

**INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG**

Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Direktoren:

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Kordina

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy

**UNTERSUCHUNG DES
RISS- UND VERFORMUNGSVERHALTENS
SEGMENTÄRER SPANNBETONBAUTEILE**

von

Viggo Weber

Heft 53

BRAUNSCHWEIG

1982

2610-4579

**INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU UND BRANDSCHUTZ
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG**

Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Direktoren:

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Kordina

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy

**UNTERSUCHUNG DES
RISS- UND VERFORMUNGSVERHALTENS
SEGMENTÄRER SPANNBETONBAUTEILE**

von
Viggo Weber



Heft 53

BRAUNSCHWEIG

1982

Z.F.R. +

V o r w o r t

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig.

Wesentliche Anregungen resultierten aus der Bearbeitung von Forschungsvorhaben zum Themenkomplex "Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonbauteilen in Segmentbauart" sowie aus der Teilnahme an Beratungen zu DIN 4227 Teil 3 (Spannbetonbauteile in Segmentbauart).

Herr o. Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. K. Kordina unterstützte und förderte diese Arbeit von Beginn an, Herr o. Prof. Dr.-Ing. R. Grimme übernahm die Mitberichterstattung und Herr. o. Prof. Dr.-Ing. H. Paschen den Vorsitz des Promotionsausschusses. Ihnen allen möchte ich für die Unterstützung und wertvollen Anregungen herzlich danken.

Das Schreiben der Arbeit übernahm Frl. E. Fuhrmann, die Zeichnungen fertigten Frl. M. Richter und Frl. D. Weidemeier, schließlich leistete Herr cand.-math. J. Riggert bei der Erstellung der notwendigen Rechenprogramme wertvolle Hilfe.

Hierfür danke ich ihnen.

Braunschweig, Oktober 1982

Viggo Weber

INHALTSVERZEICHNIS

	<u>Seite</u>
BEZEICHNUNGEN	1
1. EINLEITUNG	3
1.1 Problemstellung und Zielsetzung	3
1.2 Bisherige Untersuchungen	5
1.3 Geltende Vorschriften	9
1.4 Gliederung und Übersicht über die Arbeit	13
2. MATERIALVERHALTEN VON BETON, STAHL UND INJEKTIONSMÖRTEL	16
2.1 Materialverhalten von Beton	16
2.1.1 Allgemeines	16
2.1.2 Materialverhalten von Beton unter kurzzeitig einwirkender einachsialer Druckbeanspruchung	17
2.1.3 Materialverhalten von Beton unter kurzzeitig einwirkender zweiachsialer Druckbeanspruchung	21
2.1.4 Materialverhalten von Beton unter kurzzeitig einwirkender ein- und zweiachsialer Zugbeanspruchung	24
2.2 Materialverhalten von Spannstahl	36
2.3 Materialverhalten von Injektionsmörtel	38
3. VERBUNDVERHALTEN VON SPANNGLIEDER MIT NACHTRÄGLICHEM VERBUND	40
3.1 Einflußgrößen auf das Verbundverhalten	40
3.2 Experimentelle Verbundspannungs-Verschiebungs- beziehungen und deren mathematische Approximation	47
3.3 Zusammenfassung und Schlußfolgerung	53
4. SCHNITTGRÖSZEN UND VERFORMUNGEN VORGESpanNTER, BIEGEBE- ANSPRUCHTER BAUTEILE NACH ZUSTAND I UND ZUSTAND II	54
4.1 Allgemeines	54
4.2 Schnittgrößen und Verformungen nach Zustand I	55
4.3 Schnittgrößen und Verformungen nach Zustand II	65
4.4 Zusammenfassung und Schlußfolgerung	74

5. SPANNUNGEN UND VERFORMUNGEN IM EINLEITUNGSBEREICH GERISSENER SPANNBETONBAUTEILE	76
5.1 Beanspruchungszustand des Einleitungsbereiches	76
5.2 Verformungen und Spannungen aus der Verbundbeanspruchung	84
5.3 Zur Frage der inneren Rißbildung im Verbundbereich	95
5.4 Zur Frage der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen infolge der Verbundwirkung	103
5.5 Spannungen und Verformungen des Einleitungsbereiches infolge der Betonscheibenwirkung	106
5.5.1 Betonscheibenspannungen und -verformungen nach Koch	106
5.5.2 Entwicklung einer geschlossenen Lösung zur Bestimmung der Spannungen und Verformungen des Einleitungsbereiches infolge der Betonscheibenwirkung	109
5.5.2.1 Allgemeine theoretische Grundlagen	109
5.5.2.2 Entwicklung der Betonscheibenbeanspruchungen des Einleitungsbereiches in Fourierreihen	116
5.5.2.3 Lösung der Scheibengleichungen	120
5.5.3 Verformungen und Spannungen in der Zugzone des Einleitungsbereiches infolge der Betonscheibenwirkung	125
5.6 Zusammenfassung und Schlußfolgerung	129
6. ÜBERPRÜFUNG DER ENTWICKELTEN SPALTBREITENFORMEL ANHAND EIGENER UND FREMDER VERSUCHE	130
6.1 Allgemeines	130
6.2 Versuche von Trost/Thormählen	131
6.3 Nachrechnung der Versuche von Favre/Rojas/Vaucher an zentrisch gezogenen segmentären Spannbetonbauteilen	135
6.4 Nachrechnung der Versuche von Favre/Coendoz an biegebeanspruchten segmentären Spannbetonbalken	139
6.5 Versuche von Kordina/Teutsch/Weber an segmentären Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus M, Q, T.	143

6.6 Versuche von Kordina/Weber zum Einfluß der Segmentfugen auf das Biege-rißverhalten von Spannbetonbauteilen in Segmentbauart	145
6.7 Statistische Auswertung der Versuchsdaten, Zusammenfassung und Schlußfolgerung	157
7. ENTWICKLUNG EINER BEMESSUNGSGLEICHUNG ZUR BEGRENZUNG DER FUGENSPALTBREITEN BIEGEBEANSPRUCHTER SPANNBETONBAUTEILE IN SEGMENTBAUART	164
7.1 Allgemeines	164
7.2 Fugenspaltbreiten infolge Betonscheibenwirkung	165
7.3 Entwicklung einer Bemessungsgleichung zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten	166
7.4 Bemessungsvorschlag für den Nachweis ausreichender Spaltbreitenbegrenzung bei Spannbetonbauteilen in Segmentbauart	174
8. ZUSAMMENFASSUNG	176
9. LITERATURVERZEICHNIS	178

BEZEICHNUNGEN

Nachfolgend werden die in dieser Arbeit verwendeten Bezeichnungen und Symbole erläutert, sofern sie nicht bereits im Textteil definiert wurden.

a	: Beiwert zur Beschreibung der Materialeigenschaften zur Ermittlung der material- und beanspruchungsabhängigen Betonbiegezugfestigkeit nach /65/
a_o	: Verbundbeiwert
\tilde{a}	: Beiwert zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit nach /28/
A_v	: Spannstahlquerschnittsfläche
A_n, A_b, A_i	: Netto-, Brutto-, Ideelle-Bauteilquerschnittsfläche
b, b_o	: Verbundbeiwert
\tilde{b}	: Beiwert zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit nach /28/
c, c_o	: Verbundbeiwert
\tilde{c}	: Beiwert zur Beschreibung des Zusammenhanges zwischen Betondruck- und Betonzugfestigkeit nach /31, 102/
d	: Bauteilhöhe
d_v	: Spannstahldurchmesser
E	: Elastizitätsmodul von Stahl
E_b	: Betonelastizitätsmodul
f_r	: bezogene Rippenfläche
G	: Gleit- oder Schubmodul
h_z	: Zugzonenhöhe
J_n, J_b, J_i	: Netto-, Brutto-, ideales Querschnittsträgheitsmoment
K_{BR}^I	: Querschnitts-Biegesteifigkeit nach Zustand I unter Rißlast
K_{BR}^{II}	: Querschnitts-Biegesteifigkeit nach Zustand II unter Rißlast
l_{BSW}	: Länge des Einleitungsbereiches infolge Betonscheibenwirkung (BSW)
l_s	: Riß- bzw. Segmentfugenabstand
l_v	: Länge des Einleitungsbereiches infolge Verbundwirkung

$M_{V,SK}^O$: Statisch bestimmter Momentenanteil infolge Vorspannung nach Abschluß von Kriechen und Schwinden
$M_{V,SK}^I$: Zwängungsmoment infolge Vorspannung nach Abschluß von Kriechen und Schwinden
$N_{V,SK}$: Vorspannkraft nach Abschluß von Schwinden und Kriechen
n	: E/E_b
$S_O^I, S_O^{II}, S_I^I, S_I^{II}$: Beton-bzw. ideeller Schwerpunkt nach Zustand I bzw. Zustand II
T_V	: Verbundkraft
U_I	: ideeller Verbundumfang der Spannstähle
U_V	: effektiver Verbundumfang der Spannstähle
w_{BSW}	: Riß- bzw. Fugenspaltbreitenanteil infolge Betonscheibenwirkung (BSW)
w_τ	: Riß- bzw. Fugenspaltbreitenanteil infolge der Verbundbeanspruchung der Spannglieder
x^I, x^{II}	: Spannungsnulllinienlage nach Zustand I bzw. Zustand II
Δx	: Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton
y_O, y_u, y_v	: Abstand des oberen (o), unteren (u) Querschnittsrandes und der Spanngliedachse (v) vom ideellen Schwerpunkt S_I
β_{bz}^{10}	: Betonbiegezugfestigkeit bei einer Bauteilhöhe von 10 cm
β_{bz}^d	: Betonbiegezugfestigkeit bei einer Bauteilhöhe von d cm
β_c	: Seriendruckfestigkeit des Einpreßmörtels
$\beta_P, \beta_W, \beta_Z$: Prismen-, Würfel-, Zugfestigkeit (Serienfestigkeit)
κ_D	: Krümmung bei Dekompressionslast
$\kappa_R^I, \kappa_R^{II}$: Krümmung unter Rißlast nach Zustand I bzw. Zustand II
τ_V	: Verbundspannung

1. EINLEITUNG

1.1 Problemstellung und Zielsetzung

In den vergangenen Jahrzehnten ist das Riß- und Verformungsverhalten von Stahl- und Stahlleichtbetonkonstruktionen unter Last-, Zwang- und kombinierter Last-Zwang-Beanspruchung und in diesem Zusammenhang auch das Verbundverhalten unmittelbar einbetonierter Betonstäbe intensiv untersucht und ausgewertet worden (z. B. /23,53,63,68,93,94 /). Damit sollten zum einen Grundregeln für eine Begrenzung der Rißbreiten zum dauerhaften Schutz der einliegenden Betonstahlbewehrung gegen aggressive Umwelteinflüsse und zum anderen Angaben über die mit der Rißbildung einhergehende Steifigkeitsminderung und -umlagerung geschaffen werden, um diese zur wirklichkeitsnahen Bemessung gegenüber einwirkenden Zwangbeanspruchungen auszunutzen /16,18,59,60,69,78,79,89,95,99,100,101,103,106,112,117/.

Demgegenüber interessierte das Rißverhalten vorgespannter Bauteile nur wenig, da wegen des verhältnismäßig hohen Vorspanngrades solcher Bauglieder eine Rißbildung als Folge planmäßig einwirkender Gebrauchslastbeanspruchungen unwahrscheinlich und die Breite dennoch auftretender Risse durch die Anordnung einer oberflächennahen Netzbewehrung aus Betonstahl einfach zu begrenzen ist /10,96/.

Erst mit Einführung der teilweisen Vorspannung, der Vorspannung ohne Verbund sowie der Segmentbauweise gewannen wirklichkeitsnahe Maßnahmen zur Begrenzung der Riß- und Fugenspaltbreiten vorgespannter Bauteile zunehmend an Bedeutung, da hierbei Risse im Gebrauchszustand auftreten, bzw. Riß- und Fugenöffnungen unter erhöhten Gebrauchslastbeanspruchungen nicht ausgeschlossen werden können und der korrosionsempfindliche Spannstahl besonders sorgfältig gegen den Angriff aggressiver Medien geschützt werden muß. /83/.

Während bei teilweise vorgespannten Bauteilen die Begrenzung zu erwartender Biegerisse durch eine sinnvolle Anordnung von randnaher Betonstahlbewehrung garantiert werden kann und in Grundlagenversuchen lediglich zu klären war, inwieweit sich Spannglieder mit nachträglichem Verbund an der Rißbegrenzung beteiligen /9,118/, liegen die Verhältnisse bei Segmentbauteilen deutlich ungünstiger:

Da die Segmentfugen nicht von einer Betonstahlbewehrung durchsetzt sind, kann im Falle einer Fugenöffnung eine Begrenzung der Fugenspaltbreiten nur unter Ausnutzung der Verbundeigenschaften der zugrandnahen Spannglieder erfolgen.

Dies stellt jedoch aus mehreren Gründen ein besonderes Problem dar:

Zum einen ist das Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund erst in jüngster Zeit eingehender experimentell untersucht worden /51,119,120/, so daß theoretisch aufbereitete und statistisch abgesicherte Versuchsdaten, die die wesentlichsten das Verbundverhalten beeinträchtigenden Parameter berücksichtigen und die Grundlage jeder analytischen Rißstudie bilden, bislang fehlen. Zum anderen zeigten Untersuchungen an im Fugenbereich verklebten oder vermörtelten Versuchskörpern /19,56/, daß mit Überschreiten der Dekompressionslast im Fugenbereich segmentärer Bauwerke entweder

- die Haftfestigkeit des Fugenmörtels oder -klebers oder
- die Zugfestigkeit des Betons an den Segmentstirflächen wegen der hier vorhandenen Anreicherung mit Feinanteilen

Überschritten wird, bevor die Zugfestigkeit des zur Herstellung der Segmente verwendeten Betons ausgeschöpft ist. Damit sind mit den Fugen "Sollrißstellen" vorgegeben, die sich bilden und im Hinblick auf einen dauerhaften Korrosionsschutz der einliegenden Spannstaahlbewehrung kritische Spaltbreiten erreichen, bevor zusätzliche Risse im Segment außerhalb der Fugenbereiche entstehen.

Da mit einer vollen oder übervollen Vorspannung zwar erreicht werden kann, daß die Segmentfugen infolge planmäßig einwirkender Gebrauchslastbeanspruchungen geschlossen bleiben, jedoch nicht vermieden werden kann, daß durch zusätzlich einwirkende Zwangbeanspruchungen beispielsweise als Folge ungewollter Bauwerkssetzungen oder erhöhter Temperaturzwangbeanspruchungen oder durch Abweichungen zwischen rechnerischem und tatsächlichem Spannkraftverlauf / 41 /, Biegezugbeanspruchungen entstehen, die zumindest zeitweise ein Öffnen der Fugen bewirken, sind

Studien notwendig, die das Riß- und Verformungsverhalten segmentärer Spannbetonbauteile wirklichkeitsnah beschreiben.

Es ist deshalb das Ziel der vorliegenden Arbeit, das Riß- und Verformungsverhalten segmentärer Spannbetonkonstruktionen vornehmlich unter Zug- und Biegezugbeanspruchungen im Erstrißbereich zu analysieren und darauf aufbauend wirklichkeitsnahe und praxisgerechte Rißgesetze zu formulieren, mit denen eine Begrenzung der Fugenspaltbreiten biegebeanspruchter segmentärer Spannbetonkonstruktionen unter Berücksichtigung des tatsächlichen Verbundverhaltens dauerhaft verlässlich möglich ist. Die entwickelten Rißgesetze sollen anhand eigener /47,50 / und fremder Versuche /19,20,21,119 / überprüft und die daraus hergeleiteten Bemessungsregeln mit geltenden Vorschriften kritisch verglichen werden.

1.2 Bisherige Untersuchungen

Die im Zuge der Untersuchungen des Riß- und Verformungsverhaltens von Stahl- und Stahlleichtbetonbauteilen entwickelten Theorien /7,38,71,91,107/ beschäftigen sich entweder mit der Steifigkeitsentwicklung gerissener Bauteile und versuchen wirklichkeitsnahe Bemessungsgrundlagen für zwangbeanspruchte Konstruktionen zu definieren, oder sie geben Hinweise für eine zweckmäßige Bewehrungsanordnung, mit der eintretende Risse auf ein erträgliches Maß begrenzt werden können.

Dabei wird überwiegend entweder vom Zustand der Erstrißbildung oder von einer abgeschlossenen Rißbildung ausgegangen und basierend auf - meist vereinfachten - Verbundbetrachtungen die Rißbreiten- oder Steifigkeitskennwerte nach Berechnung mittlerer Dehnungen ermittelt. Erst in neueren Arbeiten wird von dieser Vorgehensweise abgewichen und der Steifigkeits- und Rißbreiten-ermittlung das tatsächliche Verbundverhalten zugrundegelegt / 77 /. Lediglich in / 44 / wird dabei der Verformungs- und Spannungszustand der Betonscheibe für einige Beanspruchungszustände auf numerischem Wege ermittelt und die Auswirkungen auf das Gesamtverformungsverhalten aufgezeigt, wobei allerdings wiederum von vereinfachten Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen

ausgegangen wird. In allen anderen Fällen wird der Einfluß der Betonscheibenwirkung auf das Spannungs- und Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbauteile vernachlässigt. Diese Vereinfachung ist zwar zulässig, zur wirklichkeitsnahen Beschreibung des Verformungsverhaltens vorgespannter Konstruktionen können die Einflüsse aus der Betonscheibenwirkung jedoch nicht außer Acht gelassen werden /44,77/. Aus diesem Grunde sind auch solche Rißtheorien nicht zur Beschreibung des Riß- und Verformungsverhaltens vorgespannter Bauteile geeignet, die zwar das zusätzliche Einwirken einer Normalkraft berücksichtigen, aber den Einfluß der Betonscheibenwirkung nicht erfassen.

Theoretische Betrachtungen zur Beschreibung des Spannungs- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile müssen auf der Grundlage experimenteller Untersuchungen basieren, um die Gewähr für eine ausreichend wirklichkeitsnahe Erfassung der maßgebenden Einflußparameter zu geben.

Obwohl theoretische Überlegungen zu diesem Problemkreis - wie ausgeführt - bislang nicht vorliegen, wurden mehrere eingehende experimentelle Studien zum Trag- und Verformungsverhalten von Spannbetonbauteilen in Segmentbauart durchgeführt und die hierbei ermittelten Ergebnisse denen von vergleichbaren monolithischen Spannbetonbauteilen gegenübergestellt.

Im Mittelpunkt dieser Arbeiten standen entweder

- Studien zum Einfluß der Segmentfugen und deren Ausbildung auf die Schubrißentwicklung und die Schubtragfähigkeit solcher Bauteile /30,48,54,55,56/ auch unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion / 47 /

oder

- Untersuchungen, die die Auswirkungen der Segmentfugen auf die Rißentwicklung bei zentrischer /20,21/ oder Biege-Beanspruchung /19,22,50/ aufzeigen sollten.

Da auf diese Versuche in Kapitel 6 dieser Arbeit im Zuge der Überprüfung der entwickelten Beziehungen zur Bestimmung der Fugenspaltbreiten zentrisch gezogener oder biegebeanspruchter Segmentbauteile noch näher eingegangen wird, werden nachfolgend diese Versuchsergebnisse nur zusammenfassend kommentiert.

Bei sämtlichen durchgeführten Studien zum Biegerißverhalten segmentärer Spannbetonbauteile zeigte sich, daß die Segmentfugen - unabhängig von ihrer Ausbildung - die Entwicklung des Biegerißbildes steuern.

Wurden die Segmentfugen als Trockenfugen /20,21,47,50/, d. h. ohne Verwendung irgendwelcher Fugenfüllstoffe ausgeführt, so öffneten sich diese mit Überschreiten der Dekompressionslast. Mit steigendem Beanspruchungszustand stellte sich abhängig von den Verbundeigenschaften der einliegenden zugrandnahen Spannglieder folgende weitere Biegerißentwicklung ein:

1. Bei Verwendung von glatten Spannstäben oder Spanndrähten entstanden außerhalb der Fugenbereiche keine weiteren Risse im Segment /20,21,47/ (Rißabstand = Segmentfugenabstand)
2. Bei Einsatz von Gewindestäben oder Litzenspanngliedern bildeten sich zusätzliche Risse im Beton außerhalb der Fugenbereiche. Dabei war der Abstand des der Fuge nächsten Risses zur Fuge deutlich größer als der Abstand der Biegerisse untereinander / 50 /. In allen Fällen betrug die Fugenspaltbreiten bei Bildung der ersten zusätzlichen Betonrisse mindestens 0,15 bis 0,20 mm.

Bei einigen Untersuchungen /19,54,55,56/ wurden die Fugenflächen vor dem Zusammenspannen der Segmente vorbehandelt und mit einem geeigneten Kunstharz- oder Zementmörtel bestrichen. Trotzdem öffneten sich die Fugen lange bevor sich - bei Verwendung von Spanngliedern mit ausreichenden Verbundeigenschaften - zusätzliche

Risse im Beton außerhalb der Fugenbereiche bildeten.

Die in zentrischen Zugversuchen /20,21/ gewonnenen Ergebnisse unterstreichen die Erkenntnisse aus Versuchen an biegebeanspruchten Bauteilen:

- Mit Überschreiten der Dekompressionslast öffneten sich die nur von der Spannbewehrung durchsetzten Segmentfugen - unabhängig von deren Vorbehandlung -, bevor sich zusätzliche Risse in den Segmenten außerhalb der Fugenbereiche einstellten.
- Die Fugenspaltbreiten sowie der Abstand des der Fuge nächsten Risses zur Fuge nahmen mit steigender Verbundgüte der Spannglieder und zunehmender Verbundfläche ab.
- Der Abstand des der Fuge nächsten Risses zur Fuge war stets größer als der Abstand der Risse im Beton untereinander.

Sämtliche Versuche zeigten übereinstimmend, daß eine im Hinblick auf die Gewährleistung einer dauerhaft befriedigenden Gebrauchsfähigkeit einzuhaltende Fugenspaltbreite von $w_{\max} = 0,15$ mm erreicht wird, bevor zusätzliche Risse in den Segmenten außerhalb der Fugenbereiche entstehen. Dieses Ergebnis macht es notwendig, bei der Beschreibung des Riß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile im Gebrauchslastbereich vom Zustand der Erstrißbildung auszugehen, womit dem Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund eine besondere Rolle bei der Formulierung entsprechender Beziehungen zukommt.

1.3 Geltende Vorschriften

Nachdem in den letzten 10 Jahren die Segmentbauweise bei der Errichtung der Überbauten von Großbrücken im Ausland verstärkt an Bedeutung gewonnen hat / 75 / und sich auch deutsche Baufirmen dieses neuen Bauverfahrens mit gutem konstruktiv-technischem und wirtschaftlichem Erfolg bedienen /6,84/, sind mit der Formulierung von DIN 4227 Teil 3E / 12 / erste Grundlagen geschaffen worden, die - basierend auf experimentellen und praktischen Erfahrungen - zukünftig eine breite Anwendung dieses Bauverfahrens in der Bundesrepublik ermöglichen.

In diesem Normentwurf ist der Nachweis hinreichender Fugenspaltbreitenbegrenzung nach Abschnitt 7 zu führen:

Es muß nachgewiesen werden, daß infolge der 1,0-fachen Schnittgrößen aus

- Vorspannung, Kriechen und Schwinden
 - ständigen Lasten, Verkehrslasten sowie Wind- und Schneelasten
 - Wärmewirkung und wahrscheinlichen Baugrundbewegungen
- und
- einem querschnittsbezogenen Zusatzmoment

$$(1.1) \quad \Delta M = \pm \alpha \cdot EI/10^4 \cdot d_0$$

mit

- $\alpha = 2.0$ für Bauteile nach DIN 1045, Ausgabe
Dezember 1978, Tabelle 10, Zeile 1
- $\alpha = 2.5$ für alle übrigen Bauteile

die rechnerischen Fugenspaltbreiten in Höhe der zugrandnächsten Spanngliedlage

$$(1.2) \quad w_z = 1,5 A_v \cdot \Delta \sigma_v^2 / E_v U_v \cdot \zeta \cdot \tau_v \leq \begin{matrix} 0,20 \text{ mm für } \alpha = 2,0 \\ \leq 0,15 \text{ mm für } \alpha = 2,5 \end{matrix}$$

ist und die rechnerische Fugenspaltbreite w_R am gezogenen Querschnittsrand, ermittelt aus w_z , unter Annahme einer linearen Dehnungsverteilung, die Bedingung

$$(1.3) \quad w_R = x' \cdot w_z / y_{v,x} \leq 0,25 \text{ mm}$$

erfüllt.

In den Gleichungen (1.1) bis (1.3) bedeuten:

w_z	die rechnerische Fugenspaltbreite in der Achse des zugrandnächsten Spanngliedes in mm
w_R	die rechnerische Fugenspaltbreite am gezogenen Querschnittsrand
E_v	der Elastizitätsmodul des Spannstahles
EI	Biegesteifigkeit nach Zustand I des betrachteten Querschnitts
d_0	Querschnittsdicke des betrachteten Querschnitts
U_v	der Spanngliedumfang
A_v	die Spanngliedquerschnittsfläche
ζ	Beiwert zur Berücksichtigung der Spannstahlverbundeigenschaften
x'	Abstand des unteren Querschnittsrandes von der Spannungsnulllinie im Fugenquerschnitt nach Zustand II
$y_{v,x}$	Abstand der zugrandnächsten Spanngliedachse von der Spannungsnulllinie im Fugenquerschnitt nach Zustand II

τ_v Verbundspannungswert nach DIN 1045, Ausgabe
Dezember 1978, Tabelle 19, Zeile 3

$\Delta\sigma_v$ Spannstahlspannungsdifferenz zwischen Spannstahl-
spannung in der als gerissen angenommenen Segment-
fuge (nach Zustand II) und der Spannstahlspannung
im Segment (nach Zustand I)

Durch die Überlagerung der Schnittgrößen aus den genannten Gebrauchslasten und dem Zusatzmoment ΔM , mit dem das Einwirken einer zusätzlichen Temperaturzwangbeanspruchung simuliert wird, wird etwa die Biegezugfestigkeit des zur Herstellung der Segmente verwendeten Betons ausgeschöpft. Damit wird den vorab erörterten Versuchsergebnissen Rechnung getragen, die zeigten, daß eine im Hinblick auf einen dauerhaften Schutz der zugrandnahen Spannglieder kritische Fugenspaltbreite auftritt, bevor weitere Risse im Segment entstehen. Somit dient der Beanspruchungszustand am Ende des Erstrißbereiches als Bemessungsgrundlage.

