2000
- [Graddy2002] Graddy J. C.; Kim, J.; Whitt, J. H.; u.a.: Punching-Shear Behavior of Bridge Decks under Fatigue Loading. ACI Structural Journal, Vol 99, No. 3, 2002
- [Graybeal2007] Graybeal, B.; Tanesi, J.: Durability of an Ultrahigh-Performance Concrete. Journal of Materials in Civil Engineering ASCE, Vol. 19, No 10, 2007
- [Graybeal2008] Graybeal, B.: UHPC in the U.S. Highway Transportation System. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the Second International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, Universität Kassel, 2008
- [Graybeal2009] Graybeal, B.: UHPC in the U.S. Highway Transportation Infrastructure. In: International Workshop on Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete BFUP 2009 / UHPFRC 2009, Marseille, 2009
- [Greiner2006] Greiner, S.: Zum Tragverhalten von dünnen Bauteilen aus ultrahochfestem Faserfeinkornbeton. Dissertation, Universität Stuttgart, 2006
- [Grimm1997] Grimm, R.: Einfluss bruchmechanischer Kenngrößen auf das Biege- und Schubtragverhalten hochfester Betone. DAFStb, Heft 477, Beuth Verlag, Berlin, 1997
- [Grunert2006] Grunert, J.P.: Zum Tragverhalten von Spannbetonfertigteilbalken aus Stahlfaserbeton ohne Betonstahlbewehrung. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 2006
- [Grünewald2004] Grünewald, S.: Performance-based design of self-compacting fibre reinforced concrete. PhD Thesis, Technische Universität Delft, 2004
- [Günther1985] Günther, G. H.; Bild, St.; Sedlacek, G.: Zur Frage der Haltbarkeit von Fahrbahnbelägen auf stählernen Straßenbrücken. Stahlbau 54 (1985), Heft 11
- [Habel2004] Habel, K.: Structural Behaviour of Elements combining Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrtes (UHPFRC) and Reinforced Concretete. PhD Thesis, École Polytechnique Federale de Lausanne, 2004
- [Hajar2004] Hajar, Z.; Lecointre, D.; Simon, A.; u.a.: Design and Construction of the world first Ultra-High Performance Concrete road bridges. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 3, Universität Kassel, 2004
- [Harris1992] Harris, A.J.: „Programm Therm“ (Temperature Difference Profiles Through Highway Bridge Decks). Flint & Neill Partnership, August 1992
- [Harris2004] Harris, D.K.: Characterization of Punching Shear Capacity of thin UHPC Plates. Master Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, 2004
- [Harris2008] Harris, D.K.; Roberts-Wollmann, C.L.: Characterization of Punching Shear Capacity of Thin Ultra-High Performance Concrete Slabs. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the Second International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, Universität Kassel, 2008

- [Hegger2008a] Hegger, J.; Bertram, G.: Anchorage behavior of pretensioned strands in steel fiber reinforced UHPC. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the Second International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, Universität Kassel, 2008
- [Hegger2008b] Hegger, J.; Rauscher, S.: UHPC in Composite Construction. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the Second International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, Universität Kassel, 2008
- [Heidrich2009] Heidrich, J.: Experimentelle Untersuchungen zum Schubtragverhalten dünner Scheiben aus Ultrahochfestem Beton. Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), Heft 9
- [Heinzle2009] Heinzle, G.; Freytag, B.; Linder, J.: Rissbildung von biegebeanspruchten Bauteilen aus Ultrahochfestem Faserbeton. Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), Heft 9
- [Henze2008] Henze, S.: Entwicklung und Beschreibung des Tragverhaltens einer modularen Fachwerkkonstruktion aus Hochleistungsbeton. Dissertation, Universität Leipzig, 2009
- [Hewson2003] Hewson, N.R.: Prestressed Concrete Bridges: Design and Construction. Thomas Telford, London, 2003
- [Higashida2006] Higashida, N.; Yasuzato, T.; Horiguchi, M.; u.a.: Launching Nose with Corrugated Steel Webs and Chords of Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete: Torisaki River Bridge. fib 2006, Naples, Italy
- [Hillerborg1976] Hillerborg, A.; Modeer, M.; Petersson, P-E.: Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements. Cement and Concrete Research, Vol. 6, pp. 773-782, 1976
- [Hillerborg1985] Hillerborg, A.: Determination and Significance of the Fracture Toughness of Steel Fibre Concrete. In: Shah, S.P.; Skarendahl, A.: (Hrsg.) Steel Fibre Concrete US-Sweden joint seminar (NSF-STU), Stockholm 1985, Elsevier Applied Science Publishers
- [Hofstetter2006] Hofstetter, G.: Konstitutive Modellierung von Beton. In: Betonkalender 2006. Ernst & Sohn, Berlin, 2006
- [Holschemacher2004] Holschemacher K.; Weiße D.; Klotz S.: Bond of Reinforcement in Ultra High Strength Concrete. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 3, Universität Kassel, 2004
- [Holschemacher2006] Holschemacher, K.; Klug, Y.; Dehn, F.: Faserbeton. In: Betonkalender 2006. Ernst & Sohn, Berlin, 2006
- [Hordijk1991] Hordijk, D.A.: Local Approach to Fatigue of Concrete. PhD Thesis, Technische Universität Delft, 1991
- [Huan1994] Huan, J.: Extern vorgespannte Segmentbrücken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. Dissertation, Universität Karlsruhe, 1994

- [Joh2008] Joh, C.; Hwang, H.; Choi, E.; u.a.: Punching Shear Strength Estimation of UHPC Slabs. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the Second International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, Universität Kassel, 2008
- [Jones1977] Jones M.R.: Bridge temperatures calculated by a computer program. TRRL Report LR 765, Crowthorne. 1977 (Road Research Laboratory)
- [JSCE2006] Japan Society of Civil Engineers (JSCE): Recommendations for Design and Construction of Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete Structures (Draft). Tokyo, September 2006
- [Juhart2007] Juhart, J.; Freytag, B.; Linder, J: Prüfung der Zugfestigkeit und Zugdehnung von UHPC (ultrahochfestem faserverstärkten Beton) Ein Beitrag zur Qualitätsüberwachung innovativer Betonbauteile. Zement + Beton, Heft 1, 2007
- [Jungwirth2003] Jungwirth, F.: Untersuchungen zur Krafteinleitung über Zwischenverankerungen bei externen Spanngliedern. Dissertation, Universität Leipzig, 2003
- [Jungwirth2006] Jungwirth, J.: Zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Bauteilen aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton. PhD Thesis, École Polytechnique Federale de Lausanne, 2006
- [Jungwirth2008] Jungwirth, J.; Seidl, G.; Schmitt, V.; u.a.: Utilization of UHPC in Composite Structures: Lightweight Composite Structures (LCS). In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the Second International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, Universität Kassel, 2008
- [Kabele2000] Kabele, P.: Assessment of Structural Performance of Engineered Cementitious Composites by Computer Simulation. habilitation thesis, Technische Universität Prag, 2000
- [Kabele2002] Kabele, P.: Equivalent Continuum Model of Multiple Cracking. Engineering Mechanics, (Assoc. for Engineering Mechanics, Czech Republic.), 9 ,(1/2), 2002
- [Kamen2006] Kamen, A.: Time dependent behaviour of Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC). In: 6th International PhD Symposium in Civil Engineering, Zurich, August 2006
- [Kaneko1993] Kaneko, Y.; Connor, J.; Triantafillou, T.C.; u.a.: Fracture Mechanics Approach for Failure of Concrete Shear Key. I: Theory. Journal of Engineering Mechanics, Volume 119, Issue 4, April 1993
- [Kaptijn2004] Kaptijn, N.; Blom, J.: A new bridge deck for the Kaag bridges: The first CRC (Compact Reinforced Composite) application in civil infrastructure. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 3, Universität Kassel, 2004
- [Kasic2002] Kasic, S.: Tragverhalten von Segmentbauteilen mit interner und externer Vorspannung ohne Verbund. Dissertation, Universität Karlsruhe, 2002
- [Keierleber2007] Keierleber, B.; Bierwagen, D.; Fouad, F.: Design of Buchanan County, Iowa, Bridge Using Ultra High Performance Concrete and PI Girders. In: Proceedings of the 2007 Mid-Continent Transportation Research Symposium, Iowa State University, Ames, Iowa, August 2007

- [König1986] König, G.; Maurer, R.; Zichner, T.: Spannbeton: Bewährung im Brückenbau: Analyse von Bauwerksdaten, Schäden u. Erhaltungskosten: Springer-Verlag, Berlin, 1986
- [König1995] König, G.; Tue, N.; Pommerening, D.: Safety concept for the application of nonlinear analysis in the design of concrete structures: General considerations. CEB Bulletin d'information No. 229, Lausanne, 1995
- [König2000] König, G.; Ahner, C.: Sicherheits- und Nachweiskonzept der nichtlinearen Berechnungen im Stahl- und Spannbetonbau. In: Sicherheit und Risiko im Bauwesen – Grundlagen und praktische Anwendung. TU Darmstadt, September 2000
- [König2001] König, G.; Tue, N.V.; Zink, M.: Hochleistungsbeton: Bemessung, Herstellung und Anwendung. Ernst & Sohn, Berlin, 2001
- [König2008] König, G.; Tue, N.V.; Schenk, G.: Grundlagen des Stahlbetonbaus: Einführung in die Bemessung nach DIN 1045-1. Vieweg + Teubner Verlag, Wiesbaden, 2008
- [Kooiman2000] Kooiman, A.G.: Modelling Steel Fibre Reinforced Concrete for Structural Design. PhD Thesis, Technische Universität Delft, 2000
- [Kordina1987] Kordina, K.; Hegger, J.: Schubtragverhalten von Spannbetonbauteilen mit Vorspannung ohne Verbund. DAFStb, Heft 381, Beuth Verlag, Berlin, 1987
- [Kupfer1973] Kupfer, H.: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. DAFStb, Heft 229, Beuth Verlag, Berlin, 1973
- [Kützing2000] Kützing, L.: Tragfähigkeitsermittlung stahlfaserverstärkter Betone. Dissertation, Universität Leipzig, 2000
- [Langrock1979] Langrock, J.; Schuchardt, J.; Verch, W.: Betonbrückenbau. Verlag für Bauwesen, Berlin, 1979
- [Lappa2007] Lappa, E.: High Strength Fibre Reinforced Concrete: Static and fatigue behaviour in bending. PhD Thesis, Technische Universität Delft, 2007
- [Leonhardt1982] Leonhardt, F.: Brücken: Ästhetik und Gestaltung. Deutsche Verlags Anstalt, Stuttgart, 1994
- [Leonhardt1986] Leonhardt, F.; Mönning, E.: Vorlesungen über Massivbau: Teil 2 – Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau. Springer-Verlag, Berlin, 1986
- [Leutbecher2008] Leutbecher, T.: Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC). Dissertation, Universität Kassel, 2008
- [Leutbecher2009] Leutbecher, T.; Fehling, E.: Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Fasern verstärktem Stahlbeton am Beispiel ultrahochfesten Betons, Teil 1: Rissmechanische Zusammenhänge, Teil 2: Experimentelle Untersuchungen und Anwendungsbeispiele. Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), Heft 6 und Heft 7
- [Lin1999] Lin, Y.-Z.: Tragverhalten von Stahlfaserbeton. DAFStb, Heft 494, Beuth Verlag, Berlin, 1999

- [LKI2008] Versuchsbericht: Forschungsprogramm FFG Wild-Brücke: Spannanker (A6) Zwischenbericht über die Bemessung und Durchführung von Versuchen nach ETAG 013 über die Verankerungen von Spanngliedern. Labor für konstruktiven Ingenieurbau (LKI), TU Graz, 2008
- [LKI2009a] Versuchsbericht FFG-Projekt 813129/621: Schubmessungen von dünnwandigen Querschnitten aus UHPC. Labor für konstruktiven Ingenieurbau (LKI), TU Graz, 2009
- [LKI2009b] Prüfbericht: Zerstörungsfreie Qualitätskontrolle - WILD-Brücke: Prüfbericht über Induktivitätsmessungen an UHPFRC- Fertigteilen und die daraus abgeleiteten Nachrisszugfestigkeiten. Labor für konstruktiven Ingenieurbau (LKI), TU Graz, 2009
- [Ludwig2005] Ludwig, H-M.: Bewertung ultrahochfester Betone unter dem Aspekt der Dauerhaftigkeit. Beton- und Stahlbetonbau 100 (2005), Heft 2
- [Ma2003] Ma, J.; Schneider, H. und Wu, Z.: Bruchmechanische Kenngrößen von UHFB. In: König, G.; Holschemacher, K.; Dehn, F.: (Hrsg.) Innovationen im Bauwesen: Ultrahochfester Beton. Bauwerk Verlag, Berlin, 2003
- [Ma2009] Ma, J.: Faserfreier Ultrahochfester Beton: Entwicklung und Materialeigenschaften. Dissertation, Universität Leipzig, 2009
- [Mallee1981] Malle, R.: Zum Schubtragverhalten stabförmiger Stahlbetonelemente. DAfStb, Heft 323, Beuth Verlag, Berlin, 1981
- [Mangerig1986] Mangerig, I.: Klimatische Temperaturbeanspruchung von Stahl- und Stahlverbundbrücken. Mitteilungen des Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr Universität Bochum, 1986
- [Markowic2006] Markowic, I.: High-Performance Hybrid-Fibre Concrete: Development and Utilisation. PhD Thesis, Technische Universität Delft, 2006
- [Matsubara2008] Matsubara, N.; Ohno, T.; Sakai, G.; u.a.: Application of a New Type of Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete to a Prestressed Concrete Bridge. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the Second International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, Universität Kassel, 2008
- [Matteis2008] Matteis, D. de; Novarin, M.; Marchand, P.; u.a.: A fifth French bridge including UHPFRC components: the widening of the Pinel bridge, in Rouen (France). In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the Second International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, Universität Kassel, 2008
- [Mazzacane2009] Mazzacane, P.; Ricciotti R.; Teply, F.: La passerelle des Anges / The „Angel's footbridge“. In: International Workshop on Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete BFUP 2009 / UHPFRC 2009, Marseille, 2009
- [MC90] Comité Euro-International du Béton (CEB): CEB-FIP Model Code 1990. Bulletin d'Information, No 213-214, Thomas Telford Services, London, 1993
- [Meade2010] Meade, T.; Graybeal, B.: Flexural Response of Lightly Reinforced Ultra-High Performance Concrete Beams. fib 2010, Washington, USA
- [Menetrey1995] Menetrey, P.; Willam, K.J.: Triaxial Failure Criterion for Concrete and Its Generalization. ACI Structural Journal, 92, May / June, 1995
- [Menn1990] Menn, C.: Stahlbetonbrücken. Springer-Verlag, Berlin, 1990

- [Meurisse1998] Meurisse, P.; et.al.: A new Generation of Composite Bridges: Boulonnais Viaducts in France. In: Eibl, J. (Hrsg.): Externe Vorspannung und Segmentbauweise. Ernst & Sohn, Berlin, 1998
- [Möller2006] Möller, J.: Rotationsverhalten von verbundlos vorgespannten Segmenttragwerken. Dissertation, Universität Karlsruhe, 2006
- [Müller2007] Müller, H.S.; Haist, M.; Scheydt, J.; u.a.: Neuartige Konstruktionsbetone: Eine Chance für Innovationen im Massivbau. In 11. Dresdner Baustatik-Seminar: Innovative Materialien und Tragwerke. Institut für Statik und Dynamik der Tragwerke, Technische Universität Dresden, 2007
- [Muttoni2008] Muttoni, A.; Ruiz M.F.: Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width. ACI Structural Journal, Vol. 105, No. 2, March / April, 2008
- [Naaman2000] Naaman, A.E.: Fasern mit verbesserter Haftung. Beton- und Stahlbetonbau 95 (2000), Heft 4
- [Naaman2003] Naaman, A.E.: Engineered Steel Fibers with Optimal Properties for Reinforcement of Cementitious Composites. Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 1, No. 3, November, 2003
- [Naaman2008] Kim, D. J.; Naaman, A. E.; El-Tawil, S.: High Tensile Strength Strain-Hardening FRC Composites with less than 2 % Fiber Content. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the Second International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, Universität Kassel, 2008
- [Neuser2003] Neuser, U.: Zur Krafteinleitung bei externer Vorspannung. Dissertation, RWTH Aachen, 2003
- [Nielsen1995] Nielsen, C.V.: Ultra High-Strength Steel Fibre Reinforced Concrete. PhD thesis, Danmarks Tekniske Universitet Lyngby, 1995
- [Niemann2002] Niemann, P.: Gebrauchsverhalten von Bodenplatten aus Beton unter Einwirkungen infolge Last und Zwang. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 2002
- [Nitsch2001] Nitsch, A.: Spannbetonfertigteile mit teilweiser Vorspannung aus Hochfestem Beton. Dissertation, RWTH Aachen, 2003
- [Ogawa2006] Ogawa, N.; Kamiya, Y.; Yoshikawa, T.; u.a.: Nozomi Bridge - a hybrid structure of stress-ribbon deck and truss. Structural Concrete, No. 4, December, 2006
- [ÖRili2002] Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik: Richtlinie Faserbeton. Ausgabe März 2002
- [Ozyurt2006] Ozyurt, N.; Woo, L.Y.; Mason, T.O.; u.a.: Monitoring Fiber Dispersion in Fiber-Reinforced Cementitious Materials: Comparison of AC-Impedance Spectroscopy and Image Analysis. ACI Materials Journal, Vol. 103, No. 5, September / October, 2006
- [Perry2008] Perry, V. H.; Seibert P. J.: The use of UHPFRC (Ductal®) for bridges in North America: The technology, applications and challenges facing commercialization. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the Second International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, Universität Kassel, 2008

- [Petersen1993] Petersen, C.: Stahlbau : Grundlagen der Berechnung und baulichen Ausbildung von Stahlbauten. Vieweg, Braunschweig, 1993
- [Pfyl2003] Pfyl, T.: Tragverhalten von Stahlfaserbeton. Dissertation, Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, 2003
- [Podolny1982] Podolny, W.; Muller, J.M.: Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges. John Wiley & Sons, New York, 1982
- [Pojer2009] Pojer, M.: Charakterisierung des Zugtragverhaltens von UHPFRC. Masterarbeit, Technische Universität Graz, 2009
- [Rackwitz1997] Rackwitz, R.: Einwirkungen auf Bauwerke. In: Der Ingenieurbau: Tragwerkszuverlässigkeit, Einwirkungen. Ernst & Sohn, Berlin, 1997
- [RAS-Q-1996] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): Richtlinie für die Anlage von Straßen – Teil: Querschnitte. FGSV Verlag, Köln, 1996
- [Rebentrost2008] Rebentrost, M.; Wight, G.: Experience and Applications of Ultra-high Performance Concrete in Asia. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the Second International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, Universität Kassel, 2008
- [Reichel2009] Reichel, M.; Altersberger, G.; Sparowitz, L.: UHPFRC-Prototype for a Flexible Modular Temporary High Speed Railway Bridge. In: International Workshop on Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete BFUP 2009 / UHPFRC 2009, Marseille, 2009
- [Reichel2010a] Reichel, M.; Freytag, B.; Sparowitz, L.: Road Bridge “Wild” – Application of the UHPFRC Precast Segmental Construction Method for an arch structure. fib 2010, Washington, USA
- [Reichel2010b] Reichel, M.; Duregger, H.: Fußgängerbrücke aus ultrahochfestem Faserbeton in Lienz: Entwurf und Ausführung. Zement + Beton, Heft 3, 2010
- [Reineck2001] Reineck, K.-H.: Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung. Bauingenieur, Band 76, April, 2001
- [Rommel1994] Rommel, G.: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton. DAfStb, Heft 444, Beuth Verlag, Berlin, 1994
- [Resplendino2004] Resplendino, J.: First recommendations for Ultra-High-Performance Concretes and examples of application. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 3, Universität Kassel, 2004
- [Resplendino2008] Resplendino, J.: Ultra-High Performance Concretes: recent realizations and research programs on UHPFRC bridges in France. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the Second International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, Universität Kassel, 2008
- [Richard1994] Richard, P., Cheyrezy, M.: Reactive Powder Concretes with high ductility and 200-800 MPa compressive strength. In: Mehta, P.K. (Hrsg.): Concrete Technology: Past, Present, and Future. Proceedings of the V. Mohan Malhotra Symposium, San Francisco, 1994

- [RILEM2000] Recommendations of RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fiber reinforced concrete:  $s$ - $\varepsilon$  design method. Materials and Structures, Vol. 32, No. 2, 2000
- [RIZ-ING-2002] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (BMVBW): RIZ-ING: Richtzeichnungen für Ingenieurbauwerke. Verkehrsblatt Verlag, Dortmund, 2002
- [Rob-Woll1995] Roberts-Wollman, L.; Breen, E.; Kreger, E.: Temperature Induced Deformation in Match Cast Segments. PCI Journal, No. 4, July / August, 1995
- [Roesler1999] Roesler, H.; Denzer, G.: Entwurf der Talbrücke Altwipfergrund mit Trapezblechstegen. Stahlbau, 68 (1999), Heft 7
- [Rombach2002] Rombach, G.: Precast segmental box girder bridges with external prestressing: design and construction. INSA Rennes, February, 2002
- [Rombach2004] Rombach, G.; Specker, A.: Segmentbrücken. Betonkalender 2004. Ernst & Sohn, Berlin, 2004
- [Rosenbusch2003] Rosenbusch, J.: Zur Querkrafttragfähigkeit aus stahlfaserverstärktem Stahlbeton. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 2003
- [Rossi2005] Rossi, P.; Arca, A.; Parant, E.; u.a.: Bending and compressive behaviors of a new cement composite. Cement and Concrete Research, Vol. 35, 2005, p. 27–33
- [Roy1972] Roy, D.M.; Gouda, G.R.; Bobrowski, A.: Very High Strength Cements Pastes prepared by hot pressing and other hot pressure techniques. Cement and Concrete Research, Vol. 2, 1972, p. 349-366
- [RVS-15.411-1983] Bundesministerium für Bauten und Technik: RVS-15.411: Brücken, Randleisten- und Mittelstreifenkonstruktionen: Ausführung in Ortbeton. Wien, 1983
- [RVS-3.31-2005] Bundesministerium für Bauten und Technik: RVS-3.31: Straßenplanung, Querschnitte, Querschnittselemente; Verkehrs- und Lichtraum. Wien, 2005
- [Sakai2008] Sakai, K.; et al.: Environmental design of concrete structures – general principles. fib bulletin No. 47, Lausanne, 2008
- [Santner2008] Santner, G.: FE - Modellierung von unbewehrten gefasertem UHFB im Programm ATENA: Verifizierung der verfügbaren konstitutiven Modelle mit Versuchsergebnissen. Diplomarbeit, Technischen Universität Graz, 2008
- [Scheydt2008] Scheydt, J.C.; Herold, G.; Müller, H. S.: Long Term Behaviour of Ultra High Performance Concrete under the Attack of Chlorides and Aggressive Waters. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the Second International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, Universität Kassel, 2008
- [Schlaich1982] Schlaich, J.; Scheef, H.: Beton-Hohlkastenbrücken. In: International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE): Structural Engineering Documents 1d. IABSE, Zürich, 1982
- [Schmidt2006] Schmidt, M.; Bunje, K; Fehling, E.; u.a.: Brückenfamilie aus Ultra-Hochfestem Beton in Niestetal und Kassel. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), Heft 3

- [Schneider2007] Schneider, H.: Kurze, umschnürte Druckglieder aus ultrahochfestem Beton. Dissertation, Universität Leipzig, 2007
- [Schönlin1988] Schönlin, K.: Ermittlung der Orientierung, Menge und Verteilung der Fasern in faserbewehrtem Beton. Beton- und Stahlbetonbau 83 (1988), Heft 6
- [Shah1983] Shah, S.P.; Fafitis, A.; Arnold, R.: Cyclic loading of spirally reinforced concrete. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 109, No. 7, July, 1983
- [Shah1995] Shah, S.P.; Swartz, S.E.; Ouyang, C.: Fracture Mechanics of Concrete: applications of fracture mechanics to concrete, rock, and other quasi-brittle materials. John Wiley & Sons, New York, 1995
- [Shionaga2006] Shionaga, R.: Structural behavior of high performance fiber reinforced concrete in tension and bending. 6th International PhD Symposium in Civil Engineering, Zurich, 2006
- [SIA162-6] Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein: Empfehlung SIA 162/6: Stahlfaserbeton. Zürich, 1999
- [Sofistik2008] Sofistik: Sofistik Programmdokumentation Servicepack 23. Sofistik AG, Oberschleisheim, 2009
- [Soukhov2000] Soukhov, D.: Representative values of thermal actions for concrete bridges. Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 2, 2000, p. 495-501
- [Spasojevic2008] Spasojevic, A.; Redaelli, D.; Fernández Ruiz, M.: u.a.: Influence of Tensile Properties of UHPFRC on Size Effect in Bending. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the Second International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, Universität Kassel, 2008
- [Speck2010] Speck, K.; Curbach, M.: Ein einheitliches dreiaxiales Bruchkriterium für alle Betone. Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010), Heft 4
- [Specker2001] Specker, A.: Der Einfluss der Fugen auf die Querkraft- und Torsionstragfähigkeit extern vorgespannter Segmentbrücken. Dissertation, TU Hamburg-Harburg, 2001
- [Takebayashi1994] Takebayashi T.; Deeprasertwong K.; Leung Y.: A full-scale destructive test of a precast segmental box girder bridge with dry joints and external tendons. Proceedings of the ICE - Structures and Buildings, Vol. 104, 3, August 1994
- [Tanaka2002] Tanaka, Y.; Ootake, A.; Uzawa, T.; u.a.: Structural Performance of a 50m Span Footbridge Applying Fiber Reinforced Reactive Powder Concrete. In: Proceedings of the JCI international workshop on ductile fiber reinforced cementitious composites. Takayama, Japan, 2002
- [Tanaka2006] Tanaka, Y.; Musya, H.; Fukuura, N.; u.a.: Design of Perfobond Strip Applied for Reactive Powder Concrete Bridge. fib 2006, Naples, Italy
- [Tanaka2008] Tanaka, Y.; Ishido, M.; Kobayashi, T.; u.a.: Technical development of a long span monorail girder applying ultra high strength fiber reinforced concrete. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the Second International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, Universität Kassel, 2008