Wegen des Fehlens entsprechend ausgewerteter Versuchsergebnisse liegen diesem Nachweisverfahren vereinfachende Annahmen über die Verbundspannungsverteilung in der Kontaktfuge Spannstahl/Injektionsmörtel und dem Beanspruchungszustand zum Rißzeitpunkt zugrunde. Ebenso werden die Verformungen aus der Betonscheibenwirkung vernachlässigt. Darüber hinaus gilt die angegebene "Spaltbreitenformel" nur für eine zulässige Fugenspaltbreite von $w_z = 0,15 \text{ mm} / 49 /$. Wie die in Kapitel 6 und 7 dieser Arbeit durchgeführten Vergleichsrechnungen zeigten, liefert die Gleichung (1.2) für solche Anwendungsfälle, wo aufgrund besonderer Umstände kleinere zulässige Fugenspaltbreiten erwünscht sind, Ergebnisse, die auf der unsicheren Seite liegen. Dagegen unterschätzt sie das Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund bei höheren Verbundbeanspruchungen, die zu Fugenspaltbreiten $w_z > 0,15 \text{ mm}$ führen.

Im CEB/FIP-Model-Code / 8 /, Abschnitt 19.4.2, wird der Nachweis ausreichender Spaltbreitenbegrenzung sehr viel pauschaler als in DIN 4227 Teil 3E geregelt:

Infolge der maßgebenden Einwirkungskombination werden Zugkräfte in den Segmenten nur dann zugelassen, wenn ausgepreßte oder mit Mörtel bzw. Kunstharz versehene Kontaktfugen vorliegen, deren Zugfestigkeit gleich oder höher ist als die des zur Herstellung der Segmente verwendeten Betons. In diesem Fall dürfen die für entsprechende Ortbetontragwerke zulässigen Zugkräfte bei der Bemessung berücksichtigt werden.

Dies bedeutet, daß, abhängig von den Umweltbedingungen und der Häufigkeit des Auftretens der Einwirkungskombination, Riß- bzw. Fugenspaltbreiten in begrenztem Maße als zulässig erachtet werden.

Der mit dieser Regelung verknüpfte Nachweis ausreichender Spalt- oder Rißbreitenbegrenzung behandelt das Verbundverhalten unmittelbar einbetonierter Betonstähle und das von Spannstählen mit nachträglichen Verbund gleich, was neueren Versuchsergebnissen widerspricht. Außerdem kann - wie bereits erläutert - nur mit der Forderung nach voller oder übervoller Vorspannung nicht das unkontrollierte Aufklaffen der Fugen unter zeitlich begrenzt einwirkenden erhöhten Gebrauchslastbeanspruchungen verhindert werden.

Die stark unterschiedlichen Regelungen in den beiden aufgeführten Vorschriften, mit denen unerwünscht breite Fugenöffnungen unter erhöhten Gebrauchslastbeanspruchungen vermieden werden sollen, verdeutlichen die unzureichenden Kenntnisse, die derzeit über das Riß- und Verformungsverhalten segmentärer Spannbetonbauteile vorliegen /30,36/.

1.4 Gliederung und Übersicht über die Arbeit

Nachdem in Kapitel 1 dieser Arbeit die Problemstellung aufgezeigt, die Zielsetzung definiert, der derzeitige Forschungsstand und die wesentlichsten diesbezüglichen Vorschriften erläutert wurden, werden in Kapitel 2 - aufbauend auf einer kurzen Analyse des Materialverhaltens - die Werkstoffgesetze beschrieben, die die Grundlage der zu entwickelnden Riß- und Verformungsbeziehungen bilden. Der Schwerpunkt liegt auf der Beschreibung des Verhaltens von Beton unter Zug- und Biegezugbeanspruchung, wobei ein Lösungsweg aufgezeigt wird, der unter Verwertung der experimentell belegten Abhängigkeit der Betonbiegezugfestigkeit von der Zugspannungsgradienten und der Betondruckfestigkeit den zusätzlichen Einfluß der Vorspannkraft auf die Biegezugfestigkeit beschreibt.

Im Kapitel 3 wird das Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund untersucht. Unter Verwertung der wenigen bislang vorliegenden Versuchsergebnisse werden Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen entwickelt, die eine Basis zur Erfassung des Riß- und Verformungsverhaltens im Einleitungsbereich bilden. Da wegen des Fehlens entsprechender Untersuchungsergebnisse bei diesen τ_v - Δx -Beziehungen noch nicht alle das Verbundverhalten beeinflussenden Parameter quantitativ berücksichtigt werden konnten, wurden die weiteren Ableitungen so gestaltet, daß jederzeit modifizierte Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen verwendet werden können, ohne daß deshalb die theoretischen Grundlagen neu aufbereitet werden müssen.

Im Kapitel 4 werden zunächst die für Zustand I und Zustand II geltenden Gleichgewichts- und Verformungsbedingungen aufgestellt und anschließend Betrachtungen zum Steifigkeits- und Verformungsverhalten vorgenommen. Mit den im Kapitel 2 aufgeführten und entwickelten Werkstoffgesetzen können die Spannungs- und Verformungszustände angegeben werden, die bei Erreichen der Betonbiegezugfestigkeit (Beginn der Erstrißbildung in den Segmenten außerhalb der Fugenbereiche) für Zustand I und Zustand II vorherrschen.

Wesentliche Erkenntnisse über das Verformungsverhalten werden auch durch eine grundlegende Parameterstudie gewonnen, in der neben der Betongüte, der Querschnittsform, der Spanngliedlage

auch der Vorspanngrad und der Spannstahlbewehrungsgehalt variiert wurde. Hierdurch war es möglich, querschnittsbezogene Angaben über den Steifigkeitsabfall zu machen, der sich bei vorzeitiger Fugenöffnung mit Erreichen der Betonbiegezugfestigkeit einstellt, um somit Aussagen über den zu erwartenden Abbau rißverursachender Zwangsschnittgrößen am Ende des Erstrißbereiches zu erhalten.

Das Verformungsverhalten des Einleitungsbereiches wird in Kapitel 5 analysiert und beschrieben. Hierbei wurden die aus der Spannstahlspannungsdifferenz $\Delta\sigma_v$ zwischen Spannstahlspannung σ_v^{II} in der Fuge und Spannstahlspannung σ_v^I im ungerissenen Nachbarbereich resultierenden Verformungen unter Verwertung der in Kapitel 3 entwickelten Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen berechnet. Ebenso wurden die aus der Betonscheibenwirkung (BSW) resultierenden Spannungen und Verformungen auf der Grundlage der Scheibentheorie ermittelt und diese Verformungen mit denen aus der Verbundwirkung überlagert.

Zur Ermittlung der Betonscheibenwirkung lag bislang nur eine Studie von Koch / 44 / vor, bei der für vorgegebene Querschnitts- und Verbundspannungsverteilungen der Einfluß der Betonscheibenwirkung auf den Verformungs- und Spannungszustand des Einleitungsbereiches numerisch abgeschätzt wurde.

Um den Riß- und Verformungsmechanismus vorgespannter Bauteile richtig zu erfassen, war aber eine allgemeine theoretische Untersuchung dieses Einflusses unumgänglich, so daß neben einer - zum Verständnis notwendigen kurzen Darstellung der theoretischen Grundlagen - der Weg zu einer geschlossenen Lösung aufgezeigt wird.

Die in Kapitel 5 entwickelte Gleichung zur Berechnung der Fugenspaltbreiten von Segmentbauteilen wird in Kapitel 6 mit den verfügbaren diesbezüglichen Versuchsergebnissen verglichen. Ebenso erfolgt eine kurze Beschreibung der in diesem Zusammenhang durchgeführten eigenen Versuche / 50 /. Eine statistische Analyse dieses Vergleichs schafft die Grundlage für das in Kapitel 7

entwickelte vereinfachte Bemessungsverfahren, mit dem es möglich sein dürfte, das Rißverhalten zug- oder biegebeanspruchter segmentärer Spannbetonkonstruktionen unter Einschluß der wesentlichsten, das Rißverhalten beeinflussenden Parameter wirklichkeitsnah zu beschreiben.

Kapitel 8 faßt die wesentlichsten Ergebnisse dieser Arbeit zusammen und gibt einen Überblick über weitere notwendige Schwerpunktuntersuchungen.

2. MATERIALVERHALTEN VON BETON, STAHL UND INJEKTIONSMÖRTEL

2.1 Materialverhalten von Beton

2.1.1 Allgemeines

Beton ist ein heterogener Zweiphasenwerkstoff, bestehend aus Zuschlagstoffen und Zementstein als Bindemittel. Zur Herstellung werden die Zuschlagstoffe (Sand und Kies) mit Zement und Wasser sowie gegebenenfalls Zusatzmitteln und Zusatzstoffen gemischt, die den Zementstein bilden. Dieser besitzt noch einen erheblichen Hohlraumgehalt an Kapillar- und Gelporen, die zum Teil mit unterschiedlich chemisch gebundenem Wasser gefüllt sind. Mit der Verwendung von Zusatzmitteln und Zusatzstoffen können gezielt einzelne Materialeigenschaften beeinflusst werden /17,57 /.

Das Festigkeits- und Verformungsverhalten des Betons wird durch die Festigkeit der Zuschlagstoffe und des Zementsteins sowie der Haftfestigkeit zwischen Zementstein und Zuschlagstoff bestimmt und hängt entscheidend von der Zusammensetzung und Verarbeitung des Betons ab. Die Haftfestigkeit zwischen Zuschlag und Zementstein bzw. Mörtelmatrix entsteht

- a) durch eine Verzahnung des Zementsteines mit den Zuschlägen aufgrund der Unebenheiten der Gesteinsoberfläche (mechanische Haftung)
- b) durch die Haftung infolge der wirkenden Kapillarkräfte und
- c) durch chemische Reaktionen in den Kontaktflächen zwischen Zementstein und Zuschlagkorn / 17 /

Ebenso wird die Festigkeit des Zementsteins durch dessen Zusammensetzung (Mehlkorngehalt, w/z-Wert, Zementgüte) bestimmt.

Die für praktische Fälle interessierenden Materialkenngrößen, wie die Druck- und Zugfestigkeit sowie der Elastizitätsmodul, sind zusätzlich unter anderem von der Art der Beanspruchung (ein- oder mehrachsige), der Dauer der Lasteinwirkung, dem Alter des Betons bei Belastungsbeginn usw. abhängig und verändern sich alle mit zunehmendem Betonalter /124/.

Für die praktische Nutzung des Werkstoffes Beton gilt es nun, dieses vielfältig beeinflussbare Materialverhalten zu Materialgesetzen zusammenzufassen, die es gestatten, bei bekannten Beanspruchungszuständen das Trag- und Verformungsverhalten des Betons hinreichend genau abzuschätzen.

Da die bekannten Untersuchungen zum Kriechverhalten von Beton zeigen, daß sich dauerbeanspruchter Beton mit entsprechenden Kriechverformungen auf kurzfristig einwirkende Zusatzlasten mit linear-elastischen Verformungen reagiert / 2 / und im Segmentbau Beanspruchungszustände, die ein Öffnen der Segmentfugen bewirken, nur zeitlich befristet auftreten, ist es für die Lösung des anstehenden Problems ausreichend, das Verhalten der Baustoffe unter Kurzzeitbeanspruchung zu berücksichtigen.

2.1.2 Materialverhalten von Beton unter kurzzeitig einwirkender einachsialer Druckbeanspruchung

Die Materialkenngrößen von Beton werden in aller Regel in genormten Kurzzeitversuchen bestimmt. Die so ermittelten Werte dienen als Ausgangsbasis, um den Einfluß unterschiedlicher Parameter zu studieren /125,126/.

Zur Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen werden meist Würfel, Zylinder oder Prismen definierter Abmessungen herangezogen. Die dabei gemessenen Lastverformungsbeziehungen hängen im starken Maße - neben den bereits erwähnten Einflüssen aus Betonzusammensetzung, Verarbeitung, Lagerung usw. - auch von der Belastungsart (zentrische oder exzentrische Belastung, Biegedruckbeanspruchung), der Belastungsgeschwindigkeit und

den Prüfkörperabmessungen ab. So wachsen mit steigender Belastungsgeschwindigkeit die Bruchfestigkeiten, wohingegen die zugehörigen Bruchdehnungen abnehmen /92,110 /. Ebenso führen zu kleine Prüfkörperabmessungen dann zu wirklichkeitsfernen Ergebnissen, wenn sich aufgrund relativ großer Zuschlagkörnung nicht der den tatsächlichen Verhältnissen entsprechende innere Tragmechanismus ausbilden kann. Zudem treten im Lasteinleitungsbereich ungewollte Querdehnungsbehinderungen auf, die bei gedrunenen Körpern eine höhere Druckfestigkeit vortäuschen, als tatsächlich vorhanden ist.

Der bei praxisgerechten Versuchen ermittelte qualitative Verlauf zwischen Spannungen und Verformungen einachsial beanspruchter Betonkörper ist in Bild 2.1 dargestellt.

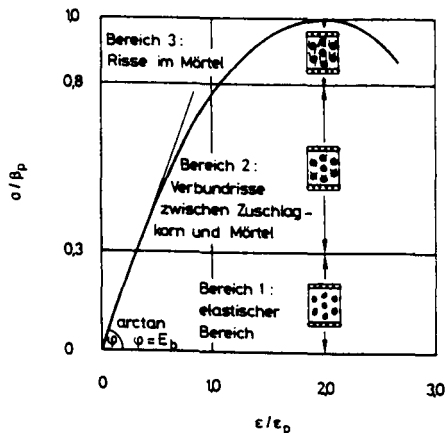


Bild 2.1: Qualitative Spannungs-Dehnungs-Beziehung von einachsial beanspruchtem Beton

Bei Normalbeton wird die Druckbeanspruchung überwiegend von den im Gegensatz zum Zementstein festeren Zuschlagkörnern übertragen. Mit zunehmender Beanspruchung wird die Haftfestigkeit zwischen Zementstein und Zuschlagkörnern überschritten; es entstehen Spaltzugspannungen, die zu Mikrorissen in der Mörtelmatrix führen /76/.

Bis $\sigma/\beta_p \cong 0,4$ verhält sich der Beton nahezu linear elastisch, das Betongefüge weist nur vernachlässigbare Verbundrisse zwischen Zementstein und Zuschlagkörnern auf. Bei weiterer Laststeigerung bis $\sigma/\beta_p \cong 0,50$ nehmen die Verbundrisse zu und führen zu bleibenden Verformungen aus Zerstörungen der Mikrostruktur. Bei weiter zunehmender Belastung bilden sich zusätzliche Gefügerisse, die mit einer Auflockerung und meßbaren Volumenvergrößerungen einhergehen, bis die Beanspruchungen so groß werden, daß mit beschleunigter Ribbildung der Bruch eintritt / 105/.

Für die mathematische Beschreibung des Verformungsverhaltens druckbeanspruchter Betonteile unter Kurzzeitbeanspruchung müssen aufgrund der vielfältigen Einflüsse auf eine ganze Reihe von Vereinfachungen zurückgegriffen werden, um weitgehend allgemeingültige Grundbeziehungen zu definieren.

Zahlreiche Autoren widmeten sich in der Vergangenheit der Auswertung der experimentell ermittelten Zusammenhänge; die bekanntesten Lösungen sind in Bild 2.2 einander gegenübergestellt. Dieser Vergleich zeigt, daß trotz stark unterschiedlicher mathematischer Formulierung der theoretischen Ansätze weitgehend übereinstimmende Ergebnisse erzielt werden /87/.

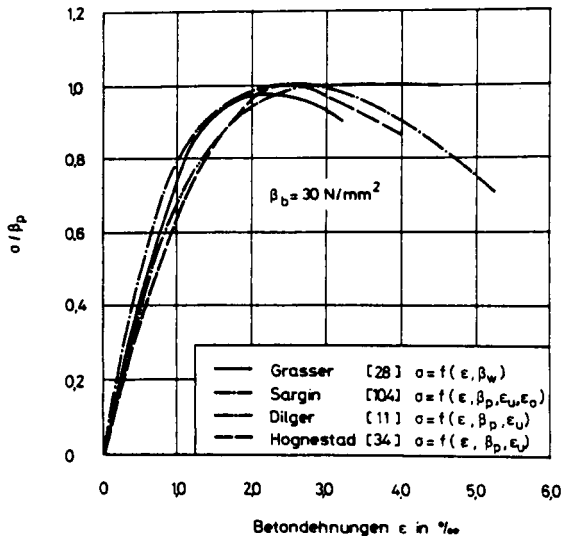


Bild 2.2: Theoretische Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für Beton verschiedener Autoren

Während Grasser / 28 / zur Bestimmung der maßgebenden σ - ϵ -Beziehung lediglich die Würfeldruckfestigkeit benötigt, muß bei den Ansätzen nach Dilger / 11 / und Hognestad / 34 / noch die experimentell schwer bestimmbare Bruchdehnung bekannt sein. Der Ansatz nach Sargin / 104 / erfordert darüber hinaus noch die Kenntnis des Ursprungs-Elastizitätsmoduls.

Der für die mathematische Behandlung am häufigsten verwendete Ansatz nach Grasser / 28 / beruht auf den Untersuchungen von Rasch / 92 /. Die von ihm entwickelte Beziehung zwischen Spannung und Dehnung ergibt sich zu

$$(2.1) \quad \frac{\sigma}{\beta_w} = 0,85 \cdot \frac{(\tilde{\alpha} \cdot \epsilon - 0,2066 \epsilon^2)}{(1 + \tilde{\beta} \cdot \epsilon)}$$

Die Beiwerte $\tilde{\alpha}$ und $\tilde{\beta}$ lassen sich dabei nach Thielen / 116 / zu

$$(2.2) \quad \tilde{\alpha} = 365 / (\beta_w + 80,0)^{0,935}$$

und

$$(2.3) \quad \tilde{\beta} = \left(\frac{610}{\beta_w + 100} \right)^{1,02} - 0,85 \quad \beta_w \text{ in kp/cm}^2$$

ermitteln.

Der Verlauf der σ - ϵ -Beziehung gemäß Gleichung (2.1) ist in Bild 2.3 für verschiedene Betonfestigkeiten aufgetragen und hebt die bekannten Einflüsse der Betonfestigkeit auf die Völligkeit der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen hervor.

Dieser Darstellung ist zu entnehmen, daß das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von einachsial beanspruchtem Beton unter Kurzzeitbeanspruchung bis zu einem Verhältnis $\sigma/\beta_w \cong 0,40$ mit ausreichender Genauigkeit als linear elastisch angenommen werden kann.

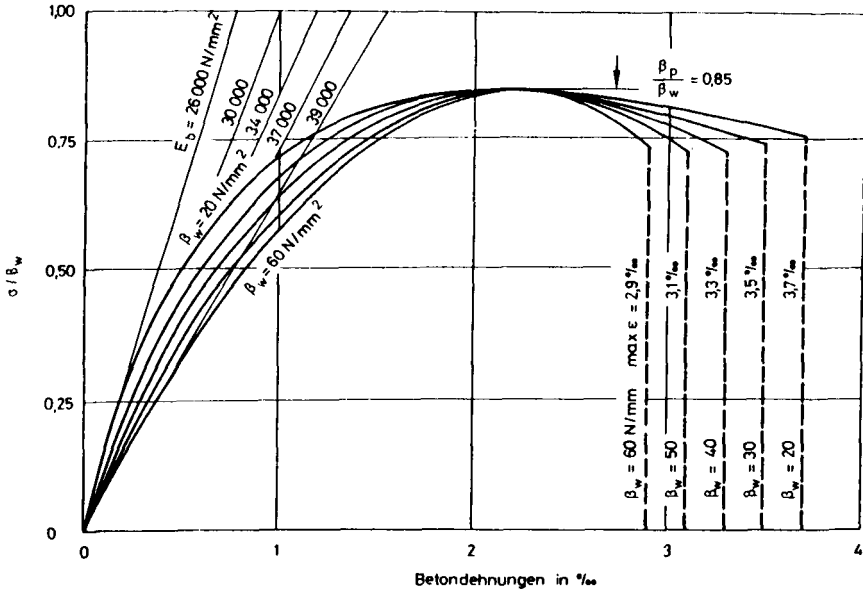


Bild 2.3: Spannungs-Dehnungs-Beziehung für kurzzeitig einwirkende Druckbeanspruchung nach Grasser / 28 /

2.1.3 Materialverhalten von Beton unter kurzzeitig einwirkender zweiachsialer Druckbeanspruchung

Der überwiegende Teil aller ausgeführten Betonbauwerke wird - zumindest bereichsweise - einer mehrachsigen Beanspruchung ausgesetzt.

Das Verhalten des Werkstoffes Beton unter dieser Beanspruchungskombination ist von mehreren Forschern vornehmlich im Hinblick auf das Bruchverhalten und die Bruchverformungen eingehend untersucht und theoretisch analysiert worden /25,52,62/.

Eine weitgehend vollständige Zusammenfassung, in der auch auf die versuchstechnischen Probleme eingegangen wird und ihre Auswirkungen auf die erzielten Ergebnisse diskutiert werden, findet sich in / 17,105,116 /.

Diese überwiegend an Würfeln, Zylindern und Scheiben durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, daß besonders Beton mit groben Zuschlagkörnern wegen der insgesamt inhomogeneren Struktur bei mehrachsiger Druckbeanspruchung eine erhebliche Festigkeitssteigerung erfährt, weil im Gegensatz zur einachsigen Beanspruchung die quergerichteten Dehnungen, die zu Gefügerissen im Beton führen, überdrückt werden. Bei Beton mit hohem Zementsteingehalt ist dieser Festigkeitsgewinn nicht so ausgeprägt, da die Zugspannungsspitzen in den Kontaktflächen zwischen Zementstein und Zuschlag unter einachsiger Beanspruchung nicht so hohe Werte erreichen. Unter Druck-Zug-Beanspruchungen ist dagegen erwartungsgemäß in jedem Fall eine deutliche Minderung der Bruchfestigkeit zu verzeichnen. Dagegen ist bei zweiachsiger Zugbeanspruchung kein signifikanter Festigkeitsabfall gegenüber der einachsigen Zugfestigkeit feststellbar (vergleiche Bild 2.4).

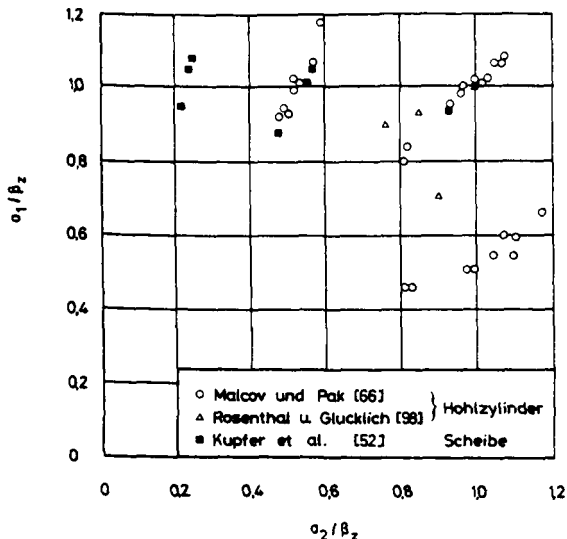


Bild 2.4: Zugfestigkeit zweiachsigal gezogener Betonkörper (nach / 17 /)

Opitz / 82 / untersuchte die Auswirkung der Belastungsfolge auf die Bruchfestigkeit und fand entgegen der Vermutung von Wegner /125 / nur einen vernachlässigbaren Einfluß.

Die experimentell ermittelten Bruchfestigkeiten infolge zweiachsialer Beanspruchung lassen sich gemäß Bild 2.5 veranschaulichen und durch verschiedene - überwiegend recht komplexe - mathematische Funktionen approximieren /17,52,105,125/. Für den im Rahmen der vorliegenden Untersuchung maßgebenden Gebrauchslastbereich interessieren jedoch vorrangig die Spannungs-Verformungs-Beziehungen bis $\sigma/\beta_{w,p} \cong 0.4$. Nur wenige Autoren /52,61,62/ beschäftigen sich mit den dazugehörigen Last-Verformungs-Zusammenhängen; einige der experimentellen Ergebnisse sind in Bild 2.6 zusammengestellt.

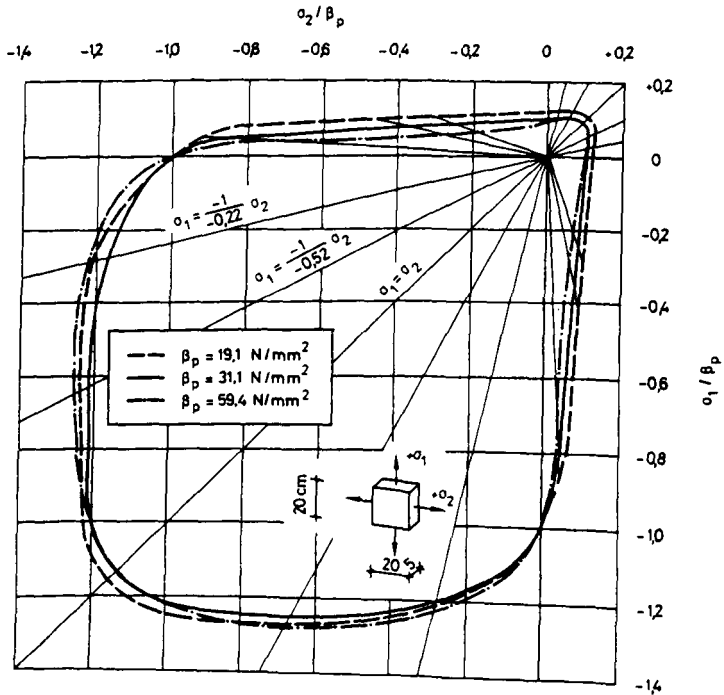


Bild 2.5: Bruchfestigkeit zweiachsial beanspruchter Betonkörper unterschiedlicher Festigkeiten (nach / 52 /)

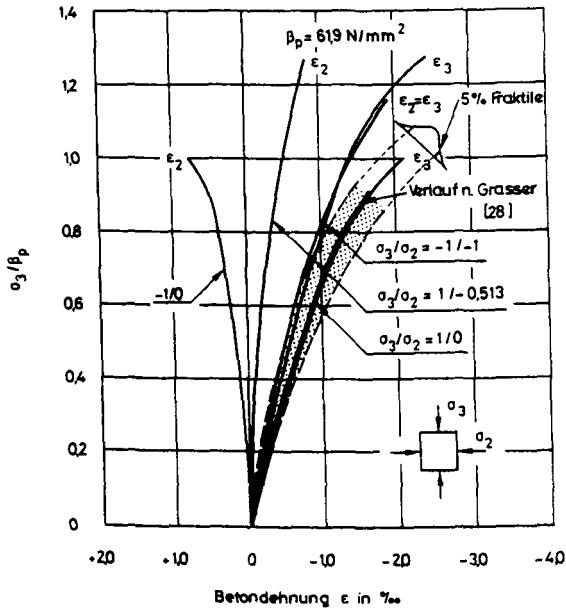


Bild 2.6: Spannungs-Verformungs-Beziehungen zweiachsigal beanspruchter Betonkörper (nach / 17 /)

Der Vergleich dieser Spannungs-Dehnungs-Beziehungen mit dem ebenfalls in Bild 2.6 eingetragenen theoretischem Verlauf nach Grasser / 28 / zeigt, daß im hier interessierenden Beanspruchungsbereich der Einfluß einer mehrachsialen Druckbeanspruchung zu keinem entscheidend veränderten Verformungsverhalten gegenüber vergleichbarer einachsialer Beanspruchung führt.

2.1.4 Materialverhalten von Beton unter kurzzeitig einwirkender ein- und zweiachsialer Zugbeanspruchung

Zur Bemessung von Stahl- und Spannbetonbauteilen gegenüber den rechnerischen Bruchlasten muß die Zugfestigkeit des Betons vernachlässigt werden, damit eine ausreichende Tragsicherheit gewährleistet ist. Sind diese Bauteile jedoch zusätzlich einer Zwangbeanspruchung (z. B. aus einem Temperaturgradienten)

ausgesetzt, kann davon ausgegangen werden, daß mit Überschreiten der Betonzugfestigkeit und fortschreitender Rißbildung ein Abbau der Zwangsschnittgrößen in Abhängigkeit von der Steifigkeit des gerissenen Bauwerkes erfolgt. Zur Optimierung der sich aus Last-Zwang-Beanspruchung ergebenden Bewehrungsmengen ist es ebenso notwendig, Aussagen über die zu erwartenden Zugfestigkeiten des Betons zu haben, wie entsprechende Angaben zur Abgrenzung des Erstrißbereiches beim Studium der Rißmechanismen erforderlich sind.

Die Zugfestigkeit eines Betonkörpers hängt entscheidend von dessen Zusammensetzung, insbesondere von der Form und der Oberflächenbeschaffenheit der Zuschläge, dem W/Z-Wert, dem Zuschlaggehalt sowie der Vor- und Nachbehandlung des Betons ab /32, 57 /. So mindern beispielsweise die bei ungünstiger Lagerung entstehenden Schwind- und Eigenspannungen die ausnutzbare Zugfestigkeit beträchtlich /32,33/.

Risse im Betonkörper entstehen, wenn aufgrund der unterschiedlichen Elastizitätsmoduli von Zementstein und Zuschlagstoffen die Haftfestigkeit in der Kontaktfuge zwischen Zuschlagstoff und Zementstein überschritten wird oder die Zugfestigkeit des Zuschlagstoffes (insbesondere bei Leichtbeton) oder des Zementsteines erreicht wird. Mit zunehmender Beanspruchung bilden sich aus den anfänglichen Mikrorissen im Betongefüge zusammenhängende Trennrisse, die zum Aufreißen des Querschnittes führen /81/.

Neben diesen von der Betontechnologie abhängigen Einflußgrößen sind die explizit gemessenen Zugfestigkeiten auch von den Abmessungen der untersuchten Prüfkörper, der Belastungsart, der Prüfmethode (Biegezug-, Spaltzug-, zentrische Zugprüfung) /46,67,109/ sowie von zahlreichen anderen Einflüssen wie

- Belastungsgeschwindigkeit
- Alter des Betons bei Belastungsbeginn
- Dauer der einwirkenden Last
- Lastwechselzahl

- Vorbelastung
- Exentrität des Lastangriffs
- zeitliche Entwicklung der mittleren Zugfestigkeit
- Spannungsgradient und
- Bewehrungsgehalt

abhängig /3,35,73/.

Diese vielfältigen Einflüsse schließen eine exakte Vorhersage der in einem Betonkörper vorhandenen nutzbaren Zugfestigkeit aus und gestatten lediglich, unter Berücksichtigung der wesentlichsten Einflußgrößen, eine Abschätzung der zu erwartenden Zugfestigkeit.

Diesbezügliche Untersuchungen stammen von Malcov / 65 / und Mayer / 72 /, die den Einfluß der Balkenhöhe auf die Biegezugfestigkeit untersucht haben. Die Ergebnisse von Mayer / 72 / approximiert Noakowski / 77 / durch folgenden mathematischen Ausdruck

$$(2.4) \quad \frac{\beta_{bz}^d}{\beta_{bz}^{10}} = \frac{2,4 + 0,26 d}{1,0 + 0,40 d}$$

Hierin bedeuten:

- d = Bauteilhöhe in cm
- β_{bz}^{10} = Biegezugfestigkeit an 10 cm hohen Biegezugkörpern
- β_{bz}^d = Biegezugfestigkeit für d cm hohe Bauteile

Dieser Ansatz befriedigt nur unvollständig, da die tatsächlich zu erwartenden Biegezugfestigkeiten nur unzureichend wiedergegeben werden:

Die Untersuchungen von Komlos /45,46/ zeigen, daß für alle Betongüten der Zusammenhang zwischen Biegezug- und zentrischer Zugfestigkeit mit guter Näherung zu

$$(2.5) \quad \beta_{bz}^{10} = 2,0 \beta_z$$

erfaßt werden kann (vgl. Bild 2.7).

Wird dieser Zusammenhang in Gleichung (2.4) berücksichtigt und außerdem $h_z = 2 \cdot d$ ($h_z =$ Höhe der Zugzone) eingesetzt, so ergibt sich

$$(2.6) \quad \frac{\beta_{bz}^d}{\beta_z} = \frac{4,8 + 1,04 h_z}{1,0 + 0,80 h_z}$$

Da sich die Biegezugfestigkeiten für ausschließlich biegebeanspruchte Bauteile mit einer Bauteilhöhe $d > 1,5$ m nicht mehr von den vergleichbaren zentrischen Zugfestigkeiten unterscheiden, müßte der Grenzwert nach Gleichung (2.6) in diesen Fällen den Wert 1,0 annehmen und nicht 1,35.

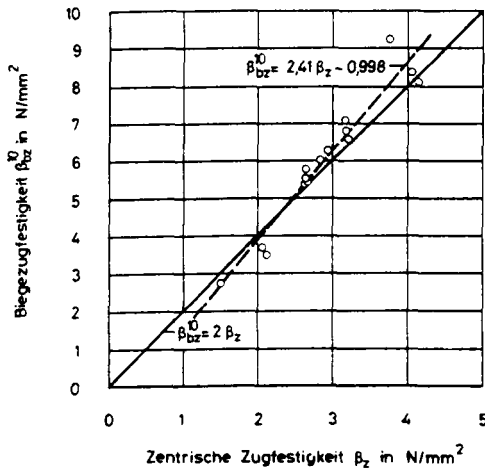


Bild 2.7: Zusammenhang zwischen zentrischer und Biegezugfestigkeit nach / 45 /.

Im Gegensatz zu Mayer / 72 / und Noakowski / 77 / beschreibt Malcov / 65 / den Einfluß der Querschnittshöhe aufgrund eigener Untersuchungen zu

$$(2.7) \quad \frac{\beta_{bz}^d}{\beta_z} = 1 + \frac{a}{h_z}$$

mit

a = von der Gleichartigkeit des Materials abhängiger Beiwert, der für mittlere Betongüten zu $a = 5$ cm angenommen werden kann

h_z = Höhe der Zugzone

In dieser Gleichung wird richtigerweise die Abhängigkeit der Biegezugfestigkeit von der Zugzonenhöhe herausgestellt und nicht wie in / 77 / die Bauteilhöhe als Bezugsgröße gewählt.

Mit Hilfe dieses Ansatzes lassen sich die Biegezugfestigkeiten in Abhängigkeit von der Zugzonenhöhe befriedigend genau erfassen / 35 /. In Bild 2.8 sind die beiden erwähnten Ansätze einander gegenübergestellt. Es wird ersichtlich, daß der Malcov'sche Ansatz die einzuhaltenden Randbedingungen besser erfaßt als die Näherung von Noakowski / 77 /.

Die Gleichung (2.7) kann mit dem bekannten Ansatz von Heilmann / 31 /

$$(2.8) \quad \beta_{bz}^{10} = \tau \cdot \beta_w^{2/3}$$

$c_{5\%} = 0,355$	5%-Fraktile
$c_m = 0,455$	Mittelwert
$c_{95\%} = 0,557$	95%-Fraktile

erweitert und somit der Zusammenhang zwischen Würfeldruck- und Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit von der Zugzonenhöhe hergestellt werden.

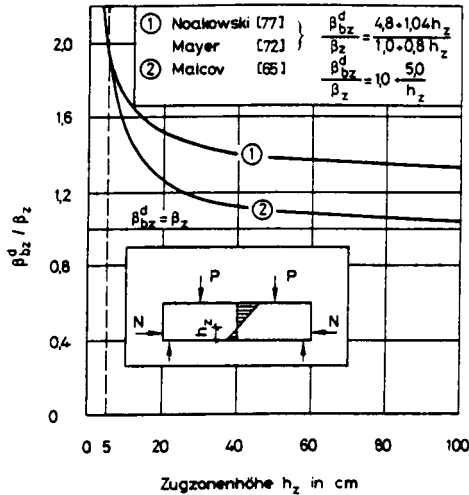


Bild 2.8: Abhängigkeit des Verhältnisses β_{bz}^d / β_z von der Zugzonenhöhe biege-normalkraftbeanspruchter Betonbauteile

Mit Gleichung (2.5) und Gleichung (2.7) ergibt sich damit

$$(2.9) \quad \beta_{bz}^d = \left(1 + \frac{\sigma}{h_z}\right) \frac{\bar{\epsilon}}{2} \beta_w^{2/3}$$

Für ein beliebig vorgespanntes Bauteil läßt sich die Randzugspannung nach Abschluß von Kriechen und Schwinden zu

$$(2.10) \quad \beta_{bz}^d = -\frac{N_{v,sk}}{A_n} + \frac{M_{v,sk}^0}{J_n} y_{u,n} + \frac{M_{v,sk}^1}{J_i} y_{u,i} + \frac{\alpha \cdot Mg,p,s,\Delta t}{J_i} y_{u,i}$$

$$\approx -\frac{N_{v,sk}}{A_n} + \frac{(M_{v,sk}^0 + M_{v,sk}^1 + \alpha \cdot Mg,p,s,\Delta t)}{J_i} y_{u,i}$$

angeben.

$$M_R = M_{v,sk}^0 + M_{v,sk}^1 + \alpha \cdot Mg,p,s,\Delta t$$

Hieraus kann nach kurzer Ableitung die Gleichung (2.11) entwickelt werden.

$$(2.11) \quad h_z = \frac{J_i \cdot \beta_{bz}}{M_R}$$

Mit Gleichung (2.9) ergibt sich

$$(2.12) \quad h_z = \frac{a}{(2 \beta_{bz} / \tilde{c} \cdot \beta_w^{2/3} - 1)}$$

die Auswertung der Gleichungen (2.11) und (2.12) führt zu

$$(2.13) \quad \beta_{bz} = \frac{\tilde{c} \cdot \beta_w^{2/3}}{4} + \sqrt{\left(\frac{\tilde{c} \cdot \beta_w^{2/3}}{4}\right)^2 + \frac{\tilde{c} \cdot \beta_w^{2/3}}{2 J_i} \cdot a \cdot M_R}$$

Mit Gleichung (2.10) und (2.11) ergibt sich durch Umstellung der Gleichung (2.13) nach längerer Ableitung

$$(2.14) \quad \beta_{bz} = \frac{\left(1 + \frac{a}{y_u}\right) \cdot \tilde{c} \cdot \beta_w^{2/3}}{4} + \sqrt{\left(\frac{\left(1 + \frac{a}{y_u}\right) \cdot \tilde{c} \cdot \beta_w^{2/3}}{4}\right)^2 + \frac{a}{y_u} \cdot \frac{c \cdot \beta_w^{2/3}}{2} \cdot \frac{N_{v, st}}{A_n}}$$

Diese Gleichung ist in den Bildern 2.9 bis 2.11 für

- unterschiedliche Betongüten und
- bei Variation der Beiwerte \tilde{c} zur Ermittlung der Beziehung zwischen Biegezug und Würfeldruckfestigkeit gemäß / 31 / in Abhängigkeit von σ_M / σ_N aufgetragen.

Hierin bedeuten

- σ_N = die Spannung aus der zentrischen Vorspannung und
- σ_M = die aus dem Risbmoment M_R bei Erreichen der maßgebenden Biegezugfestigkeit resultierenden Randzugspannungen

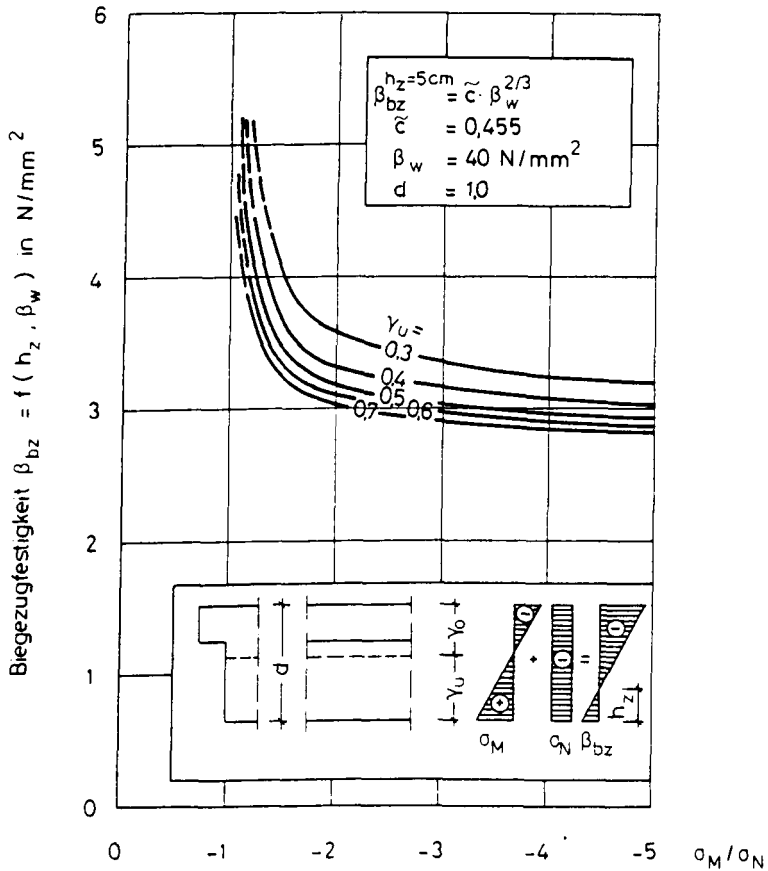


Bild 2.9: Abhängigkeit der Biegezugfestigkeiten von der Querschnittsgeometrie bei unterschiedlichen Vorspanngraden

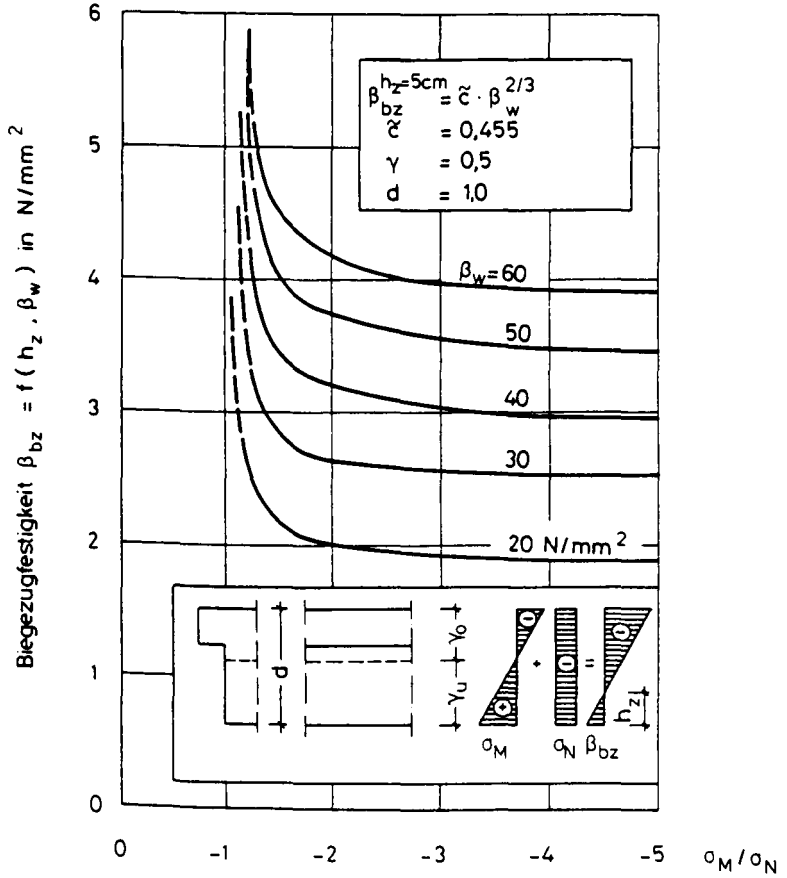


Bild 2.10: Abhängigkeit der Biegezugfestigkeiten von der Beton-
güte bei unterschiedlichen Vorspanngraden

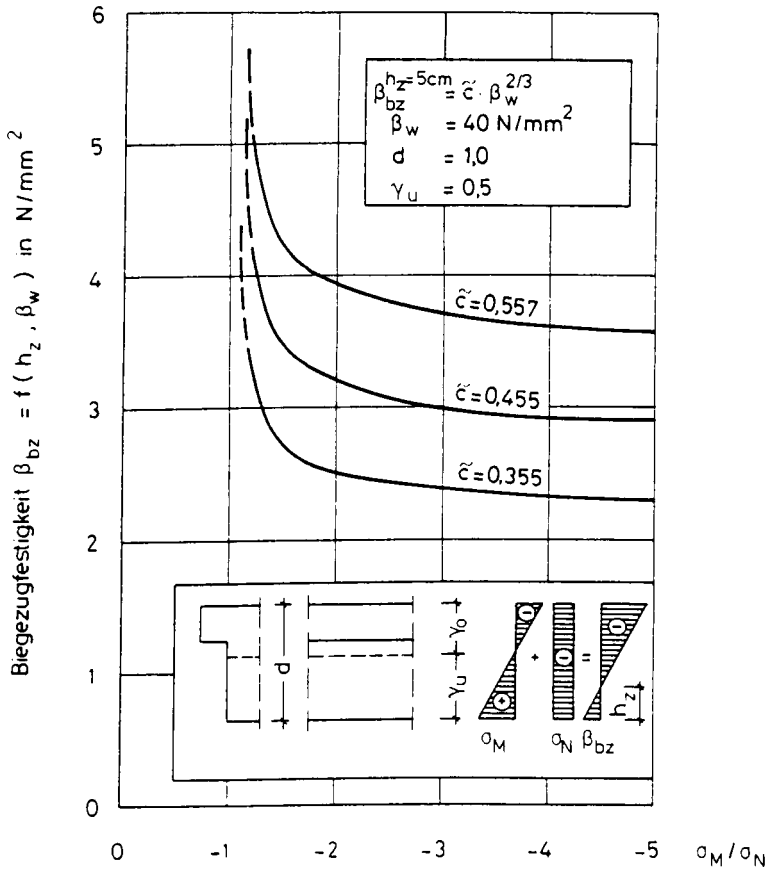


Bild 2.11: Abhängigkeit der Biegezugfestigkeiten von der Grundbeziehung zwischen Biegezug- und Würfeldruckfestigkeit bei unterschiedlichen Vorspanngraden

Diese Diagramme bestätigen qualitativ bekannte Zusammenhänge und zeigen, daß

- die Biegezugfestigkeit von Beton mit hohem zentrischen Vorspanngrad wegen der damit verbundenen Abnahme der Zugzonenhöhe und des zunehmenden Spannungsgradienten stark ansteigt und
- Plattenbalkenquerschnitte ($y_u/d > 0,5$) bei sonst gleichen Verhältnissen eine geringere Biegezugfestigkeit aufweisen als Rechteckquerschnitte ($y_u/d = 0,5$) oder I-Querschnitte mit $y_u/d < 0,5$.

Dies ist im wesentlichen auf die große Höhe der Betonzugzone und der flacheren Spannungsgradienten zurückzuführen, wodurch der festigkeitssteigernde Einfluß, der sich aus der Rißumlenkung in der Nähe der Zuschlagkörner und der Notwendigkeit der Überwindung des Verbundes zwischen Zuschlagkorn und Zementstein ("Bremsseffekt") ergibt, vermindert wird.

Ebenso wird anhand dieser Diagramme ersichtlich, daß

- mit zunehmender Betongüte ein entsprechender Zuwachs der Biegezugfestigkeit zu verzeichnen ist und der qualitative Zusammenhang zwischen zentrischem Vorspanngrad und Biegezugfestigkeit erhalten bleibt (Bild 2.10)

und

- die ausnutzbare Biegezugfestigkeit stark von der Streuung der Betonzugfestigkeiten abhängt (Bild 2.11)

Hier wird ersichtlich, daß für beliebig mit nachträglichem Verbund vorgespannte Bauteile nicht erwartet werden kann, daß sich das Biegerißbild bis zum Erreichen der Bruchlast vollständig ausbildet, da der Belastungszuwachs von Beginn der Erstrißbildung ($c_{\alpha} = 0,355 \hat{=} 5\%$ -Fraktile) bis zum Abschluß der Rißbildung ($c_{\alpha} = 0,557 \hat{=} 95\%$ -Fraktile) stets größer sein muß als die nach Erreichen der Erstrißlast noch vorhandenen Tragreserven.

Zusammenfassend erlaubt diese kurze Parameterstudie wesentliche allgemeingültige Schlußfolgerungen:

1. Soll ein biegebeanspruchtes Bauwerk weitgehend rissfrei erstellt werden, so muß neben einer hohen Betongüte auch ein - meist unwirtschaftlicher - hoher zentrischer Vorspanngrad gewählt werden, um diesen günstigen Einfluß auf die Biegezugfestigkeit auszunutzen.
2. Bei üblichen Vorspannverhältnissen nimmt der Einfluß des zentrischen Vorspanngrades gegenüber den Einflüssen aus Querschnittsgeometrie und Festigkeitsstreuungen ab.

2.2 Materialverhalten von Spannstahl

Da die Fugen der Segmentbauteile nicht von Betonstahlbewehrung durchsetzt sind, muß der einliegende Spannstahl die sich mit Überschreiten der Dekompressionslast nach Zustand II im Fugenbereich einstellenden Zugkräfte allein aufnehmen und unter Ausnutzung seiner Verbundeigenschaften in den Beton einleiten.

Zur wirklichkeitsnahen Bestimmung der hieraus resultierenden Verformungen müssen deshalb auch die Materialeigenschaften der verwendeten Spannstähle bekannt sein.

Zur Anwendung gelangen überwiegend naturharte Stabstähle oder vergütete bzw. kaltgezogene Spannstahl-Drähte oder Litzen. Die erwünschte hohe Festigkeit der naturharten Stabstähle wird durch Legieren mit Mangan, Silizium und Vanadium bei gleichzeitig hohem Kohlenstoffgehalt erreicht. Das Aufbringen warmgewalzter Rippen erfordert ein zusätzliches Recken und Anlassen, um die Streckgrenze und die Elastizitätsgrenze gegenüber dem Walzzustand anzuheben.

Vergütete Spannstähle enthalten etwa 0,5 % Kohlenstoff, 1,6 % Silizium, 0,6 % Mangan und 0,4 % Chrom. Durch eine mehrstufige Wärmebehandlung und zusätzliches Anlassen und Abschrecken werden die gewünschten Materialeigenschaften erreicht /58/.

Bei unlegierten, warmgewalzten Spannstählen werden die angestrebten Festigkeitseigenschaften durch Ziehen erreicht und mit einem nachfolgenden Anlassen die Elastizitätsgrenze und die Streckgrenze auf das gewünschte Maß angehoben /17,57 / . In Bild 2.12 sind die mittels genormter Versuche / 14 / ermittelten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen gängiger Spannstahlsorten derjenigen von Betonstahl gegenübergestellt.

Zur mathematischen Beschreibung dieser Materialgesetze eignet sich das auch bei Betonstählen häufig angewendete Ramberg-Osgood-Polynom /104/

$$(2.15) \quad \epsilon = \frac{\sigma}{E} + K \left(\frac{\sigma}{E} \right)^m$$

Die beiden Konstanten k und m können durch vorgegebene Spannungs-Dehnungs-Beziehungen bestimmt werden. Üblicherweise wird die 0,2 %-Dehngrenze, d. h. der Nennwert der Streckgrenze, in diese Beziehung eingesetzt. Gleichung (2.15) kann somit zu

$$(2.16) \quad \epsilon = \frac{\sigma}{E} + \epsilon_{0,2} \left(\frac{\sigma}{\beta_s} \right)^m$$

umgeformt werden.

Durch Variation des jetzt noch zu bestimmenden Parameters m können die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen sowohl für naturharte als auch für kaltverformte Stähle mit ausreichender Genauigkeit angegeben werden /17,111 /. Dilger / 11 / bestimmte diesen Parameter für naturharte Stähle zu $m = \infty$ und für kaltverformte Stähle zu $m = 10 - 25$; Schaper / 105/ ermittelte m zu 50 bzw. 20.

Zur Beschreibung des Riß- und Verformungsverhaltens vorgespannter Betonbauteile ist es jedoch nicht erforderlich, eine derart differenzierte Berücksichtigung des Materialverhaltens von Spannstählen vorzunehmen. Da die mit Erstrißbildung auftretenden Spannungszuwächse im Spannstahl erheblich geringer sind als die im Betonstahl nicht vorgespannter Bauteile und deshalb auch der linear-elastische Spannungs-Dehnungsbereich nicht überschritten wird, ist es hier ausreichend, den weiteren Betrachtungen ein linear-elastisches Materialverhalten von Spannstahl zugrunde zu legen.

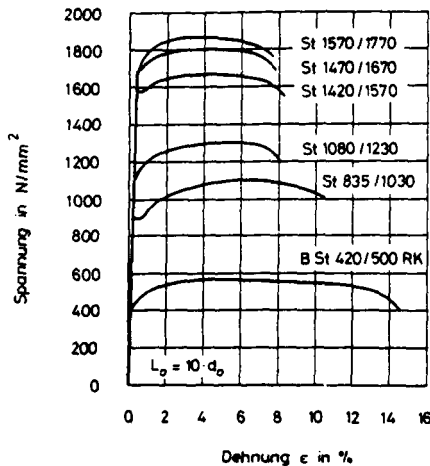


Bild 2.12: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen unterschiedlicher Spannstähle

2.3 Materialverhalten von Injektionsmörtel

Mit dem nachträglichen Verpressen der Hüllrohre soll zum einen ein ausreichender Verbund zwischen Beton und Spannstahl hergestellt und zum anderen der korrosionsempfindliche Spannstahl durch Schaffung einer alkalischen Umgebung gegen den Angriff aggressiver Medien dauerhaft geschützt werden.