- [Tanaka2009] Tanaka, Y.; Maekawa, K.; Kameyama, Y.; u.a.: Innovation and application of UFC bridges in Japan. In: International Workshop on Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete BFUP 2009 / UHPFRC 2009, Marseille, 2009
- [TechKä02/08] Technikum Kärnten Forschungs GmbH – Abteilung Baulabor: Prüfbericht 02/08 – Zwischenbericht mit Fotodokumentation über begleitende Festbetonprüfungen an Proben aus UHPC. Fachhochschule Kärnten, Spittal/Drau, 17.07.2008
- [TechKä05/07] Technikum Kärnten Forschungs GmbH – Abteilung Baulabor: UHPC Zugprüfungen an Bohrkernen: Projekt Wildbrücke Referenzversuch. Fachhochschule Kärnten, Spittal/Drau, 08.05.2007
- [TechKä08/07] Technikum Kärnten Forschungs GmbH – Abteilung Baulabor: Prüfbericht 08/07 – Endbericht mit Dokumentation über begleitende Festbetonprüfungen an Proben aus UHPC. Fachhochschule Kärnten, Spittal/Drau, 31.01.2008
- [TechKäDuct] Technikum Kärnten Forschungs GmbH – Abteilung Baulabor: Forschungsbericht 2006-01: Zugprüfung von UHPC-Bohrkernen. Fachhochschule Kärnten, Spittal/Drau, 25.10.2007
- [TechKäWild] Technikum Kärnten Forschungs GmbH – Abteilung Baulabor: Prüfbericht 01/09 mit Prüfprotokollen über axiale Zugprüfungen an Proben aus UHPC. Fachhochschule Kärnten, Spittal/Drau, 24.02.2009
- [Teichmann2004] Teichmann, T.; Schmidt, M.: Influence of the packing density of fine particles on structure, strength and durability of UHPC. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 3, Universität Kassel, 2004
- [Thibaux2002] Thibaux, T. ; Tanner, J.A. : Construction of the first french road bridges in ultra high performance concrete. fib 2002, Osaka, Japan
- [Tjiptobroto1991] Tjiptobroto, P.; Hansen, W.: Mechanism for Tensile Strain Hardening in High Performance Cement-based Fiber Reinforced Composites. Cement & Concrete Composites, Vol. 13, 1991, p. 265-273
- [Toutlemonde2008] Toutlemonde, F.; Renaud, J.-C.; Lauvin, L.; u.a. : Experimental validation of a ribbed UHPFRC bridge deck. In: Ultra High Performance Concrete (UHPC): Proceedings of the Second International Symposium on Ultra-High Performance Concrete. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 10, Universität Kassel, 2008
- [Tue2002] Tue, N.V.; Reichel, M.: Investigation to crack opening of parking decks during utilization. LACER No. 7, Universität Leipzig, 2002
- [Tue2005] Tue, N.V.; Schenk, G.; Schwarz, J.: Absicherung der statistisch erhobenen Festbetonkennwerte für die neue Normengeneration. Forschungsbericht, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Leipzig, 2005
- [Tue2006a] Tue, N.V.; Ma, J.; Orgass, M.: Kriechen von Ultrahochfestem Beton (UHFB). Bautechnik, 83 (2006), Heft 2
- [Tue2006b] Tue, N.V.; Küchler, M.; Ma, J.; u.a.: Überlegungen zur anwendungsorientierten Stoffzusammensetzung von UHFB. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), Heft 11

- [Tue2007] Tue, N.V.; Schenk, G.; Henze, S.: Product-oriented research on high performance structures. In: 3<sup>rd</sup> Central European Congress on Concrete Engineering – Innovative Materials and Technologies for Concrete Structures, Visegrad, September, 2007
- [TUG-SW2007] Labor für Konstruktiven Ingenieurbau (LKI): Prüfprotokoll GZ: 95181: Druckarbeitslinien für Bohrkern aus UHPC. Graz, September, 2007
- [Turmo2006a] Turmo, J.; Ramos, G.; Aparicio, A.C.: Shear strength of dry joints of concrete panels with and without steel fibres Application to precast segmental bridges. Engineering Structures, Vol. 28, 2006, p. 23–33
- [Turmo2006b] Turmo, J.; Ramos, G.; Aparicio, A.C.: FEM modelling of unbonded post-tensioned segmental beams with dry joints. Engineering Structures, Vol. 28, 2006, p. 1852–1863
- [Vielhaber1989] Vielhaber, J.: Vorspannung ohne Verbund im Segmentbrückenbau. Dissertation, Technische Universität Berlin, 1988
- [Voo2003] Voo, J.Y.L.; Foster, S.J.; Gilbert, R.I.: Shear Strength of Fibre Reinforced Reactive Powder Concrete Girders without Stirrups. UNICIV Report No. R-421, The University of New South Wales, Sydney, Australia, November 2003
- [Voo2006] Voo, Y.L.; Foster, S.J.; Gilbert, R.I.: Shear Strength of Fibre Reinforced Reactive Powder Concrete Prestressed Girders without Stirrups. Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 4, No. 1, February, 2006
- [Walraven2008] Walraven, J.; Beushausen, H.: Der neue fib Model Code für Betonbauwerke. BWI – Betonwerk International, No. 1, 2008, p. 36-42
- [Watanabe2008] Watanabe, N.; Musha, H.; Yoshinaga, K.: Design and Performance Tests for Bridge using Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete. In: Proceedings of 8<sup>th</sup> International Symposium on Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete. Tokyo, 2008
- [Wicke2001] Wicke, M.; Kirsch, P.; Straninger, B.; u. a.: Kostenmodell für den Funktionserhalt von Straßenbrücken. Bauingenieur, Band 76, Februar 2001
- [Wille2008] Wille, K.: Verbundkonstruktionen mit flächigen Bewehrungselementen. Dissertation, Universität Leipzig, 2008
- [Wuest2007] Wuest, J.: Comportement structural des bétons de fibres ultra performants en traction dans des éléments composés. Thèse No 3987, Faculté Environnement Naturel, Architectural et Construit, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2007
- [Zehentner2008] Zehentner, H.: Ein Beitrag zur Entwicklung von Flachdecken mit UHPFRC-Fertigteilen. Dissertation, Technische Universität Graz, 2008
- [Zhou2005] Zhou, X.; Mickleborough, N.; Li, Z.: Shear Strength of Joints in Precast Concrete Segmental Bridges. ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 1, January / February, 2005
- [Zimmermann2008] Zimmermann, W.: Erstmalige Anwendungen von UHPC bei Brücken in Österreich. In: Tagungsband: Straßen- und Brückentag 2008, FH Kärnten, Spittal/Drau, Juni 2008
- [Zink1999] Zink, M.: Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung. Dissertation, Universität Leipzig, 1999

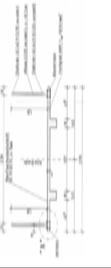
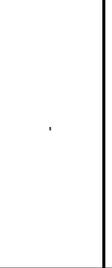
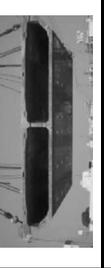
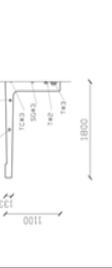
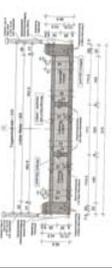
# Anhang

## 1 Dokumentation vorhandener UHFB - Brücken

Straßenbrücken										
Nr.	Bauwerk/Ort	Jahr	Spannweite	Tragsystem	Querschnitt	Material und Eigenschaften	Vorteile lt. Literaturquelle	Querschnitt	Bild/Skizze	Literatur
1	Bourg Les Valence, Frankreich	2001	2 Brücken 20,5 / 22,5 m	Einfeld Balken	5 vorgespannte UHFB-Plattenträger (je 37 to. h=0,9 m), Fahrbahnplatte konventionell bewehrter Ortbeton, Längstugenvergruss mit UHFB	BSI Efficage Druckfestigkeit 170 MPa Zugfestigkeit 8 MPa E-Modul 64 GPa	Einsparung von Bewehrung und daraus resultierendes Gewicht; 50cm geringere Bauhöhe			[DAIStob2008] [Tribaux2002] [Hajar2004]
2	Kaag Brückendecks, 2 Klappbrücken, Sassenheim, Niederlande	2002	2 Panels 7,25/2,95m	Auf Stahlträgerros 1 aufgelegte UHFB-Panels	bewehrte UHFB-Panels mit einer Dicke von 45mm als Fahrbahn	CRS - Compact Reinforced Composite, DENSIT Druckfestigkeit 180 MPa	Leichte Fahrbahnplatte für bestehende Brückenstruktur, dauerhafte Sanierung			[Kapfjir2004]
3	Shepards Creek Road Bridge, Australien	2004	15 m	Einfeld Balken, schiefwinklig 16°	16 UHFB-Plattenträger h=0,6 m; 25 mm starke UHFB-Panels als verlorene Schalung, 170 mm konventionelle Ortbetonfahrbahnplatte	Ducal FM mit Wärmebehandlung Druckfestigkeit 150-180 MPa Zugfestigkeit 8 MPa E-Modul 50 GPa				[Rebentrost2008]
4	Überführung Nr. 34 über die A51, Frankreich	2005	47,4 m	Einfeld Balken	22 UHFB-Hohlkastenfertigteilselemente mit externer Vorspannung und Trockneruge, als Komplettbauwerk eingehoben	BSI Efficage Druckfestigkeit 150-150 MPa Zugfestigkeit 8 MPa E-Modul k. A.	Materialersparungen, Dauerhaftigkeit			[Resplendino2008] [Delauzin2009]
5	Die Brücke von St. Pierre La Cour, Frankreich	2005	19 m	Einfeld Balken	10 UHFB-Plattenträger, 25 mm UHFB-Panels als verlorene Schalung, 200 mm konventionelle Ortbetonfahrbahnplatte	Ducal Druckfestigkeit 130 MPa Zugfestigkeit 8 MPa E-Modul 50 GPa	geringeres Gewicht, schnelle Montage			[Resplendino2008]
6	Henkoshi Rampenbrücke, Japan	2005	16 m	Einfeld Balken	4 UHFB-Plattenträger h=0,75 m, 200 mm konventionelle Ortbetonfahrbahnplatte	Ducal Druckfestigkeit 150-180 MPa Zugfestigkeit 8 MPa E-Modul 50 GPa	Reduktion Materialkosten, Gewichtsminimierung			[Tanaka2006] [Rebentrost2008]
7	Mars Hill Bridge, Wapello County, USA	2006	33 m	Einfeld Balken	3 UHFB-Plattenträger, konventionelle Ortbetonfahrbahnplatte	Ducal FM mit Wärmebehandlung Druckfestigkeit 150-180 MPa Zugfestigkeit 8 MPa E-Modul 50 GPa	Dauerhaftigkeit, Einsparungen bei Unterkonstruktion			[Graybeal2008] [Perry2008] [Blarwagen2005]
8	Pinel Brücke, Rouen, Frankreich	2007	27 m	Einfeld Balken	17 UHFB-Plattenträger h=0,82 m, konventionelle Ortbetonfahrbahnplatte	Ceracem BFM-Milleau, Sika Druckfestigkeit 165 MPa	Kostenreduzierung			[Matteis2008]
9	Cat Point Creek Bridge, Richmond County, USA	2008	24,8 m	Einfeld Balken	5 UHFB-Plattenträger h=1,14 m, konventionelle Ortbetonfahrbahnplatte	keine Angabe	schnelle Montage, Gewichtsreduzierung, keine Schubbewehrung			[Graybeal2008], [Graybeal2009]
10	Jakway Park Bridge Buchanan County, USA	2008	13 m	Einfeld Balken	3 UHFB-Plattenträger h=0,84 m, Längstugenvergruss mit UHFB	Ducal Druckfestigkeit 145 MPa Zugfestigkeit 12 MPa E-Modul 58 GPa	Materialereigenschaften			[Keiserleber2007] [Graybeal2009]
11	GSE-Brücke, Japan	2008	48 m	Einfeld Balken	3 UHFB-Plattenträger, konventionelle Ortbetonfahrbahnplatte	Eigenschaften UHPC: Druckfestigkeit 180 MPa Zugfestigkeit 8,8 MPa E-Modul 50 GPa	Verringerung der Höhe der Konstruktion um 80%			[Tanaka2009] [Watanabe2008]

Straßenbrücken										
Nr.	Bauwerk/Ort	Jahr	Spannweite	Tragsystem	Querschnitt	Material und Eigenschaften	Vorteile lt. Literaturquelle	Querschnitt	Bild/Skizze	Literatur
12	Bögen der Wildbrücke Völkmarkt, Österreich	2010	69 m	Sprengwerk- bogen	Bogen aus UHFB-Segmentfertigteilen (Hohlkastenquerschnitt) mit Trockenbögen und externer Vorspannung. Errichtung im Bogenklappverfahren, Vorlandbrücken und Fahrbahn aus konventionellem Ortbeton	Rezeptur Fa. Max Bögl Druckfestigkeit 165 MPa E-Modul 50 GPa	Dauerhaftigkeit, geringer Wartungsaufwand, schnelle, leichte Montage			[Reichel2010a]
13	DNP Tokai Factory, Japan	keine Angabe	2,9 m	Einfeld Platte	Vorgefertigter Plattenquerschnitt	keine Angabe	keine Angabe			-
Fußgängerbrücken										
Nr.	Name und Ort	Jahr	Spannweite	Tragsystem	Querschnitt	Material und Eigenschaften	Vorteile lt. Recherche	Querschnitt	Bild/Skizze	Literatur
1	Sherkrooke Pedestrian Bridge Quebec, Kanada	1997	60 m	einfeldriges Fachwerk- tragwerk	6 vorgefertigte Fachwerkelemente mit UHFB- Untergurt, Diagonalen Stahlrohr mit UHFB gefüllt und vorgespannt, Gehwegplatte geplante Fertigteilplatten mit 30 mm Dicke	Ductal FM mit Wärmebehandlung Druckfestigkeit 150-180 MPa Zugfestigkeit 8 MPa E-Modul 50 GPa	Gewicht, Materialeinsparung			[Adeline1998] [Blais1999] [DAISb2008]
2	Sermaise Footbride, Frankreich	2001	3x6,3 m	3 Einfeld Balken	UHFB-U-Fertigteilträger	Fertigmischung Ductal AF mit Wärmebehandlung Druckfestigkeit 150-180 MPa Zugfestigkeit 8 MPa E-Modul 50 GPa	Hoher Brandwiderstand (Innenbrücke einer Chemikallagerhalle)			[Casanova2002] [Behloul2002a] [Durukal2003]
3	Seonyu Bridge Seoul, Südkorea	2002	120 m	Bogentrag- werk	Bogen zusammengesetzt aus 6 UHFB-Pi- Fertigteilträgern h=1,3 m, Gehwegplatte durch Ribben versteift	Ductal FM mit Wärmebehandlung Druckfestigkeit 150-180 MPa Zugfestigkeit 8 MPa E-Modul 50 GPa	schlanke, leichte Tragstruktur			[Durukal2003] [Behloul2002b]
4	Sakata-Mirai Footbridge, Japan	2002	50 m	Einfeld Balken	vorgespannter gevouteter UHFB-Fertigteil- Hohlkastenträger mit runden Stegöffnungen	Fertigmischung Ductal FO mit Wärmebehandlung Druckfestigkeit 150-180 MPa Zugfestigkeit 7 MPa E-Modul 50 GPa	Dauerhaftigkeit, Gewicht			[Tanaka2002], [Tanaka2009]
5	Lauterbrunn Fußgängerbrücke Schweiz	2003	-	Panels	UHFB-Fertigteilpanels als Gehwegplatten	BCV - VICAT	Gewicht, Dauerhaftigkeit			[Resplendino2004]
6	Fußgängerbrücke über die Niese, Niesetal, Deutschland	2004	12 m	Einfeld Platte	UHFB-Fertigteil-Trogquerschnitt vorgespannt	Rezeptur Universität Kassel Druckfestigkeit 185 MPa Zugfestigkeit 7 MPa E-Modul 50 GPa	schnelle und leichte Montage			[Schmid2006] [Fehling2006a]
7	Akakura Footbridge, Yamagata, Japan	2004	35 m	Einfeld Balken	UHFB-U-Fertigteilträger durch konventionelle Ortbetonfahrbahnplatte zu Hohlkastenquerschnitt ergänzt, Verbund über Perforationsleisten	Ductal Druckfestigkeit 150-180 MPa Zugfestigkeit 8 MPa E-Modul 50 GPa	keine Angabe			[Tanaka2006] [Rebentros2008] [Tanaka2009]

Fußgängerbrücken										
Nr.	Name und Ort	Jahr	Spannweite	Tragsystem	Querschnitt	Material und Eigenschaften	Vorteile lt. Recherche	Querschnitt	Bild/Skizze	Literatur
8	Tahara Footbridge, Aichi, Japan	2004	12 m	Einfeld Balken	2 UHFB-I-Fertigteilträger	Ductal Druckfestigkeit 150-180 MPa Zugfestigkeit 8 MPa E-Modul 50 GPa	keine Angabe			[Rebentrost2008]
9	Riverside Senshu Footbridge, Japan	2004	26 m	Einfeld Balken	UHFB-Fertigteilrippenplatte aus 5 Segmenten bestehend (Längs- und Querrippen)	AFI-UFC Druckfestigkeit 180 MPa Zugfestigkeit 8 MPa E-Modul 45 GPa	keine Angabe			[Matsubara2008]
10	Keio University Fußgängerbrücken, Tokyo, Japan	2005	11,3 m	Einfeld Platten	UHFB-Fertigteilplatten	Fertigmischung Ductal Druckfestigkeit 150-180 MPa Zugfestigkeit 8 MPa E-Modul 50 GPa	keine Angabe			[Tanaka2009]
11	Gärtnerplatzbrücke Kassel, Deutschland	2006	Bis 36 m	5-feldiges hybrides Fachwerktragwerk	räumliches Stahlrohrfachwerk mit vorgespanntem UHFB-Fertigteilobergurt, UHFB Gehwegplatte querverspannt, Verbund zwischen UHFB Fachwerkobergurt und UHFB Gehwegplatte über Klebefuge	Rezeptur Universität Kassel Druckfestigkeit 180 MPa Zugfestigkeit 9 MPa E-Modul 50 GPa	Leichte und wartungsarme Konstruktion, Verwendung bestehender Gründungen			[Schmidt2006] [Fehling2008a]
12	Papatōe Station Footbridge, Auckland, Neuseeland	2006	8,2-20 m	10 einfeldrige Balken	UHFB-Pi-Fertigteilträger mit Stegöffnungen, Deckplatte und Querrippen	Ductal Druckfestigkeit 200 MPa Zugfestigkeit - MPa E-Modul 47 GPa	Gewichtsreduzierung, Kostensenkung			[Rebentrost2008]
13	Penrose Station Footbridge, Auckland, Neuseeland	2006	bis 20 m	15 einfeldrige Balken	UHFB-Pi-Fertigteilträger mit Stegöffnungen, Deckplatte und Querrippen	Ductal Druckfestigkeit 200 MPa Zugfestigkeit - MPa E-Modul 47 GPa	Gewichtsreduzierung, Kostensenkung			[Rebentrost2008]
14	Papakura Station Footbridge, Auckland, Neuseeland	2007	bis 25,4 m	mehrere einfeldrige Balken	UHFB-Pi-Fertigteilträger mit Stegöffnungen, Deckplatte und Querrippen	Ductal Druckfestigkeit 200 MPa Zugfestigkeit - MPa E-Modul 47 GPa	Gewichtsreduzierung, Kostensenkung			[Rebentrost2008]
15	Middlemore Station Footbridge, Auckland, Neuseeland	2007	20 m	Einfeld Balken	UHFB-Pi-Fertigteilträger mit Stegöffnungen, Deckplatte und Querrippen	Ductal Druckfestigkeit 200 MPa Zugfestigkeit k.A. E-Modul 47 GPa	Gewichtsreduzierung, Kostensenkung			[Rebentrost2008]

Fußgängerbrücken										
Nr.	Name und Ort	Jahr	Spannweite	Tragsystem	Querschnitt	Material und Eigenschaften	Vorteile lt. Recherche	Querschnitt	Bild/Skizze	Literatur
16	Fußgänger- und Radfahrerbrücken Sandershausen, Deutschland	2007	7 und 8 m	2 Einfeld Balken	UHFB-TT-Fertigteilerquerschnitt	Rezeptur Universität Kassel Druckfestigkeit 185 MPa Zugfestigkeit 7 MPa E-Modul 50 GPa	keine Angabe			[Schmidt2006] [Fehling2008a]
17	Fußgängerbrücke in Weinheim Kassel, Deutschland	2007	21 m	Einfeld Balken	UHFB-TT-Fertigteilerquerschnitt	Rezeptur Universität Kassel Druckfestigkeit 185 MPa Zugfestigkeit 7 MPa E-Modul 50 GPa	keine Angabe			[Schmidt2006] [Fehling2008a]
18	Fußgängerbrücke in Friedberg Kassel, Deutschland	2007	18 m	Einfeld Platte	außenliegende Stahlträger mit zwischenliegender UHFB-Genweiblette	Rezeptur Universität Kassel Druckfestigkeit 185 MPa Zugfestigkeit 7 MPa E-Modul 50 GPa	Geringere Betondeckung und Kostenersparnis			[Schmidt2006] [Fehling2008a]
19	Toyota City Gymnasium Fußgängerbrücke Aichi, Japan	2007	22,5 m	Einfeld Balken	2-zelliger UHFB-Fertigteil-Hohlkastenquerschnitt, Tragwerk in Längsrichtung aus 12 Segmententeilen mit Epoxidharzfüge	Ductal Druckfestigkeit 150-180 MPa Zugfestigkeit 8 MPa E-Modul 50 GPa	keine Angabe			[Reberntrost2008] [Tanaka2009]
20	Glenmore/Legsby Fußgängerbrücke, Calgary, Kanada	2007	53 m	Einfeld Balken	UHFB-T-Fertigteilträger	Ductal Druckfestigkeit 150-180 MPa Zugfestigkeit 8 MPa E-Modul 50 GPa	keine Angabe			[Perry2008] [Belhou2008]
21	Hikita Fußgängerbrücke, Totтори, Japan	2008	63,3 m	Einfeld Balken	UHFB-Fertigteil-Trogquerschnitt	Ductal Druckfestigkeit 150-180 MPa Zugfestigkeit 8 MPa E-Modul 50 GPa	keine Angabe			[Reberntrost2008] [Tanaka2009]
22	Feistritzbachbrücke, Kärnten, Österreich	2008	8 m	Einfeld Platte	UHFB-Fertigteil-Trogquerschnitt mit Normalbetonfüllung und UHFB-Deckschicht	Rezeptur Fa. SW Umwelttechnik Druckfestigkeit 160 MPa Zugfestigkeit 7,5 MPa E-Modul 50 GPa	keine Angabe			[Zimmernann2008]
23	Le Pont du Diable, Frankreich	2008	70 m	Einfeld Balken	Tragwerk aus 15 UHFB-U-Fertigteilsegmenten	Ductal Druckfestigkeit 150-180 MPa Zugfestigkeit 8 MPa E-Modul 50 GPa	schlanke Tragsstruktur, höhere Vorspannkraft			[Mazzacane2009]





# Anhang

## 2 Zusammenstellung verschiedener Zugrategieigenschaften aus der Literatur

Nr.	$f_{ct,el}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\varepsilon_{ct,el}$ [%]	$f_{ct,u}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\varepsilon_{ct,u}$ [%] ab Beginn Lokalisierung	$E_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Fasergehalt [kg/m <sup>3</sup> ] / [%]	$d_f$ [mm]	$l_f$ [mm]	$\eta_f$ [-] <sup>(1)</sup>	Faserform	Prüfkörperform	Testserie Prüfkörper	Literaturquelle
1	9	0,18	9,65	0,7	50200	6,17 %	0,2	10	0,63	glatt	Hundeknochen 50x100mm	CMO-98	
2	11,2	0,28	13,3	1,4	42360	5,09 %	0,2	10	0,6	glatt	Hundeknochen 50x100mm	CM22-94	
3	8,7	0,17		Softening	47500	7,85	0,15	5	-	glatt	Hundeknochen 10x200mm	CM11	[Wuest2007]
4	10,5	0,27	12,6	2,7	48100	3,9 %	0,16	13	0,66	glatt	Hundeknochen 50x100mm	HIFCOM-14	
5	11,6	0,35	13,7	1,4	42400	7,06 %	0,2	10	0,71	glatt	Hundeknochen 50x100mm	CM23-P	
6	5,3	0,15		Softening	39000	5,79 %	0,2	10	0,38	glatt	Platten 200x50mm, Kerbe 20mm	CM0-05-22	
7	9,1	0,27	11	2,6	39280	4,71	0,2	10	-	glatt	Platten 200x50mm, Kerbe 20mm	CMO-Habel	
8	12,34	0,49	13,6	3,1	41750	6,25 %	0,2	10	0,62	glatt	Platten 200x50mm, Kerbe 20mm	CM22-e	
9	8,9	0,15	10	1,2	60000	2,5 %	0,3	20	- <sup>(2)</sup>	glatt	Platten 200x50mm, Kerbe 20mm	-	[Jungwirth2006]
10	8,9	0,15	9,7	2,5							Hundeknochen 160x50mm		
11	8,74	0,25				0 %	-	-	-	-		Referenz	
12	vorgeschädigt		7,3	-		0,9 %	0,15	9				F9-0,9	
13	10,1	0,29	12,83	-	45540 <sup>(3)</sup>	2,5 %	0,15	9				F9-2,5	
14	10,11	0,29	9,49	-		0,9 %	0,15	17	- <sup>(2)</sup>	glatt	Prismen 40x40mm, Kerbe 5mm	F17-0,9	[Leutbecher2008]
15	9,97	0,29	10,13	-		1,45 %	0,15	17				F17-1,45	
16	10,17	0,30	13,07	-		2,0 %	0,15	17				F17-2,0	
17	5,1	0,15		-	40600	0 %	-	-	-	-			
18	-	-	7,5	-	39600	1,0 %	0,16	13		glatt	Hundeknochen 50x50mm	-	[Belhou1996]
19	-	-	7,6	-	43000	2,4 %	0,16	13					
20	-	-	11,4	-	43000	4,0 %	0,16	13					
21	10,6	0,265	11,91	ca. 2,0	40000 <sup>(4)</sup>	1,6 %	0,16	13		glatt	Hundeknochen 70x70mm, Kerbe 20mm		
22	8,5	0,213	9,74	ca. 4,0		1,6 %	0,16	13		glatt	Hundeknochen 70x70mm		[Lappa2007]
23	-	-	8-10		52000				- <sup>(2)</sup>	glatt	Hundeknochen 80x20mm		[Greiner2006]
24	-	-	9,1	0,8 bis 2 <sup>(5)</sup>	bis 60000	2,0 %	0,16	13			Hundeknochen 90x30mm		
25	-	-	8,2								Hundeknochen 120x60mm		
26	-	-	11,3	1,9 <sup>(7)</sup>							3Pkt.-Biegeversuch 10*10*40mm - Back-Analysis		
27	-	-	8,8 <sup>(8)</sup>	1,9 <sup>(7)</sup>	50000	2,0 %	0,2	15	-	glatt	3Pkt.-Biegeversuch 10*10*40mm - Back-Analysis		[JSCe2006]
28	10,53 <sup>(8)</sup>	0,21	-	-							Spaltzug Zylinder h/d 200/100mm		
29	10,4	0,221	13,3	1,5	47000	-	-	-	-	-			[Brühwiler2008]
30	4,299 <sup>(9)</sup>	-	5,207	3,01		1,0 %	0,38	30		gekröpft			
31	5,143 <sup>(9)</sup>	-	7,562	3,87		2,0 %	0,38	30		gekröpft			
32	4,264 <sup>(9)</sup>	-	5,499	6,16		1,0 %	0,3	30		Torex	Hundeknochen 50x25mm		[Naaman2008]
33	6,997 <sup>(9)</sup>	-	10,778	4,52		2,0 %	0,3	30		Torex			
34	4,5-5,2 <sup>(11)</sup>	-	-	-		0 %	-	-	-	-	Hundknochen 70x70mm	plain	
35	5 <sup>(10)</sup>	-	6,5-7,6 <sup>(11)</sup>	3,6 <sup>(2)</sup>		1,0 %	0,7	60	0,84	gekröpft	Hundeknochen 70x70mm	1%(60)	
36	6 <sup>(10)</sup>	-	12,0-13,2 <sup>(11)</sup>	2,3 <sup>(2)</sup>		2,0 %	0,2	13	0,83	glatt	Hundeknochen 70x70mm	2%(13)	
37	6 <sup>(10)</sup>	-	15,3 <sup>(11)</sup>	1,4 <sup>(2)</sup>		3,0 %	0,2	13	-	glatt	Hundeknochen 70x70mm	3%(13)	
38	6 <sup>(10)</sup>	-	11,3-12 <sup>(11)</sup>	4 <sup>(2)</sup>		0,5 %	0,2	13	0,82	glatt	Hundeknochen 70x70mm	0,5%(13)	[Markovic2006]
39	6 <sup>(10)</sup>	-	11-13 <sup>(11)</sup>	2,7-4 <sup>(2)</sup>		1,0 %	0,7	60	0,89	gekröpft	Hundeknochen 70x70mm	+1%(60)	
40	6 <sup>(10)</sup>	-	13,5-14 <sup>(11)</sup>	3,4 <sup>(2)</sup>		1,0 %	0,2	13	-	glatt	Hundeknochen 70x70mm	1%(13)	
41	6 <sup>(10)</sup>	-	11,9-13 <sup>(11)</sup>	3,1-8 <sup>(2)</sup>		1,0 %	0,2	13	0,82	gekröpft	Hundeknochen 70x70mm, gekerbt	+1%(40)	
						1,0 %	0,2	13	0,82	gekröpft	Hundeknochen 70x70mm, gekerbt	1%(13)	
						1,0 %	0,7	60	0,89	gekröpft	Hundeknochen 70x70mm, gekerbt	+1%(60)	

Nr.	$f_{ct,el}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{ct,el}$ [%]	$f_{ct,u}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\epsilon_{ct,u}$ [%] ab Beginn Lokalisierung	$E_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Fasergehalt [kg/m <sup>3</sup> ] / [%]	$d_f$ [mm]	$l_f$ [mm]	$\eta_f$ [-]	Faser- form	Prüfkörperform	Testserie Prüfkörper	Literaturquelle
42	10,1	0,21	-	-	-	-	-	-	-	glatt	Bohrkerne Ø/h = 105/50mm	-	[TechKä08/07]
43	8,6	0,18	-	-	48000	2,0 %	-	-	-	glatt	Bohrkerne Ø/h = 105/50mm	-	
44	7,9	0,2	5,1	-	-	-	-	-	-	-	Bohrkerne Ø/h = 105/50mm, gekerbt	-	
45	7	0,29	8,8	2,28	-	-	-	-	-	-	Bohrkerne Ø/h = 105/50mm, gekerbt	-	
46	8,7	0,18	-	-	48000	2,5 %	-	-	-	glatt	Bohrkerne Ø/h = 105/50mm	-	[TechKä02/08]
47	6,2	0,12	6,3	2	-	-	-	-	-	-	Bohrkerne Ø/h = 105/50mm, gekerbt	-	
48	8	0,16	7,4	2	50000	2,5 %	0,3	20	-	glatt	Bohrkerne Ø/h = 105/50mm (mit/ohne Kerbe)	-	[TechKä05/07]
49	7,8	0,19	7,3	1	50000	-	-	-	-	-	Bohrkerne Ø/h = 10550mm (mit/ohne Kerbe)	-	[TechKäWild]
50	8,4	0,2	9,7	1	50000	-	-	-	-	-	Bohrkerne Ø/h = 105/50mm (mit/ohne Kerbe)	-	[TechKäWild]
51	7,6	-	5,9	1,4	64000	2,5 %	0,3	20	-	glatt	Bohrkerne Ø/h = 105/50mm (mit/ohne Kerbe)	-	[Zehentner2008]
52	9,1	0,14	9,8	3	50000	-	-	-	0,7	-	Platte 150x60, Kerbe 25mm	-	[Betonteam2009]
53	11,6	0,2	11,2	2,67	58000	2,0 %	0,18	13	-	gewellt	Bohrkerne Ø/h = 105/50mm (mit/ohne Kerbe)	-	[TechKäDuct]
54	11,5	0,2	13,8-17	$w_0 = 0,35\text{mm}^{14)}$	58000	2,0 %	0,2	15	0,6 <sup>13)</sup>	glatt	Prismen 70x70mm (mit/ohne Kerbe)	-	[Changvillard2003]

## Anmerkungen:

- 1) Faserorientierung in Beanspruchungsrichtung
- 2) keine Angaben. Es erfolgen nur theoretische Betrachtungen zu wahrscheinlicher Faserorientierung und Rückrechnungen aus den durchgeführten Zugversuchen die zu 2-dimensionaler Verteilung tendieren
- 3) Mittelwert aller untersuchten Mischungen
- 4) genauer E-Modul nicht dokumentiert - 40 GPa wurde für Versuchsnachrechnungen verwendet
- 5) Abschätzung aus Diagramm
- 6) charakteristischer Wert
- 7) Rückrechnung über charakteristische Länge für  $w_{1k} = 0,5\text{mm}$  nach [JSCE2006]
- 8)  $f_{ct,el} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} = 0,9 \cdot 11,7 = 10,53 \text{ N/mm}^2$  nach [MC90] – (laut [DAFStb2008] Umrechnungsfaktor eher 1,0)
- 9) hochfester Beton
- 10) abgeschätzt aus  $\sigma$ -w-Diagramm
- 11) abgelesen aus  $\sigma$ -w-Diagramm
- 12) Abschätzung Messbereich /  $w_0 = 110 \text{ mm/w}_0$
- 13) Annahme vom Autor
- 14) Messbereich nicht angegeben, Länge Prüfkörper 160 mm

## Anhang

### 3 Nachrechnung der Schubversuche von [Voo2003]

#### 3.1 Materialkennwerte

##### 3.1.1 Faserorientierung im Steg

Da keine Angaben zur Faserorientierung in den versagensrelevanten Schubrisen als auch im Versuchselement allgemein vorliegen, wird der Faserorientierungsbeiwert nach der Näherung aus Kapitel 4 ermittelt. Dabei wird im Wandbereich eine 2D-Orientierung gleich der halben Faserlänge angenommen, im mittleren Bereich des Steges eine 3D-Verteilung.

Faserorientierungsbeiwert  $\alpha_{\text{kurz}}$  für  $l_f = 13 \text{ mm}$ :

$$\alpha_{\text{kurz}} = \frac{13\text{mm} \cdot \frac{2}{\pi} + (50\text{mm} - 13\text{mm}) \cdot \frac{1}{2}}{50\text{mm}} = 0,535 \quad (\text{Gl. A 3.1})$$

Faserorientierungsbeiwert  $\alpha_{\text{lang}}$  für  $l_f = 30 \text{ mm}$ :

$$\alpha_{\text{lang}} = \frac{30\text{mm} \cdot \frac{2}{\pi} + (50\text{mm} - 30\text{mm}) \cdot \frac{1}{2}}{50\text{mm}} = 0,582 \quad (\text{Gl. A 3.2})$$

##### 3.1.2 Spannungs-Dehnungs-Beziehungen

Auf der Druckseite wird die Spannungs-Dehnungs-Beziehung entsprechend nach Kapitel 4 verwendet. Die Eingangsparameter  $f_c$  und  $\varepsilon_{c2}$  sind [Voo2003] entnommen, wobei die Hochzahl  $n$  so gewählt wird, dass der Tangentenmodul mit den Werten aus [Voo2003] übereinstimmt. Der Verlauf des abfallenden Astes im Druckbereich ist nicht relevant. Die verwendeten  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehungen sind in Tafel A 3.3 dargestellt.

Die Ermittlung der  $\sigma$ - $w$  Beziehungen erfolgt nach den vereinfachten Beziehungen aus Kapitel 4, da zum einen in [Voo2003] keine genauen Arbeitslinien dokumentiert sind und zum anderen die Möglichkeit besteht, die Aussagekraft der in Kapitel 4 aufgestellten analytischen Ansätze zu testen. In der Tafel A 3.1 sind die Eingangsparameter zusammengefasst.

Die langen gekröpften Fasern weisen eine Zugfestigkeit von lediglich 1000 MPa auf [Voo2003], so dass es ab einer bestimmten Fasereinbindelänge zum Reißen der Faser während der Faseraktivierungsphase kommen muss, wie die Ergebnisse in Tafel A 3.2 bestätigen. Bleibt das Reißen unberücksichtigt, führt dies zu einer erheblichen Überschätzung der Nachrisszugfestigkeiten und letztlich der Schubtragfähigkeit. Die Einbindelänge ab welcher die Faser reißen muss, wird über die Lasteinleitungslänge der Einzelfaser während der Faseraktivierungsphase nach (Gl. A 3.3) bestimmt. Für eine geschätzte Verbundspannung von  $\tau_f = 11 \text{ MPa}$  für die gekröpften Fasern (siehe Kapitel 4) sind die Ergebnisse in Tafel A 3.2 zusammengefasst.

**Tafel A 3.1 Eingangsparmeter für die Ermittlung der  $\sigma$ -w Beziehungen**

Eingangsparmeter		Typ I glatt				Typ II gekröpft			
Faserorientierungsbeiwert	$\eta$ [-]	0,535				0,582			
Faserwirksamkeitsbeiwert	$g$ [-]	1,1				1,1			
Fasergehalt [Vol.-%]	$\rho_{f,SB1-SB3}$	2,5				-			
	$\rho_{f,SB4}$	1,25				-			
	$\rho_{f,SB5}$	1,5				1,0			
	$\rho_{f,SB6}$	-				2,5			
	$\rho_{f,SB7}$	1,88				0,62			
E-Modul Faser	$E_f$ [N/mm <sup>2</sup> ]	200000 <sup>1)</sup>				200000 <sup>1)</sup>			
Verbundspannung	$\tau_{f1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	10				11			
Faserdurchmesser	$d_{f1}$ [mm]	0,2				0,5			
Faserlänge	$L_{f1}$ [mm]	13				30			
Schwinden	$\varepsilon_{f,shr}$ [‰]	-0,9 <sup>1)</sup>				-0,9 <sup>1)</sup>			
Bruchenergie der Matrix	$G_f$ [N/m]	60 <sup>2)</sup>				60 <sup>2)</sup>			
E-Modul Matrix	$E_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	[Voo2003]				[Voo2003]			
charakteristische Druckfestigkeit <sup>3)</sup>	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	SB1	SB2	SB3	SB4	SB5	SB6	SB7	
		152	154	133	151	161	148	163	
<sup>1)</sup> Abschätzung wegen nicht vorhandener Angaben <sup>2)</sup> in [Voo2003] $G_f \geq 300$ N/m erscheint zu hoch, deshalb Abschätzung mit 60 N/m <sup>3)</sup> 5% Fraktile - errechnet aus Mittelwerten in [Voo2003]									

$$L_{f,crit} = \frac{\sigma_f \cdot d_f}{4 \cdot \tau_f \cdot g} \cdot \frac{1}{1 + \alpha_e \cdot \rho_f} \quad (\text{Gl. A 3.3})$$

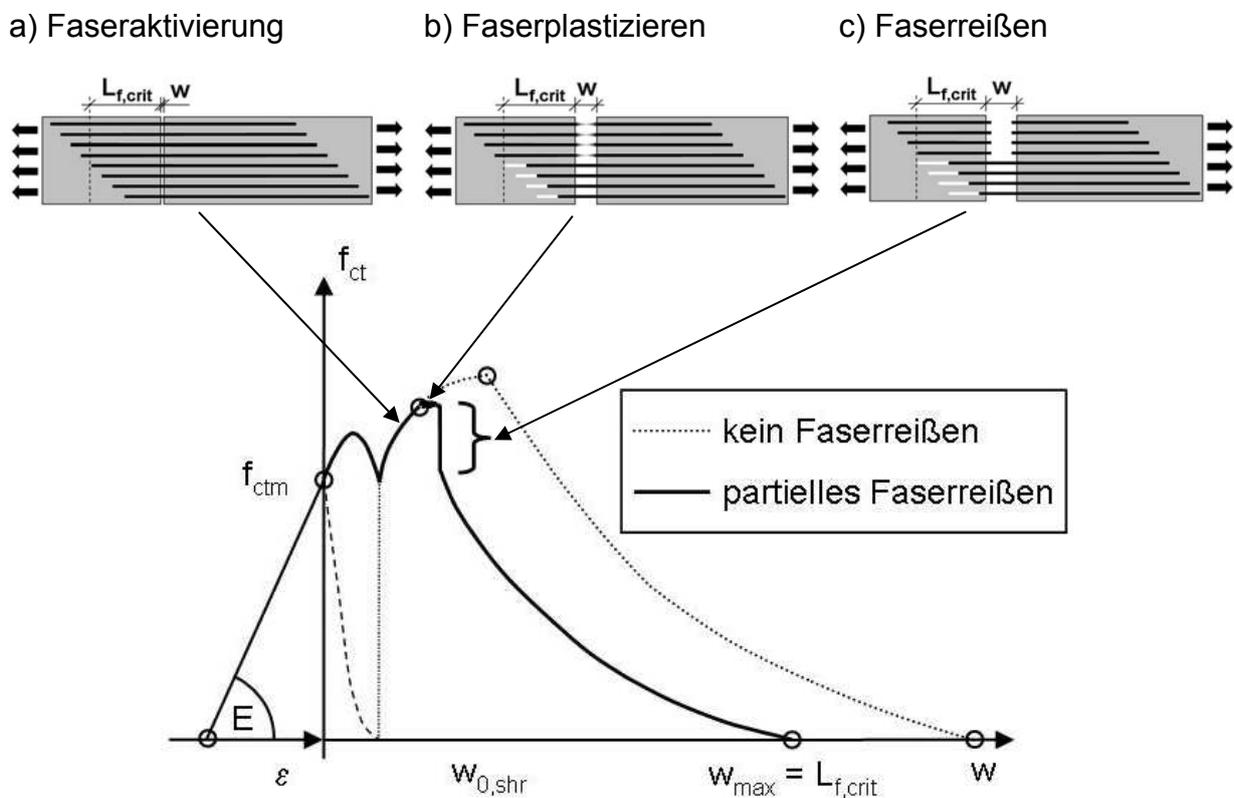
**Tafel A 3.2 Kritische Fasereinbindelängen und Abminderungsfaktoren infolge Faserreißen**

	$L_{crit}$ [m]	$\gamma$
SB5	0,0993	0,662
SB6	0,0918	0,612
SB7	0,1006	0,671

Für praktische Anwendungen wäre es vollkommen ausreichend, am reinen Betonbruttoquerschnitt zu rechnen und den letzten Term zu vernachlässigen. Damit ergibt sich für die Rezepturen SB5 bis SB7 die kritische Einbindelänge ähnlich wie auch von [Pfyl2003] vorgeschlagen zu:

$$L_{f,crit} = \frac{\sigma_f \cdot d_f}{4 \cdot \tau_f \cdot g} = \frac{1000 \cdot 0,5e-03}{4 \cdot 11 \cdot 1,1} = 0,1033m \quad (\text{Gl. A 3.4})$$

Unter Voraussetzung einer im Mittel über den Riss gleich verteilten Fasereinbindelänge, ist der Prozess des partiellen Faserreißen in Bild A 3.1 dargestellt. Ab einer aktivierten Faserlänge  $\geq L_{f,crit}$  plastizieren die Fasern im Riss mit der Einbindelänge  $\geq L_{f,crit}$  bevor diese dann reißen, was zu einem plötzlichen Abfall der  $\sigma$ - $w$  Beziehung führt. Damit reduziert sich die maximale Nachrisszugfestigkeit um den Abminderungsfaktor  $\gamma = L_{f,crit}/(L_f/2)$ .



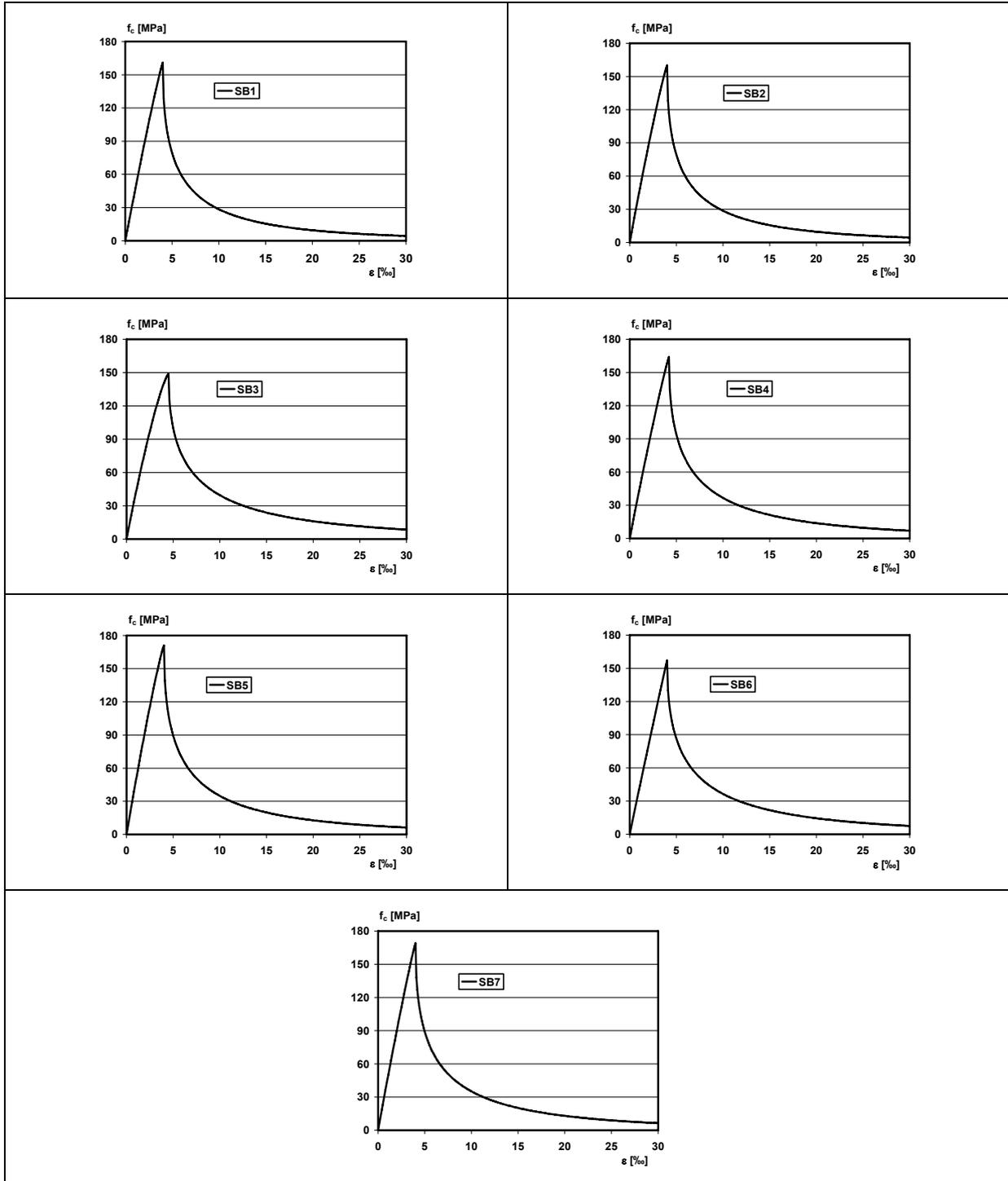
**Bild A 3.1** Prinzip des partiellen Faserreißen mit zunehmender Rissöffnung: a) Faseraktivierung bis  $L_{f,crit}$  b) Plastizieren der Fasern mit einer Einbindelänge  $\geq L_{f,crit}$  c) Reißen der Fasern mit einer Einbindelänge  $\geq L_{f,crit}$

Die maximale Faserbetonspannung ergibt sich dann nach (Gl. A 3.5). Das Ende des Faserauszuges ist dann mit  $w_{max} = L_{f,crit}$  erreicht. Das kurzzeitig höhere Niveau während der Faseraktivierung wird zur Sicherstellung ausreichender Duktilität vernachlässigt. Die kurze Phase der Faserplastizierung wird ebenfalls vernachlässigt. Die verwendeten  $\sigma$ - $w$  Beziehungen sind in Tafel A 3.4 zusammengefasst.