Im Hinblick auf die Verarbeitbarkeit ist deshalb, besonders bei Litzenspanngliedern und Spanndrähten, ein gutes Fließvermögen des Einpreßmörtels erwünscht. Damit kann ein vollständiges Verpressen der Hüllrohre erreicht und ein ausreichender Verbund in den Kontaktflächen Spannstahl/Injektionsmörtel und Injektionsmörtel/Hüllrohr gewährleistet werden.

Der Injektionsmörtel besteht in der Regel aus frühhochfestem Zement hoher Güte und einem auf $W/Z = 0,44$ begrenzten Wasserzusatz. Mit der Zugabe von Einpreßhilfen wird die Verarbeitbarkeit erleichtert und mit der Begrenzung des Absetzmaßes die Voraussetzung für ein hinreichendes Verbundverhalten geschaffen / 13 /.

Die mechanischen Eigenschaften des Injektionsmörtels müssen so beschaffen sein, daß die aus der Verbundwirkung resultierenden Beanspruchungen ohne Zerstörung des Verbundmechanismus aufgenommen werden können. In diesem Zusammenhang gewinnen Betrachtungen zum Verbundkriechen / 24 / und Schwingkriechen / 2 / zunehmend an Bedeutung, da beispielsweise bei teilweise vorgespannten Bauteilen mit der Rißbildung im Gebrauchszustand Verbundbeanspruchungen nicht nur durch ständig-wirkende ruhende, sondern auch durch ständig-wirkende pulsierende Lasten hervorgerufen werden.

Untersuchungen zum Materialverhalten von Injektionsmörtel liegen bislang kaum vor, so daß notwendige Angaben anhand entsprechender Studien an Mörtelproben abgeleitet werden müssen /17,42,88/. Die Untersuchungen von Johnston und Sidwell /40/ wie auch die in / 17 / aufgeführten Ergebnisse ergaben, daß die Druck- und

Zugfestigkeit von Mörtelproben bei sonst gleichen Verhältnissen mit abnehmendem Durchmesser der Zuschlagkörper ansteigen. Damit kann für die weiteren Betrachtungen, als auf der sicheren Seite liegende Näherung, davon ausgegangen werden, daß bei Kenntnis der Druckfestigkeit des Injektionsmörtels die anderen Materialkenngrößen aufgrund bekannter Beziehungen /31,102 / ermittelt werden können.

3. VERBUNDVERHALTEN VON SPANNGLIEDER MIT NACHTRÄGLICHEM VERBUND

3.1 Einflußgrößen auf das Verbundverhalten

Das Zusammenwirken von Stahl und Beton setzt ein intaktes Verbundverhalten dieser beiden Werkstoffe voraus. Dies ist

- für die Aufnahme der rechnerischen Bruchlasten, insbesondere bei im Spannbett hergestellten Bauteilen, von Bedeutung /53 /, spielt aber besonders
- beim Nachweis der Begrenzung der Rißbreiten unter Gebrauchslasten eine herausragende Rolle, da mit der Rißbildung der Verbund zwischen Bewehrung und Beton planmäßig beansprucht und zur Begrenzung der Rißbreiten ausgenutzt wird.

Während das Verbundverhalten unmittelbar einbetonierter Betonstähle seit langem systematisch studiert und die entsprechenden Einflußparameter herausgestellt wurden /15,23,43,64,70,93,94,108,113/, sind für Spannstähle mit nachträglichem Verbund bislang nur wenige Versuchsergebnisse vorhanden /51,119,120/.

Dies liegt vor allem daran, daß das Verbundverhalten von Spannstählen bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund erst mit Einführung der teilweisen Vorspannung und der Segmentbauweise zunehmend in den Blickpunkt des Interesses rückte, da sowohl bei der teilweisen Vorspannung als auch bei der Segmentbauweise mit Bauwerksrissen bzw. Fugenöffnungen - zumindest unter erhöhten Gebrauchslasten - zu rechnen ist und zur Begrenzung der Riß- und Fugenspaltbreiten das Verbundverhalten der Spannglieder wenigstens den Grundzügen nach bekannt sein muß.

Vergleichende Untersuchungen / 68 / lassen zwar erkennen, daß das qualitative Verbundverhalten von Beton- und Spannstählen im wesentlichen gleich ist, jedoch zusätzliche Parameter bei der Quantifizierung der Verbundgesetze von Spannglieder mit nachträglichem Verbund berücksichtigt werden müssen.

Der Verbund zwischen Beton und Stahl bzw. Spannstahl und Injektionsmörtel lässt sich im wesentlichen auf

- eine Haftung des Betons oder Mörtels auf der Stahloberfläche infolge chemisch-mechanischer Bindungen (Haftverbund),
- den Scherwiderstand der Beton- bzw. Mörtelkonsolen zwischen den Profilierungen der Stahloberfläche bei gerippten und profilierten Stählen und
- der Reibung infolge der Rauigkeit der Kontaktfläche zwischen Stahl und Beton bzw. Mörtel (Reibungsverbund)

zurückführen /85,119/.

In Bild 3.1 sind diese Zusammenhänge zwischen Verbundspannung und Verschiebung qualitativ dargestellt.

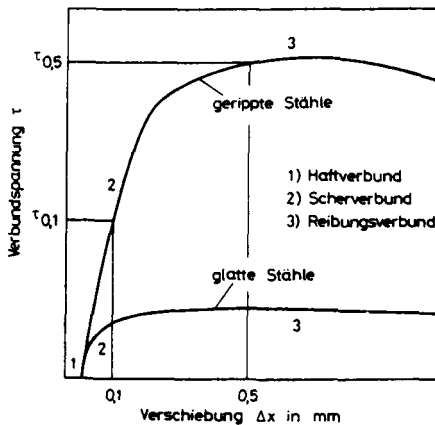


Bild 3.1: Qualitative Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen von glatten und gerippten Stählen

Der Haftverbund beruht im wesentlichen auf beim Erhärten des Zementsteins entstehende Adhäsionskräfte / 17 / und wird entscheidend von den Eigenschaften des Zementsteins und der Rauigkeit der Stahloberfläche beeinflusst. Mit zunehmenden Verschiebungen und Überwindung des Haftverbundes wird der Scherverbund aktiviert. In diesem Stadium bilden sich mit Überschreiten der Beton- oder Mörtelzugfestigkeit um den Stahl konzentrische Risse, die teilweise bis an die Betonoberfläche reichen. Diese innere Rißbildung wurde für unmittelbar einbetonierte Betonstähle von Goto /27/ und Broms /4/ grundlegend experimentell untersucht und von Martin /68/ theoretisch nachvollzogen. Für Spannstähle mit nachträglichem Verbund stammen entsprechende Untersuchungen von Thormählen /118/ und Kupfer/Müller/Janovic /39/. Der Verbundmechanismus ist hierbei bei Beton- und Spannstählen im Prinzip gleich (Bild 3.2):

- Bei Betonstählen werden die Verbundkräfte über die sich bildenden Betonkonsolen übertragen.
- Bei Spannstählen bilden sich entsprechende Druckstreben, deren Verankerungspunkte durch die profilierte Hüllrohrwandung und die Staboberfläche gebildet werden.

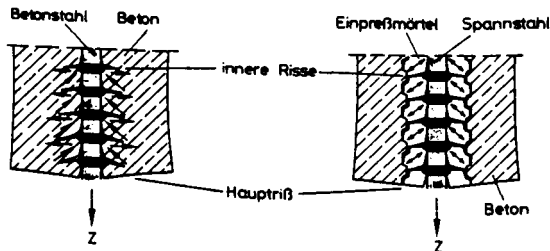


Bild 3.2: Tragmechanismus von Beton und Spannstählen nach Bildung innerer Risse (nach / 118 /)

Mit zunehmender Beanspruchung wird, bei gleichzeitig stark ansteigenden Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton, der Scherverbund zerstört und eine Kraftübertragung vom Stahl in den Beton durch den Reibverbund ermöglicht, der im wesentlichen auf Verzahnungseffekte in der Kontaktfläche Stahl/Beton beruht.

Das ungünstige Verbundverhalten glatter Stähle verdeutlicht
Bild 3.1:

Durch das Fehlen entsprechender Oberflächenprofilierungen tritt ein Verbundversagen praktisch mit Überschreiten der Haftfestigkeit ein; ein geringer Scher- und Reibungsverbund ist auf die herstellungsbedingte Oberflächenrauigkeit zurückzuführen.

Das Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund wird im wesentlichen von folgenden Parametern beeinflusst:

- der Oberflächenausbildung der Stäbe, ausgedrückt durch die bezogene Rippenfläche f_r
- der Beschaffenheit der Stahloberflächen
- dem Stabdurchmesser
- der Güte des Einpreßmörtels
- der Verbundfläche
- der Lage der Spannglieder im Hüllrohr
- der Verpreßlänge
- der Höhe der Querdruckbeanspruchung
- der Dauer und Höhe einwirkender Wechselbeanspruchungen.

Nachfolgend soll auf die wesentlichsten Einflußparameter kurz eingegangen werden:

Zur Klassifizierung der Beton- und Spannstähle hinsichtlich ihres Verbundverhaltens wurde die bezogene Rippenfläche f_r / 93 / definiert, die bei gerippten Stählen mit senkrechten Rippenflanken das Verhältnis der Rippenhöhe zum Rippenabstand angibt. Für Stäbe mit schrägen, unterschiedlich geneigten oder verdrehten Rippen wird in / 94 / eine entsprechend erweiterte Formel zur Bestimmung von f_r angegeben.

Kann bei Betonstählen in Kenntnis der Oberflächenprofilierung die bezogene Rippenfläche verhältnismäßig einfach ermittelt werden, so ist dies bei Spanndrähten und Litzen nur mit Einschränkungen allgemeingültig möglich. Da in praktischen Fällen mehrere Anordnungen der Litzen und Drähte im Hüllrohr möglich sind und darüber hinaus auch ein Anliegen einzelner oder mehrerer Drähte bzw. Litzen an der Hüllrohrwandung nicht ausgeschlossen werden kann, ergeben sich bei sonst gleichen Verhältnissen je nach Anordnung im Hüllrohr verschiedene bezogene Rippenflächen. In Bild 3.3 sind beispielhaft die Ergebnisse einer diesbezüglichen Untersuchung an Spannstählen flach 40 / 119/ aufgeführt, die deutlich zeigen, in welchem Maße die bezogene Rippenfläche f_r trotz gleicher Spannstahlquerschnittsfläche bei unterschiedlicher aber sinnvoller und praxisüblicher Anordnung im Hüllrohr schwanken kann.

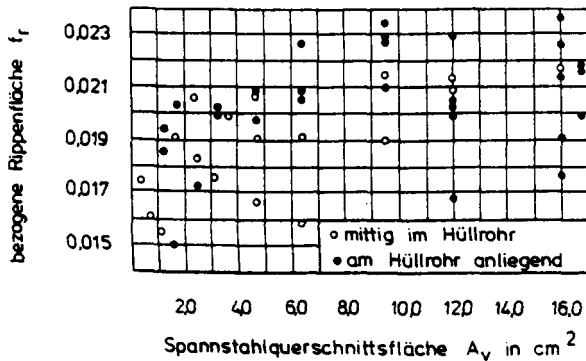


Bild 3.3: Bezogene Rippenfläche f_r von Spannstählen flach 40 für ausgewählte, sinnvolle Anordnungen der Stäbe im Hüllrohr, in Abhängigkeit vom Spannstahlquerschnitt (nach / 119/)

Ähnliche Probleme treten bei der Bestimmung der wirksamen Verbundfläche auf. Auch diese wird bei Spanndrähten und Litzen von deren Anordnung im Hüllrohr beeinflusst. In Bild 3.4 ist exemplarisch der auf den ideellen Verbundumfang bezogene wirksame Verbundumfang von glatten und gerippten Rundstäben bzw. Litzen für sinnvolle Anordnungen im Hüllrohr in Abhängigkeit von der Anzahl der Einzelstäbe aufgetragen.

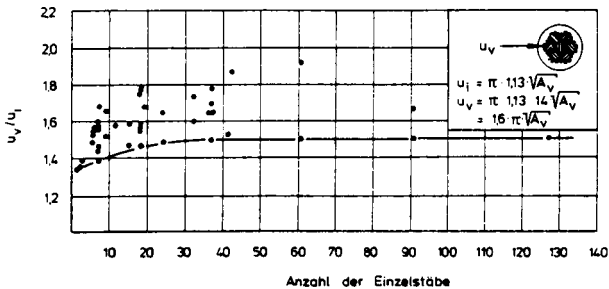


Bild 3.4: Wirksamer Verbundumfang von Spanndrähten und Litzen im Hüllrohr bei ausgewählten, sinnvollen Anordnungen im Hüllrohr, abhängig von der Stabanzahl (nach / 119 /)

Aufgrund dieser Ergebnisse bestimmen / 119 / den unteren Grenzwert des wirksamen Verbundumfanges mit für praktische Fälle ausreichender Genauigkeit aus

$$(3.1) \quad U_i = \pi \cdot d_v = 1,13 \cdot \pi \cdot \sqrt{A_v}$$

mit

$$(3.2) \quad d_v = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot A_v}$$

zu

$$(3.3) \quad U_v = 1,4 \cdot 1,13 \cdot \pi \cdot \sqrt{A_v} = 1,6 \cdot \pi \cdot \sqrt{A_v}$$

Die bezogene Rippenfläche f_R , wie auch der wirksame Verbundumfang U_V und damit das gesamte Verbundverhalten werden wesentlich von der Lage der Spannstähle im Hüllrohr beeinflusst. Bei gekrümmten Spanngliedführungen ist es nicht auszuschließen, daß die Spannstäbe an den Hüllrohrwandungen anliegen und somit eine Verminderung von f_R und U_V bewirken. Entsprechende Pull-Out-Versuche zeigten jedoch, daß entgegen ersten Erwartungen, das Verbundspannungs-Verschiebungsverhalten von an den Hüllrohren anliegenden Spannstählen günstiger ist, als das von gleichen, aber mittig angeordneten. In /119/ wird dieses Ergebnis mit einer günstig wirkenden Abstützung der Spannglieder an den profilierten Hüllrohrwandungen erklärt.

Rehm / 94 / untersuchte den Einfluß des Stabdurchmessers unmittelbar einbetonierter Betonstähle auf das Verbundverhalten und fand den in Bild 3.5 skizzierten Zusammenhang. Hieraus kann gefolgert werden, daß auch bei Spannstählen mit nachträglichem Verbund beim Vorliegen sonst gleicher Verhältnisse ein grundsätzlich verändertes Verbundverhalten bei Variation der Stabdurchmesser nicht erwartet werden muß.

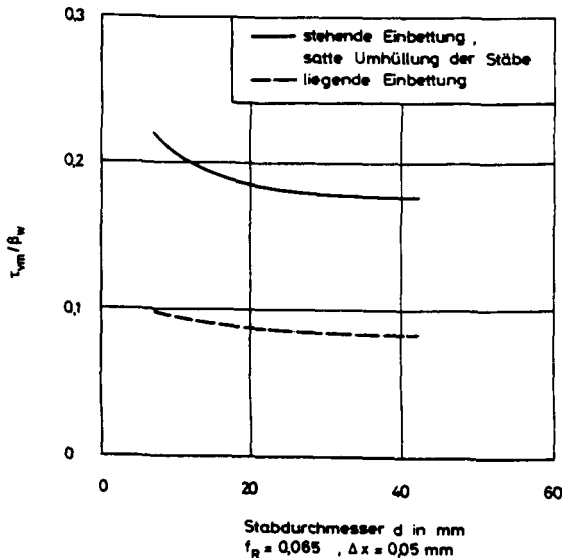


Bild 3.5: Einfluß des Stabdurchmessers unmittelbar einbetonierter Betonstähle auf die Verbundgüte (nach / 94 /)

Die Verbundfestigkeit von Betonstählen als auch von Spannstählen steigt mit zunehmender Betongüte bzw. Einpreßmörtelgüte. Untersuchungen von Martin /68/ und Rehm /93/ zeigten, daß bei Bezug der Verbundspannungen auf die Betonfestigkeit von der Betongüte unabhängige Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen angegeben werden können, wobei bei glatten Stäben eine weitgehende Proportionalität zwischen der Verbundgüte und der Wurzel aus der Betonfestigkeit ermittelt wurde.

Bei glatten Spannstäben sinkt mit zunehmender Verpreßlänge die Verbundgüte zum Teil erheblich ab /1/, was nach /119/ auf den Einfluß des ebenfalls mit zunehmender Verpreßlänge absinkenden Verpreßdruckes auf die Haftfestigkeit zurückzuführen sein dürfte.

Das Verbundverhalten von Beton- und Spannstählen wird durch zusätzlich einwirkende Querdruckbeanspruchungen günstig beeinflusst /68,122 /, dagegen zeigen erste Versuche /51,119 /, daß infolge Wechselbeanspruchungen eine Abnahme der Verbundfestigkeit in Abhängigkeit von Höhe und Dauer der einwirkenden Wechselbeanspruchung zu verzeichnen ist.

Diese kurze Zusammenstellung wesentlicher Einflußparameter auf das Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund zeigt, daß das Verbundverhalten der Spannglieder zwar im wesentlichen dem von unmittelbar einbetonierten Betonstählen vergleichbar ist, doch bei der Quantifizierung der Verbundspannungs-Beziehungen zusätzliche Einflußfaktoren berücksichtigt werden müssen.

3.2 Experimentelle Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen und deren mathematische Approximation

Mit Bild 3.1 wurde qualitativ aufgezeigt, daß der Zusammenhang zwischen Verbundspannung und zugehöriger Verschiebung nicht linear verläuft. Um deshalb weitgehend allgemein gültige Ergebnisse zu erhalten, ist es notwendig, entsprechende Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen an Versuchen mit möglichst kurzer Ver-

bundlänge vorzunehmen, da anderenfalls den gemessenen Verschiebungen nur der Mittelwert der über die Verbundlänge veränderlichen Verbundspannung gegenübergestellt werden kann.

Um weitere aus der Art der Versuchsdurchführung herrührende Einflußgrößen auszuschalten, sind Standardprüfkörper entwickelt worden /80,97/, die eine Reproduzierbarkeit ermittelter Versuchsdaten zulassen.

Auf diesen und den vorab geschilderten Erkenntnissen aufbauend wurden die in /119 / veröffentlichten Pull-Out-Versuche mit unterschiedlichen Spanngliedern mit nachträglichem Verbund durchgeführt. Dabei wurden bei Verwendung gängiger Spannstahtsorten auf experimentellem Wege nicht nur die Verbundspannungs-Verschiebungen-Beziehungen mittig angeordneter Spannglieder (Stäbe, Litzen, Drähte) ermittelt, sondern u. a. auch der Einfluß einer exzentrischen Spannstahtlage, bzw. einer wechselseitigen Beanspruchung aufgezeigt. Die aufbereiteten Meßergebnisse wurden zu $\tau_v - \Delta x$ -Beziehungen zusammengefaßt, wobei die aus den eingeleiteten Kräften und den vorab bestimmten Verbundflächen errechneten Verbundspannungen auf die jeweiligen in Begleitversuchen bestimmten Einpreßmörtelfestigkeiten bezogen wurden.

Zur mathematischen Beschreibung solcher Zusammenhänge liegen mehrere, an unmittelbar einbetonierten Betonstählen überprüfte, theoretische Ansätze vor - eine Zusammenstellung der bekanntesten Formulierungen enthalten / 17,111/ -, die die Grundlage weitergehender Betrachtungen zum Riß- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen bilden /29,37,86,90,123/.

Martin / 68 / wählte den Ansatz

$$(3.4) \quad \frac{\tau_v}{\beta_w} = a_0 + b_0 \cdot \Delta X^{c_0}$$

wobei der Beiwert a_0 den Haftverbund repräsentiert. Er gibt die Beiwerte a_0 , b_0 und c_0 in Abhängigkeit von der bezogenen Rippenfläche f_r an. Durch eine Vergleichsrechnung weist er außerdem nach,

daß mit einem vereinfachten Ansatz der allgemeinen Form

$$(3.5) \quad \frac{\tau_v}{\beta_w} = b \cdot \Delta x^c$$

die experimentell in Pull-Out-Versuchen ermittelten Beziehungen genauso gut approximiert werden können.

Da die in / 119/ ermittelten und dargestellten Beziehungen zwischen Verbundspannung und zugehöriger Verschiebung von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund die Grundlage der weiteren Betrachtungen zum Riß- und Verformungsverhalten segmentärer Spannbetonkonstruktionen bilden, war eine theoretische Approximation der experimentellen Ergebnisse notwendig.

Ausgehend von der Grundbeziehung gemäß Gleichung (3.5) wurden die Verbundbeiwerte ebenfalls in Abhängigkeit von der bezogenen Rippenfläche (unter Berücksichtigung der Auswirkung aus unterschiedlichen Spanndraht- und Litzenanordnungen im Hüllrohr) durch Auswertung der an mittig im Hüllrohr liegenden Spannstähe unter einseitig einwirkender statischer Beanspruchung ermittelten τ_v - Δx -Beziehungen errechnet.

Die quantitative Berücksichtigung weiterer Einflußparameter war wegen des Fehlens notwendiger Versuchsdaten nicht ohne weiteres möglich und scheint im Zusammenhang des in dieser Arbeit verfolgten Problems wegen der begrenzten Verbundspannungsbeanspruchung auch nicht zwangsläufig notwendig zu sein.

Die somit erhaltenen Beiwerte sind in Tabelle 3.1 zusammengefaßt und die daraus errechneten Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen in Bild 3.6 den entsprechenden gemessenen Werten vergleichend gegenübergestellt.

	f_r	b	c
gerippte Einzelstäbe	0,077	0,63	0,62
Litzen, profilierte Spannstähle	0,020	0,36	0,52
glatte Spannstähle	0,0	0,45	0,30

Tabelle 3.1: Verbundbeiwerte b und c für Spannglieder mit nachträglichem Verbund

Da sich in den Versuchen / 119 / die verwendeten profilierten Drähte und Litzen bei vergleichbarer bezogener Rippenfläche ähnlich verhielten, werden diese auch durch dieselben Verbundbeiwerte beschrieben. Ebenso wurden trotz des im Versuch aufgezeigten deutlich günstigeren Verbundverhaltens der glatten Stähle gegenüber den glatten Drähten (vgl. Bild 3.6) für beide Spanngliedtypen gleiche Verbundbeiwerte zugrunde gelegt, da in beiden Fällen der erfahrungsgemäß stark streuende Haftverbund maßgebend ist und deshalb eine vorsichtige Beurteilung des Verbundverhaltens angemessen erscheint. Die angegebenen Beziehungen gelten für Verbundverschiebungen $\Delta x \leq 0,30$ mm und decken damit den Spannungs-Verformungszustand des zur Diskussion stehenden Erstrißbereiches vollkommen ab.

In diesem Zusammenhang darf jedoch nicht übersehen werden, daß die angegebenen Verbundbeiwerte b und c rein mathematische Größen sind, mit denen experimentelle Zusammenhänge mathematisch angenähert werden. Eine gleich gute Übereinstimmung zwischen Meß- und Rechenwertverlauf kann auch durch andere b-c-Kombinationen erzielt werden. Aus diesem Grunde ist auch der von Koch /44/ dargestellte Zusammenhang zwischen den für Betonstähle geltenden Beiwerten b und c und der bezogenen Rippenfläche willkürlich und kann nicht auf Stähle mit anderer Oberflächenprofilierung extrapoliert werden.

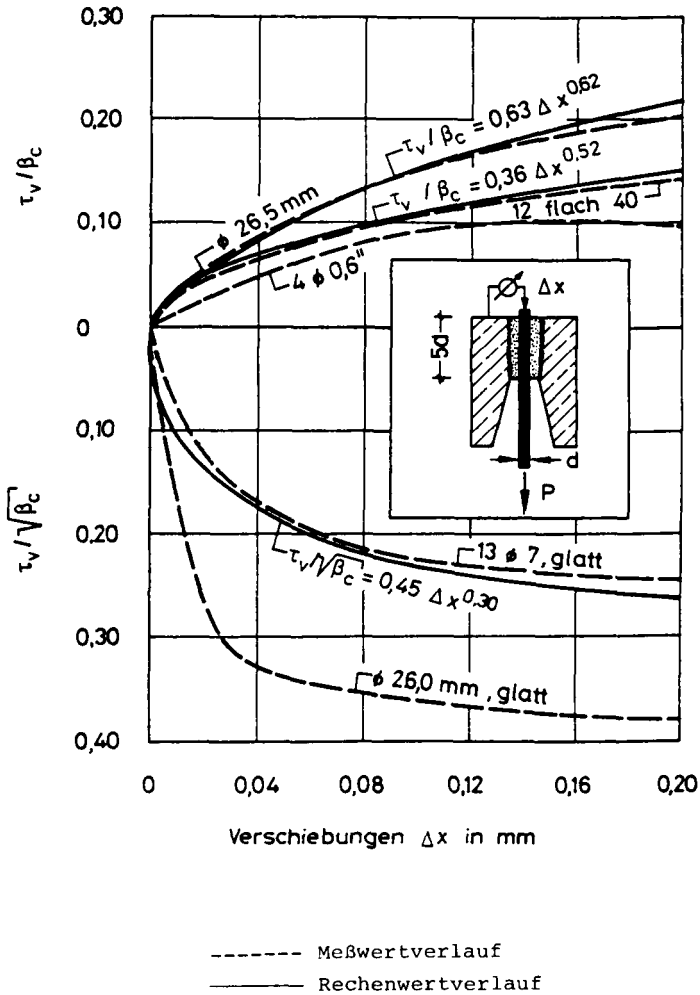
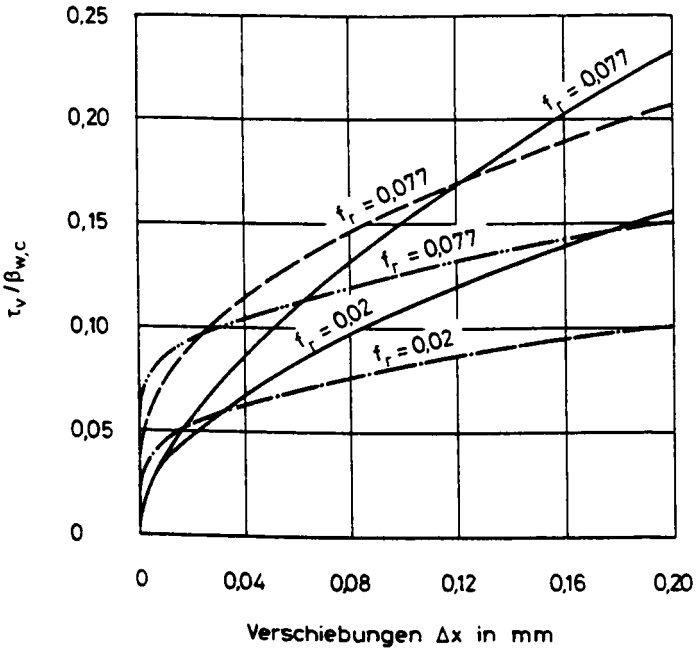


Bild 3.6: Experimentell ermittelte Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen nach / 119 / und deren mathematische Approximation

In Bild 3.7 sind die sich mit den Beiwerten nach Tabelle 3.1 ergebenden Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen für Spannstähle mit nachträglichem Verbund den für Betonstähle geltenden entsprechenden theoretischen Beziehungen von Koch / 44 / und Martin / 68 / gegenübergestellt.