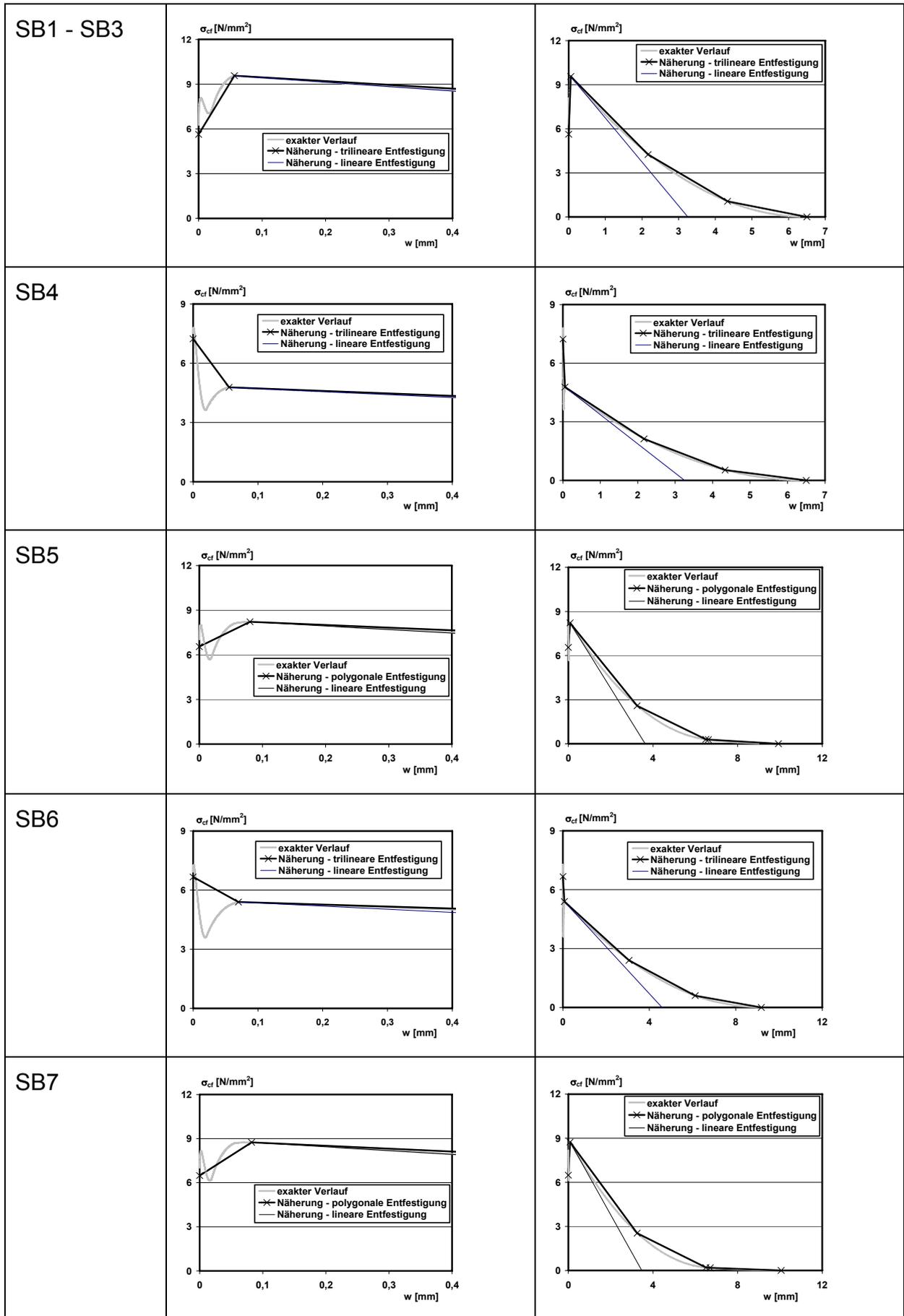
$$\sigma_{cf0} = \eta \cdot g \cdot \rho_f \cdot \frac{L_{f,crit}}{L_f / 2} \cdot \frac{\tau_f \cdot L_{f,crit}}{d_f}$$

(Gl. A 3.5)

Tafel A 3.3    Verwendete  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehungen auf der Druckseite



Tafel A 3.4    Verwendete  $\sigma$ - $w$  Beziehungen



Die Umrechnung in  $\sigma$ - $\varepsilon$  Beziehungen erfolgt über die Prozesszonenlänge mit  $2/3 \cdot h$ . Die Rissöffnungen des maßgebenden Schubrisses bei Maximallast gibt [Voo2003] mit ca. 2,5 mm für SB6 an. Leider sind keine Angaben zu den anderen Versuchsträgern vorhanden, so dass die Rissweite generell zu 2,5 mm abgeschätzt wird.

**Tafel A 3.5 Nachrechnung nach eigenem Ansatz**

	$x_{cal}$ [m]	$f_{ct}$ [Mpa]	$V_c$ [MN]	$z$ [m]	$\gamma_{eff}$	$f_{ct,eff}$ [Mpa]	$\theta_{cal}$ [°]	$V_w$ [MN]	$\lambda = \Delta z_p/a$	$P$ [MN]	$P \cdot \lambda$ [MN]	$V_R$ [MN]	$V_{exp}$ [MN]	$V_R/V_{exp}$
SB1	0,125	5,631	<b>0,100</b>	0,495	0,665	6,359	39,806	<b>0,254</b>	0,000	0	<b>0,000</b>	<b>0,289</b>	<b>0,430</b>	<b>0,671</b>
SB2	0,125	5,631	<b>0,100</b>	0,495	0,665	6,359	30,529	<b>0,359</b>	0,169	1,317	<b>0,222</b>	<b>0,589</b>	<b>0,497</b>	<b>1,184</b>
SB3	0,125	5,631	<b>0,100</b>	0,495	0,665	6,359	34,657	<b>0,306</b>	0,175	0,655	<b>0,115</b>	<b>0,442</b>	<b>0,428</b>	<b>1,033</b>
SB4	0,125	7,233	<b>0,128</b>	0,495	0,665	3,179	35,695	<b>0,147</b>	0,174	0,655	<b>0,114</b>	<b>0,352</b>	<b>0,337</b>	<b>1,043</b>
SB5	0,125	6,552	<b>0,116</b>	0,495	0,7	4,932	35,309	<b>0,244</b>	0,176	0,655	<b>0,115</b>	<b>0,404</b>	<b>0,440</b>	<b>0,917</b>
SB6	0,125	6,668	<b>0,118</b>	0,495	0,752	4,057	35,380	<b>0,215</b>	0,173	0,655	<b>0,113</b>	<b>0,373</b>	<b>0,330</b>	<b>1,130</b>
SB7	0,125	6,481	<b>0,115</b>	0,495	0,689	6,023	35,265	<b>0,293</b>	0,174	0,655	<b>0,114</b>	<b>0,440</b>	<b>0,400</b>	<b>1,099</b>
													Mittelwert:	<b>1,011</b>
													Standardabweichung:	<b>0,172</b>

**Tafel A 3.6 Nachrechnung nach [AFGC2002] mit  $w_u = 0,3$  mm**

	$f_{cj}$ [Mpa]	$z$ [m]	$V_c$ [MN]	$\theta_{cal}$ [°]	$f_{ct,eff,0.3mm}$ [Mpa]	$V_f$ [MN]	$V_R$ [MN]	$V_{exp}$ [MN]	$V_R/V_{exp}$	
SB1	161	0,54	<b>0,082</b>	39,806	9,402	<b>0,305</b>	<b>0,387</b>	<b>0,430</b>	<b>0,900</b>	
SB2	160	0,54	<b>0,082</b>	30,529	9,402	<b>0,430</b>	<b>0,512</b>	<b>0,497</b>	<b>1,031</b>	
SB3	149	0,54	<b>0,079</b>	34,657	9,402	<b>0,367</b>	<b>0,446</b>	<b>0,428</b>	<b>1,043</b>	
SB4	164	0,54	<b>0,083</b>	35,695	4,700	<b>0,177</b>	<b>0,260</b>	<b>0,337</b>	<b>0,770</b>	
SB5	171	0,54	<b>0,085</b>	35,309	7,622	<b>0,291</b>	<b>0,375</b>	<b>0,440</b>	<b>0,853</b>	
SB6	157	0,54	<b>0,081</b>	35,380	4,884	<b>0,186</b>	<b>0,267</b>	<b>0,330</b>	<b>0,809</b>	
SB7	169	0,54	<b>0,084</b>	35,265	8,347	<b>0,319</b>	<b>0,403</b>	<b>0,400</b>	<b>1,007</b>	
									Mittelwert:	<b>0,916</b>
									Standardabweichung:	<b>0,112</b>

**Tafel A 3.7 Nachrechnung nach [AFGC2002] mit  $w_u = 2,5$  mm**

	$f_{cj}$ [Mpa]	$z$ [m]	$V_c$ [MN]	$\theta_{cal}$ [°]	$f_{ct,eff,2.5mm}$ [Mpa]	$V_f$ [MN]	$V_R$ [MN]	$V_{exp}$ [MN]	$V_R/V_{exp}$	
SB1	161	0,54	<b>0,082</b>	39,806	6,359	<b>0,206</b>	<b>0,288</b>	<b>0,430</b>	<b>0,670</b>	
SB2	160	0,54	<b>0,082</b>	30,529	6,359	<b>0,291</b>	<b>0,373</b>	<b>0,497</b>	<b>0,751</b>	
SB3	149	0,54	<b>0,079</b>	34,657	6,359	<b>0,248</b>	<b>0,327</b>	<b>0,428</b>	<b>0,765</b>	
SB4	164	0,54	<b>0,083</b>	35,695	3,179	<b>0,119</b>	<b>0,202</b>	<b>0,337</b>	<b>0,601</b>	
SB5	171	0,54	<b>0,085</b>	35,309	4,932	<b>0,188</b>	<b>0,273</b>	<b>0,440</b>	<b>0,620</b>	
SB6	157	0,54	<b>0,081</b>	35,380	4,057	<b>0,154</b>	<b>0,235</b>	<b>0,330</b>	<b>0,713</b>	
SB7	169	0,54	<b>0,084</b>	35,265	6,023	<b>0,230</b>	<b>0,314</b>	<b>0,400</b>	<b>0,785</b>	
									Mittelwert:	<b>0,701</b>
									Standardabweichung:	<b>0,072</b>

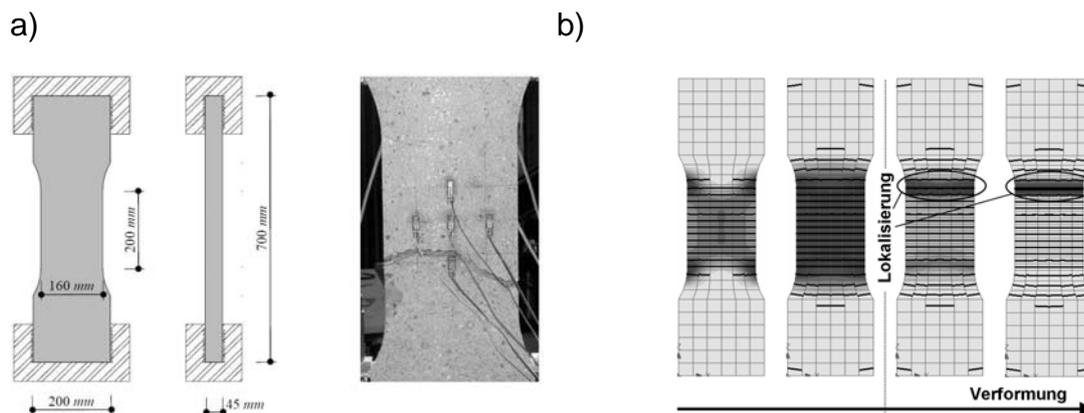
# Anhang

## 4 Verifizierung der verwendeten FE-Materialmodelle

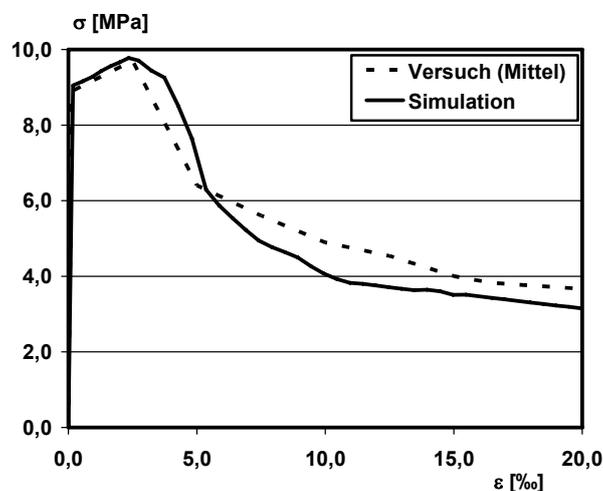
Folgend ist die Verifizierung der in den nichtlinearen FEM-Analysen verwendeten Materialmodelle durch Nachrechnung einfacher Standardversuche und eines an der TU Graz durchgeführten Schubversuches in Kurzform zusammenfassend dargestellt. Genauere Informationen sind in einer an der TU Graz durchgeführten Diplomarbeit [Santner2008] zu finden. Dort wurde das hier verwendete SHCC Materialmodell (siehe Kapitel 4) mit verschiedenen anderen in Atena zur Verfügung stehenden Modellen verglichen sowie die Auswirkung der Variation verschiedener Parameter auf die Ergebnisse untersucht.

### 4.1 Zentrischer Zugversuch aus [Jungwirth2006]

Zur Verifizierung des Zugtragverhaltens erfolgte die Nachrechnung der in [Jungwirth2006] ausführlich dokumentierten ungekerbten zentrischen Zugversuche mit konstantem Querschnitt. In Bild A 4.2 ist die  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehung zwischen Versuch und Berechnung bezogen auf eine Messbasis von 200 mm verglichen.



**Bild A 4.1** Zentrischer Zugversuch (Hundknochen) a) Versuchsaufbau (Messbasis 200 mm) [Jungwirth2006] b) FE-Modell mit Multirissbildung und Lokalisierung

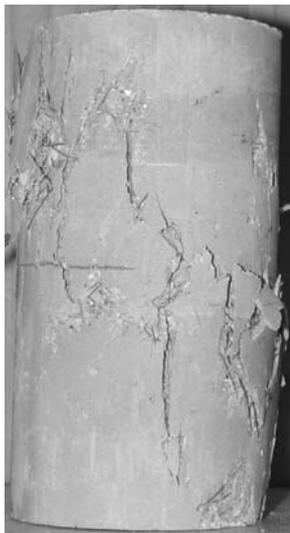


**Bild A 4.2** Vergleich der Ergebnisse zwischen Simulation und Versuch

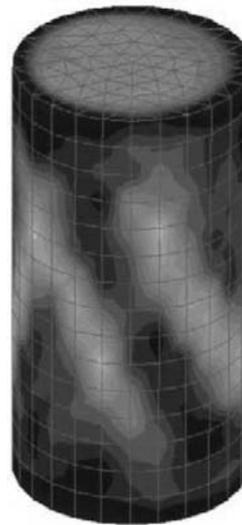
## 4.2 Einaxialer Druckversuch aus [Jungwirth2006]

Bild A 4.3 zeigt den Vergleich der Bruchmechanismen zwischen Versuch und FE-Simulation. Bei beiden Bildern ist das Versagen durch Abscheren entlang einer diagonalen Gleitebene zu erkennen. Die Spannungs-Dehnungs-Kurven in Bild A 4.4 zeigen eine gute Übereinstimmung.

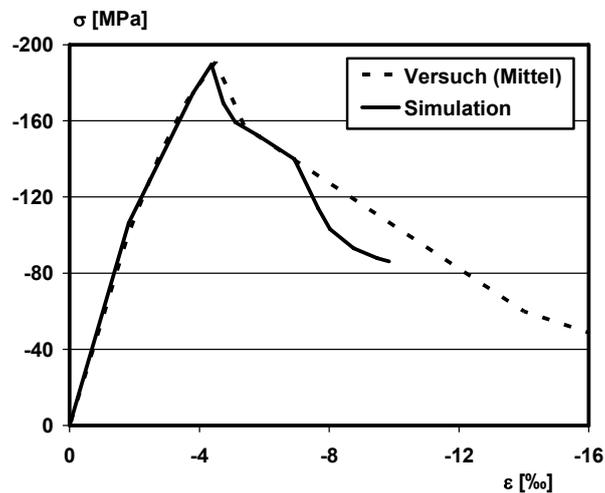
a)



b)



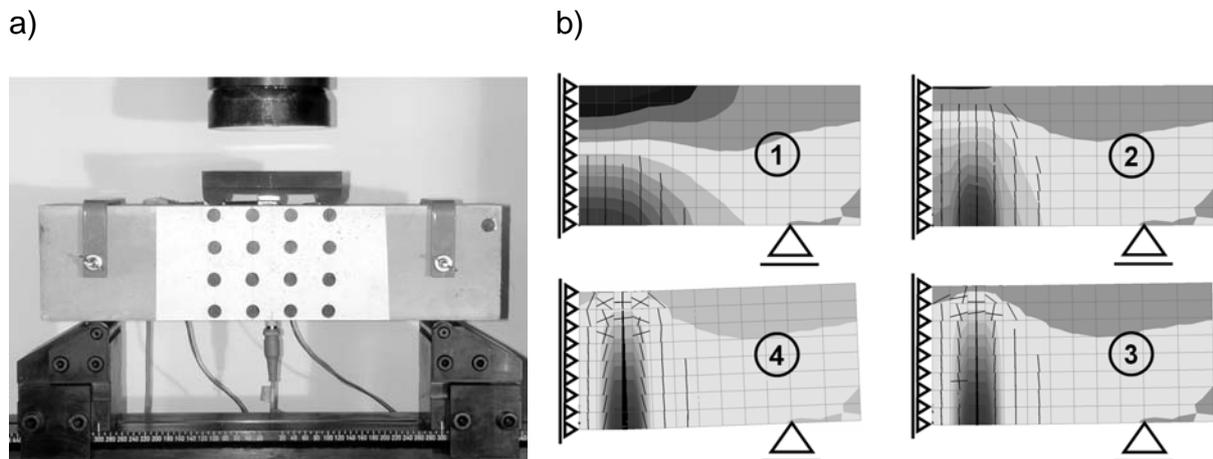
**Bild A 4.3** Einaxialer Druckversuch ( $h/\varnothing = 140/70$  mm) a) Bruchmechanismus Originalversuch [Jungwirth2006] b) FE-Modell mit Darstellung der vertikalen Spannung  $\sigma_z$



**Bild A 4.4** Vergleich der Ergebnisse zwischen Simulation und Versuch

### 4.3 Vierpunkt Biegezugversuch aus [Jungwirth2006]

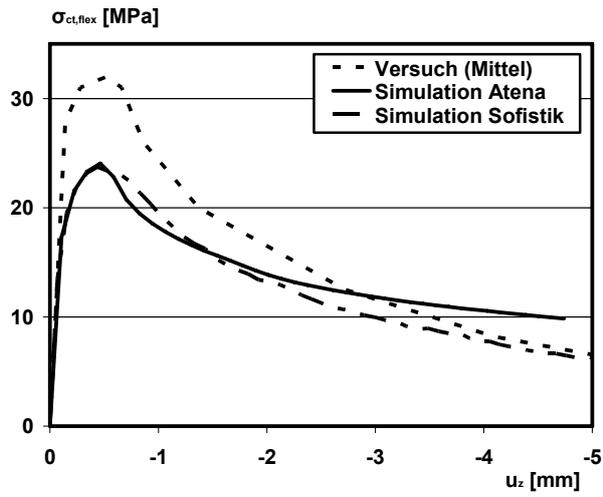
In Bild A 4.5a ist der Versuchsaufbau dargestellt. Bild A 4.5b stellt den bei Biegezugversuchen typisch fortschreitenden Bruchmechanismus anhand der durchgeführten FE-Simulation dar. Die Untersuchungen erfolgten unter Ausnutzung der Symmetriebedingungen. Wie Bild A 4.6a zeigt, stimmt der Kurvenverlauf qualitativ zwischen Versuch und Simulationen überein, jedoch konnten die im Versuch gemessenen hohen Biegezugfestigkeiten mit den in 4.1 dokumentierten Zugfestigkeiten nicht erreicht werden. Eine Berechnung des aufnehmbaren Biegemomentes auf Querschnittsebene und Umrechnung in die Biegezugspannung (Bild A 4.6b rechts) bestätigt die Traglasten der beiden FE-Simulationsrechnungen. Dazu erfolgte die Umrechnung der  $\sigma$ - $w$ -Linie aus [Jungwirth2006] mit  $L_c = 2/3 \cdot h$ . Selbst bei einer Berechnung mit konstanter maximaler Nachrisszugfestigkeit lässt sich die Traglast nicht erreichen (Bild A 4.6b links). Da es sich um die gleiche UHFB-Rezeptur handelt, wie zuvor in Anhang 4.1 und 4.2, ist zu vermuten, dass der Unterschied in einer deutlich günstigeren Faserorientierung liegt. In Bild A 4.6b sind zusätzlich die für eine Biegezugfestigkeit von 32 MPa erforderlichen Werte der Nachrisszugfestigkeiten angegeben.



**Bild A 4.5** Vierpunktbiegezugversuch a) Originalversuchsaufbau 400x100x100 mm [Jungwirth2006] b) FE-Modell Atena; 1: Rissbildung 2: Multirissbildung 3: Lokalisierung 4: fortschreitender Faserauszug in einem Riss

Im Zuge der Untersuchungen zu den Auswirkungen von Unebenheiten der Fugen bei Trockenfugen, musste auf die Verwendung des Programms Sofistik zurückgegriffen werden (siehe Abschnitt 6). Das Programm Sofistik ermöglicht für den 2-dimensionalen Fall die Berücksichtigung von nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Zuständen. Dies bedingt allerdings immer eine Anpassung der verwendeten  $\sigma$ - $\varepsilon$ -Beziehung im Entfestigungsbereich an die Bauteilhöhe aber auch an die Elementgröße. Bild A 4.6a zeigt, dass eine Verwendung zwar bei korrekter Anpassung möglich ist, jedoch sollten solche konstitutiven Formulierungen nur in begründeten Ausnahmefällen und nach Anpassung durch Versuchsnachrechnungen für die Simulation von Beton eingesetzt werden. Weiterhin sollte auf einen Einsatz verzichtet werden, wenn sich die Hauptspannungsrichtungen während der Belastungsgeschichte ändern.

a)



b)

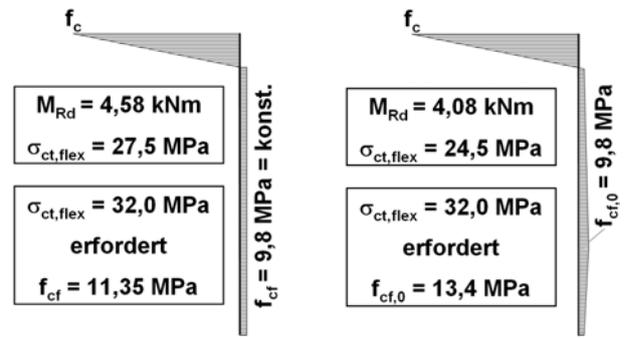
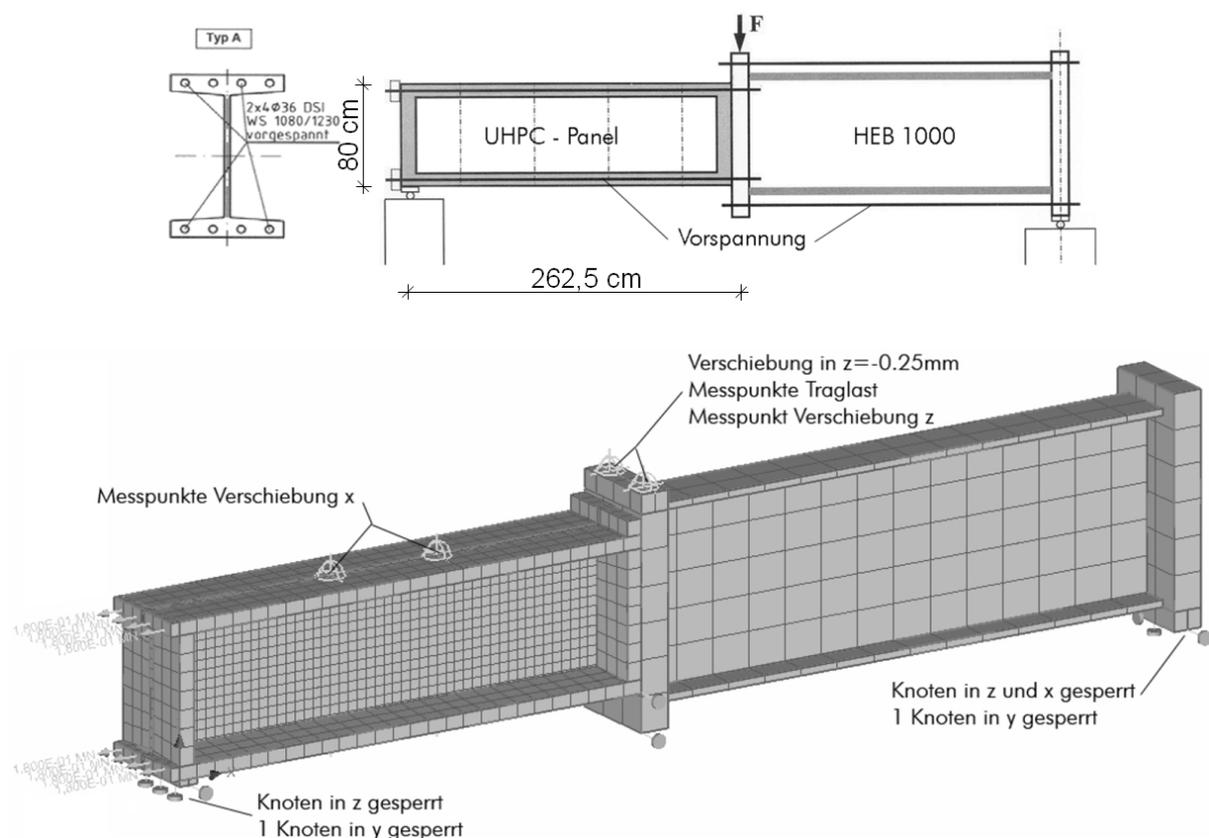


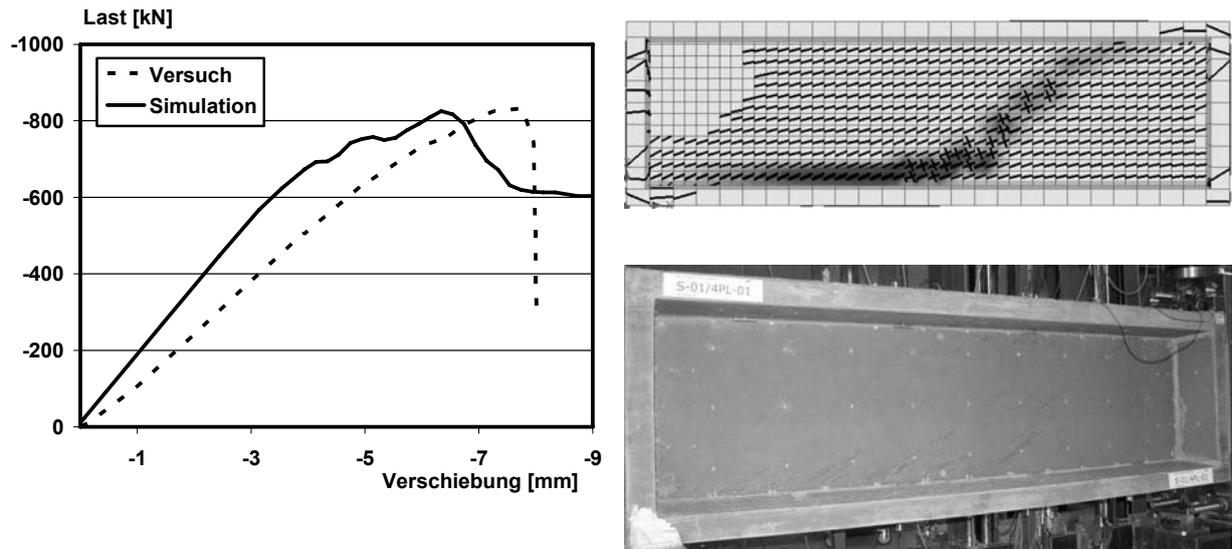
Bild A 4.6 Vergleich der Ergebnisse zwischen Simulation und Versuch

#### 4.4 Schubversuch aus [Heidrich2009]

Bild A 4.7 zeigt den Versuchsaufbau und das verwendete FE-Berechnungsmodell. In Bild A 4.8a sind die Last-Verformungs-Pfade zwischen Versuch und Simulation gegenübergestellt. Das anfänglich weichere Verhalten ist offenbar auf einen gewissen Schlupf im Versuchsaufbau zurückzuführen. Weshalb aber die Steifigkeit im Versuch auch im weiteren Anstieg deutlich geringer als in der Berechnung ist, konnte noch nicht abschließend geklärt werden. Würde man den Steifigkeitsverlauf anpassen, so würde sich eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Simulation ergeben. In der Diplomarbeit [Santner2008] wurden auch andere in Atena verfügbare Materialmodelle auf eine Eignung getestet. Dabei konnte mit weitgehend allen Materialmodellen die reale Traglast erreicht werden. Bei näherer Betrachtung und Vergleich der Bruchmechanismen zwischen Simulationen und Versuch zeigten sich jedoch bei allen Materialmodellen außer dem Material SHCC andere Bruchmechanismen, womit sich hier die in Abschnitt 4 bereits beschriebene Stärke des Materialmodells SHCC in Bezug auf das Schubtragverhalten zeigt. Das in Bild A 4.8b gezeigte Rissbild stimmt relativ gut mit dem im Versuch beobachteten Rissbild überein.



**Bild A 4.7 Schubversuch; Versuchsaufbau nach [Heidrich2009] und FE-Modell [Santner2008]**



**Bild A 4.8** a) Vergleich der Ergebnisse zwischen Simulation und Versuch, b) Bruchmechanismus aus FE-Simulation und Versuch

# Anhang

## 5 Untersuchung der Temperaturverteilungen

### 5.1 Allgemeine Vorgehensweise

Die Temperaturfeldberechnungen werden mit Hilfe des Programms „Therm“ [Harris1992] durchgeführt. Das Programm wurde in England entwickelt und basiert auf verschiedenen Forschungsarbeiten [Emerson1973], [Jones1977], [Emerson1977] und ermittelt auf Basis der FEM eindimensionale nichtlineare Temperaturverläufe in Betonbrückenquerschnitten unter bestimmten gegebenen klimatischen Randbedingungen. Die Elementgrößen der eindimensionalen Elemente sind auf minimal 50 mm beschränkt. Aus diesem Grund werden in der Berechnung die Asphaltstärke zu 100 mm anstatt 80 mm und die Dicke für die Ober- und Unterplatte der fachwerkartig aufgelösten Fahrbahnplatte zu 50 mm bzw. 100 mm anstatt 60 mm angenommen. Das Programm „Therm“ berechnet das Temperaturprofil über die Höhe eines Querschnittes in 15-minütigen Zeitschritten über einen Eintageszyklus. Die benötigten Eingangsparameter werden nachfolgend im Kapitel A 5.2 angegeben.

Um die in Kapitel A 5.2 getroffenen Annahmen und die zum Teil aus programmspezifischen Gründen getroffenen Vereinfachungen der eigenen Untersuchungen zu verifizieren, erfolgt zunächst ein Vergleich der eigenen Ergebnisse mit den Ergebnissen von [Fouad2001] als auch den Werten in [EN1991-1-5], [B1991-1-5] bzw. [DINFB101]. Darauf folgend wird die Temperaturverteilung in der aufgelösten Fahrbahnplatte mit Hilfe des Programms „Therm“ bestimmt und letztlich die Temperaturbeanspruchungen für die weitere Berechnung festgelegt.

### 5.2 Eingangsparameter

Die klimatischen Randbedingungen wie Strahlungswerte und Temperaturen sowie ihr zeitliches Auftreten wurden aus [Tue2002] entnommen. Diese Daten wurden durch eine umfangreiche Auswertung der Jahrbücher des Deutschen Wetterdienstes für den Zeitraum von 1991 bis 2002 für 7 repräsentative über Deutschland verteilte Wetterstationen gewonnen. Die Ermittlung der Zeitpunkte für Sonnenaufgang und Sonnenuntergang erfolgten dort anhand einer Berechnung mit Hilfe des astronomischen Sonnenaufgangswinkels nach [Rackwitz1997]. Der Zeitpunkt bei dem das Maximum des Temperaturtagesganges auftritt, folgt zeitlich verzögert dem Höchststand der Sonne. Nach [Mangerig1986] stellt sich dieses Maximum jahreszeitbedingt zwischen 14.00 und 16.00 Uhr ein. In [Soukhov2000] wird der Zeitpunkt mit 15:00 Uhr festgesetzt. Der Zeitpunkt des Minimums des Temperaturtagesganges fällt für Festlandklima nach [Mangerig1986] ca. mit dem Zeitpunkt des Sonnenaufgangs zusammen. Für den Start der Berechnung muss die effektive Brückentemperatur bekannt sein, ihr Zeitpunkt des Auftretens festgelegt werden und der Temperaturverlauf muss zum gewählten Startzeitpunkt über die Bauteilhöhe möglichst konstant sein [Harris1992]. Da die Temperatur als auch der Zeitpunkt zunächst unbekannt sind, lassen sich diese zuvor mit mehreren Rechengängen iterativ bestimmen. Laut [Emerson1973] tritt diese Bedingung dann auf, wenn die Bauteiltemperatur ihr Minimum erreicht hat, was durch eigene iterative Voruntersuchungen bestätigt werden kann. Die Wärmeübergangswiderstände, Emissions- und Absorptionskoeffizient wurden [Fouad2001] entnommen. Da das Programm „Therm“ im Hohlkasteninneren nur einen Wert für den Wärmeübergangswiderstand und Emissions-

koeffizient zulässt, können die Werte genügend genau gemittelt werden. Die wesentlichen Eingangsparameter sind folgend in Tafel A 5.1 dargestellt.

**Tafel A 5.1 Eingangsparameter zur Ermittlung der Temperaturverteilungen**

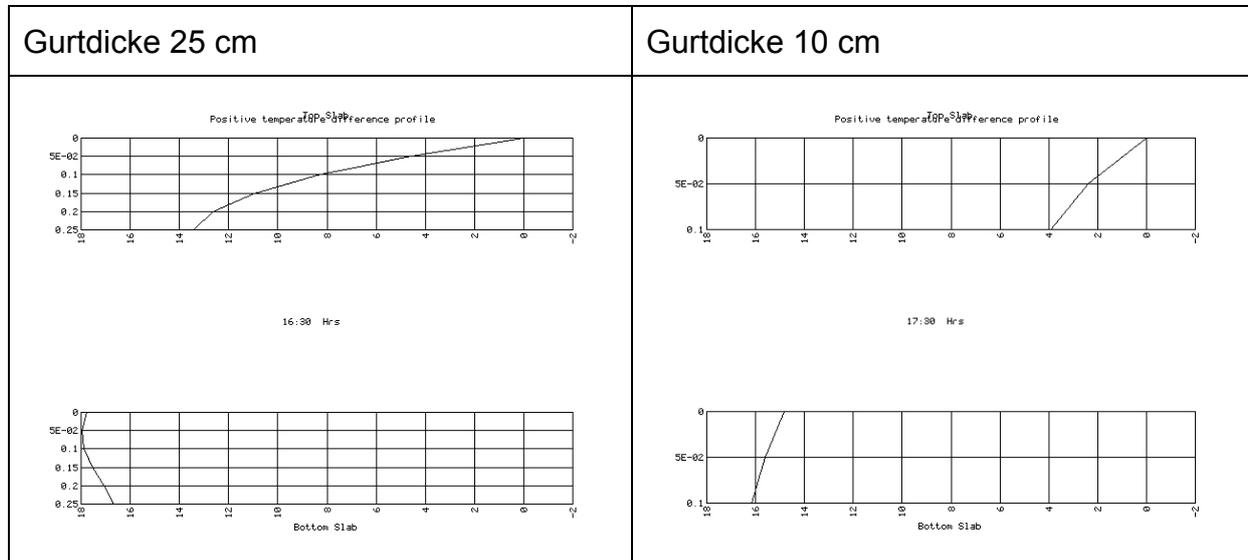
	Parameter	Untersuchte Kombinationen				
		Sommer Max. T Max. TSR	Sommer Min. T Max. TSR	Sommer Min. T Min. TSR	Winter Min. T Min. TSR	Winter Min. T Max. TSR
Strahlung Tag	Zeitpunkt Sonnenaufgang	5:10	5:10	5:10	7:40	6:50
	Dauer Sonneneinstrahlung [h]	16,27	16,27	16,27	9,2	11
	TSR – Summe Globalstrahlung/Tag [ $W/m^2$ ]	8100	8100	1600	1605	4300
Temperaturen	T - Tagesmaximum der Lufttemperatur [ $^{\circ}C$ ]	35	17	17	-6,75	-6,75
	Tagesminimum der Lufttemperatur [ $^{\circ}C$ ]	17	8	8	-19,35	-19,35
	Zeitpunkt für Lufttemperaturmaximum	15:00	15:00	15:00	14:00	14:00
	Zeitpunkt für Lufttemperaturminimum	4:00	4:00	4:00	6:50	7:40
	Effektive Brückentemperatur zu Beginn der Berechnung [ $^{\circ}C$ ]	25	12,5	12,5	-17	-18,5
	Zeitpunkt für effektive Brückentemperatur	8:00	8:00	8:00	6:00	7:40
	Anzahl der zu berechnenden Tageszyklen	5	5	5	5	5
Material	Absorptionskoeffizient [-]	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88
	Emmissionskoeffizient [-]	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
	Wärmeübergangswiderstand oben [ $W/(m^2 \cdot K)$ ]	18,5	18,5	18,5	24	24
	Wärmeübergangswiderstand unten / innen [ $W/(m^2 \cdot K)$ ]	16 / 4	4	4	4	4
	Wärmeleitfähigkeit [ $W/m \cdot K$ ]	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1
	Spezifische Wärmespeicherkapazität [ $J/(kg \cdot K)$ ]	1000	1000	1000	1000	1000
	Dichte [ $kg/m^3$ ]	2600	2600	2600	2600	2600

### **5.3 Temperaturverteilung im Hohlkastenquerschnitt und Fahrbahnplatte unterschiedlicher Dicken**

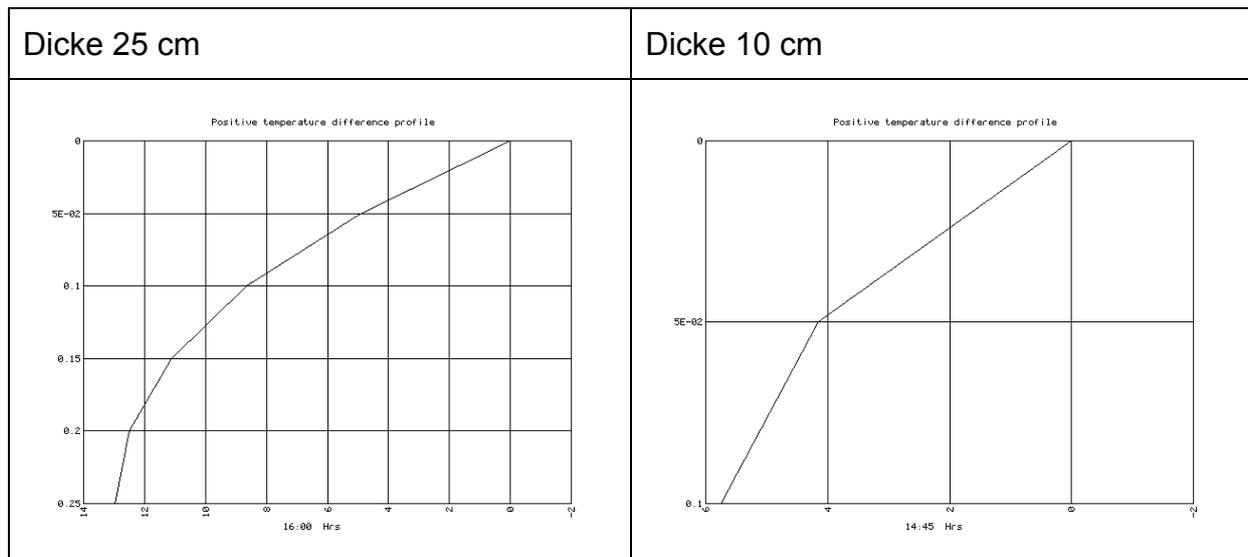
Anhand der umfangreicheren Untersuchungen an der aufgelösten fachwerkartigen Fahrbahnplatte in Kapitel A 5.4 hat sich gezeigt, dass im Sommer mit maximaler Einstrahlung und Außenlufttemperatur die größten Temperaturdifferenzen zwischen Ober- und Unterseite entstehen. Aus diesem Grund und da an dieser Stelle nur die Eingangsparameter in Tafel A 5.1 anhand der Ergebnisse von [Fouad2001] verifiziert werden sollen, ist es ausreichend nur diese Kombination zu betrachten. Des Weiteren wird nur der linear veränderliche Temperaturanteil betrachtet, da dieser nach [Fouad2001] die größte Zunahme mit der Dünnwandigkeit aufweist und für die hier später betrachteten statischen Systeme gegenüber dem konstanten Temperaturanteil stärker relevant ist. Die Ergebnisse sind in Tafel A 5.2 und Tafel A 5.3

wiedergegeben und anschließend in aufbereiteter Form in Tafel A 5.4 mit den von [Fouad2001] berechneten Werten verglichen.

**Tafel A 5.2 positive Temperaturprofile in Hohlkastenquerschnitten unterschiedlicher Gurtdicke**



**Tafel A 5.3 positive Temperaturprofile in Fahrbahnplatten unterschiedlicher Dicke**



Der Vergleich zwischen den eigenen Ergebnissen und denen von [Fouad2001] in Tafel A 5.4 bestätigt die festgestellte Tendenz stark zunehmender als auch abnehmender Temperaturbeanspruchungen bei dünnwandigen Querschnitten gegenüber herkömmlichen Hohlkastenquerschnitten für Betonbrücken. Die Güte der Ergebnisse der eigenen Berechnungen sichert letztlich die gewählte Vorgehensweise und die verwendeten Eingangsparameter zur folgenden Bestimmung der Temperaturbeanspruchung in den fachwerkartig aufgelösten Fahrbahnplatten in Kapitel A 5.4 ab.

Die Zerlegung der Temperaturprofile in die einzelnen Anteile erfolgt nach folgenden Beziehungen:

- konstanter Temperaturanteil  $\Delta T_N$ :

$$\Delta T_N = \int_0^h T(z) dA \quad (\text{Gl. A 5.1})$$

- linear veränderlicher Temperaturanteil  $\Delta T_M$ :

$$\Delta T_M = \frac{h}{I} \cdot \int_{-z_s}^{h-z_s} T(z) \cdot z^* dA \quad (\text{Gl. A 5.2})$$

- nichtlinear veränderlicher Temperaturanteil  $\Delta T_E$  (Eigenspannungsanteil):

$$T_E(z) = T(z) - \frac{\Delta T_M \cdot z}{h} - \Delta T_N \quad (\text{Gl. A 5.3})$$

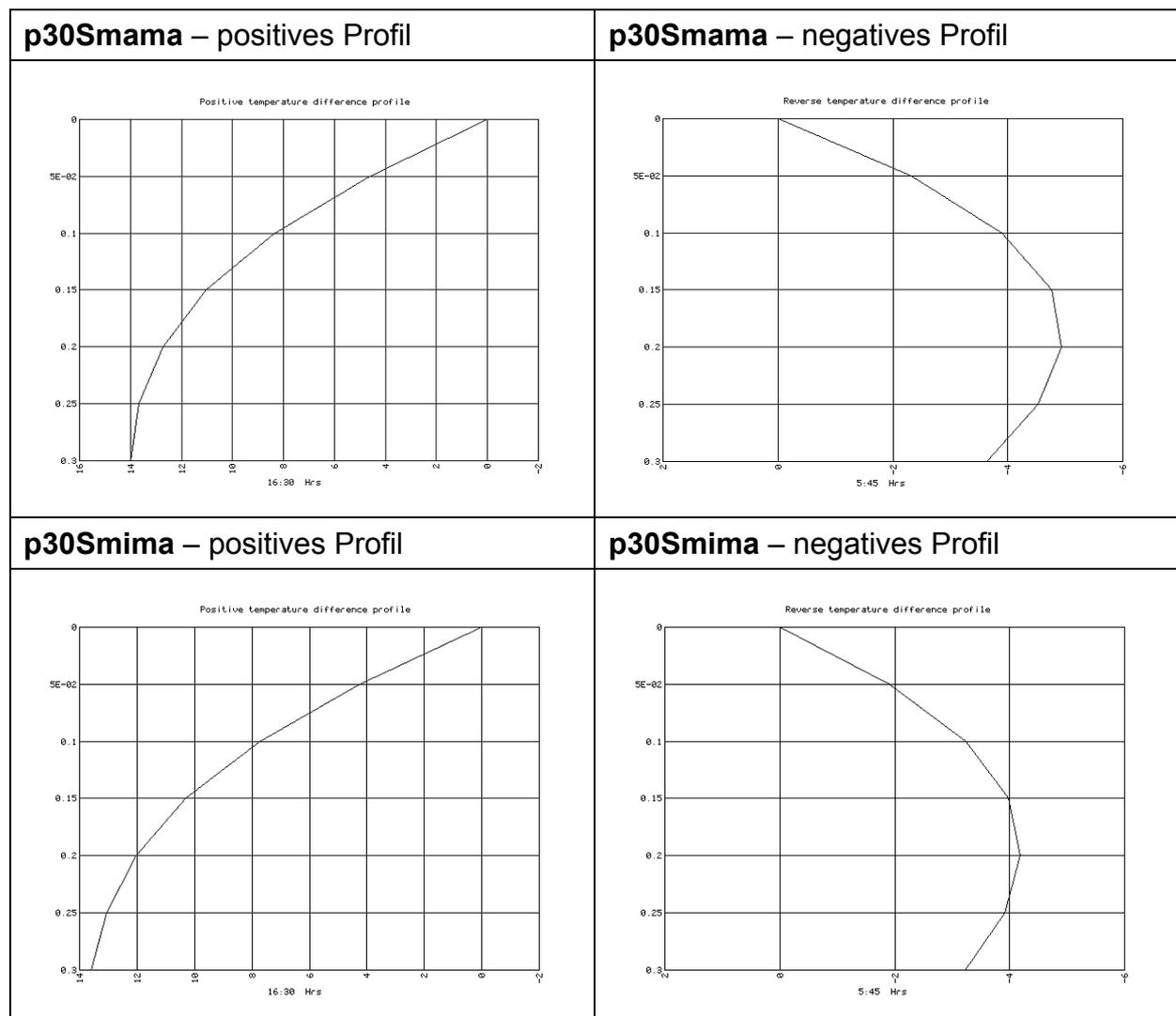
**Tafel A 5.4 Vergleich der eigenen Berechnungsergebnisse mit**

Einwirkungen	Querschnittsteile $\geq 25$ cm			Querschnittsteile $\leq 10$ cm		
	Fouad	EC 1	Eigene <sup>3)</sup>	Fouad	EC 1	Eigene <sup>3)</sup>
$\Delta T_{N,max}$ [K]	+40	+40 <sup>1)</sup> +37 <sup>2)</sup>	k.A.	+45	k.A.	k.A.
$\Delta T_{N,min}$ [K]	-20	-34 <sup>1)</sup> (-17) <sup>2)</sup>	k.A.	-20	k.A.	k.A.
$\Delta T_{M,max,vertikal}$ [K]	+10	+10 <sup>1)</sup> +8 <sup>2)</sup>	+10,4	+13	k.A.	+13,3
$\Delta T_{M,min,vertikal}$ [K]	-7	-5 <sup>1,2)</sup>	k.A.	-12	k.A.	k.A.
$\Delta T_{M, horizontal}$ [K]	8	5 <sup>1,2)</sup>	k.A.	14	k.A.	k.A.
$\Delta T_{N,Fahrbahn/Bodenplatte}$ [K]	10	10 <sup>1)</sup> 8 <sup>2)</sup>	10,4	13	k.A.	13,3
$\Delta T_{N,Stege}$ [K]	8	5 <sup>1,2)</sup>	k.A.	14	k.A.	k.A.
Fahrbahn,Bodenplatte, Stege: $\Delta T_{M,max}$ [K]	15	12 <sup>4)</sup>	14	7,5	k.A.	6,0
Fahrbahn,Bodenplatte, Stege: $\Delta T_{M,min}$ [K]	5	8 <sup>4)</sup>	k.A.	2,5	k.A.	k.A.
Anmerkungen:						
1) für Österreich gemäß [B1991-1-5]						
2) für Deutschland gemäß [DINFB101]						
3) Klimadaten für Deutschland aus [Tue2002]						
4) für Platten aus [DINFB101] sowie [EN1991-1-5]						

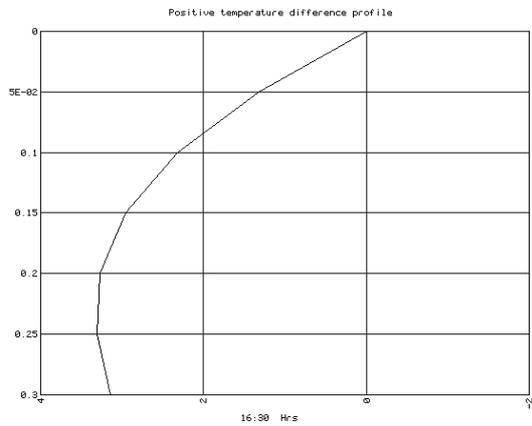
### 5.4 Temperaturverteilung in der aufgelösten Fahrbahnplatte

[Harris1992] gibt an, dass die Temperaturverteilung in Hohlkastenquerschnitten nicht sehr stark gegenüber massiven Querschnitten mit gleicher Höhe abweicht. Da die Fachwerkdiagonalen im Programm „Therm“ nicht berücksichtigt werden können, erfolgen somit für den Fall der fachwerkartig aufgelösten Fahrbahnplatte die Untersuchungen an massiven Querschnitten als auch an Hohlkastenquerschnitten jeweils mit gleicher Dicke. Anhand der Ergebnisse bestätigt sich die obige Aussage aus [Harris1992], dass die Temperaturverteilungen der massiven Platte und des Hohlkastens annähernd gleich sind. Damit haben letztlich bei den hier vorkommenden geometrischen Größenordnungen die Fachwerkdiagonalen keinen Einfluss auf die Temperaturverteilung und es können letztlich die in [Fouad2001] angegebenen Temperaturbeanspruchungen für Fahrbahnplatten mit einer Dicke von  $\geq 25$  cm aus Tafel A 5.4 für die weitere Ermittlung der Beanspruchungen verwendet werden. Der Ansatz der Werte für dünne Platten mit  $\leq 10$  cm Dicke würde die Temperaturbeanspruchungen auf die fachwerkartig aufgelöste Fahrbahnplatte erheblich unterschätzen. Weiter zeigt sich, dass im Sommer mit maximaler Einstrahlung und Außenlufttemperatur die größten Temperaturdifferenzen zwischen Ober- und Unterseite entstehen.