<u>Betonstahl:</u>	-----	$f_r = 0,077$	$\frac{\tau_v}{\beta_w} = 0,0314 + 1,014 \Delta x^{0,45}$	} nach Martin [68]
	- · - · -	$f_r = 0,02$	$\frac{\tau_v}{\beta_w} = 0,0319 + 0,55 \Delta x^{0,53}$	
	- · - · -	$f_r = 0,077$	$\frac{\tau_v}{\beta_w} = 0,0667 + 0,6 \Delta x^{0,5}$	nach Koch [44]
<u>Spannstahl:</u>	—————	$f_r = 0,077$	$\frac{\tau_v}{\beta_c} = 0,63 \Delta x^{0,62}$	} Auswertung von [15]
	—————	$f_r = 0,02$	$\frac{\tau_v}{\beta_c} = 0,36 \Delta x^{0,52}$	

Bild 3.7: Theoretische Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen für Beton- und Spannstähle

Dieser Vergleich bestätigt zunächst einmal, daß das Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund nicht grundsätzlich von dem unmittelbar einbetonierter Betonstäbe abweicht. Anhand dieser Gegenüberstellung kann erwartet werden, daß das Verbundverhalten von Gewindestäben im Bereich geringer Beanspruchungen ungünstiger ist, als das entsprechender Betonstäbe, wogegen das Verbundverhalten von profilierten Spanndrähten und Litzen geringfügig günstiger ausfällt, als das vergleichbarer Betonstäbe.

Das bei niedrigen Beanspruchungen schlechtere Verbundverhalten von Spannstäben gegenüber dem vergleichbarer Betonstäbe dürfte auch auf den bei gleicher Festigkeit erheblich niedrigeren Elastizitätsmodul des Einpreßmörtels gegenüber dem des Betons zurückzuführen sein, was zwangsläufig zu größeren Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton führt.

3.3 Zusammenfassung und Schlußfolgerung

Obwohl das Verbundverhalten von Spannglieder mit nachträglichem Verbund erst in verhältnismäßig wenigen Versuchen studiert und die quantitative Auswertung der für praktische Beanspruchungsfälle interessierenden Einflußparameter noch nicht umfassend geklärt werden konnte und demgemäß vertiefende Untersuchungen notwendig sind /51,121/, lassen sich anhand der vorliegenden Versuchsdaten grundsätzliche quantitative Angaben herleiten, die als Grundlage für weitere Betrachtungen dienen können. Dies gilt insbesondere dann, wenn sich die Verbundbeanspruchungen in Grenzen halten, wie dies im Segmentbau bei Anwendung der derzeit geltenden Vorschriften / 12 / vorausgesetzt werden kann und der Einfluß maßgebender Parameter bei der Formulierung entsprechender Zusammenhänge berücksichtigt wurde.

Wenn dagegen die Gebrauchs- oder Tragfähigkeit eines Bauteiles nur bei Ansatz hoher Verbundbeanspruchungen von Spannstäben mit nachträglichem Verbund garantiert werden kann, sollten vor Anwendung dieser Gesetze erst die Ergebnisse weiterer diesbezüglicher Untersuchungen abgewartet werden.

4. SCHNITTGRÖSZEN UND VERFORMUNGEN VORGESPANNTER, BIEGEBEANS- SPRUCHTER BAUTEILE NACH ZUSTAND I UND ZUSTAND II

4.1 Allgemeines

Neben der Kenntnis des Verbundverhaltens von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund sind zur Beschreibung des Riß- und Verformungsverhaltens vorgespannter Betonbauteile auch Überlegungen hinsichtlich des Beanspruchungszustandes zum Zeitpunkt der Erstrißbildung notwendig, um u. a. einen Überblick über zu erwartende Verbundbeanspruchungen und darauf einflußnehmende Parameter zu erhalten.

In diesem Kapitel sollen deshalb die Schnittgrößen und Verformungen vorgespannter, biegebeanspruchter Betonbauteile nach Zustand I und Zustand II zum Zeitpunkt der Erstrißbildung in allgemeiner Form angegeben werden. Daraus können neben der Angabe zu erwartender Verbundbeanspruchungen auch Aussagen zu den zugehörigen Querschnittsverformungen und zum querschnittsbezogenen Steifigkeitsabfall getroffen werden.

Bei den Ableitungen wurde davon ausgegangen, daß

1. im Zustand I und Zustand II die Bernoulli-Navier-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte näherungsweise ihre Gültigkeit behält und
2. das Hooke'sche Gesetz zur Ermittlung der Beziehungen zwischen Spannungen und Verformungen für Beton und Stahl angewendet werden kann.

Die Zulässigkeit dieser Annahmen ergibt sich zum einen aus der insgesamt auch bei vorgespannten Betonbauteilen noch geringen Beanspruchung bei Erstrißbildung und der naturgemäß gegebenen Streuung der Betonzugfestigkeit (vgl. Kapitel 2). Es sei hier dennoch angemerkt, daß bei einer ausschließlich theoretischen Behandlung dieses Problems berücksichtigt werden müßte, daß die Spannungs-Dehnungs-

Beziehungen im Reißquerschnitt nicht mehr dem Hooke'schen Gesetz gehorchen:

Bei konkavem Verlauf der Betonstauchungen im Reißquerschnitt ist der Verlauf der zugeordneten Betonspannungen - abhängig von der Größe der Dehnungen - entweder konvex oder konkav / 77 /, weshalb die Annahme eines linear elastischen Verhaltens nur eine Näherung der tatsächlichen Verhältnisse darstellt.

4.2 Schnittgrößen und Verformungen nach Zustand I

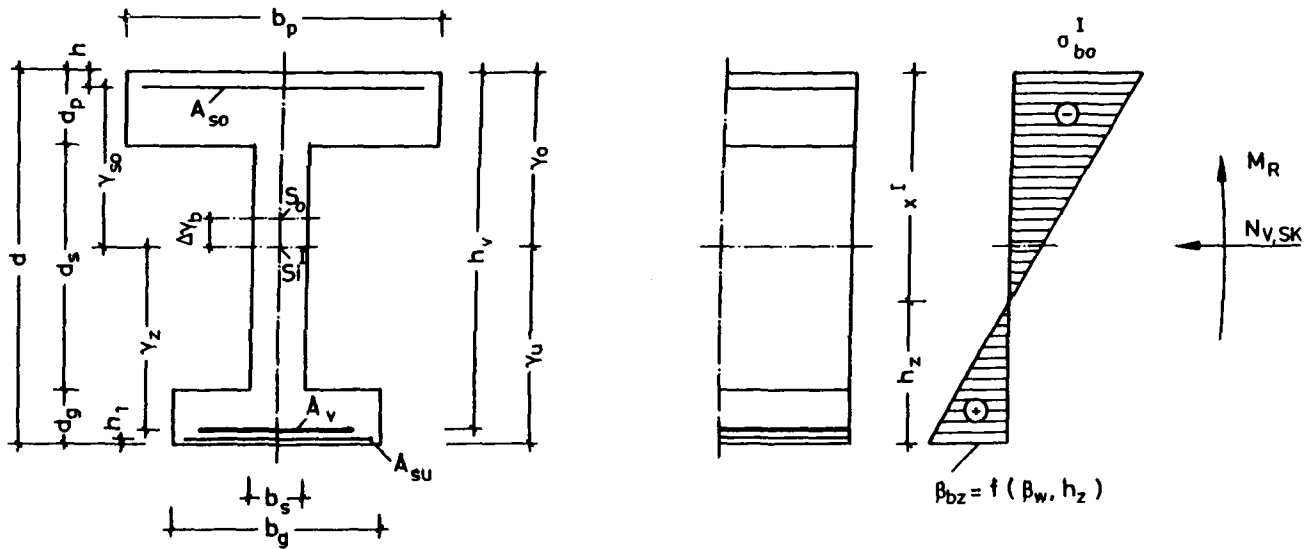
Für einen beliebig ausgebildeten Querschnitt können die für die Spannungsermittlung maßgebenden Querschnittswerte A_n , A_b , A_i und J_n , J_b , J_i ohne besonderen Aufwand errechnet werden. Für die nachfolgenden Betrachtungen wird vereinfachend von der Annahme

$$(4.1) \quad A_n \cong A_b \cong A_i \text{ und}$$

$$(4.2) \quad J_n \cong J_b \cong J_i$$

ausgegangen, da im Vordergrund der Überlegungen das Aufzeigen qualitativer Zusammenhänge steht und eine differenzierte Berücksichtigung dieser Querschnittswerte von der eigentlichen Problematik ablenken würde.

Bei Berücksichtigung des Malcov'schen Gesetzes zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit von der Betongüte und der Höhe der Zugzone gemäß Gleichung (2.7) kann - wie in Kapitel 2 dieser Arbeit gezeigt - die zur Bestimmung des Erstrißmomentes maßgebende Biegezugfestigkeit in Abhängigkeit von der Querschnittsform (ausgedrückt durch den Abstand y_u des ideellen Schwerpunktes vom betrachteten Zugrand), der Betongüte und des Vorspanngrades gemäß Gleichung (2.13) bzw. (2.14) zu



$$A_v = \mu_z \cdot A_b$$

$$A_i = A_b + (n-1) (A_v + \sum A_s)$$

$$J_i \equiv J_b + (n-1) \sum_n (A_{s_i} \cdot y_{s_i}^2 + A_v \cdot y_{z_i}^2) + A_b \cdot \Delta y_b^2$$

$$x_R^I = (\sigma_{bo}^I + \beta_{bz}) / E_b \cdot d$$

Bild 4.1: Abmessungen, Querschnittswerte und Spannungsverteilung nach Zustand I

$$(4.3) \beta_{bz} = \left(\frac{1}{4} + \frac{a}{4y_u} \right) \bar{\epsilon} \cdot \beta_w^{2/3} + \sqrt{\left(\frac{1}{4} + \frac{a}{4y_u} \right) \bar{\epsilon} \cdot \beta_w^{2/3} + \frac{a \cdot \bar{\epsilon} \cdot \beta_w^{2/3}}{2y_u} \cdot n_v}$$

mit

$$(4.4) n_v = \frac{N_{v,sk}}{A_n}$$

angegeben werden.

Das zugehörige Rißmoment M_R ergibt sich mit

$$(4.5) M_R = M_{v,sk}^{\circ} + M'_{v,sk} + \alpha \cdot M g, p, s, \Delta t$$

nach kurzer Umformung zu

$$(4.6) M_R \cong (n_v + \beta_{bz}) \frac{J_i}{y_u}$$

mit β_{bz} nach Gleichung (4.3).

Die Krümmungen χ_R^I nach Zustand I bei Erreichen der Biegezugfestigkeit ergeben sich mit

$$(4.7) \chi_R^I \cong -\frac{M_R}{E_b I} \cong -\frac{\epsilon_{bo}^I + \epsilon_{bu}^I}{d} \\ = -\frac{1}{E_b d} \left(n_v + \frac{\alpha \cdot M_a}{J_i} y_o + \frac{M_v}{J_i} y_o - n_v + \frac{\alpha \cdot M_a}{J_i} y_u + \frac{M_v}{J_i} y_u \right)$$

$$(4.8) \chi_R^I \cong \frac{1}{E_b \cdot J_i \cdot d} (\alpha \cdot M_a + M_v) (y_o + y_u)$$

zu

$$(4.9) \chi_R^I \cong -\frac{(\alpha \cdot M_a + M_v)}{E_b \cdot J_i}$$

in diesen Gleichungen bedeuten

$$(4.10) M_a = M g, p, s, \Delta t$$

und

$$(4.11) \quad M_v = M_{v,sk}^0 + M_{v,sk}^1$$

Mit Gleichung (4.5) und (4.6) ergibt sich Gleichung (4.9) zu

$$(4.12) \quad \chi_R^I = - (n_v + \beta_{bz}) / E_b \cdot y_u$$

Die Biegezugfestigkeit nach Zustand I ergibt sich aus

$$(4.13) \quad \chi_R^I = - \frac{M_R}{E J_i} = - \frac{M_R}{K_{BR}^I}$$

zu

$$(4.14) \quad K_{BR}^I = \frac{(\alpha M_a + M_v) \cdot E_b \cdot y_u}{(n_v + \beta_{bz})}$$

Zur Beurteilung des Rißverhaltens vorgespannter, biegebeanspruchter Betonbauteile sind nicht nur Aussagen über die Verformungen und Spannungen zum Rißzeitpunkt notwendig, sondern ebenso Angaben über die Größe der Verformungen und Spannungen unter Dekompressionslast nützlich, da in Kenntnis dieser Größen die Rißgefahr mit Überschreiten der Dekompressionslast abgeschätzt und ggf. durch Veränderung des Vorspanngrades bzw. der Spanngliedführung der Abstand zwischen Riß- und Dekompressionslast günstig beeinflusst werden kann.

Mit bekannter Rißkrümmung kann die Nulllinienlage bzw. die Höhe der Zugzone bei Erreichen der Biegezugfestigkeit aus

$$(4.15) \quad \chi_R^I = - \frac{\epsilon_{bo}^I + \epsilon_{bu}^I}{d} = \frac{-\beta_{bz}}{E_b \cdot h_z}$$

zu

$$(4.16) \quad h_z = \beta_{bz} / E_b \cdot \chi_R^I$$

und

$$(4.17) \quad x^I = d - h_z = d - \beta_{bz} / E_b \cdot \chi_R^I$$

ermittelt werden.

Der mit Überschreiten der Dekompressionslast eintretende Anstieg der Spannstahlspannungen ergibt sich zu

$$(4.18) \quad \Delta \sigma_V^I = \frac{E}{E_b} \cdot \frac{h_v - x^I}{h_z} \beta_{bz} + \frac{(d - h_v)}{y_u}$$

oder

$$(4.19) \quad \Delta \sigma_V^I = n \cdot \frac{h_v - x^I}{h_z} \cdot \beta_{bz} + n_v \frac{(d - h_v)}{y_u}$$

Wird das Dekompressionsmoment M_D zu

$$(4.20) \quad M_D = M_a + M_v$$

definiert, so kann dieses aus

$$(4.21) \quad M_D \cong n_v \cdot J_i / y_u$$

bestimmt werden.

Die zugehörige Krümmung ermittelt sich aus

$$(4.22) \quad \chi_{Dek} = \frac{-\epsilon_{bo}^I}{d} = \frac{n_v + \frac{M_a \cdot M_v}{J_i}}{E_b \cdot d} y_o$$

Mit Gleichung (4.15) und (4.16) ergibt sich

$$(4.23) \quad \chi_{Dek} = \frac{-n_v \cdot \left(1 + \frac{y_o}{y_u}\right)}{E_b \cdot d} = \frac{-n_v \cdot \left(\frac{y_u + y_o}{y_u}\right)}{E_b \cdot d}$$

bzw.

$$(4.24) \quad \kappa_{\text{Dek}} = \frac{-n_v}{E_b y_u}$$

Das Verhältnis $\frac{\kappa_R^I}{\kappa_{\text{Dek}}}$ errechnet sich mit Gleichung (4.12) zu

$$(4.25) \quad \frac{\kappa_R^I}{\kappa_{\text{Dek}}} = \frac{n_v + \beta_{bz}}{n_v} = 1 + \frac{\beta_{bz}}{n_v}$$

Diese Beziehung ist in Bild 4.2 für verschiedene Betonfestigkeiten am Beispiel eines Rechteckquerschnittes bei vorgegebener Spanngliedlage und bekanntem Spannstahlbewehrungsgehalt in Abhängigkeit vom zentrischen Vorspanngrad ausgewertet worden. Die Darstellung zeigt, daß unabhängig von der Betongüte die Krümmung bei hohen Vorspanngraden bei Erreichen der Biegezugfestigkeit des Betons nur noch unwesentlich über der Krümmung bei Dekompressionslast liegt, während bei mäßigen Vorspanngraden bis zum Erreichen der Biegerißlast noch beachtliche Krümmungszunahmen nach Überschreiten der Dekompressionslast zu erwarten sind.

Dieser Zusammenhang ist auch anschaulich leicht einsehbar:

Bei geringem zentrischem Vorspanngrad ist die Krümmung κ_{Dek} bei Erreichen der Dekompressionslast kleiner als bei hohem zentrischem Vorspanngrad. Mit Überschreiten der Dekompressionslast liegt bei sonst gleichen Verhältnissen die Spannungs-Nullinie bei niedriger zentrischer Vorspannung zwar weiter vom gezogenen Querschnittsrand entfernt als bei hoher zentrischer Vorspannung, was wegen der Abhängigkeit der Biegezugfestigkeit von der Höhe der Zugzone zu geringeren aufnehmbaren Biegezugspannungen führt, doch ist dieser Einfluß gerade bei großen Bauteilhöhen verhältnismäßig gering.

Dies bedeutet, daß mit

$$(4.26) \quad \kappa_{\text{Dek}, Nv1} < \kappa_{\text{Dek}, Nv2} > Nv1$$

die folgende Bedingung aufgestellt werden kann:

$$(4.27) \quad \frac{\chi_{R,Nv1}^I}{\chi_{Dek,Nv1}^I} > \frac{\chi_{R,Nv2 > Nv1}^I}{\chi_{Dek,Nv2 > Nv1}^I}$$

obwohl auch

$$(4.28) \quad \chi_{R,Nv1}^I < \chi_{R,Nv2 > Nv1}^I$$

gilt.

Diese allgemeinen Beziehungen gelten für beliebige Querschnitts-
ausbildungen und sind für einen Querschnittstyp bei praxisüb-
lichen Bewehrungsmengen nahezu unabhängig vom Bewehrungsgrad,
da dieser in den vorgenannten Beziehungen nur über die Quer-
schnittskenngrößen Auswirkungen auf die Biegezugfestigkeit hat.
Dieser Einfluß wurde bereits in Bild 2.9 dargestellt und dis-
kutiert.

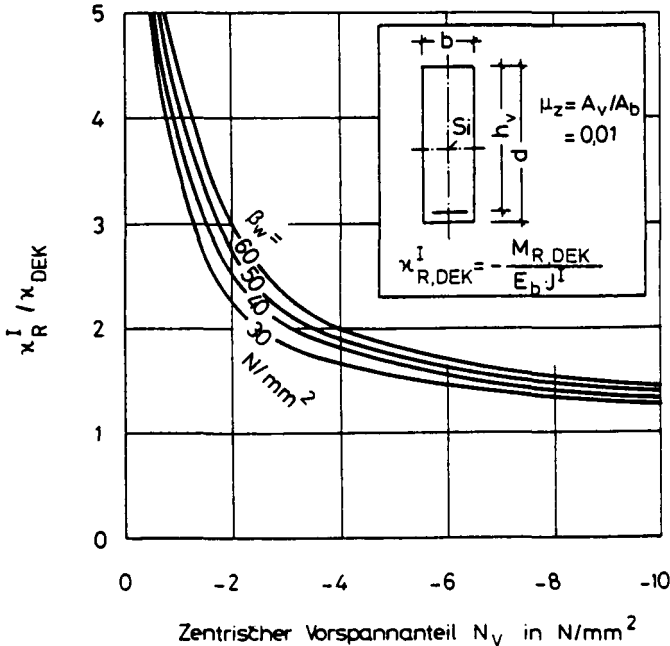


Bild 4.2: Verhältnis der Krümmungen χ_R^I unter Riblast nach Zustand I zu den Krümmungen χ_{DEK}^I infolge Dekompressionslast in Abhängigkeit von Betongüte und zentrischem Vorspanngrad

Das Dekompressionsmoment M_D bildet sich aus den Schnittgrößen infolge Vorspannung, Kriechen und Schwinden sowie den äußeren Gebrauchslastschnittgrößen M_a , die sich mit Gleichung (4.21) zu

$$(4.29) \quad M_a \approx n_v \cdot J_i / y_u - M_v$$

ermitteln lassen.

Wenn die α -fachen Gebrauchslastschnittgrößen nach Überlagerung mit den Schnittgrößen aus Vorspannung, Kriechen und Schwinden am bezogenen Querschnittsrand Spannungen in Höhe der Biegezugfestigkeit hervorrufen, so kann der Lasterhöhungsfaktor α unter Verwertung der Gleichungen (4.5) und (4.6) zu

$$(4.30) \quad \alpha = \frac{(n_v + \beta_{bz} \frac{J_i}{y_u} + M_v)}{(n \cdot \frac{J_i}{y_u} + M_v)} = 1 + \frac{\beta_{bz}}{(n_v + \frac{M_v}{J_i} y_u)}$$

angegeben werden.

Um die grundsätzlichen Auswirkungen der bislang und nachfolgend aufgeführten Beziehungen in Abhängigkeit von den maßgebenden Einflußparametern wenigstens exemplarisch aufzuzeigen und um somit die einzelnen Zusammenhänge ein wenig anschaulicher zu gestalten, wurden drei extrem gegliederte Querschnittstypen gleichen Flächeninhalts definiert, mit denen der praktisch interessierende Anwendungsbereich der entwickelten Beziehungen abgedeckt und allgemeingültige qualitative Tendenzen aufgezeigt werden können.

So ist in Bild 4.3 die Gleichung (4.30) beispielhaft für verschiedene Querschnittsausbildungen bei gleicher Querschnittsfläche, vorgegebenem Spannstahlbewehrungsgrad sowie bekannter Spanngliedlage und Betongüte in Abhängigkeit vom zentrischen Vorspanngrad ausgewertet worden.

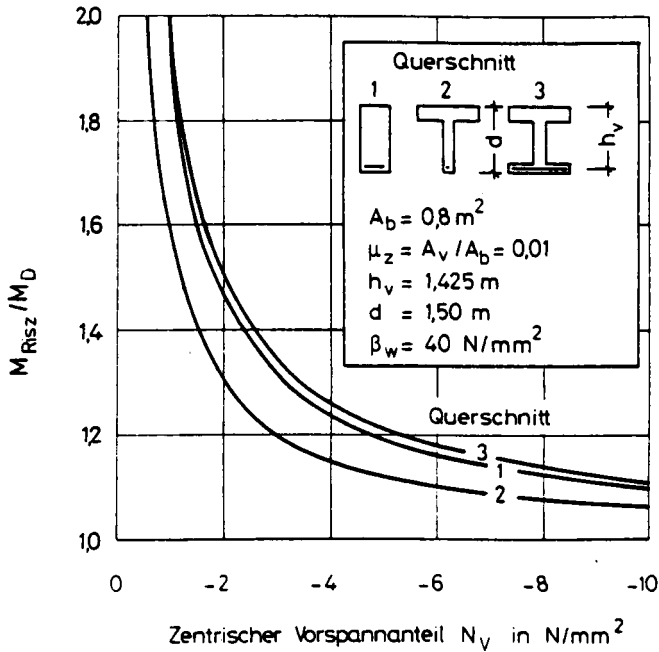


Bild 4.3: Einfluß des zentrischen Vorspanngrades auf das Verhältnis M_{Rib}/M_{Dek} in Abhängigkeit vom Spannstahlbewehrungsgrad und der Querschnittsform (Querschnittsabmessungen nach Bilder 4.5 bis 4.7)

Hieraus wird ersichtlich, daß mit steigendem zentrischem Vorspanngrad die Biegezugfestigkeit weitgehend unabhängig von der Querschnittsform bereits kurz nach Überschreiten der Dekompressionslast erreicht wird.

Im Bereich praxisüblicher zentrischer Vorspanngrade ($- 4 \text{ N/mm}^2 < N_v < - 9 \text{ N/mm}^2$) kann davon ausgegangen werden, daß abhängig von der Querschnittsgestaltung zwischen der 1,08-fachen bis 1,26-fachen Dekompressionslast mit dem Auftreten erster Biege-
risse gerechnet werden muß.

Folgende allgemeine Tendenzen können anhand von Bild 4.3 abgeleitet werden:

Mit steigendem zentrischem Vorspanngrad wird die Biegerißlast bereits kurz nach Überschreiten der Dekompressionslast erreicht, was auch in Anbetracht unsicherer Lastannahmen beim Streben nach rissefreiem Spannbeton nicht grundsätzlich erwünscht sein dürfte und wiederum die Notwendigkeit systematischer theoretischer und experimenteller Untersuchungen zum Riß- und Verformungsverhalten vorgespannter Betonteile im Hinblick auf praxisgerechte Angaben zur Beschreibung der Gebrauchslastverformungen herausstellt.

Da aber in dem vorgenannten Fall der Stahlspannungszuwachs im Rißquerschnitt vergleichsweise gering ausfallen dürfte, müßten die sich einstellenden Rißbreiten relativ schmal und die Rißtiefe wegen der geringen Zugzonenhöhe vergleichsweise niedrig sein, so daß aus der zu erwartenden vorzeitigen Rißbildung keine unmittelbaren Beeinträchtigungen der Gebrauchsfähigkeit vorgespannter Betonbauteile abgeleitet werden sollten.

Ebenso kann davon ausgegangen werden, daß bei niedrigem zentrischem Vorspanngrad erst deutlich oberhalb der Dekompressionslast erste Biege-
risse auftreten. Die damit einhergehenden Erstrißbreiten und -tiefen dürften dann allerdings wesentlich größer sein als im vorgenannten Fall und deshalb detailliertere Betrachtungen zum Riß- und Verformungsverhalten vorgespannter Bauteile erfordern.

4.3 Schnittgrößen und Verformungen nach Zustand II

Bei einem Bauteilabschnitt mit näherungsweise konstanter Biegemomentenbeanspruchung ($Q \approx 0$) tritt nach Überschreiten der Dekompressionslast dort zuerst ein Riß auf, wo die streuende Biegezugfestigkeit des Betons am niedrigsten ist.

Bei teilweise oder beschränkt vorgespannten Bauteilen werden die im Riß auftretenden Zugkräfte von der in der Zugzone liegenden Spann- und Betonstahlbewehrung gemeinsam aufgenommen und die mit der Rißbildung einhergehenden höheren Stahlspannungen über Verbund auf die Stahlspannungen nach Zustand I in den ungerissenen Nachbarbereichen abgebaut.

Bei Spannbetonbauteilen in Segmentbauart sind wegen der geringen Zugfestigkeit der Segmentfugen mit diesen bereits Sollrißstellen vorgegeben, deren Breite für solche Beanspruchungskombinationen auf ein zulässiges Maß begrenzt werden muß, die außerhalb des Fugenbereiches die Biegezugfestigkeit des zur Herstellung der Segmente verwendeten Betons ausschöpfen.