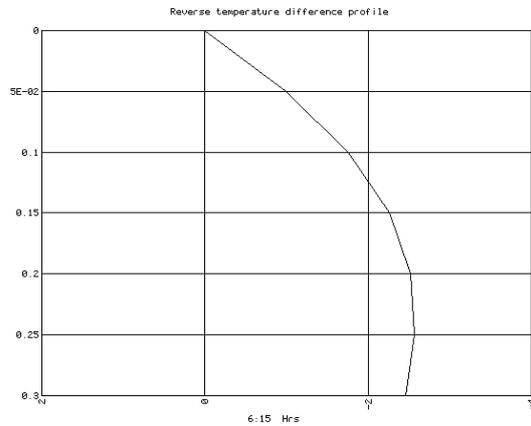
Tafel A 5.5 Temperaturprofile der massiven Platte mit einer Dicke von 30 cm



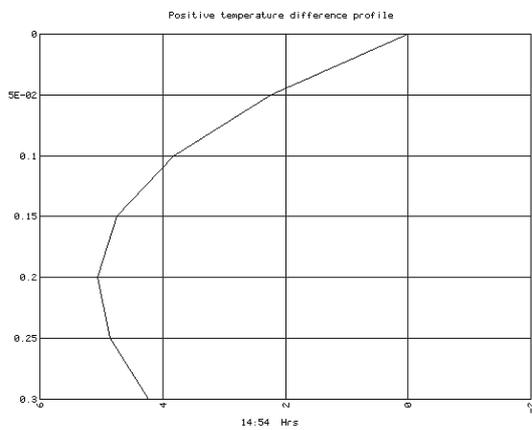
**p30Smimi – positives Profil**



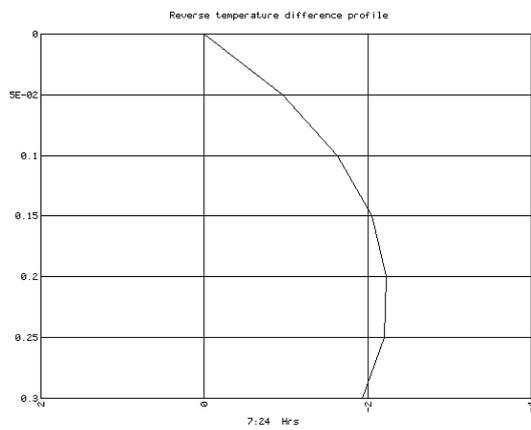
**p30Smimi – negatives Profil**



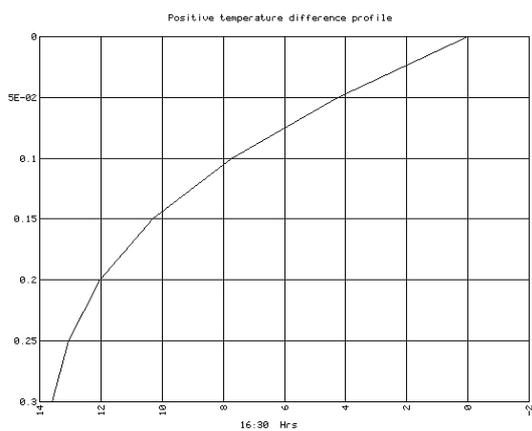
**p30wmimi – positives Profil**



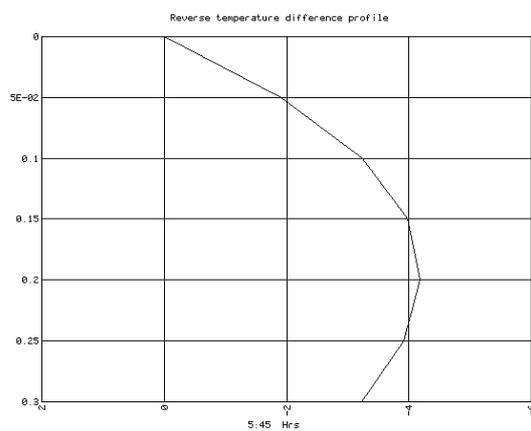
**p30wmimi – negatives Profil**



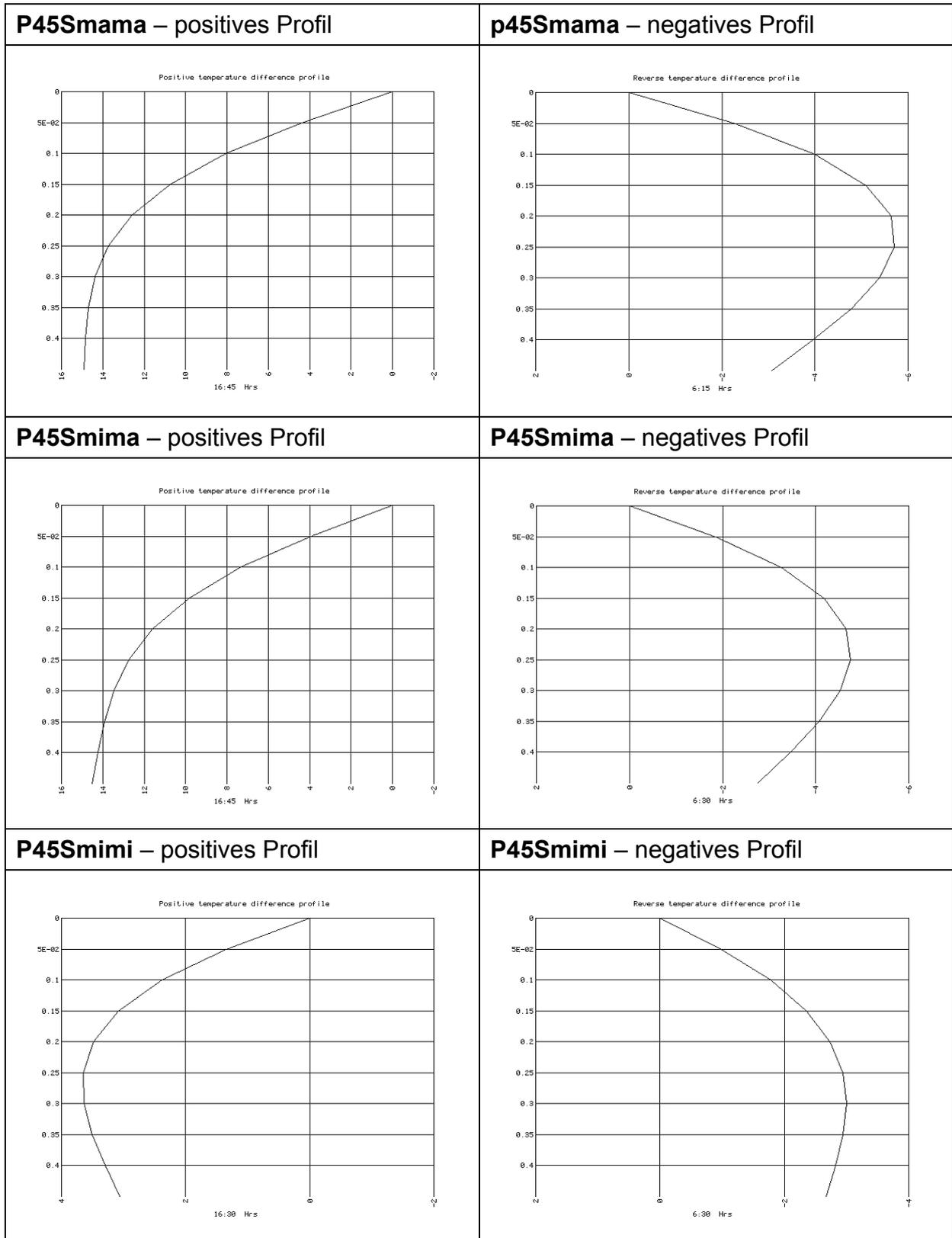
**p30wmima – positives Profil**

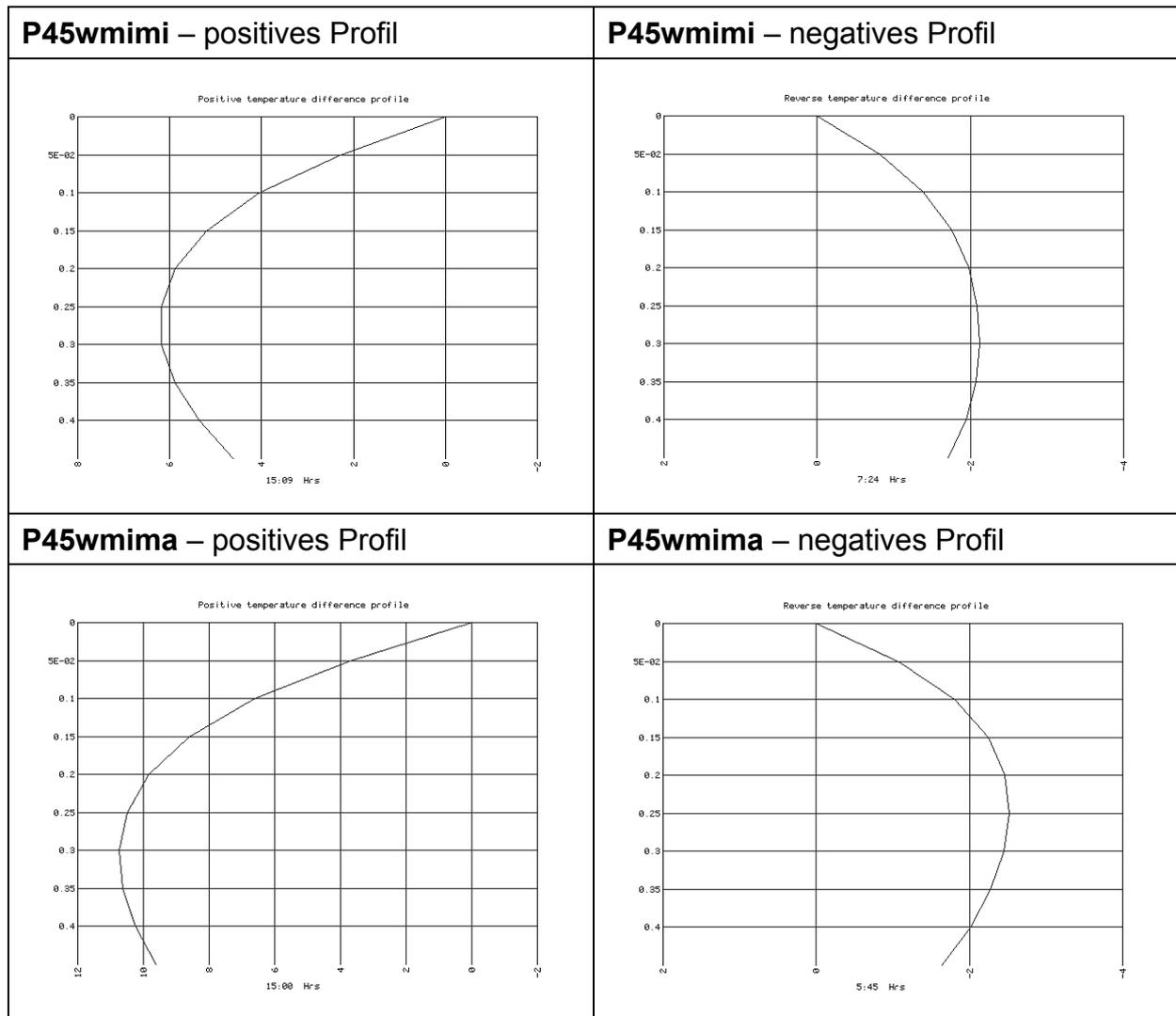


**p30wmima – negatives Profil**



Tafel A 5.6 Temperaturprofile der massiven Platte mit einer Dicke von 45 cm



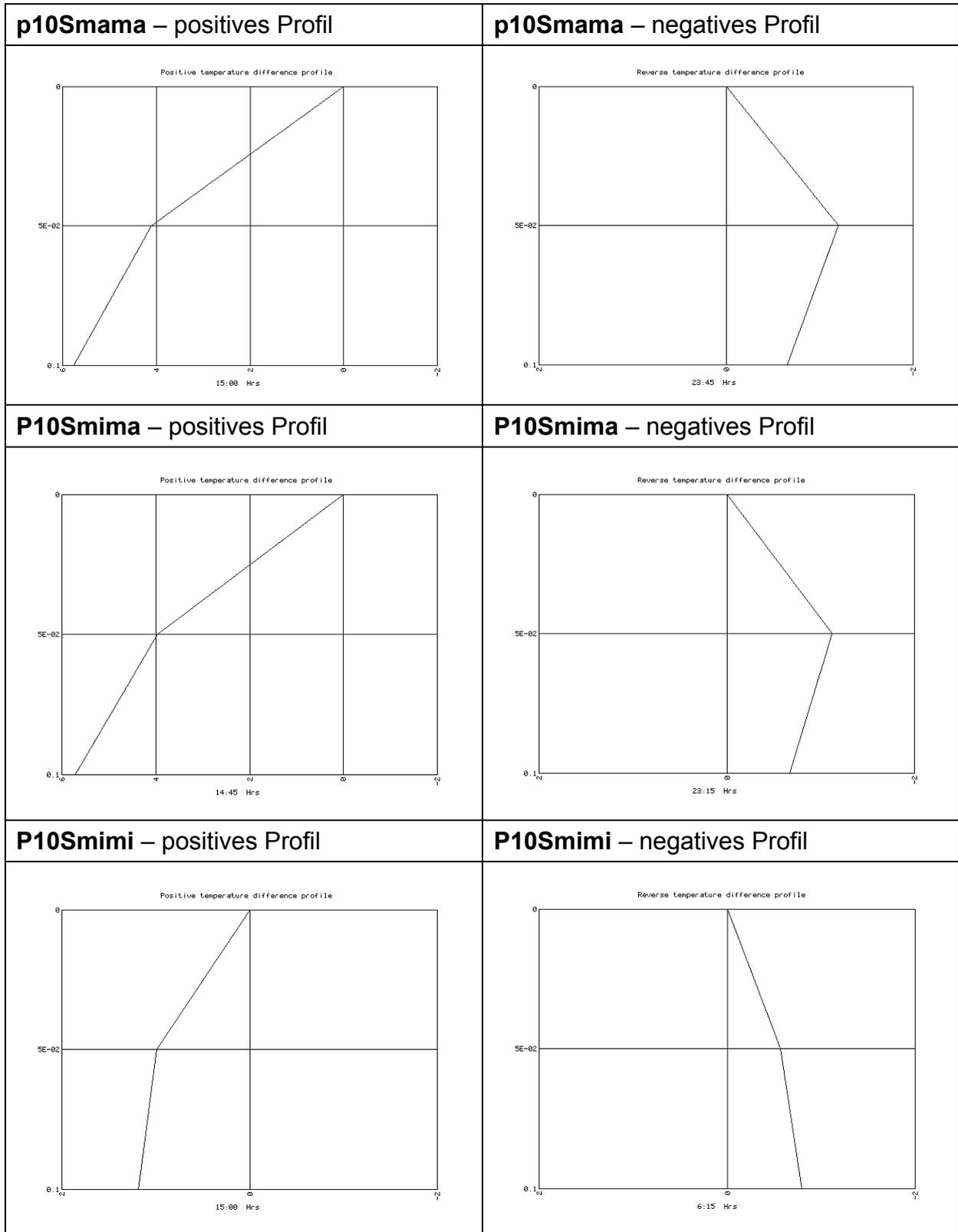


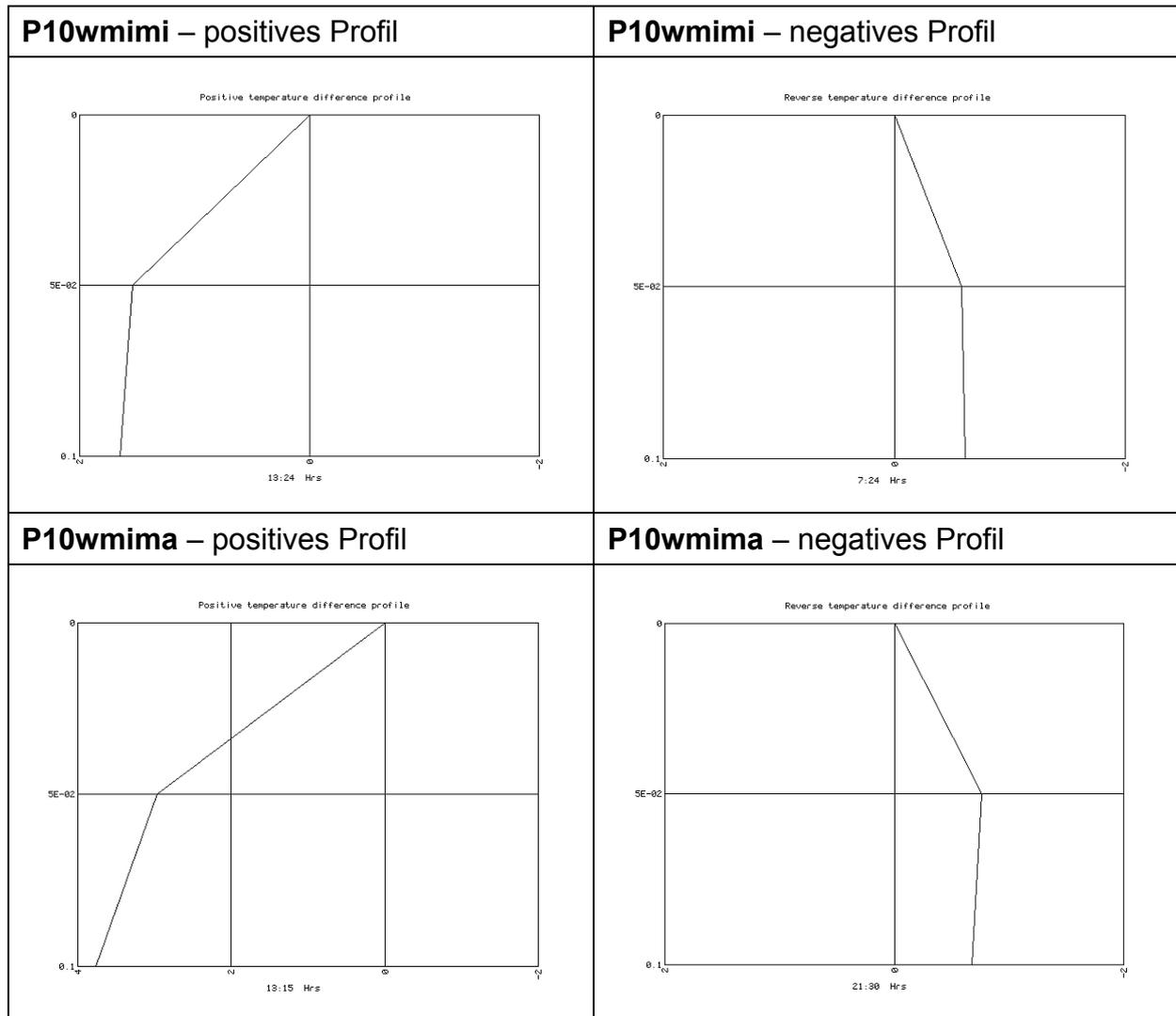
Zusätzlich werden auch dünnwandige Platten mit 5 und 10 cm Dicke untersucht, um die lokale Temperaturbeanspruchung im Fachwerkobergurt zu bestimmen. Die Ergebnisse zeigen wiederum eine relativ gute Übereinstimmung mit den von [Fouad2001] angegebenen Werten (siehe Tafel A 5.4) für dünne Platten  $\leq 10$  cm.

### **5.5 Zusammenfassung und Zusammenstellung der endgültig verwendeten Temperaturbeanspruchungen**

Die Untersuchungen haben die Ergebnisse von [Fouad2001] bestätigt, dass die Werte für die Temperaturbeanspruchungen nach [EN1991-1-5], [B1991-1-5] und [DINFB101] offenbar die tatsächlichen Temperaturbeanspruchungen auf dünnwandige Bauwerke aus UHFB zum Teil unterschätzen. Weiter wurde festgestellt, dass die Temperaturverteilung in der fachwerkartig aufgelösten Fahrbahnplatte der Temperaturverteilung einer massiven Platte mit gleicher Dicke annähernd entspricht. Nachfolgend sind in Tafel A 5.9 die endgültig verwendeten Temperaturbeanspruchungen zusammengefasst.

Tafel A 5.7 Temperaturprofile der massiven Platte mit einer Dicke von 45 cm





**Tafel A 5.8 Schlüssel für die Kurzbezeichnung der untersuchten Kombinationen**

P10SMAMA Platte\_10cm\_Sommer\_MaxAußentemperatur\_MaxGlobalstrahlung

P30SMIMI Platte\_30cm\_Sommer\_MinAußentemperatur\_MinGlobalstrahlung

**Tafel A 5.9 Zusammenstellung der Temperaturbeanspruchungen für die betrachteten dünnwandigen Hohlkastenquerschnitte**

Hohlkasten $\Delta T_{My}$	oben wärmer als unten unten wärmer als oben	13 K 12 K
Hohlkasten $\Delta T_{Mz}$	gegenüberliegende Stege	14 K
fachwerkartig aufgelöste Fahrbahnplatte	oben wärmer als unten unten wärmer als oben	15 K 5 K
Rippenplatte	oben wärmer als unten unten wärmer als oben	15 K 5 K
lokale Wirkung auf dünnwandige Querschnittsteile ( $5 \text{ cm} \leq d \leq 10 \text{ cm}$ )	oben wärmer als unten unten wärmer als oben	7,5 K 2,5 K

# Anhang

## 6 Dokumentation der Pilotprojekte

Im Folgenden sollen die von der TU Graz durchgeführten Pilotprojekte kurz beschrieben werden, da diese wichtige Erfahrungen für den Entwurf, die Detailierung und die Umsetzung von Bauwerken aus UHFB geliefert haben, auf die in einigen Stellen dieser Arbeit Bezug genommen wird.

### 6.1 Wildbrücke Völkermarkt

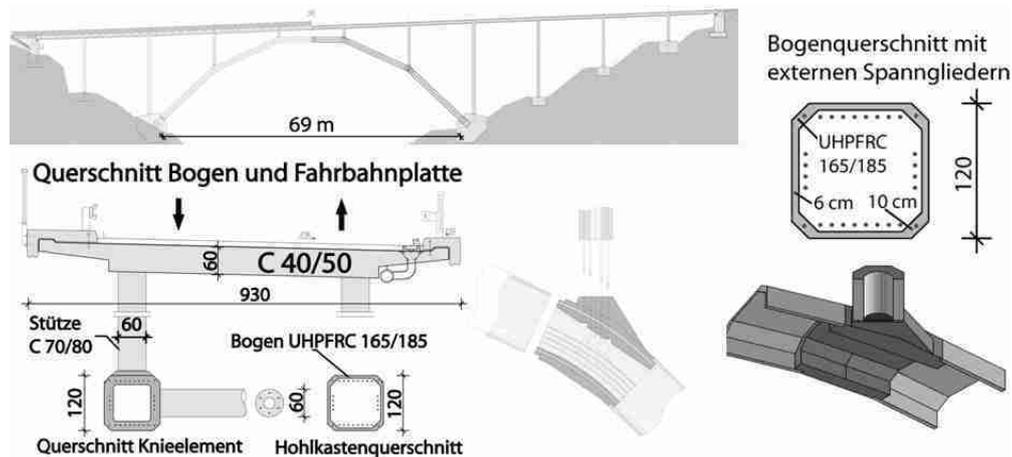
Diese Straßenbrücke ist als Bogenbrücke konzipiert und besitzt eine Gesamtlänge von 157 m (Fertigstellung Juli 2010). Die zwei parallelen Sprengwerkbögen mit 69 m Spannweite bestehen aus dünnwandigen 6cm starken (Eckbereiche 10 cm) gefaserten UHFB – Hohlkastenfertigteilesegmenten, deren Trockenfugen durch austauschbare, inspizierbare und nachrüstbare externe Spannglieder überdrückt sind. Die Bogenknickpunkte (Knoten), die gleichzeitig als Auflagerpunkte der Fahrbahnplattenständer und zur Verankerung bzw. Umlenkung der externen Spannglieder dienen, besitzen eine Wandstärke von 20 cm. Alle Fertigteilesegmente weisen keinen passiven Betonstahl auf.