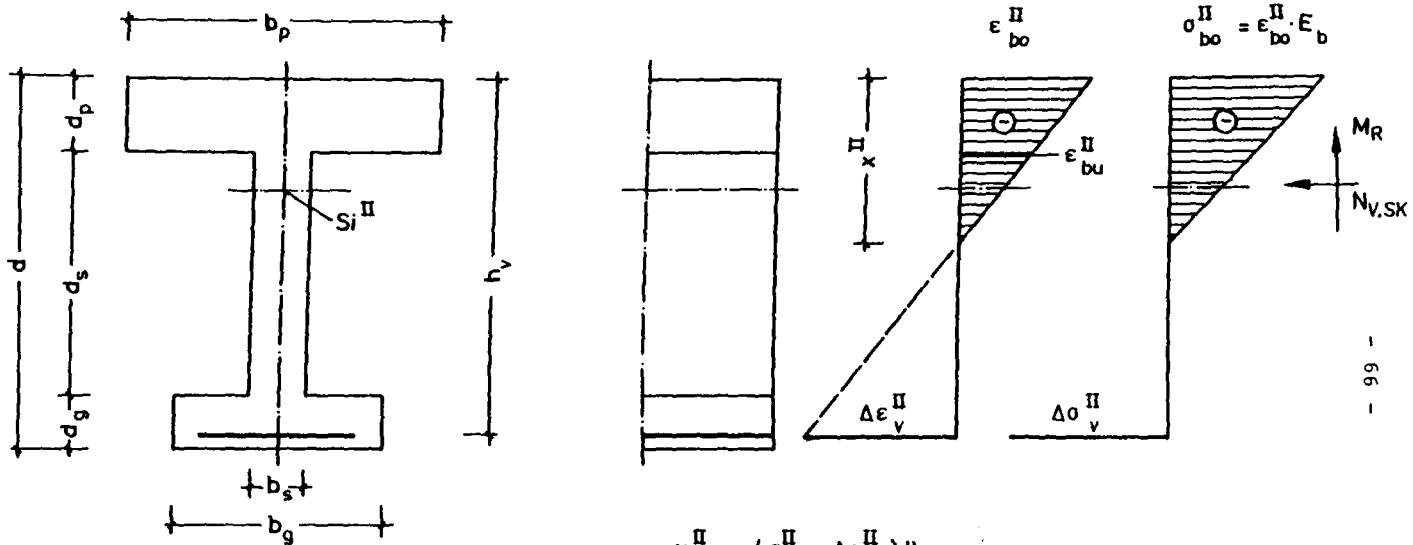
Diese kritische Beanspruchung kann unter Ansatz des wirklichkeitsnahen Biegezugverhaltens von Beton in Abhängigkeit von der Querschnittsform, der Bewehrungsmenge und -anordnung sowie dem Vorspanngrad mit den Gleichungen (4.3), (4.5) und (4.6) zutreffend bestimmt werden.

Die aus dieser Beanspruchungskombination in gerissenen Querschnitten bzw. Segmentfugenbereichen resultierenden Spannungen und Verformungen können mit den Bezeichnungen nach Bild 4.4 aus den einzuhaltenden Gleichgewichts- und Verformungsbedingungen unter Annahme linear-elastischen Materialverhaltens von Stahl und Beton geschlossen ermittelt werden.

Die Bedingung

$$(4.31) \quad Z_v = D_b$$

liefert



$$x_R^{\text{II}} = (\epsilon_{bo}^{\text{II}} + \Delta\epsilon_z^{\text{II}}) / h_v$$

$$Z_v = (\Delta\epsilon_v^{\text{II}} + \epsilon_v^0) E \cdot A_v$$

$$D_b = E_b \left(\frac{(\epsilon_{bo}^{\text{II}} + \epsilon_{bu}^{\text{II}})}{2} \cdot b_p \cdot d_p + \epsilon_{bu}^{\text{II}} \cdot (x^{\text{II}} - d_p) \cdot b_s / 2 \right)$$

Bild 4.4: Spannungs- und Dehnungsverteilung im Rißquerschnitt nach Zustand II

$$(4.32) (\epsilon_v^o + \Delta \epsilon_v^{\text{II}}) E \cdot A_v = E_b \left[\frac{\epsilon_{bo}^{\text{II}} + \epsilon_{bu}^{\text{II}}}{2} b_p \cdot d_p + \epsilon_{bu}^{\text{II}} (x^{\text{II}} - d_p) \frac{b_s}{2} \right]$$

Der rißerzeugenden äußeren Beanspruchung

$$(4.33) \alpha \cdot M_a = (n_v + \beta_{bz}) \frac{j_i}{\gamma_u} - M_v$$

gemäß Gleichung (4.5) und (4.6) entspricht das innere Moment M_i^{II} mit

$$(4.34) M_i^{\text{II}} = E_b \left[\epsilon_{bu}^{\text{II}} \cdot d_p \cdot b_p \left(h_v - \frac{d_p}{2} \right) + \frac{\epsilon_{bo}^{\text{II}} - \epsilon_{bu}^{\text{II}}}{2} \cdot d_p \cdot d_p \left(h_v - \frac{d_p}{3} \right) + \left(\frac{x^{\text{II}} - d_p}{2} \right) b_s \cdot \epsilon_{bu}^{\text{II}} \left(h_v - d_p - \frac{(x^{\text{II}} - d_p)}{3} \right) \right]$$

Mit den Beziehungen

$$(4.35) \epsilon_{bo}^{\text{II}} = \Delta \epsilon_v^{\text{II}} \cdot \frac{x^{\text{II}}}{(h_v - x^{\text{II}})}$$

und

$$(4.36) \epsilon_{bu}^{\text{II}} = \Delta \epsilon_v^{\text{II}} \cdot \frac{x^{\text{II}} - d_p}{h_v - x^{\text{II}}}$$

folgt aus Gleichung (4.32) durch Einsetzen und Umformen

$$(4.37) \Delta \epsilon_v^{\text{II}} = \epsilon_v^o / \left[\frac{(2x^{\text{II}} - d_p) \cdot d_p \cdot b_p + (x^{\text{II}} - d_p)^2 \cdot b_s}{(h_v - x^{\text{II}}) \cdot 2 \cdot n \cdot A_v} - 1 \right]$$

mit

$$(4.38) n = \frac{E}{E_b}$$

Ebenso folgt mit den Gleichungen (4.35) und (4.36) sowie Gleichung (4.34) nach einigen Umformungen

(4.39)

$$\Delta \epsilon_v^{\text{II}} = \frac{2 M_i^{\text{II}} (h_v - x^{\text{II}})}{E_b \left[2(x^{\text{II}} - d_p) d_p \cdot b_p \left(h_v - \frac{d_p}{2} \right) + d_p^2 \cdot b_p \cdot \left(h_v - \frac{d_p}{3} \right) + (x^{\text{II}} - d_p)^2 \cdot b_s \cdot \left(h_v - \frac{2}{3} \cdot d_p - \frac{x^{\text{II}}}{3} \right) \right]}$$

Durch Gleichsetzen der Beziehungen gemäß den Gleichungen (4.37) und (4.39) kann nach umfangreicher Ableitung die Lage der Spannungsnulllinie x^{II} aus der kubischen Gleichung

$$(4.40) \quad K_1 + K_2 \cdot x + K_3 x^2 + K_4 x^3 = 0$$

mit gängigen Lösungsverfahren bestimmt werden /5/. Die Koeffizienten K_i , $i = 1, 2, 3, 4$, nehmen dabei folgende Ausdrücke an:

$$(4.41) \quad K_1 = M_i^{\text{II}} (d_p^2 \cdot b_s - 2 h_v \cdot n \cdot A_v - d_p^2 \cdot b_p) + \epsilon_v^0 E \cdot A_v (-d_p^2 \cdot b_s \cdot h_v + \frac{2}{3} \cdot d_p^3 \cdot b + d_s^2 \cdot b_p \cdot h_v - \frac{2}{3} \cdot d_p^3 \cdot b_p)$$

$$(4.42) \quad K_2 = 2 M_i^{\text{II}} (d_p \cdot b_p + n \cdot A_v - d_p \cdot b_s) + \epsilon_v^0 \cdot A_v \cdot E \left[2 \cdot d_p \cdot b_p \left(h_v - \frac{d_p}{2} \right) + 2 \cdot d_p \cdot b_s \cdot h_v - d_p^2 \cdot b_s \right]$$

$$(4.43) \quad K_3 = M_i^{\text{II}} \cdot b_s - \epsilon_v^0 \cdot E \cdot A_v \cdot b_s \cdot h_v$$

$$(4.44) \quad K_4 = \epsilon_v^0 \cdot E \cdot A_v \cdot b_s / 3$$

Mit bekanntem x^{II} können durch Auswertung der Gleichungen (4.35) und (4.37) die Betonrandstauchungen $\epsilon_{bo}^{\text{II}}$, der Dehnungszuwachs $\Delta \epsilon_v^{\text{II}}$ der Spannglieder und hieraus die Krümmungen κ_R^{II} des Rib- bzw. Fugenquerschnittes zu

$$(4.45) \quad \kappa_R^{\text{II}} = - \frac{\epsilon_{bo}^{\text{II}} + \Delta \epsilon_v^{\text{II}}}{h_v}$$

angegeben werden.

Die Biegesteifigkeit der Fugen- bzw. Rißquerschnitte nach Zustand II ergibt sich mit Gleichung (4.45) zu

$$(4.46) \quad K_{BR}^{II} = \frac{(\alpha \cdot M_a + M_v) \cdot h_v}{(\epsilon_{bo}^{II} + \epsilon_v^I)}$$

Das Verhältnis K_{BR}^{II}/K_{BR}^I kennzeichnet den Abfall der Biegesteifigkeit im Rißquerschnitt (Zustand II) bezogen auf den gleichermaßen beanspruchten aber ungerissenen Nachbarbereich (Zustand I).

Wird die Rißlast durch eine Zwangbeanspruchung hervorgerufen, so können anhand dieser Steifigkeitsverhältnisse auch Aussagen über den durch den Steifigkeitsabfall bedingten Abbau der Zwangsschnittgrößen gewonnen werden.

In den Bildern 4.5 bis 4.7 ist das Verhältnis K_{BR}^{II}/K_{BR}^I in Abhängigkeit von der Querschnittsform, dem Spannstahlbewehrungsgehalt und dem Vorspanngrad ausgewertet worden.

Diese Diagramme quantifizieren bekannte Zusammenhänge:

Mit dem Entstehen von Rissen nimmt die Steifigkeit im Rißquerschnitt abhängig vom Bewehrungsgehalt und der Querschnittsform im Vergleich zur Steifigkeit der ungerissenen Querschnittsbereiche stark ab. Für die ausgewerteten Beispiele sinkt die Biegesteifigkeit im Rißquerschnitt bei einem zentrischen Vorspanngrad von $N_v = - 6 \text{ N/mm}^2$ und einem Spannstahlbewehrungsgehalt $\mu_z = 0,008$ beim Rechteckquerschnitt auf 89 %, beim Plattenbalkenquerschnitt auf 88 % und beim I-Querschnitt immerhin auf ca. 57 % der Biegesteifigkeiten der ungerissenen, im Zustand I befindlichen Querschnittsbereiche ab.

Unabhängig von der Querschnittsform fällt die Biegesteifigkeit im Rißquerschnitt bei gleichem Spannstahlbewehrungsgehalt mit abnehmendem zentrischen Vorspanngrad weiter stark ab. Diese Tendenz unterstreicht

die bereits diskutierten Ergebnisse, wonach bei biegebeanspruchten Bauteilen mit hohem zentrischen Vorspanngrad zwar bereits kurz nach Überschreiten der Dekompressionslast erste Biegerisse auftreten dürften, diese jedoch sehr schmal ausfallen müßten, was auch durch den geringen Steifigkeitsabfall bestätigt wird.

Im Hinblick auf teilweise vorgespannte, zwangbeanspruchte Bauteile kann festgehalten werden, daß der Steifigkeitsabfall gerissener Querschnittsbereiche bei niedrigen Vorspanndehnungen und gleichzeitig hohem Spannstahlbewehrungsgehalt unabhängig von der Querschnittsform deutlich geringer ausfällt als bei hohen Vorspanndehnungen und gleichzeitig niedrigem Spannstahlbewehrungsgehalt.

Nach Einsetzen der mit Gleichung (4.40) errechneten Nulllinienlage x^{II} in Gleichung (4.37) kann die mit Erreichen der maßgebenden Biegezugfestigkeit eintretende Spannungsdifferenz zwischen den Stahlspannungen im Riß- bzw. Fugenbereich und den ungerissenen Nachbarbereichen

$$(4.47) \quad \Delta\sigma_v = \sigma_v^{II} - \sigma_v^I$$

unter Verwendung von Gleichung (4.18) zu

$$(4.48) \quad \Delta\sigma_v = \frac{E \cdot \epsilon_v^0}{\left[\frac{(2x^{II} - d_p) d_p \cdot b_p \cdot (x^{II} - d_p)^2 \cdot b_s}{(h_v - x^{II})^2 \cdot n \cdot A_v} - 1 \right]} - n \cdot \frac{(h_v - x)}{h_z} \beta_{bz}$$

in Abhängigkeit vom Vorspanngrad, der Querschnittsgeometrie und der Betonbiegezugfestigkeit angegeben werden.

In Bild 4.8 sind die in Abhängigkeit vom Vorspanngrad und der Querschnittsgeometrie für eine mittlere Betongüte und einen üblichen Spannstahlbewehrungsgehalt mit Erreichen der mittleren Biegezugfestigkeit des Betons eintretenden Spannungsdifferenzen $\Delta\sigma_v$

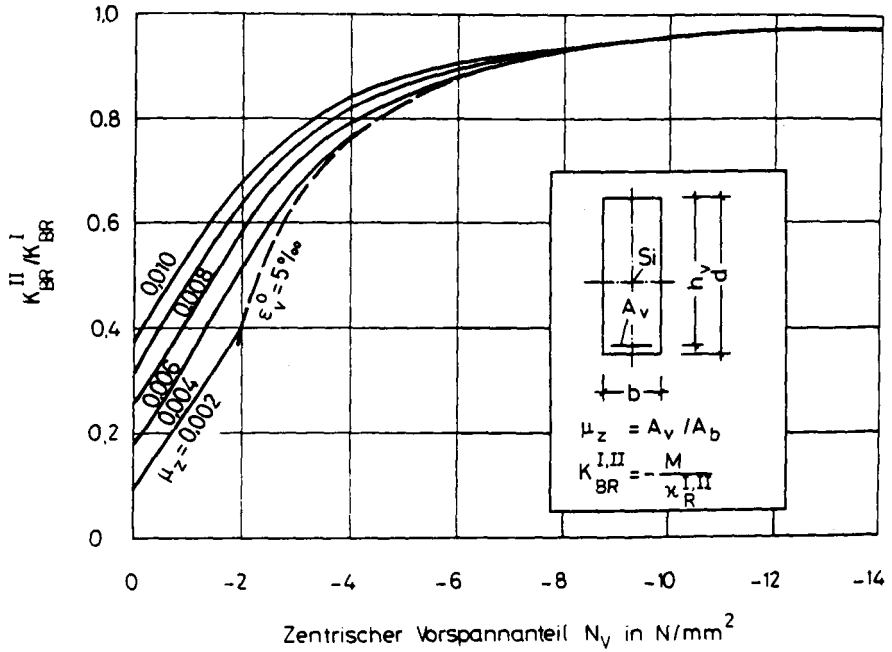


Bild 4.5: Bezogene Biegesteifigkeiten K_{BR}^{II}/K_{BR}^I in Abhängigkeit vom zentrischen Vorspanngrad und vom Spannstahlbewehrungsgehalt bei vorgegebener Querschnittsausgestaltung

$d = 1,50 \text{ m}$
 $h_v = 1,425 \text{ m}$
 $b = 0,53 \text{ m}$
 $A_b = 0,80 \text{ m}^2$

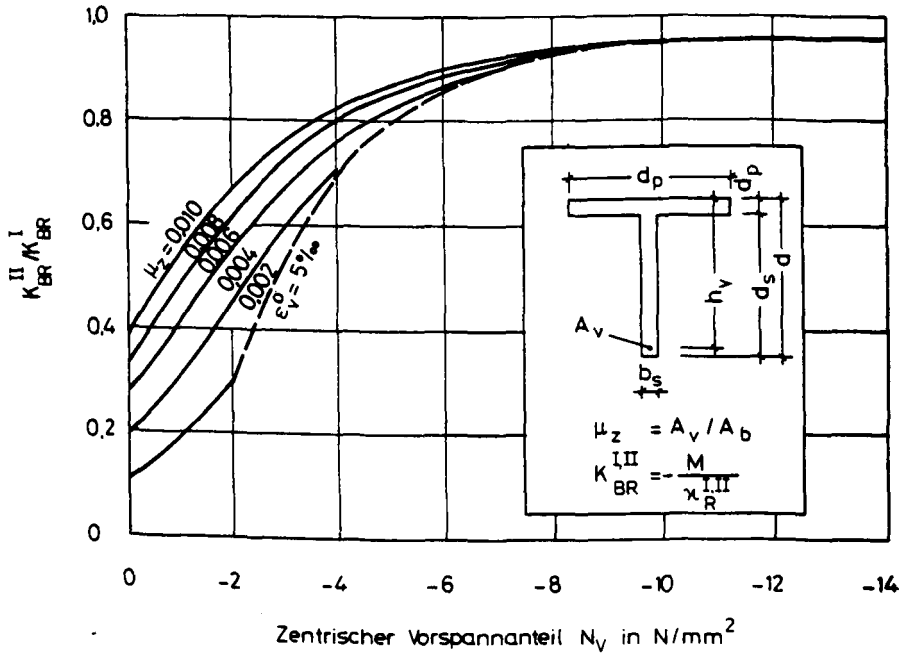


Bild 4.6: Bezogene Biegesteifigkeiten K_{BR}^{II}/K_{BR}^I in Abhängigkeit vom zentrischen Vorspanngrad und vom Spannstahlbewehrungsgehalt bei vorgegebener Querschnittsausbildung

$d = 1,50 \text{ m}$	$b_s = 0,29 \text{ m}$	$A_b = 0,8 \text{ m}^2$
$b_p = 1,50 \text{ m}$	$d_s = 1,20 \text{ m}$	
$h_v = 1,425 \text{ m}$	$d_p = 0,30 \text{ m}$	

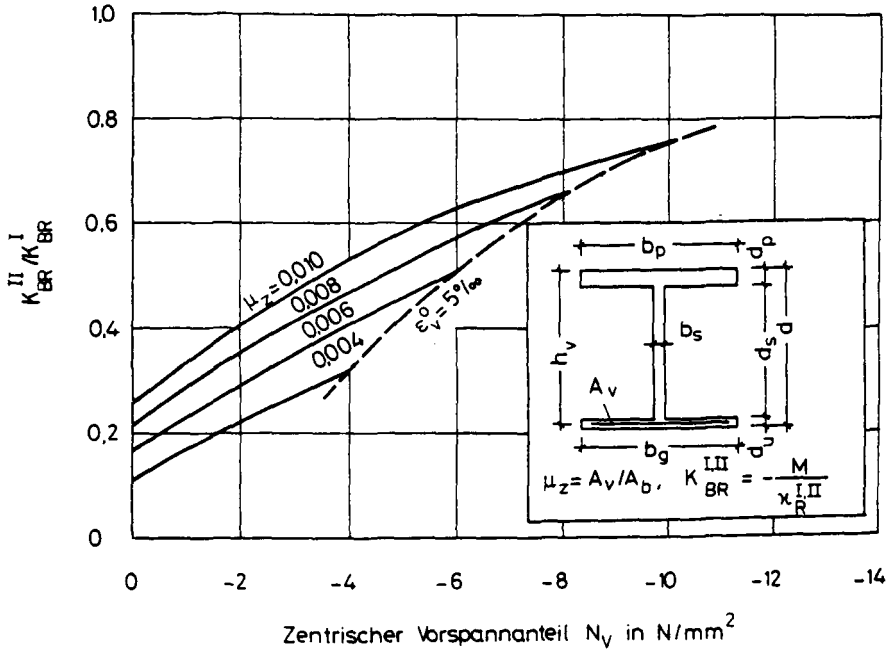


Bild 4.7: Bezogene Biegesteifigkeiten K_{BR}^{II}/K_{BR}^I in Abhängigkeit vom zentrischen Vorspanngrad und vom Spannstahlbewehrungsgehalt bei vorgegebener Querschnittsausbildung

- | | |
|-------------------------|--------------------------|
| $d = 1,50 \text{ m}$ | $b_p = 1,50 \text{ m}$ |
| $h_v = 1,425 \text{ m}$ | $b_s = 0,119 \text{ m}$ |
| $d_s = 1,05 \text{ m}$ | $b_u = 1,50 \text{ m}$ |
| $d_p = 0,3 \text{ m}$ | $A_b = 0,80 \text{ m}^2$ |
| $d_u = 0,15 \text{ m}$ | |

aufgetragen.

Dieses Diagramm bestätigt die vorab gewonnenen Erkenntnisse, **wonach** die Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_v$ zwischen Stahlspannung σ_v^{II} im Riß- bzw. Fugenquerschnitt und der Stahlspannung σ_v^I im ungerissenen Nachbarbereich neben dem Bewehrungsgehalt und der Betongüte **wesentlich** von der Querschnittsgeometrie abhängt und mit zunehmendem zentrischem Vorspanngrad stark abfällt.

4.4 Zusammenfassung und Schlußfolgerung

Im Zusammenhang mit der Beschreibung des Spannungs-Verformungsverhaltens vorgespannter, biegebeanspruchter Betonbauteile im Erstrißzustand war zu untersuchen, unter welchen Beanspruchungszuständen die von zahlreichen Parametern abhängige Betonbiegezugfestigkeit ausgeschöpft und damit der Abschluß des reinen Erstrißbereiches erreicht wird.

Die vorgenommenen Betrachtungen zeigten, daß auch bei vorgespannten, biegebeanspruchten Bauteilen, im wesentlichen unabhängig von der Querschnittsgeometrie, bereits kurz nach Überschreiten der Dekompressionslast die Biegezugfestigkeit des Betons ausgenutzt wird und somit von einer vorzeitigen Rißbildung ausgegangen werden muß.

Im Hinblick auf das in dieser Arbeit verfolgte Problem bedeutet dies jedoch, daß in solchen Fällen der Einfluß der Segmentfugen ("Sollrißstellen") an Bedeutung verliert, da sich sehr frühzeitig auch weitere Risse im Beton außerhalb der Fugenbereiche bilden dürften.

Es zeigte sich aber auch, daß bei Bauteilen mit geringem zentrischem Vorspanngrad, der entweder durch eine hohe Vorspanndehnung bei gleichzeitig niedrigem Spannstaahlbewehrungsgehalt oder umgekehrt durch eine niedrige Vorspanndehnung bei gleichzeitig höherem Spannstaahlbewehrungsgehalt (teilweise Vorspannung) erreicht werden kann, mit Erreichen der maßgebenden Biegezugfestigkeit

und bei geöffneten Fugen bzw. eintretender Erstrißbildung auch ein größerer Stahlspannungszuwachs im Riß- bzw. Fugenquerschnitt einhergeht.

Der Steifigkeitsabfall im Riß- oder Fugenquerschnitt hängt wesentlich von der Querschnittsgliederung, dem Bewehrungsgrad sowie dem zentrischen Vorspanngrad ab und fällt bei hoch zentrisch vorgespannten rechteckigen Bauteilen geringer aus als bei sonst gleichen aber gegliederten Bauteilen.

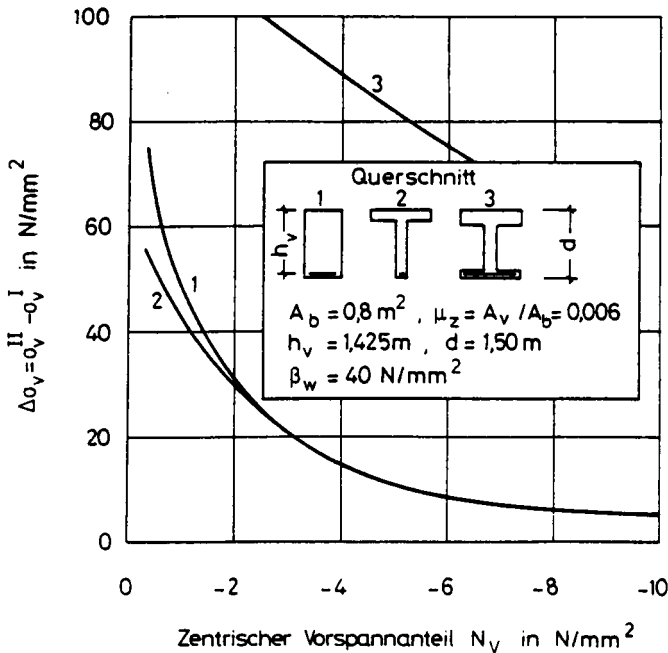


Bild 4.8: Abhängigkeit der Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_v$ zwischen Spannstahlspannung σ_v^{II} im Rißquerschnitt nach Zustand II und Spannstahlspannung σ_v^I im ungerissenen Nachbarbereich nach Zustand I in Abhängigkeit vom zentrischen Vorspanngrad und der Querschnittsform bei konstantem Spannstahlbewehrungsgehalt (Querschnittsabmessungen nach Bilder 4.5 bis 4.7)

5. SPANNUNGEN UND VERFORMUNGEN IM EINLEITUNGSBEREICH GERISSENER SPANNBETONBAUTEILE

5.1 Beanspruchungszustand des Einleitungsbereiches

Wenn sich nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit zug- oder biegezugbeanspruchter Stahl- oder Spannbetonbauteile erste Risse gebildet haben, oder, bezogen auf den Segmentbau, wenn mit Überschreiten der Dekompressionslast erste Fugenöffnungen eingetreten sind, entstehen neben den Riß- oder Fugenquerschnitten Bereiche, in denen die Schnittgrößen in den Riß- oder Fugenquerschnitten (ermittelt nach Zustand II) auf die Schnittgrößen nach Zustand I in den nicht gerissenen Nachbarbereichen abgebaut werden müssen.

Der Beanspruchungszustand biegebeanspruchter Stahl- oder Spannbetonbauteile im Einleitungsbereich ist in Bild 5.1 skizziert.