**Bild A 6.1** Ansicht der Wildbrücke Völkermarkt

Da das Eigengewicht der Bögen selbst gegenüber den weiteren Belastungen sehr klein ist, ergibt sich die optimale Stützlinie als Polygonform, womit sich der Schalungsaufwand für die einzelnen Bogensegmente minimiert. Das Verhältnis von veränderlichen zu den ständigen Belastungen ist um so größer, je leichter die Bauweisen werden, und kann bei Tragwerken, bei denen der Lastabtrag an der Stützlinie orientiert ist, wie hier im Fall des Bogens, zu empfindlichen Beanspruchungen führen. Durch die hohe externe Vorspannung des Bogens wird die Lastausmitte im Bogen gering gehalten und die Biegesteifigkeit bzw. die Stabilität des Bogens beträchtlich erhöht. Diese externe Vorspannung besteht aus einzelnen leicht montierbaren und nachträglich austauschbaren verbundlosen Monolitzen, bei denen gegenüber der bauaufsichtlichen Zulassung der Durchmesser der Lasteinleitungsplatten der Anker von 100 mm auf 70 mm reduziert ist. Die externe Vorspannung wird in den Knickpunkten des Bogens durch Übergangselemente - so

genannte „Knieelemente“ - umgelenkt. Sie haben eine Wandstärke von 20 cm und dienen weiterhin als Auflagerung für die Bogenständer aber auch als Verankerung und Umlenkung für die externen Spannglieder. Die Bogenständer bestehen aus C70/80, besitzen einen an die Querschnittsform des Bogens angelehnten achteckigen Querschnitt und sind biegesteif mit dem Bogen und der Fahrbahnplatte verbunden. Die Stützen der Vorlandbrücken und die Fahrbahnplatte bestehen aus Normalbeton. Die Errichtung des leichten Bogens erfolgt durch das Bogenklappverfahren.



**Bild A 6.2 Konstruktionsübersicht der Wildbrücke Völkermarkt**

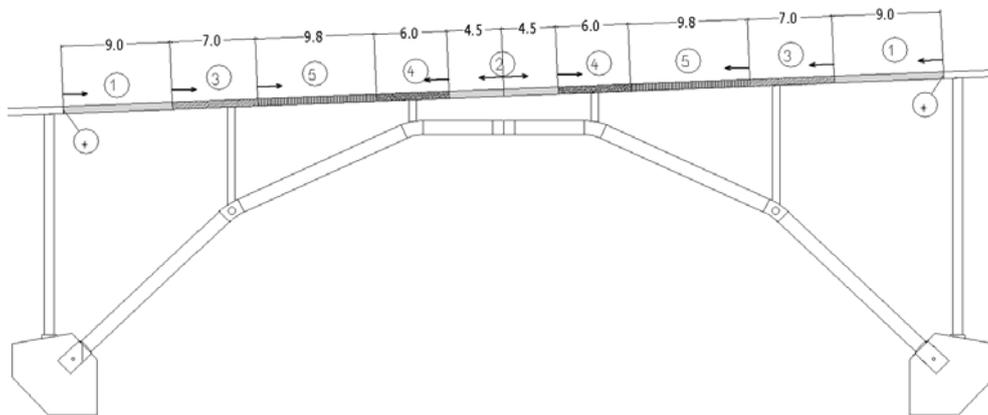
Die Berechnung der globalen Beanspruchungen wurde an einem 3-dimensionalen FE-Modell durchgeführt. Bogen und Ständer wurden als Stabwerk, die Fahrbahnplatte als Faltenwerk modelliert. Die Stabilitätsuntersuchungen des Bogens erfolgten durch eine materiell und geometrisch nichtlineare Berechnung unter Berücksichtigung des korrekten Lastpfades inklusive aller Systemwechsel. Um die Fugenklaffung im Traglastzustand und die damit verbundene Spannkraftänderung für den Stabilitätsnachweis des Bogens zu erfassen, erfolgte die Abbildung der externen Vorspannung durch Seilelemente. Im Bereich der Trockenfugen wird den Stabelementen ein Werkstoffgesetz für den Beton zugeordnet, das keine Zugspannungen übertragen kann. Dieses Stabelement weist eine charakteristische Länge über den Fugenbereich hinausgehend auf, um die überproportionale nichtlineare Krümmungszunahme in den angrenzenden Fugenbereichen zu berücksichtigen. Die Festlegung der charakteristischen Länge wurde zunächst mit  $2/3 \cdot \text{Bauteilhöhe}$  abgeschätzt und im Weiteren an Versuchsnachrechnungen aus [Falkner1997] und Nachrechnungen der im Rahmen des Projektes durchgeführten Großversuche [Freytag2009] kalibriert, wobei sich die erste Annahme als gute Näherung bestätigte.



**Bild A 6.3 modellierte Bauzustände**

Ebenso erforderte der Nachweis der schlanken Fahrbahnaufständering und der Vorlandstützen einen nichtlinearen Traglastnachweis. In diesem Zuge konnten auch die vom Bauherrn zunächst geforderten Lager auf der vom Verformungsruehpunkt weit entfernten und kurzen Stütze in Achse 10 durch einen monolithischen und damit robusten und wartungsarmen Stützenanschluss an die Fahrbahnplatte ersetzt werden.

Einen weiteren kritischen Punkt stellte die Fahrbahnplattenbetonage dar. In dieser Phase musste der schlanke Bogen allein die Lasten des Traggerüsts, des Frischbetons und der Lasten aus Arbeitsbetrieb übernehmen, wobei im Endzustand sich Bogen und Fahrbahnplatte gemeinsam am Abtrag der Lasten beteiligen. Durch eine abschnittsweise und absolut symmetrische Betoneinbringung konnte eine Druckspannungsreserve von  $-1$  MPa in den Trockenfugen eingehalten werden. Eine Fugenöffnung in diesem Zustand hätte zu einem fortschreitenden Einsturz der Bögen geführt. Die Festlegung des Betonierkonzeptes erfolgte auch hier wieder anhand einer geometrisch nichtlinearen Berechnung, bei welcher auch die Belastungsgeschichte aus Bogenschluss und Abhängen der Litzen zum Einklappen berücksichtigt wurde.



**Bild A 6.4 Betonierkonzept Fahrbahnplatte**

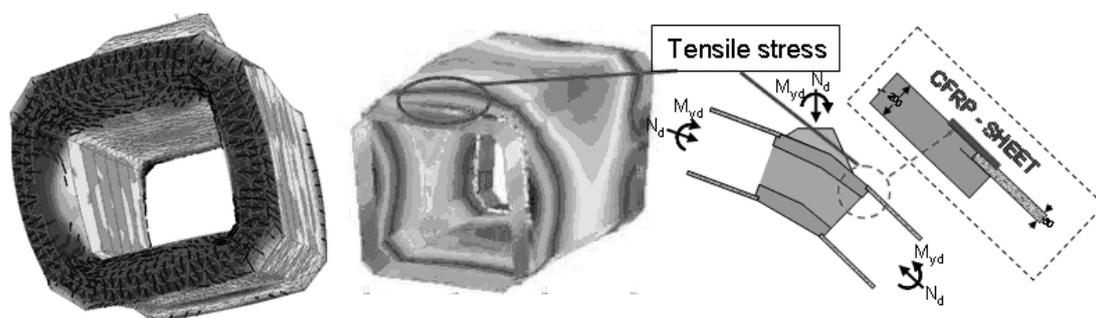
Die derzeit vorhandene Normung in Österreich deckt weder die Bemessung von UHFB noch die Bemessung von verbundlos vorgespannten Segmentträgern vollständig ab. International gesehen werden jedoch derzeit große Anstrengungen unternommen, den bereits gesammelten Wissensstand in Richtlinien und Normen für UHFB umzusetzen. So sind bereits in Frankreich [AFGC2002] und Japan [JSCE2006] vorläufige Richtlinien zur Anwendung und Bemessung von UHFB verabschiedet worden. In Australien existiert eine vorläufige Anwendungsrichtlinie für vorgespannte Betonträger [Gowripalan2000], die aus dem Premix Ductal hergestellt werden. In Deutschland wurde ein Sachstandsbericht UHFB Ultrahochfester Faserbeton erstellt [DAfStb2008], der den derzeitigen Stand des Wissens zusammenfasst und auch Hinweise zur Bemessung enthält. Die vorgenannten Quellen lieferten die Grundlagen zur Vorgehensweise bei der Bemessung des Bogens. Jedoch wurde die Bemessung weiter durch zusätzliche Großversuche im Maßstab 1:1 und weitere Kleinversuche abgesichert. Zur Bemessung der Segmentfugen wurden die deutschen Empfehlungen für Segmentfertigteilterbrücken [DBV1999] herangezogen.

Zur Begrenzung der Druckspannungen im Gebrauchszustand wurden die Grenzwerte aus ON B 4750 übernommen, da diese nach den Angaben und neuesten Erkenntnissen in [AFGC2002], [JSCE2006], [DAfStb2008] auf der sicheren Seite

liegen. Adäquat zur hohen Dauerhaftigkeit von UHFB wurde die Vorspannkraft so ausgelegt, dass im Bereich der Segmentfugen unter der seltenen Lastkombination der Zustand der Dekompression eingehalten ist. Im Bereich der Segmentfertigteile werden mögliche Zugspannungen in Anlehnung an [DAfStb2008] auf die Erstrisszugfestigkeit unter der seltenen Einwirkungskombination beschränkt, um ein gutmütiges Ermüdungsverhalten zu erzielen. Hierfür wurden gesondert komplexe dreidimensionale lineare und nichtlineare FEM Berechnungen zur Ermittlung der Beanspruchungen und Spannungen in den Fertigteilknotensegmenten durchgeführt. Infolge ihrer komplexen Geometrie, der Spannkrafteinleitungen und der Umlenkkräfte aus den Spanngliedern stellen diese hochgradige Diskontinuitätsbereiche dar, die solche Untersuchungen unabdingbar machen.

Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung mit Längskraft wurde der Bemessungswert für die Druckspannung entsprechend den Empfehlungen in [DAfStb2008] verwendet. Für den verwendeten C165/185 ergibt sich damit ein Bemessungswert der Druckfestigkeit von 93,6 MPa. Die Aufnahme der Zugbeanspruchungen in den Knotenelementen erfolgt allein durch die Fasern ohne zusätzliche Bewehrung. Für den Bemessungswert der Zugfestigkeit wurde wiederum der Ansatz nach [DAfStb2008] verwendet, der sich an die französische Richtlinie [AFGC2002] anlehnt. Die Unregelmäßigkeiten in der Faserverteilung und Faserorientierung wurden durch einen Sicherheitsfaktor (K-Faktor) von 1,25 bei globalen Untersuchungen oder 1,75 bei lokalen Untersuchungen berücksichtigt.

Zugspannungen treten in den Rohrsegmenten in den Bereichen mit annähernd linearer Spannungsverteilung nicht auf, allerdings weisen die Knotenelemente und die an die Knotenelemente angrenzenden Bereiche der Bogenrohre stark nichtlineare Spannungsverteilungen und nicht unwesentliche Zugspannungen auf. Bei linearen dreidimensionalen FE-Berechnungen und nichtlinearen Traglastberechnungen unter Berücksichtigung der Rissbildung in den Knotenelementen zeigten sich am Dickensprung vom Rohrquerschnitt zum Knotenquerschnitt die höchsten Zugspannungen auf der Innenseite des Knieknotens in Längsrichtung der Bogenachse. Das in Bild A 6.5 gezeigte Aufwölben des Knotenelementes bewirkt zusätzliche Querspannungen, weshalb die Frage aufgeworfen wurde, ob nicht eine zusätzliche Sicherheitsmaßnahme durch eine Umschnürung mit einem CFRP-Sheet aufgrund der hohen Streuungen der Zugfestigkeiten notwendig ist, wenn auch mit den Großversuchen und den Traglastanalysen ein ausreichender Sicherheitsabstand zur Versagenslast gezeigt wurde.



**Bild A 6.5** Versagensmechanismen aus nichtlinearer Traglastanalyse

Aufgrund der positiven Ergebnisse bei den Traglastanalysen und der durchgeführten 1:1 Versuche, wurde sich vorerst gegen die zusätzliche Umschnürungsmaßnahme

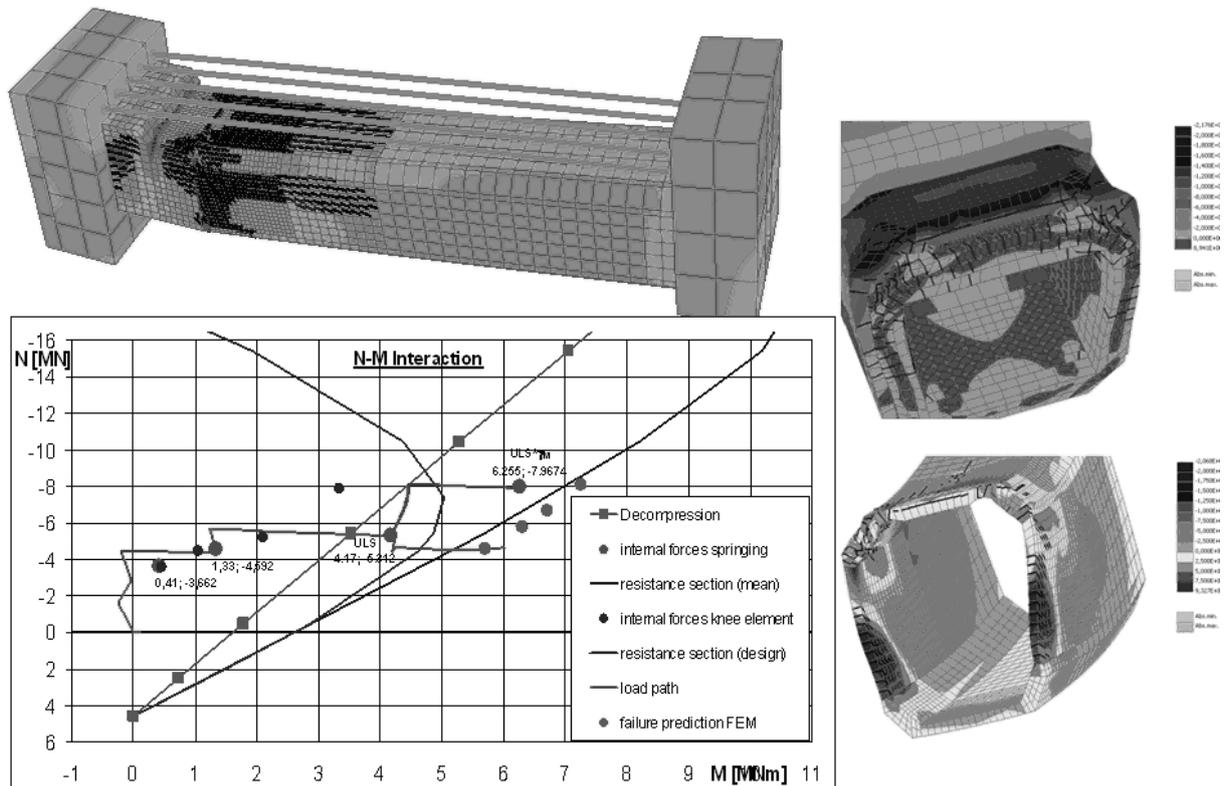
entschieden, da ein vor kurzem installiertes Monitoringsystem Aufschluss über das Langzeitverhalten des Bogens liefern soll, wobei auch besonderes Augenmerk auf dem Fugenbereich liegt. Durch Nachbearbeitung der Fugenstirnflächen mit einer CNC-Fräse liegt die Fugenebenheit in einem Genauigkeitsbereich von unter 0,1 mm, womit ungünstige Sekundärbeanspruchungen infolge der hohen Druckspannungen und das Eindringen von Wasser vermieden werden sollen.

Der Ansatz für den Querkraftnachweis wurde aus [AFGC2002] entnommen. Aufgrund der geringen vorhandenen Querkraft im Bogen konnte der Tragfähigkeitsnachweis problemlos erbracht werden. Das Aufklaffen der Segmentfugen im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurde gemäß [DBV1999] auf ein Drittel der Querschnittshöhe beschränkt. Die im Bogen geringe Querkraft kann ohne weiteres in der verbleibenden Druckzone allein durch Reibung übertragen werden. Der Falz der Knotensegmente dient primär als Montagehilfe kann aber gleichzeitig als zusätzliche Sicherheit bei der Querkraftübertragung dienen. Die nachfolgende Tafel A 6.1 zeigt die erforderlichen mechanischen Eigenschaften des UHFB.

**Tafel A 6.1 mechanische Eigenschaften des verwendeten UHFB**

charakteristische Druckfestigkeit $f_{ck}$ ( $\varnothing/h = 150/300$ mm)	$\geq 165$ MPa
Elastizitätsmodul $E_{cm}$	$\geq 50.000$ MPa
charakteristische Biegezugfestigkeit $f_{ctk,flex,0,5mm}$ (nach [DBV2001])	$\geq 18$ MPa
charakteristische Erstrisszugfestigkeit $f_{ctk}$	$\geq 7$ MPa
charakteristische Nachrisszugfestigkeit $f_{ctk}$	$\geq 7$ MPa
charakteristischer Reibungskoeffizient der Fugenstirnfläche $\mu_k$	$\geq 0,20$
Ebenheit der Segmentstirnfläche	$\pm 0,1$ mm

Wie bereits erwähnt sichern unter anderem Großversuche im Maßstab 1:1 die Bemessung des Bogens an der maximal beanspruchten Stelle ab. Dabei wird das Tragverhalten an der Einspannstelle des Bogenkämpfers und zugleich am 1. Knieelement im Versuch simuliert. Das Lastregime deckt dabei alle Schnittgrößen (Moment, Normalkraft, Querkraft) an den beiden maßgebenden Stellen vom Gebrauchslastniveau bis hin zu den Bemessungslasten, beaufschlagt mit einer Materialsicherheit von 1,5, und darüber hinaus bis zur Versagenslast ab. Bei einem Referenz- und einem Abnahmeversuch konnte gezeigt werden, dass die Tragfähigkeit weit über dem Bemessungslastniveau inklusive der Materialsicherheit liegt, aber auch die Kriterien im Gebrauchszustand erfüllt sind. Eine detaillierte Beschreibung der Versuche kann [Freytag2009] entnommen werden. Bild A 6.6 zeigt den untersuchten Lastpfad des 1:1 Großversuches in einem N-M-Interaktionsdiagramm.



**Bild A 6.6 Lastpfad des 1:1 Großversuches und durch numerische Untersuchungen prognostizierte Versagensmechanismen**

Aufgrund der Dünnwandigkeit mussten umfangreiche Überlegungen und Maßnahmen für Lagerung, Transport, Anschlagen und zuletzt für eine genaue Montage getroffen werden, um die filigranen Fertigteile nicht zu beschädigen. Teilweise war es während der Montage erforderlich, externe Spannglieder über temporäre wieder demontable Stahlkonsolen an den dünnen Stabwänden zu verankern.



**Bild A 6.7 Bogenmontage und Einklappvorgang**

Die Leistungsfähigkeit des Bogenklappverfahrens in Kombination mit den leichten dünnwandigen UHFB – Segmentfertigteilen zeigt sich in der äußerst schnellen Bogenmontage. Die Montage einer vertikalen Bogenhälfte dauerte je 3 Tage, der Einklappvorgang selbst 1 Tag, womit die Bogenmontage in Summe lediglich 7 Tage benötigte. Danach war der Bogen sofort voll belastbar.

## 6.2 ÖBB Eisenbahnhilfsbrücken

Im Auftrag der Österreichischen Bundesbahn ÖBB entwickelt die TU Graz derzeit eine flexible Trogbücke in UHFB-Segmentfertigteildebauweise mit dem Ziel, Eisenbahnbaustellen temporär, spannenflexibel und mit geringer Bauhöhe überbrücken zu können. Im Gegensatz zu derzeitigen Hilfsbrückensystemen aus Stahl, wird die Brücke mit durchgehendem Schotterbett für eine Zuggeschwindigkeit von 240 km/h ausgelegt. Die Segmente werden auf der Baustelle mittels externer Vorspannung aus Spannstäben über Trockenfugen zum vollständigen Tragwerk zusammengesetzt. Unter Verwendung eines einzigen Segmenttyps können Spannweiten zwischen 10 und 26 m in gerader oder kreisförmiger Linienführung überbrückt werden. Durch das geringe Gewicht lässt sich das Gesamtbauwerk mit max. 28 m Länge durch Schienenkräne einheben. Ein Prototyp (Bild A 6.8) wird derzeit hergestellt, probebelastet und im realen Eisenbahnbetrieb getestet. Das Konstruktions- und Herstellungsprinzip entspricht in nahezu allen Aspekten den abgeleiteten Konstruktionsprinzipien aus Kapitel 3 und nach einer erfolgreichen Testphase wäre auch ein permanenter Einsatz dieses Systems durchaus denkbar. Weitere nennenswerte Vorteile dieses Systems sind der bessere Schallschutz gegenüber Stahllösungen, die Stapelbarkeit der Segmente, um Lagerraum zu sparen und die Möglichkeit, einzelne beschädigte Segmente auszutauschen. Die anpassbaren Spannweiten wirken sich weiterhin vorteilhaft auf Anzahl der anzuschaffenden Bauteile gegenüber Brücken mit fixen Spannweiten aus, da der Bedarf an bestimmten Spannweiten einer gewissen Fluktuation unterworfen ist. Hieraus kann mit flexiblen Systemen optimal reagiert werden, was sich auf die Anschaffungskosten, aber auch auf den Aufwand für Lagerhaltung und Wartung positiv auswirkt.

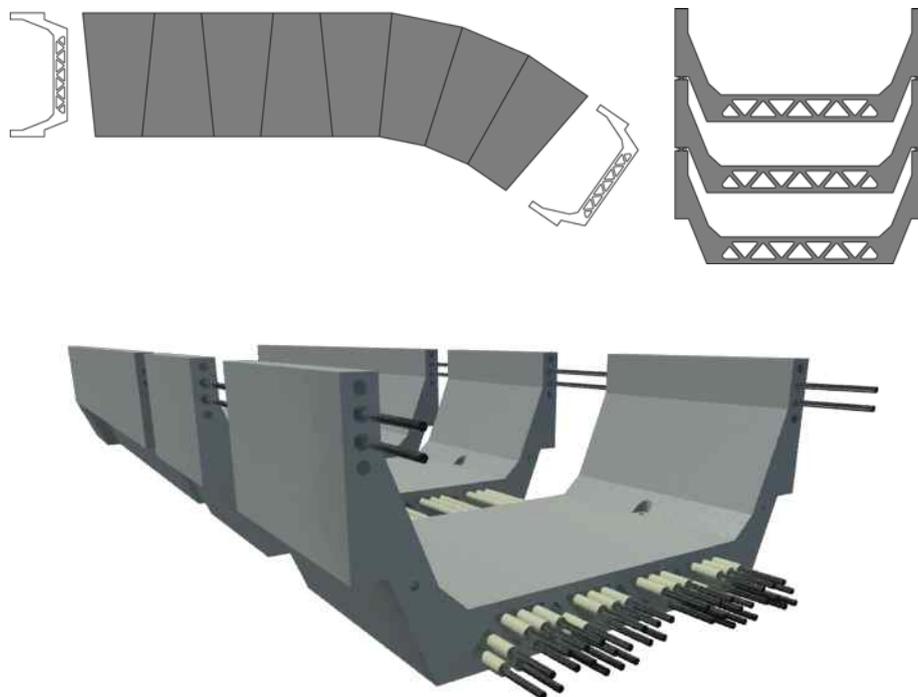
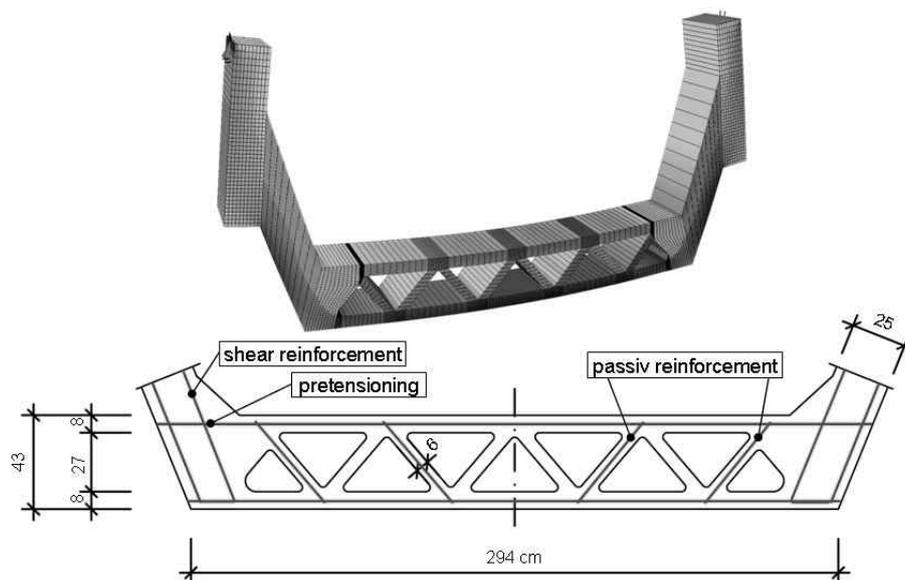


Bild A 6.8 Prinzip der flexiblen und modularen Eisenbahnhilfsbrücke

Wie bereits erwähnt, besteht das Hilfsbrückensystem aus einzelnen U-förmigen Fertigteilsegmenten, die durch maximal 40 metrische Spannstäbe St 950/1050 mit einem Durchmesser von 40 mm zusammengespannt werden. Die Breite der Brücke beträgt 3,95 m, die Querschnittshöhe ist 1,80 m, die Bauhöhe der Brücke beträgt 0,88 m und das Gewicht mit einer maximalen Länge von 28 m beträgt 130 to, gegenüber 400 – 500 to für eine konventionelle Eisenbahnspannbetonbrücke. Zwei verschiedene Segmenttypen kommen zur Anwendung: 2 Endsegmente, die 1,5 m lang und massiver sind, um ausreichend Platz für die Lageranordnung, für die Fugenübergangskonstruktion aber auch zur Anordnung der Spannstabverankerung zur Verfügung zu stellen. Weiterhin dient das Endsegment zur Aufnahme möglicher seitlicher Abtriebskräfte des sehr schlanken Druckgurtes des U-Querschnittes über die Rahmenwirkung zwischen Steg und Bodenplatte. Die filigraneren Regelsegmente, deren Anzahl von der geforderten Spannweite abhängt, haben eine fachwerkartig aufgelöste Bodenplatte in der Querrichtung und dünnere Stege, um Material zu sparen und das Gewicht der Segmente zu reduzieren. Durch die Öffnungen der Fachwerkbodenplatte verlaufen die externen Vorspannstäbe, die gegen angreifende Medien durch eine ölhaltige Sprühbeschichtung und Plastikhüllrohre geschützt sind. Der Obergurt und Untergurt des Fachwerkes weist eine Spannbettvorspannung auf und die Zugdiagonalen sind mit passiver Bewehrung versehen. Weiter erfordern die hohen und ermüdungsrelevanten Eisenbahnlasten Schubbe- wehrung in den Stegen.