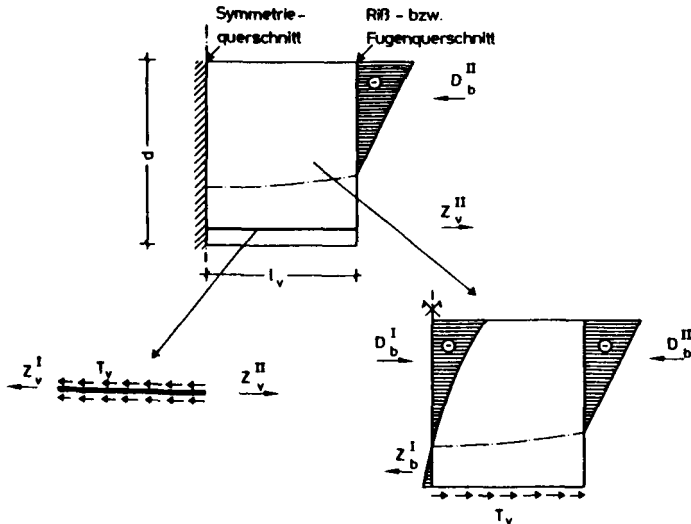


Bild 5.1: Beanspruchungszustand der an die Riß- oder Fugenquerschnitte angrenzenden Einleitungsbereiche biegebeanspruchter Stahl- und Spannbetonbauteile

Es wird deutlich, daß der Beanspruchungszustand der an die Riß- oder Fugenquerschnitte angrenzenden Einleitungsbereiche in zwei Komponenten aufgesplittet werden kann:

1. in die Beanspruchungen der Beton- und Spannstähle, hervorgerufen durch die Spannungsdifferenz zwischen Spannstahlspannung $\Delta\sigma_v$ im Riß- oder Fugenquerschnitt und den Spannstahlspannungen am Ende des Einleitungsbereiches und
2. den Beanspruchungen der Betonscheibe, die aus den Druckspannungen im Riß- oder Fugenquerschnitt und den Spannungen am Ende des Einleitungsbereiches sowie den angreifenden Verbundkräften resultieren.

Der Abbau der im Rißquerschnitt wirkenden Spannungen nach Zustand II in der Zug- oder Biegezugbewehrung auf die Spannungen am Ende des Einleitungsbereiches geschieht über Verbund auf der Einleitungslänge l_v , die u. a. von

- dem Bewehrungsgrad
- der Lage der Bewehrung
- der Oberflächenbeschaffenheit der Bewehrung und
- dem zur Kraftübertragung pro Längeneinheit zur Verfügung stehenden Verbundumfang

abhängt.

Die über Verbund abgebauten Stahlspannungen werden in den Beton eingeleitet. Die daraus resultierenden, an der Betonscheibe angreifenden Verbundkräfte, erzeugen bei biegebeanspruchten Betonbauteilen und exzentrischer Bewehrungslage am gezogenen Querschnittsrand Zugspannungen und - aus Gleichgewichtsgründen - am gedrückten Querschnittsrand entsprechende Druckspannungen.

Die im Riß- oder Fugenquerschnitt biegebeanspruchter Bauteile aus der Rißbeanspruchung resultierenden Betondruckspannungen nach Zustand II werden auf der Länge l_{BSW} auf die nach der Balkenbiegetheorie wirkenden Betondruckspannungen nach Zustand I am Ende des l_{BSW} - langen Einleitungsbereiches abgebaut.

Diese Länge l_{BSW} hängt im wesentlichen von

- der Querschnittsform und dem Grad der Querschnitts-
gliederung sowie
- vom Bewehrungsgrad bzw. von der Lage der Spannungs-
nulllinie im Riß- oder Fugenquerschnitt, d. h. von
der Größe der biegedruckbeanspruchten Querschnitts-
fläche im Riß- oder Fugenquerschnitt

ab.

Dieser - gewissermaßen - St. Venant'sche Einleitungsbereich erstreckt sich im noch nicht abgeschlossenen Erstrißzustand etwa auf einer Länge, die für praktische Fälle ausreichend genau der Querschnittshöhe d entspricht, aber nicht zwangsläufig mit der Verbundlänge l_v übereinstimmen muß.

Für die Ermittlung des Spannungs- und Verformungszustandes im Einleitungsbereich biegebeanspruchter Betonbauteile sind demnach folgende Beanspruchungszustände zu unterscheiden:

1. Die Erstrißbildung ist noch nicht vollständig abgeschlossen

In diesem Fall existieren zwischen den einzelnen Rissen oder geöffneten Fugen Bereiche, in denen keine Verbundbeanspruchungen vorhanden sind und die Schnittgrößen für Zustand I nach der Balkenbiegelehre ermittelt werden können.

Die für die Ermittlung des Spannungs- und Verformungszustandes maßgebende Einleitungslänge ergibt sich aus dem Größtwert von l_{BSW} und l_v .

2. Die Erstrißbildung ist abgeschlossen

In diesem Fall kann die Länge des Einleitungsbereiches zur Beschreibung des Spannungs- und Verformungszustandes mit ausreichender Genauigkeit aus dem halben Rißabstand oder der halben Segmentlänge ermittelt werden.

Dies bedeutet, daß die Schnittgrößen im Symmetriequerschnitt nur dann nach Zustand I ermittelt werden dürfen, wenn der Riß- oder Fugenabstand l_s ungefähr die zweifache Bauteilhöhe beträgt. Wenn $l_s < 2d$ beträgt, ist der Spannungsausgleich in der Betonscheibe noch nicht vollständig abgeschlossen und die Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_v$ zwischen Stahlspannung σ_v^{II} im Riß- oder Fugenquerschnitt und der Stahlspannung σ_v^I im ungerissenen Nachbarbereich nur dann abgebaut, wenn $l_v < l_s/2$ ist. Für $l_v > l_s/2$ ist die Verbundzone auf der ganzen Länge zwischen den Rissen bzw. Fugen beansprucht.

Für die Ermittlung von Rißbreiten und Rißabständen sowie zur Beschreibung des Verformungszustandes gerissener Betonbauteile wird bei Stahlbetonbauteilen der Zug- und Druckspannungsanteil im Einleitungsbereich, der aus der Betonscheibenwirkung hervorgerufen wird, in aller Regel vernachlässigt. Dies bedeutet, daß für diesbezügliche Untersuchungen bei biegebeanspruchten Bauteilen von der Gleichgewichtsbedingung $D_b^{II} = T_v$ ausgegangen wird. Noakowski / 77 / schätzt den Anteil der hieraus resultierenden Betonzugspannungen am Ende des Einleitungsbereiches für übliche Querschnittsabmessungen bei Biege- und Biegedruckbeanspruchungen mit maximal 20 ~ 30 % der gesamten aufnehmbaren Biegezugspannungen ab und begründet die Vernachlässigung des Spannungsanteiles aus der Betonscheibenwirkung für derartige Fälle - zu Recht - mit der von Haus aus stark streuenden Betonzugfestigkeit und dem mit zunehmender Rißbildung fortschreitenden Abbau der Verformungen aus Betonscheibenwirkung am gezogenen Querschnittsrand.

Somit können im Stahlbetonbau die Rißbreiten und Rißabstände im Erstrißzustand, wie auch die zahlreichen theoretischen Ansätze (z. B. /59,69,99,100,106,112/) mit entsprechenden experimentellen Vergleichsbetrachtungen zeigen, mit hinreichender Genauigkeit aus den über Verbund von Stahl in den Beton eingeleiteten Zugspannungen angegeben werden.

Für Spannbetonbauteile liegen die Verhältnisse dagegen grundsätzlich anders. Das im Riß- oder Fugenquerschnitt wirkende Kräftepaar $D_b^{II} - Z_v^{II}$ ist im Vergleich zu ausschließlich biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen um den Vorspannanteil größer. Dies bedeutet, daß zwar - genau wie bei Stahlbetonbauteilen - über Verbund die aus der Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_v$ resultierenden Zugspannungen in den Beton eingeleitet werden müssen, aber die volle Betondruckkraft $D_b^{II} \gg T_v$, die auch den Vorspannanteil beinhaltet, auf die Betonscheibe wirkt und - aus Gleichgewichtsgründen - erhebliche Zugspannungen in den gezogenen Querschnittsbereichen erzeugt.

Zur Verdeutlichung sind in Bild 5.2 die sich für einen Rechteckquerschnitt am Ende des Einleitungsbereiches im Abstand $l_{BSW} = d$ einstellenden Randzugspannungen aus der Betonscheibenwirkung, bezogen auf die maximal aufnehmbare querschnitts-, beanspruchungs- und materialabhängige Biegezugfestigkeit (vgl. Kapitel 2 dieser Arbeit) in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad für eine Betongüte ($f_w = 40 \text{ N/mm}^2$) und übliche Bewehrungslagen aufgetragen.

Für Stahlbetonbauteile bestätigt sich hier die Annahme von Noakowski / 77 /, daß die Randzugspannungen aus Betonscheibenwirkung (BSW) für übliche Abmessungen und Bewehrungslagen 20 - 30 % der maximal aufnehmbaren Betonbiegezugspannungen nicht überschreiten. Es zeigt sich auch, daß mit zunehmender Exzentrizität der Bewehrungslage dieser Anteil wegen des größer werdenden inneren Hebelarmes weiter abnimmt. Ebenso vermindert sich dieser Einfluß mit zunehmendem Bewehrungsgrad, da der innere Hebelarm und damit das Zugspannungen erzeugende Moment aus Biegedruckkraft D_b^{II} im

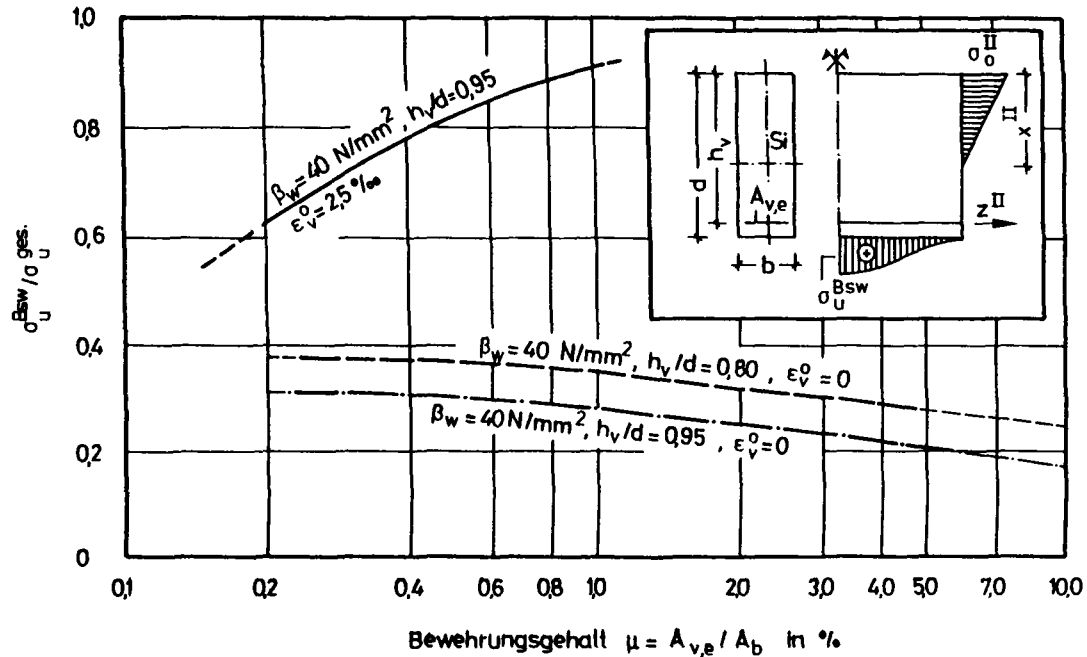


Bild 5.2: Einfluß des Bewehrungsgehaltes μ_z auf die Randzugspannungen infolge Betonscheibenwirkung in Abhängigkeit von der Vorspanndehnung und der Bewehrungslage h_v bei vorgegebener Querschnittsausgestaltung nach Überschreiten der Betonbiegezugfestigkeit

Rißquerschnitt und zugehörigem Hebelarm (Abstand von D_{b}^{II} zur ideellen Schwerlinie nach Zustand I) abnimmt. Weitergehende, hier nicht weiter aufgeführte Vergleichsrechnungen ergaben, daß die dargestellten quantitativen Zusammenhänge bei gleichen Querschnittsabmessungen und gleicher Bewehrungsanordnung weitgehend unabhängig von der Betongüte sind.

Bei sich weiter ausprägendem Rißbild nehmen die Randzugspannungen infolge der Betonscheibenwirkung wegen des enger werdenden Rißabstandes weiter ab, so daß zu vermerken ist, daß bei last- oder last-/zwangbeanspruchten Stahlbetonbauteilen, wo im Gebrauchszustand im Bereich konstanter Momentenbeanspruchung ein weitgehend abgeschlossenes Biegerißbild toleriert wird, der Einfluß der Betonscheibenwirkung auf das Spannungs- und Verformungsverhalten eine untergeordnete Rolle spielt und bei ausschließlich zwangbeanspruchten Stahlbetonbauteilen, wo üblicherweise kein abgeschlossenes Rißbild vorausgesetzt werden kann, die Auswirkungen der BSW in erster Näherung außer Acht gelassen werden können.

Erwartungsgemäß weichen die qualitativen und quantitativen Ergebnisse bei vorgespannten Bauteilen mit gleichen Abmessungen und Bewehrungsgehalten mit zunehmendem Vorspanngrad von denen nicht vorgespannter Bauteile ab.

Im hier dargestellten Beispiel mit einer praxisüblichen Vorspanndehnung von $\epsilon_v^0 = 2,5 \%$ nimmt der Randzugspannungsanteil aus BSW mit steigendem Bewehrungsgrad μ_z stark zu und erreicht bei $\mu_z = 1 \%$ rund 90 % der aufnehmbaren Biegezugspannung. Hieraus kann allgemeingültig gefolgert werden, daß bei Spannbetonbauteilen die Biegerißentwicklung, besonders bei hohem zentrischen Vorspanngrad, in übergeordnetem Maße durch Biegezugspannungsanteile infolge der Betonscheibenwirkung gesteuert und weniger von den mit Erstrißbildung entstehenden Verbundbeanspruchungen beeinflußt wird.

Wie die Untersuchungen in Kapitel 4 dieser Arbeit zeigten, fällt mit zunehmendem Spannstahlbewehrungsgrad die Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_v$ ab, so daß dieser Zusammenhang anschaulich die Notwendigkeit verdeutlicht, bei der wirklichkeitsnahen Ermittlung des Riß- und Verformungsverhaltens vorgespannter Betonbauteile den Einfluß der BSW im Einleitungsbereich zu berücksichtigen, zumal im Gebrauchslastbereich nur mit dem Auftreten einzelner Risse gerechnet werden muß und nicht - abgesehen von teilweise vorgespannten Konstruktionen - von einem weitgehend abgeschlossenen Erstrißzustand ausgegangen werden kann.

In den folgenden Abschnitten dieses Kapitels sollen deshalb zunächst die Verformungen und Spannungen im Einleitungsbereich infolge der Verbundwirkung unter Verwertung der in Kapitel 3 abgeleiteten Verbundgrundgesetze für Spannstähle mit nachträglichem Verbund hergeleitet werden, wobei auf hier interessierende besondere Probleme wie

- die innere Rißbildung infolge der Verbundwirkung und
- die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen infolge der Verbundwirkung

näher eingegangen wird.

Schließlich wird eine auf der Scheibentheorie aufbauende geschlossene Lösung zur Erfassung der Spannungen und Verformungen aus der BSW im Einleitungsbereich entwickelt.

5.2 Verformungen und Spannungen aus der Verbundbeanspruchung

Infolge des Öffnens der Segmentfugen oder mit Bildung von **Rissen** ergeben sich auf Grund unterschiedlicher Beanspruchungszustände in den Fugen-bzw. Rißbereichen (Ermittlung der inneren Schnittgrößen nach Zustand II) und der angrenzenden ungerissenen **Bereiche** Verbundbeanspruchungen, da die erhöhten Stahlspannungen im Rißquerschnitt auf die Stahlspannungen in den ungerissenen Bereichen abgebaut werden müssen.

In Anlehnung an Bild 5.3 ergibt sich in den Einleitungsbereichen der Spannungsverlauf des Bewehrungsstranges zu

$$(5.1) \quad \sigma_{v(x)} = \sigma_v^I + d\sigma_{(x)} = \sigma_v^I + \frac{U_v}{A_v} \int_0^x \tau_v dx$$

und die daraus in den Beton eingeleiteten Spannungen zu

$$(5.2) \quad \sigma_{b(x)} = \sigma_{bu}^I - \frac{U_v}{\alpha A_{bz}} \int_0^x \tau_v dx$$

Die zugehörigen Dehnungen und Verschiebungen des Stahles und des Betons ermitteln sich damit zu

$$(5.3) \quad \epsilon_{v(x)} = \epsilon_v^I + d\epsilon_{v(x)} = \epsilon_v^I + \frac{U_v}{A_v E} \int_0^x \tau_v dx$$

bzw.

$$(5.4) \quad \delta_{v(x)} = \int_0^x \epsilon_{v(x)} dx = \int_0^x \epsilon_v^I dx + \frac{U_v}{A_v E} \int_0^x \int_0^x \tau_v dx dx$$

und

$$(5.5) \quad \epsilon_{bu(x)} = \epsilon_{bu}^I - \frac{U_v}{\alpha A_{bz} E_b} \int_0^x \tau_v dx$$

bzw.

$$(5.6) \quad \delta_{b(x)} = \int_0^x \epsilon_{bu}^I dx - \frac{U_v}{\alpha A_{bz} E_b} \int_0^x \int_0^x \tau_v dx dx$$

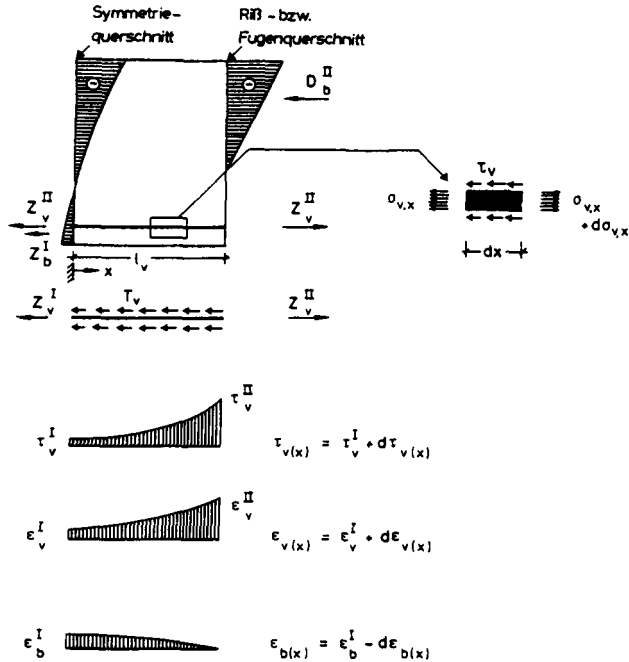


Bild 5.3.: Betonscheibenbeanspruchungen infolge der Verbundwirkung

Die Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_v$ zwischen Spannstahlspannung σ_v^{II} in der Fuge bzw. Riß und der Spannstahlspannung σ_v^I im benachbarten ungerissenen Bereich wird über Verbund auf der Einleitungsstrecke ℓ_v abgebaut, gleichzeitig werden entsprechende Spannungen in dem den Stahl umgebenden Beton aufgebaut.

Mit Gleichung (5.3) ergibt sich

$$(5.7) \quad \epsilon_v^I = \epsilon_v^I + \frac{U_v}{A_v E} \int_0^{\ell_v} \tau_v dx$$

und

$$(5.8) \quad \Delta\epsilon_v^{II} = \epsilon_v^{II} - \epsilon_v^I = \frac{U_v}{A_v E} \int_0^{\ell_v} \tau_v dx$$

Die über Verbund aus dem Stahl in den Beton eingeleiteten Kräfte erzeugen am Ende des Einleitungsbereiches die Betondehnung

$$(5.9) \quad \epsilon_{bu} = \frac{U_v}{\alpha A_{bz} E_b} \int_0^{l_v} \tau_v dx$$

die sich mit Gleichung (5.8) zu

$$(5.10) \quad \epsilon_{bu} = \frac{\Delta \epsilon_v^II \cdot E \cdot A_v}{\alpha A_{bz} E_b} = \frac{\Delta \epsilon_v^II \cdot n \cdot A_v}{\alpha A_{bz}}$$

angeben läßt.

Damit ergibt sich Gleichung (5.6) zu

$$(5.11) \quad \delta_{b(x)} = \frac{\Delta \epsilon_v^II \cdot n \cdot A_v}{\alpha A_{bz}} \int_0^x dx - \frac{U_v}{\alpha A_{bz} E_b} \int_0^x \int_0^x \tau_v dx dx$$

Die Relativverschiebungen $\Delta x(x)$ zwischen Stahl und Beton ermitteln sich aus

$$(5.12) \quad \Delta x(x) = \delta_{v(x)} - \delta_{b(x)}$$

zu

$$(5.13) \quad \Delta x(x) = \int_0^x \epsilon_v^I dx + \frac{U_v}{A_v E} \int_0^x \int_0^x \tau_v dx dx - \frac{\Delta \epsilon_v^II \cdot n \cdot A_v}{\alpha A_{bz}} \int_0^x dx + \frac{U}{\alpha A_{bz} E_b} \int_0^x \int_0^x \tau_v dx dx$$

und

$$(5.14) \quad \Delta x(x) = \epsilon_v^I \cdot x - \frac{\Delta \epsilon_v^II \cdot n \cdot A_v}{\alpha A_{bz}} x + \left(\frac{U_v}{A_v E} + \frac{U_v}{\alpha A_{bz} E_b} \right) \int_0^x \int_0^x \tau_v dx dx$$

Zur Lösung dieser Gleichung muß der Verbundspannungsverlauf längs des Einleitungsbereiches bekannt sein. Da aufgrund der Pull-Out-Versuche nur die Abhängigkeit der Verbundspannung von der zugehörigen Verschiebung bekannt ist, folgt die Verknüpfung zwischen Gleichung (5.14) und Gleichung (3.5) über

$$(5.15) \quad \frac{d^2 \Delta x}{dx^2} = \tilde{\alpha} \cdot \tau_v$$

mit

$$(5.16) \quad \tau_v = b \cdot \Delta x^c \cdot \beta_c$$

zu

$$(5.17) \quad \frac{d^2 \Delta x}{dx^2} = \left(\frac{U_v}{A_v E} + \frac{U_v}{\alpha A_{bz} E_b} \right) \cdot \tau_v$$

Damit ergibt sich die zu lösende Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes zu

$$(5.18) \quad \frac{d^2 \Delta x}{dx^2} = \left(\frac{U_v}{A_v E} + \frac{U_v}{\alpha A_{bz} E_b} \right) b \cdot \beta_c \cdot \Delta x^c$$

oder mit

$$(5.19) \quad \alpha_1 = \left(\frac{U_v}{A_v E} + \frac{U_v}{\alpha A_{bz} E_b} \right) b \cdot \beta_c$$

zu

$$(5.20) \quad \frac{d^2 \Delta x}{dx^2} = \alpha_1 \cdot \Delta x^c$$

Diese Differentialgleichung kann analog dem von Martin / 68 / eingeschlagenen Weg auf einfache Weise gelöst werden:

Mit der Substitution

$$(5.21) \quad Z(\Delta x) = \frac{d\Delta x}{dx}$$

und

$$(5.22) \quad \frac{d^2 \Delta x}{dx^2} = Z(\Delta x) \cdot \frac{dZ(\Delta x)}{d\Delta x} = \alpha_1 \cdot \Delta x^c$$

führt die Trennung der Veränderlichen zu

$$(5.23) \quad Z(\Delta x) \cdot dz(\Delta x) = a_1 \cdot \Delta x^c \cdot d\Delta x$$

Die Lösung dieser Differentialgleichung erfolgt über

$$(5.24) \quad \int Z(\Delta x) \cdot dz(\Delta x) = \int a_1 \cdot \Delta x^c d\Delta x$$

und

$$(5.25) \quad Z^2/2 = \frac{a}{c+1} \Delta x^{c+1} + K_1$$

zu

$$(5.26) \quad Z = \frac{d\Delta x}{dx} = \sqrt{\frac{2a_1}{c+1} \Delta x^{c+1} + K_1}$$

Unter der Voraussetzung, daß am Ende des Einleitungsbereiches ($x = 0$) die Verschiebungen $\Delta x_{(0)} = 0$ sind und daß an dieser Stelle die Neigung der Verschiebungsfunktion ebenfalls Null ist, ergibt sich sofort

$$(5.27) \quad K_1 = 0$$

Die vorab genannten Randbedingungen spiegeln hinreichend genau die tatsächlich vorherrschenden Verhältnisse wider, denn

1. im Erstrißbereich sowie beim ausgeprägten Rißbild sind die Verschiebungen am Ende des Einleitungsbereiches l_v bzw. im Symmetriequerschnitt zwischen zwei Rissen Null, ebenso ist
2. am Ende des Einleitungsbereiches bzw. im Symmetriequerschnitt zwischen zwei Rissen die Verbundspannung bei Vernachlässigung des Haftspannungsanteiles Null; genauso weist der Verbundspannungsverlauf hier einen Wendepunkt auf.

Damit kann aus Gleichung 5.26 nach Trennung der Veränderlichen die Lösung der Differentialgleichung über

$$(5.28) \quad \int \frac{d\Delta x}{\Delta x^{\frac{c+1}{2}}} = \sqrt{\frac{2a_1}{(c+1)}} \int dx$$

und

$$(5.29) \quad -\frac{2}{(c-1)} \Delta x^{-\left(\frac{c-1}{2}\right)} = \sqrt{\frac{2a_1}{(c-1)}} x + K_2$$

mit

$$(5.30) \quad K_2 = 0$$

nach kurzer Umformung zu

$$(5.31) \quad \Delta x_{(x)} = \left[\sqrt{\frac{2a_1}{c+1}} \left(\frac{1-c}{2} \right) \right]^{\frac{2}{1-c}} \cdot x^{\frac{2}{1-c}}$$

angegeben werden.

Mit

$$(5.32) \quad \tau_v = b \cdot \Delta x^c \cdot \beta_c$$

kann nun auch der Verbundspannungsverlauf längs der Einleitungsstrecke zu

$$(5.33) \quad \tau_{v(x)} = b \cdot \beta_c \left[\sqrt{\frac{2a_1}{c+1}} \left(\frac{1-c}{2} \right) \right]^{\frac{2c}{1-c}} \cdot x^{\frac{2c}{1-c}}$$

mit b, c : Verbundbeiwerte, die anhand von Pull-Out-Versuchen ermittelt wurden bzw. mit solchen Versuchen leicht bestimmbar sind

und

ermittelt werden.