**Bild A 6.9 Querschnitt und Anordnung der Bewehrung**

Die Außenabmessungen des Querschnittes hängen wesentlich vom Regelquerschnitt der ÖBB ab, so dass die erforderlichen Abmessungen des Druckgurtes stark eingegrenzt wurden, was in einem Steifigkeitsverlust und damit zu großen Verformungen und Endtangentenverdrehungen der Brücke resultierte. Aus diesem Grund wurde im Druckgurt eine Druckbewehrung aus jeweils zwei  $\text{Ø}75$  SAS 670 GEWI Stäben angeordnet, womit sich auch zeigt, dass in der Längsrichtung nicht die Tragfähigkeit sondern die erforderliche Steifigkeit in Bezug auf den Fahrkomfort entscheidend war. Eine Erhöhung des Elastizitätsmoduls des UHFB auf über 50.000 MPa hätte zu deutlich höheren Stoffkosten geführt.

Aufgrund der filigranen Segmente steht nicht genügend Platz für die Anordnung von Hebeankern in der Bodenplatte und den Stegen zur Verfügung. Durch das Einlegen von Plastikhüllrohren in die Bodenplatte und die Stege, wurde die Anordnung spezieller temporärer Hebeanker ermöglicht, um die Segmente als auch die ganze Brücke für Montage- und Transportzwecke anschlagen zu können. Die Plastikhüllrohre in der Bodenplatte dienen gleichzeitig als Entwässerung.

Der Zusammenbau der Brücke erfolgt auf einem gesperrten Gleis im Werk, das eine ebene Fläche zur Montage bietet. Dort werden die Segmente aneinandergereiht und zusammengespannt, bevor die Brücke auf einen speziellen Transportwagen gehoben und zu ihrem endgültigen Einsatzort gebracht wird. Es bestehen dann zwei Möglichkeiten die komplette Brücke in ihre endgültige Lage auf die bereits vorbereiteten Unterbauten zu heben: zum einen vom benachbarten Gleis mit Hilfe von zwei Eisenbahnkränen und zum anderen in der gleichen Art und Weise auf ein temporäres seitlich angeordnetes Traggerüst. Nach Abriss der alten Brücke wird die Hilfsbrücke in Querrichtung eingeschoben.

Die Einsatzdauer auf der Baustelle beträgt in der Regel nicht mehr als 2 Jahre. Danach wird die Brücke wieder demontiert und alle Elemente durchlaufen ein festgelegtes Inspektions- und Wartungsprogramm. Ein speziell ausgebildetes und erfahrenes Team ist in Zusammenarbeit mit der Vorspannfirma für die Aussortierung beschädigter Systemkomponenten aber auch für Wartung und die korrekte Lagerung verantwortlich.

Die minimal erforderlichen Festigkeitskennwerte wurden auf Basis der Statischen Berechnungen und Untersuchungen festgelegt, um eine geeignete wirtschaftlich optimal angepasste UHFB-Rezeptur zu entwickeln. Bereits während der ersten Untersuchungen der Entwürfe zeigte sich, dass die Verformungen für die Dimensionierung in der Längsrichtung maßgebend waren, und damit lediglich Druckspannungen von 140 MPa ausgenutzt werden konnten. Die Fugenklaffung wurde im Traglastzustand auf 2/3 der Querschnittshöhe beschränkt und im SLS sind die Segmentfugen unter der seltenen Lastkombination überdrückt. Aufgrund der verhältnismäßig großen Stegfläche ist zur Schubkraftübertragung keine Feinprofilierung erforderlich, so dass die glatte Fugenoberfläche einfach und mit einer hohen Genauigkeit durch eine CNC-Bearbeitung hergestellt werden kann. Für die Übertragung der Schubkraft ist ein charakteristischer Reibbeiwert von 0,35 ausreichend. Die 2-jährige Testphase des Prototyps soll unter anderem zeigen, wie sich eine solche glatte Fuge unter hohen dynamischen Beanspruchungen verhält.

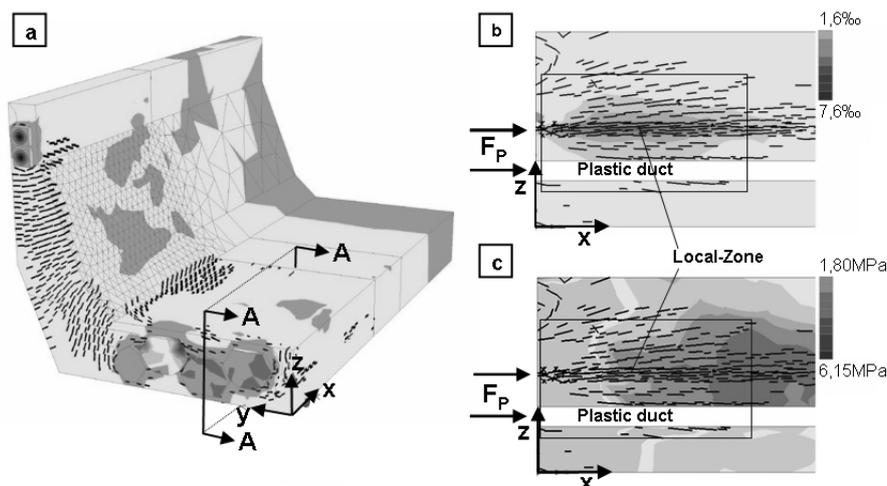
Die Ermüdungslebensdauer wurde von der ÖBB mit 50 Jahren vorgegeben und führte bei dem Ermüdungsnachweis der Schubbewehrung zu einer deutlichen Erhöhung, was auf den zunehmenden Einfluss der Verkehrslast gegenüber dem geringeren Eigengewicht der leichteren UHFB – Tragstrukturen zurückzuführen ist. Der Fasertraganteil wurde auf Grund noch mangelnder Kenntnis des Zugtragverhaltens von Faserbeton unter zyklischer Beanspruchung generell vernachlässigt.

Wird die Spannweite von 14 m unterschritten, so wird eine genauere Zugüberfahrtsberechnung erforderlich. Dabei erreichten Spitzenwerte der Überbaubeschleunigungen  $4 \text{ m/s}^2$ , die den empfohlenen Grenzwert von  $2 \text{ m/s}^2$  deutlich überschreiten. Die Erfahrung der ÖBB zeigt jedoch, dass die tatsächlich auftretenden Beschleunigungen wesentlich geringer ausfallen. Aus diesem Grund sollen Mes-

sungen der Eigenfrequenzen und der Beschleunigungen am Prototyp erfolgen. Mit diesen angepassten Werten soll dann eine erneute rechnerische Untersuchung der kurzen Spannweiten erfolgen.

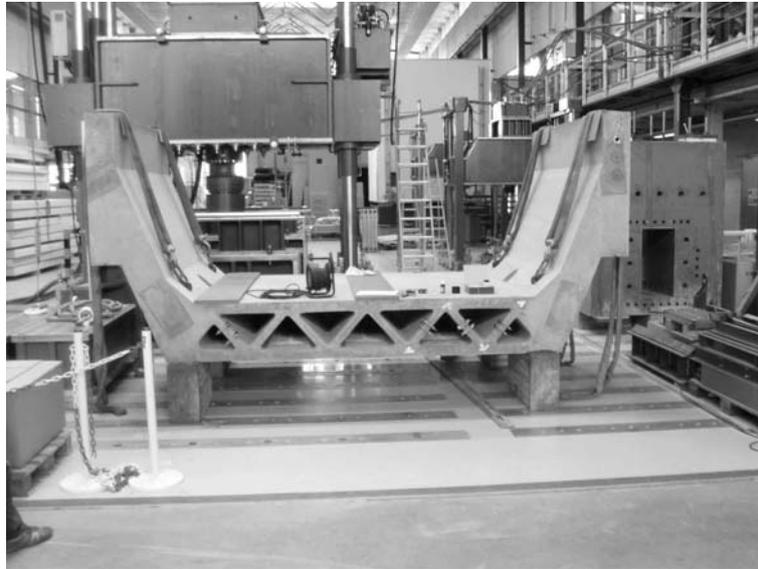
Um entsprechende Steifigkeit der Bodenplatte in der Quertragrichtung zu erhalten, wurde zunächst eine Bodenplatte mit versteifenden Rippen vorgeschlagen. Jedoch hatte die Bahn Bedenken, dass die dünnen Rippen durch Anprall von Baumaschinen leicht beschädigt werden können. Zusätzlich erschien die Herstellung in Bezug auf eine Beeinflussung der Faserorientierung und Faserverteilung schwierig realisierbar. Die Suche nach Alternativlösungen führte zu einer Fachwerkkonstruktion, die eine geschlossene Untersicht aufweist. Die Segmente können vertikal hergestellt werden, was eine einfache Einbringung des Betons ermöglicht. Alle Zugelemente können bewehrt bzw. vorgespannt werden, womit die Faserverteilung und Orientierung eine untergeordnete Rolle spielt.

An den Stirnseiten der Endsegmente werden sehr hohe konzentrierte Kräfte aus der Vorspannung eingeleitet. Dies erforderte nichtlineare FEM – Untersuchungen, die Informationen über die Spannungs- und Dehnungsverteilung im Spannkrafteinleitungsbereich lieferten. Die Berechnungsergebnisse zeigten, dass die Hauptzugspannungen hohe Dehnungen und eine starke Rissbildung in der Local-Zone hinter den Spannankern erzeugen. Weiterhin war eine Verkleinerung und Modifikation der Lasteinleitungsplatten gegenüber der bauaufsichtlichen Zulassung erforderlich, um die Spannanker bzw. Lasteinleitungsplatten überhaupt an der Stirnseite des Endsegmentes anordnen zu können. Deshalb, und aufgrund der numerischen Ergebnisse, wurde eine experimentelle Untersuchung des Spannkrafteinleitungsbereiches mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden der Spaltzugbewehrung vorgenommen. Die ersten experimentellen Ergebnisse zeigen, dass offenbar tatsächlich die Zugtragfähigkeit des Faserbetons allein in der Lage ist, die Spaltzugkräfte abzutragen. Allerdings sind die Versuchsauswertungen momentan noch nicht abgeschlossen, um genauere Rückschlüsse ziehen zu können.



**Bild A 6.10 Nichtlineare FEM Analyse: a) FE-Modell für Endsegment b) vertikale Dehnungen im ULS hinter den Spannankern c) vertikale Spannungen im ULS**

Ein 1:1 Belastungstest an einem Regelsegment in der Querrichtung wurde von der ÖBB als Abnahmekriterium gefordert. Das Regelsegment zeigt im Versuch eine ausreichende Tragfähigkeit. Bei weiterer Laststeigerung versagte schließlich der Fachwerkuntergurt, wobei sich die Verformung in einem Riss lokalisierte. Auch hier haben die Versuchsauswertungen erst begonnen, so dass zur Zeit noch keine genaueren Angaben zur Verfügung stehen.



**Bild A 6.11 Regelsegment für den 1:1 Belastungsversuch**

### 6.3 Fußgängerfertigteilebrücke Lienz – aus [Reichel2010b]

Der Ausbau und die Erweiterung des Radwegnetzes der Stadt Lienz erforderte den Neubau einer Rad- und Gehwegüberführung über die Amlacher Straße neben einer bestehenden Eisenbahnüberführung. Bild A 6.12 zeigt die Ursprungssituation vor dem Bau der Brücke. Das neu zu errichtende Bauwerk soll dabei direkt angrenzend vor der vorhandenen Bahnbrücke verlaufen.

a)



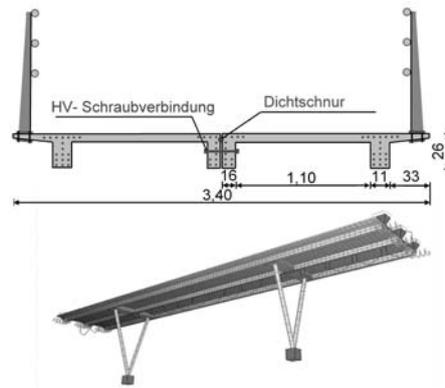
b)



**Bild A 6.12 a) Ursprungssituation des Bestandes vor dem Bau b) Ansicht der neuen Brücke**

Wesentliche Vorgaben für den Entwurf waren neben den fixen Randbedingungen aus der Geh- und Radwegtrassierung und der Belastung gemäß ON EN 1991-2 mit einem 12 to Dienstfahrzeug, eine maximal zulässige Bauhöhe von nur 80 cm, um das Lichtraumprofil unter der Brücke nicht einzuschränken sowie kurze Sperrpausen während der Errichtung. Die Einbeziehung der Bestandsstützwände der seitlichen Geh- und Radwege zur Abstützung des Überbaus war bei entsprechend leichter Ausführung und geschickter Wahl der Bauzustände nicht ausgeschlossen. Infolge der erforderlichen wesentlichen Kriterien „schnelle Montage - leicht und schlank“, stellte ein wartungsarmes Bauwerk aus Ultrahochfestem Beton eine konkurrenzfähige Alternative zu Tragsystemen aus herkömmlichen Materialien dar.

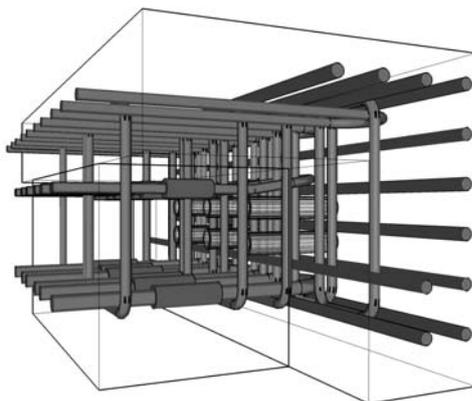
Im Zuge einer Variantenstudie wurden mehrere Varianten vom einfeldrigen Fertigteilbauwerk bis hin zu Stahlverbundkonstruktionen unter Verwendung von UHFB untersucht. Um die Schlankheit der Brücke weiter zu erhöhen und die Schwingungsproblematik zu entschärfen, wurden auch Dreifeldsysteme unter Nutzung der bestehenden Stützwände als Gründung untersucht. Der finalisierte Entwurf ist ein Dreifeldsystem, bestehend aus zwei in Querrichtung mit HV-Schrauben zusammengepressten Fertigteilen, die auf Wunsch des Fertigteilherstellers als weiteren wirtschaftlichen Vorteil für die Produktion eine bereits vorhandene Stahlschalung für Pi-Platten nutzen konnte. Der Querschnitt und das Gesamttragwerk sind in Bild A 6.13 gezeigt. Trotz der weitgehend vorgegebenen Schalungsgeometrie ist das Tragwerk sehr schlank und leicht (22 to inkl. Stützen und Ort betonquerträger) und ermöglicht eine schnelle sowie einfache Montage innerhalb eines Tages.



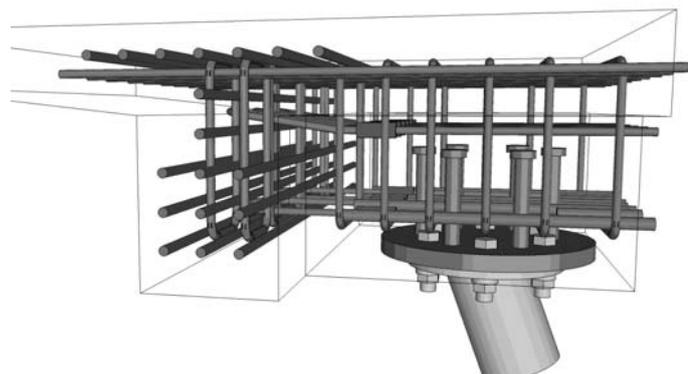
**Bild A 6.13 Ursprungssituation des Bestandes vor dem Bau der Brücke**

Die im Spannbett vorgespannten Fertigteile enthalten außer der Spannbewehrung, und in gesonderten lokalen Bereichen, keine weitere Betonstahlbewehrung. Die Nachrisszugfestigkeit infolge der Stahlfasern deckt allein die Tragfähigkeit in Querrichtung und die Querkrafttragfähigkeit ab. Lediglich lokal im Endverankerungsbereich der Spanngliedlitzen und in den Anschlussbereichen der nachträglich ergänzten Querträger ist infolge des konzentrierten Kraftflusses zusätzliche Bewehrung notwendig. Die beiden Fertigteile wurden noch im Werk durch hochfeste vorgespannte Schrauben verbunden. Um die Stahlschalung nicht zu zerstören, wurden die Querträger aus schwindarmem Normalbeton nachträglich anbetoniert. Durch den wenig verfügbaren Platz, hatte dies wiederum die in Bild A 6.14 gezeigten aufwendigen Bewehrungsanschlüsse zwischen Ortbetonquerträger und Fertigteiltragwerk zur Folge.

a)



b)



**Bild A 6.14 Detail Bewehrungsführung Anschluss Ortbetonquerträger – Fertigteile a) Querträgeranschluss am Innensteg b) Querträgeranschluss am Außensteg und Stützenanschluss**

Nachdem das Tragwerk eingehoben wurde, ergänzten schlanke V-förmige Stahlzwischenstützen, aufgelagert auf den bestehenden Stützmauern, das Tragwerk zu einem Dreifeldsystem. Da die leichten Fertigteile zunächst ihr Eigengewicht über die Brückengesamtlänge als Einfeldträger abtragen, wird die Belastung auf die bestehenden Stützmauern minimiert. Nur die Verkehrslasten wirken am endgültigen Dreifeldsystem. Deshalb bleiben die Stützmomente klein, die durch eine nahezu

zentrische Spannbettvorspannung beherrschbar sind. Wegen des geringen Kriechens und vernachlässigbaren Schwindens des wärmebehandelten UHFB entfällt die Betrachtung von Schnittgrößenumlagerungen.

Zur Bemessung von Ultrahochfestem Faserbeton existieren derzeit noch keine gültigen Normen und Richtlinien, so dass die Bemessung durch Bauteilversuche abgesichert werden sollte. Zum anderen hat die Faserorientierung, die durch die gewählte Betoneinbringung stark beeinflusst wird, einen entscheidenden Einfluss auf die Tragfähigkeit in Plattenquerrichtung.

Aus diesem Grund erfolgte die Herstellung von jeweils einem 1:1 Probekörper mit der gleichen Betoneinbringung wie später am tatsächlichen Bauwerk, um den gewählten Herstellungsprozess aber zugleich auch die in den Statischen Berechnungen getroffenen Annahmen zu bestätigen. Dabei wurde einmal das Querbiegeverhalten in Feldmitte zwischen zwei Stegen und einmal das Stützmoment über dem Steg untersucht. Die Versuchsdurchführung erfolgte als reiner Belastungsversuch mit Hilfe von Gewichten aus Beton und Stahl vor Ort im Fertigteilwerk. Der Vergleich der gemessenen Traglasten gegenüber den Bemessungstraglasten der Statischen Berechnung ergab eine ausreichende Sicherheit von 2,15. Zusätzlich lies sich aus den gemessenen Traglasten die Zugarbeitslinie zurückrechnen, die gut mit der der Statischen Berechnung zugrunde liegenden Arbeitslinie korrelierte.

Als Schalung für die Fertigteile aus Ultrahochfesten Beton wurde die im Werk Lienz vorhandene Pi-Plattenstahlschalung für den vorgesehenen Querschnitt entsprechend modifiziert, wobei besonderes Augenmerk auf einer absolut dichten Schalhaut lag.

a)



b)



**Bild A 6.15 a) Betonage der Fertigteile b) Abziehen der Oberfläche mit einer Nadelwalze**

Das Mischen erfolgte in Chargen zu je  $0,5 \text{ m}^3$  und erforderte somit die Anpassung der Verarbeitungsgeschwindigkeit, um einen kontinuierlichen Materialfluss zu sichern und die schädliche Elefantenhautbildung zu vermeiden. Nach Befüllung der beiden Stege wurde anschließend die Platte in Schlangenlinien quer zur Brückenlängsrichtung betoniert, um die Fasern mit der Fließrichtung des Betons in ihre statisch günstigste Lage zu orientieren. Das Abrollen mit einer Nadelwalze diente zum Lösen von unter der Oberfläche eingeschlossenen Luftblasen. Die Stahlscha-

lung ist mit frequenzgesteuerten Außenrüttlern ausgestattet, die während der gesamten Betonage in Betrieb waren. Durch zusätzliche Tauchrüttler lies sich eine ausreichende Vernadelung der einzelnen Einbauchargen gewährleisten. Anschließend wurde die Oberfläche mit PE-Folie abgedeckt.

24 Stunden nach der Betonage wurde die Schalung geöffnet und das Bauteil wiederum mit einem Vlies und einer PE-Folie abgedeckt, um die Fertigteile einer Wärmebehandlung für die Dauer von 48 h mit 50 – 60 °C zu unterziehen. Danach verblieben die Fertigteile für weitere 3 Tage in der Schalung. Erst dann erfolgte das Aufbringen der Spannbettvorspannung durch Entspannen der Litzen.

Die Verbindung der beiden Pi-Platten Fertigteile mit Hilfe der hochfesten Schrauben wurde im Werk durchgeführt. Danach erfolgte das nachträgliche Anbetonieren der End- und Zwischenquerträger, das sowohl vom Einbau der Anschlussbewehrung als auch von der Betoneinbringung mittels Einfüllöffnungen in der Fertigteilplatte hohe Anforderungen an die Produktion stellte.

Die komplette Brücke wurde mit einem Sondertransport zur Baustelle gebracht und dort mit einem Mobilkran auf die vorbereiteten Widerlager während einer Sperrpause für den Verkehr von nur 3 h versetzt. Abschließend erfolgte die Montage des Glasgeländers an bereits einbetonierte Profilanschlüsse, das mit seiner entsprechenden Leichtigkeit die Schlankheit der Brücke unterstreicht, was für den Bauherrn ein entscheidendes Kriterium bildete. Wie zuvor bereits beschrieben ist Ultrahochfester Beton gegen aggressive Umwelteinwirkungen wie Chlorid und auch mechanische Einwirkungen weitgehend resistent. Um jedoch die geforderte Rutschsicherheit auf der Brückenoberfläche zu gewährleisten, war zusätzlich eine dünne Epoxydharzbeschichtung mit Quarzsandeinstreuung aufzutragen.

a)



b)



**Bild A 6.16 a) Montage der Brücke b) Fertige Brücke mit Glasgelaenderkonstruktion**