Der Stahlspannungsverlauf im Einleitungsbereich kann mit Gleichung (5.1) und Gleichung (5.32) nach kurzer Umformung zu

$$(5.34) \quad \sigma_{v(x)} = G_v^I + \frac{U_v}{A_v} \cdot \beta_c \cdot b \left[\sqrt{\frac{2a_1}{c+1}} \left(\frac{1-c}{2} \right) \right]^{\frac{2c}{1-c}} \cdot \frac{1-c}{1+c} \cdot x^{\frac{1-c}{1-c}}$$

angegeben werden, womit sich bei bekannter Stahlspannungsdifferenz $\Delta\sigma_v$ durch Umformung die Länge l_v ermitteln läßt:

$$(5.35) \quad l_v = \left\{ \Delta G_v / \left\{ \frac{U_v}{A_v} \beta_c b \left[\sqrt{\frac{2a_1}{1+c}} \left(\frac{1-c}{2} \right) \right]^{\frac{2c}{1-c}} \left(\frac{1-c}{1+c} \right) \right\} \right\}^{\frac{1-c}{1-c}}$$

Durch Einsetzen von Gleichung (5.35) in Gleichung (5.33) kann nach längerer Umformung die längs der Einleitungsstrecke l_v wirkende größte Verbundspannung $\tau_{v, \max}$ zu

$$(5.36) \quad \tau_{v, \max} = \beta_c \cdot b \left[\sqrt{\frac{(1+c)a_1}{2}} \cdot \frac{\Delta G_v \cdot A_v}{U_v \beta_c \cdot b} \right]^{\frac{2c}{1-c}}$$

angegeben werden.

Ebenso läßt sich die Verschiebung Δx im Riß- bzw. Fugenbereich durch Verwertung der Gleichungen (5.35) und (5.31) zu

$$(5.37) \quad \Delta x = \left(\frac{\Delta G_v \cdot A_v}{U_v \beta_c \cdot b} \sqrt{a_1 + \frac{(1+c)}{2}} \right)^{\frac{2}{1-c}}$$

berechnen.

Für die Ermittlung der Verläufe der

- Verbundspannungen
- Stahlspannungen und
- Verschiebungen

längs der Einleitungsstrecke sind die vorab aufgeführten Gleichungen zu aufwendig.

Mit bekannter Stahlspannungsdifferenz $\Delta\sigma_v$, daraus errechenbarer maximaler Verbundspannung und größter Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton können die zugehörigen Verläufe zu

$$(5.38) \quad \tau_v(x) = \tau_{v,\max} \cdot \eta_x^{\frac{2c}{1-c}}$$

$$(5.39) \quad \Delta\sigma_v(x) = \Delta\sigma_v \cdot \eta_x^{\frac{1+c}{1-c}}$$

$$(5.40) \quad \Delta x(x) = \Delta x \cdot \eta_x^{\frac{2}{1-c}}$$

mit

$$(5.41) \quad \eta_x = x/l_v$$

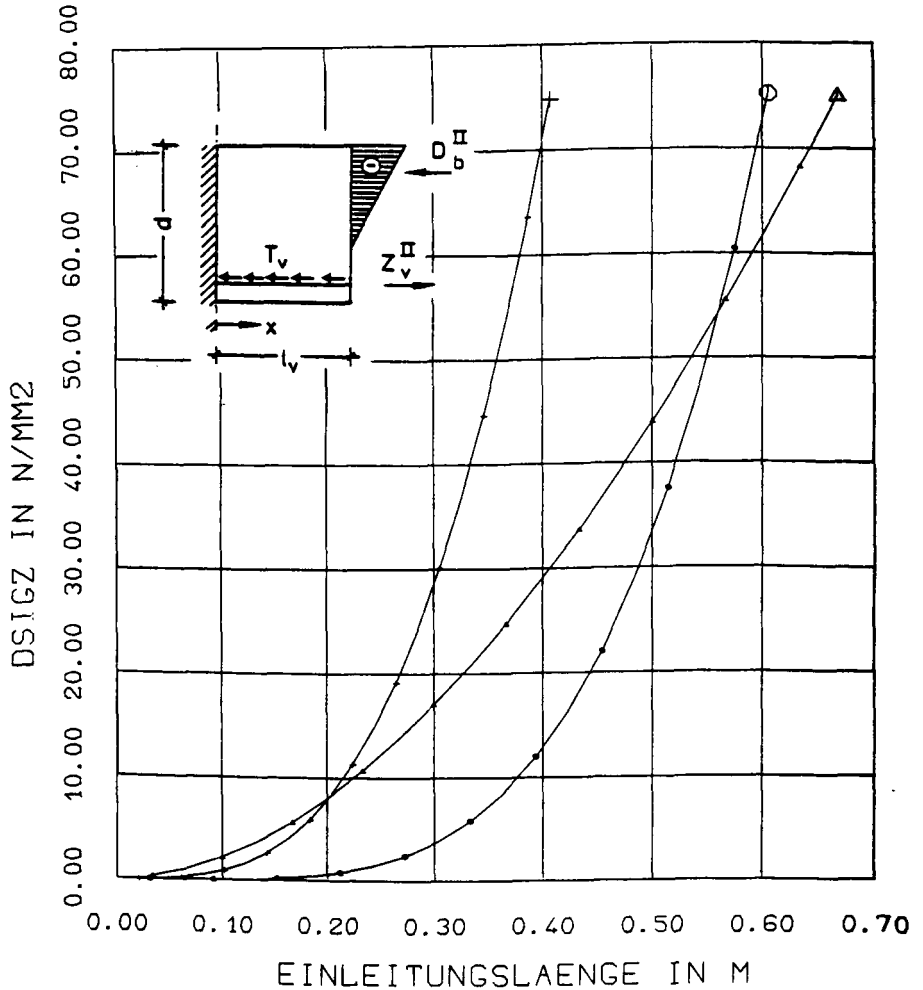
ermittelt werden.

In den Bildern 5.4 bis 5.6 sind diese Verläufe beispielhaft für drei übliche Spannstäbe mit im wesentlichen gleicher Querschnittsfläche, aber unterschiedlicher Verbundgüte und -fläche für eine mittlere Einpreßmörtelgüte ($\beta_c = 40 \text{ N/mm}^2$) und eine Spannstahlspannungsdifferenz von $\Delta\sigma_v = 75 \text{ N/mm}^2$ ausgewertet worden.

Diese Darstellungen verdeutlichen, daß die Stahlspannungsdifferenz zwischen Riß- bzw. Fugen- und ungerissenem Vergleichsquerschnitt (Zustand I) bei Verwendung gerippter Stähle oder profilierter Litzen im Einleitungsbereich rasch abgebaut wird, wohingegen bei Verwendung glatter Stäbe der beinahe lineare Spannungsverlauf im Einleitungsbereich auf die ungünstigen Verbundverhältnisse hindeutet.

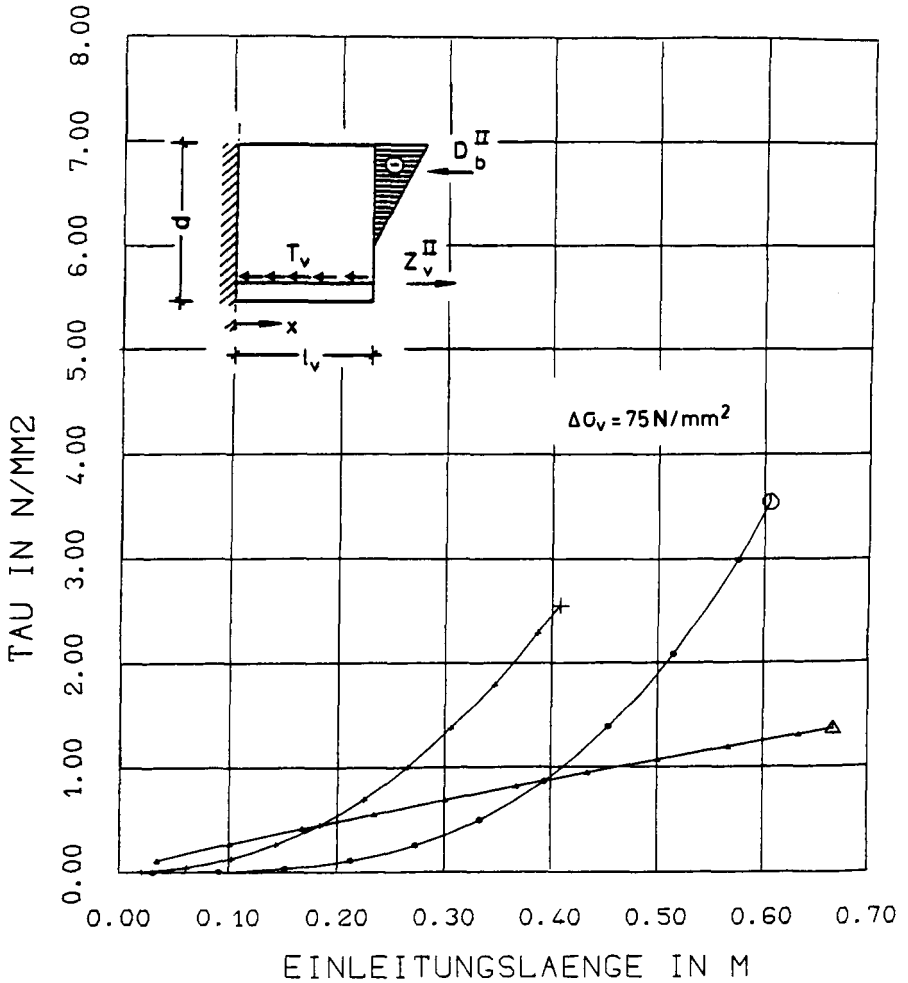
Trotz der ungünstigeren Verbundbeiwerte von Litzen gegenüber profilierten Spannstäben zeigen diese wegen der verhältnismäßig großen Verbundfläche ein insgesamt günstigeres Verbundverhalten (vgl. Bilder 5.4 und 5.6).

Während bei glatten Stäben der Verbundspannungsverlauf im Einleitungsbereich nahezu linear ist, kann bei Gewindestäben und Litzenspannglieder mit zunehmendem Abstand vom Riß- bzw. Fugenquerschnitt ein rascher Abbau der am Riß- oder Fugenrand auftretenden maximalen Verbundspannungen erwartet werden (Bild 5.5). Der Verlauf der Relativverschiebungen zwischen Stahl und Beton unterstreicht den vorab diskutierten Einfluß der Verbundgüte (Bild 5.6).



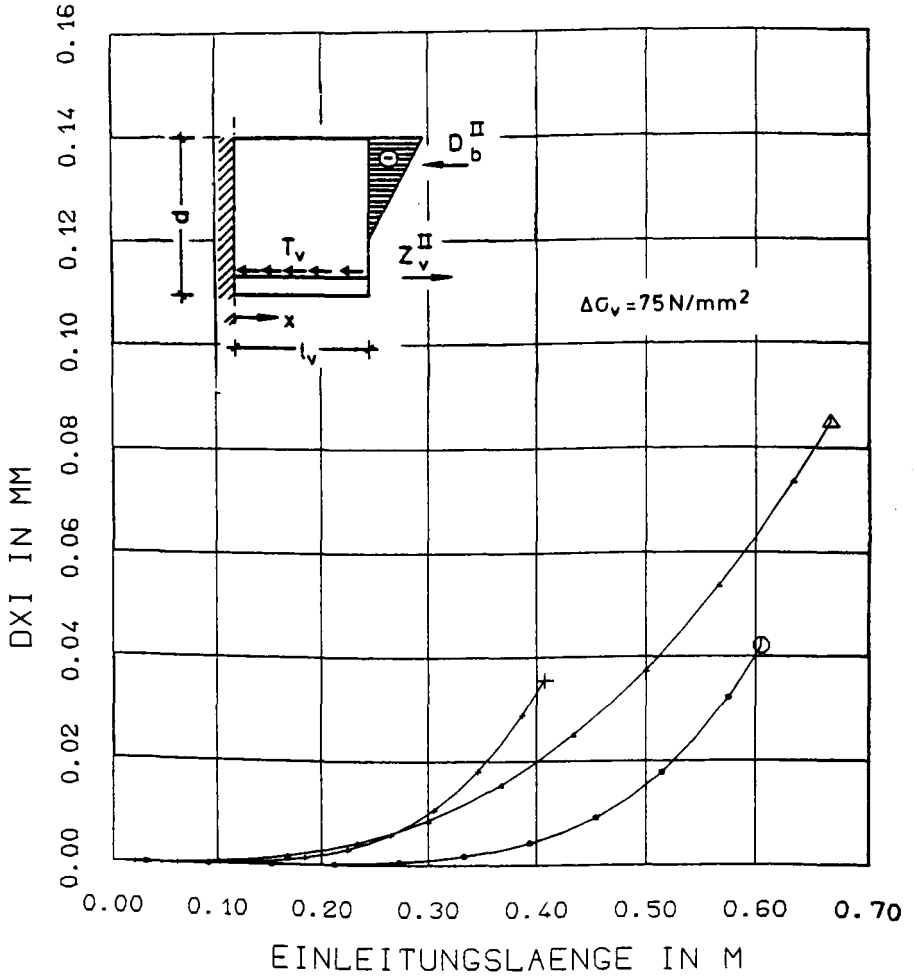
S	SPANN- STAHL	A	C	UV MM	AZ MM2	BETAC N/MM2
○	GEW.-ST.	0.630	0.620	83.2	551.5	40.00
Δ	GLATT.ST.	0.450	0.300	81.7	530.9	40.00
+	LITZEN	0.360	0.520	110.1	480.0	40.00

Bild 5.4: Stahlspannungsverlauf im Bereich des gestörten Verbundes bei unterschiedlichen Verbundgütern



S	SPANN- STAHL	A	C	UV MM	AZ MM2	BETAC N/MM2
○	GEW.-ST.	0.630	0.620	83.2	551.5	40.00
Δ	GLATT.ST.	0.450	0.300	81.7	530.9	40.00
+	LITZEN	0.360	0.520	110.1	480.0	40.00

Bild 5.5: Verbundspannungsverlauf im Bereich gestörten Verbundes bei unterschiedlichen Verbundgüten



S	SPANN-STAHL	A	C	UV MM	AZ MM2	BETAC N/MM2
⊙	GEW.-ST.	0.630	0.620	83.2	551.5	40.00
△	GLATT.ST.	0.450	0.300	81.7	530.9	40.00
+	LITZEN	0.360	0.520	110.1	480.0	40.00

Bild 5.6: Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton im Einleitungsbereich bei unterschiedlichen Verbundgüten

5.3 Zur Frage der inneren Rißbildung im Verbundbereich

Mit steigenden Verbundbeanspruchungen wird die Zugfestigkeit des Betons oder Einpreßmörtels in unmittelbarer Nähe des Bewehrungsstranges überwunden; es bilden sich in aller Regel im Bereich der Rippen konzentrische Risse, die mit weiter steigender Belastung bis an die Betonoberfläche reichen können und dort als Biege- oder Zugrisse in Erscheinung treten (vgl. Bild 3.2).

Grundlegende Untersuchungen zu diesem Problemkreis wurden für unmittelbar einbetonierte Betonstähle zuerst von Broms / 4 /, Goto / 27 /, Tepfers / 115 / und für teilweise vorgespannte Bauteile vor allem von Thormählen / 118/ durchgeführt.

Die inneren Risse sind nach ihrer Entstehung auf die benachbarten bis an die Betonoberfläche reichenden Risse hingerrichtet und bewirken eine Minderung der Verbundsteifigkeit.

Da für eine dauerhaft befriedigende Gebrauchsfähigkeit vorgespannter Betonbauteile, bei denen die Begrenzung der Risse entscheidend auf der Ausnutzung der Verbundeigenschaften der zugrandnahen Spannglieder beruht, auch grundlegende Angaben über die Verbundbeschaffenheit wünschenswert sind, soll nachfolgend untersucht werden, in welchem Maße mit der Bildung von inneren Rissen bei üblichen Verbundbeanspruchungen vorgespannter Bauteile mit Spanngliedern mit nachträglichem Verbund gerechnet werden muß.

In Bild 5.7 sind schematisch die Spannungsverhältnisse dargestellt, die sich infolge einer Verbundbeanspruchung in unmittelbarer Nähe des Bewehrungsstabes einstellen, wenn noch keine Verbundrisse eingetreten sind.

Bis zum Auftreten der ersten inneren Risse kann mit ausreichender Genauigkeit ein linear-elastisches Materialverhalten des Betons oder Einpreßmörtels für Druck- und Zugbeanspruchungen zugrunde gelegt werden /115/.

Mit

$$(5.42) \quad \tau_{v(x)} = (\sigma_1 - \sigma_2) \sin \alpha \cdot \cos \alpha$$

ergibt sich mit

$$(5.43) \quad |\sigma_1| = |\sigma_2|$$

und

$$(5.44) \quad \alpha = 45^\circ$$

$$(5.45) \quad \tau_{v(x)} = \sigma_1$$

Die Untersuchungen von Thormählen / 118 / ergaben, daß bei Spannbetonbauteilen mit nachträglichem Verbund die Verbundrisse überwiegend im Injektionsmörtel verlaufen und nur vereinzelt auch außerhalb des Hüllrohres im Beton auftreten.

In Anlehnung an Bild 5.8 ergibt sich somit für diesen Teil mit

$$(5.46) \quad l = \frac{(d_a - d_i)}{2 \sin \alpha \cos \alpha}$$

als Länge des betrachteten Verbundintervalls aus der Gleichgewichtsbedingung

$$(5.47) \quad (\sigma_1 \sin \alpha - \sigma_2 \cos \alpha) \frac{\pi}{4} (d_a^2 - d_i^2) = \frac{U_v \cdot \tau_v (d_a - d_i)}{2 \sin \alpha \cos \alpha}$$

die maximal zulässige Verbundspannung τ_v , unter der sich gerade noch keine Risse im Injektionsmörtel bilden zu

$$(5.48) \quad \tau_v = \frac{\pi}{2} \sin \alpha \cos \alpha (\sigma_1 \sin \alpha - \sigma_2 \cos \alpha) \sin \alpha \cos \alpha \cdot \frac{d_i}{U_v} \left(\frac{d_a^2}{d_i^2} - 1 \right) \left(\frac{d_a}{d_i} - 1 \right)$$

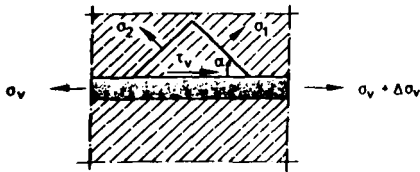
Die Gefahr innererer Querrißbildung ist in Bereichen maximaler Verbundbeanspruchung am größten. Diese kann nach Gleichung (5.36) zu

$$(5.49) \quad \tau_{v,max} = \beta_c \cdot b \left[\sqrt{a_1 \left(\frac{1+c}{2} \right) \frac{\Delta \sigma_v \cdot A_v}{U_v \cdot \beta_c \cdot b}} \right] \frac{2c}{1+c}$$

mit

$$(5.50) \quad \alpha_1 = b \cdot \beta_c \left(\frac{U_v}{A_v E} + \frac{U_v}{\alpha A_{bz} \cdot E_b} \right)$$

berechnet werden.



$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_2) \sin \alpha \cdot \cos \alpha$$

$$\alpha \approx 45^\circ, \quad \sigma_2 = -\sigma_1$$

$$\rightarrow \tau_v \approx \sigma_1$$

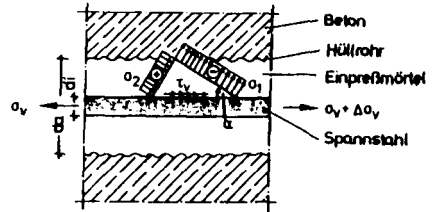


Bild 5.7:

Spannungszustand in der Verbundzone unmittelbar einbetonierter Betonstähle vor Beginn der inneren Querrißbildung

Bild 5.8:

Spannungszustand in der Verbundzone von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund vor Beginn der inneren Querrißbildung

Der maximal zulässige Beanspruchungszustand vor Ausbildung innerer Risse ist gerade dann erreicht, wenn aufgrund der äußeren Beanspruchung die Verbundspannung σ_2 die Zugfestigkeit des Mörtels erreicht.

Nach Heilmann /31/ kann die maßgebende Zugfestigkeit bei bekannter Druckfestigkeit in Anlehnung an die Erkenntnisse aus Abschnitt 2.3 zu

$$(5.51) \quad \beta_z = \bar{\epsilon} \beta_w^{2/3}$$

mit

$$\begin{aligned}
 (5.52) \quad \tilde{\epsilon}_{\min} &= 0,168 && (5\% \text{-Fraktile}) \\
 \tilde{\epsilon}_{\text{mittel}} &= 0,243 && (\text{Mittelwert}) \\
 \tilde{\epsilon}_{\max} &= 0,318 && (95\% \text{-Fraktile})
 \end{aligned}$$

hinreichend genau bestimmt werden.

Bei den nachfolgenden Ableitungen wurde angenommen, daß parallel zur Rißrichtung im Mörtel auf der betrachteten Intervalllänge gemäß Gleichung (5.46) konstante Zugspannungen der Größe

$$(5.53) \quad \beta_z = \tilde{\epsilon}_{\min} \beta_w^{2/3}$$

wirken.

Mit dieser Annahme kann eine untere Grenze angegeben werden, bei deren Unterschreiten die Bildung innerer Risse weitgehend ausgeschlossen ist.

Durch Einsetzen von Gleichung (5.49) in Gleichung (5.48) und unter Verwertung von Gleichung (5.51) kann durch Umformungen die maximal zulässige Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_v$ ermittelt werden, unter der sich gerade noch keine inneren Risse bilden:

$$(5.54) \quad \Delta G_v = \frac{(U_v \cdot b) \frac{c-1}{2c} \beta_c \frac{5c-1}{6c}}{A_v \sqrt{a_1 \left(\frac{1+c}{2} \right)}} \left[\frac{1,11 \cdot \tilde{\epsilon} \cdot d_i \left(\frac{da^2}{di^2} - 1 \right)}{\left(\frac{da}{di} - 1 \right)} \right]^{\frac{1+c}{2c}}$$

Die entsprechenden Beziehungen für glatte Spannstäbe ergeben sich, ausgehend von der Grundbeziehung

$$(5.55) \quad \tau_v = b \Delta x^c \sqrt{\beta_c}$$

auf ähnliche Weise zu

$$(5.56) \quad \Delta G_v = \frac{(U_v \cdot b) \frac{c-1}{2c} \beta_c \frac{7c-1}{12c}}{A_v \sqrt{a_1 \left(\frac{1+c}{2} \right)}} \left[\frac{1,11 \cdot \tilde{\epsilon} \cdot d_i \left(\frac{da^2}{di^2} - 1 \right)}{\left(\frac{da}{di} - 1 \right)} \right]^{\frac{1+c}{2c}}$$

Die zugehörigen Verschiebungen Δx können anhand von Gleichung (5.37), die zulässigen maximalen Verbundspannungen $\tau_{v,max}$ mit Gleichung (5.36) angegeben werden.

In den Bildern 5.9 und 5.10 sind diese Beziehungen für übliche gerippte (\emptyset 26,5 mm Gewindestahl, D + W) und glatte Spannstäbe (\emptyset 26,0 mm, D+W) ausgewertet worden.

In Bild 5.9 ist am Beispiels eines Gewindestabes der Einfluß der Verbundfestigkeit (ausgedrückt durch die Einpreßmörtelfestigkeit) auf die maximal zulässige Spannstahlspannungsdifferenz bis zum Eintreten der ersten Verbundrisse in Abhängigkeit von der wirksamen Verbundfläche aufgezeigt. Gleichzeitig sind die zugehörigen Verschiebungen aufgetragen.

Den Berechnungen wurde die 5 %-Fraktile der Mörtelzugfestigkeit zugrunde gelegt (Kurven 1 bis 3). Zum Vergleich wurde der Kurve 4 die mittlere Zugfestigkeit zugrunde gelegt, um den Einfluß der Mörtelzugfestigkeit auf die vorgenannten Parameter aufzuzeigen.

In Bild 5.10 wurde - ausgehend von der 5 %-Fraktile der Einpreßmörtelzugfestigkeit - der Einfluß der Verbundfestigkeit auf die zulässigen Spannstahlspannungsdifferenzen in Abhängigkeit von dem Hüllrohrdurchmesser und der effektiv wirksamen Verbundfläche ausgewertet.

Der Einfluß der effektiv wirksamen Verbundfläche, deren problematische Ermittlung in Abschnitt 3.1 dieser Arbeit erläutert wurde, zeigt sich in beiden Fällen:

Je geringer die Verbundfläche ist, umso größer kann die zulässige Stahlspannungsdifferenz $\Delta\sigma_v$ sein, da die pro Längeneinheit übertragbare Kraft abnimmt.

Bei gerippten Stählen zeigt sich kaum ein Einfluß der Mörtelgüte auf den Zeitpunkt des Entstehens der ersten inneren Risse, wohingegen bei glatten Stählen die zulässige Spannstahlspannungsdifferenz mit steigender Mörtelgüte zunimmt.

Bei den Pull-Out-Versuchen von Trost/Cordes/Hagen / 119 / wurde festgestellt, daß mit zunehmendem Hüllrohrdurchmesser die Verbundspannungen τ_v bei gleichen Verschiebungen abnehmen. Dieses experimentelle Ergebnis wird durch die vorgelegte Rechnung bestätigt:

Der Vergleich der Kurven 1 und 3 in Bild 5.10 zeigt, daß bei gleichen Verschiebungen Δx die zugehörigen Verbundspannungen τ_v mit zunehmendem Hüllrohrdurchmesser abnehmen.

Die vorgenommene Parameterstudie zeigt, daß die zulässigen Spannungsdifferenzen sowie die zugehörigen Verschiebungen Δx zunehmen, je schlechter der Verbund ist; gleichzeitig kommt der Einfluß der Mörtelgüte stärker zum Tragen.

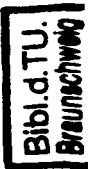
Der Beginn der inneren Rißbildung wird wesentlich von der aufnehmbaren Zugspannung des Mörtels beeinflusst:

Der Vergleich der Kurven 1 und 4 in Bild 5.9 zeigt, daß bei gleicher Mörtelgüte die aufnehmbaren Stahlspannungsdifferenzen mit zunehmender Zugfestigkeit des Injektionsmörtels deutlich ansteigen.

Zusammenfassend kann als Ergebnis dieser theoretischen Untersuchung in Übereinstimmung mit experimentellen Studien hervorgehoben werden, daß die innere Rißbildung entscheidend von der Verbundqualität und der effektiv nutzbaren Verbundfläche beeinflusst wird:

Je schlechter der Verbund und je geringer die effektiv wirksame Verbundfläche, umso weniger innere Risse bilden sich; gleichzeitig nehmen die zugehörigen Verschiebungen Δx zu.

Ebenso wirkt eine Vergrößerung des Hüllrohrdurchmesser nachteilig. Bei gerippten und profilierten Spannstählen ist kein Einfluß der Mörtelgüte auf den Beginn der inneren Rißbildung feststellbar, dagegen wächst dieser Einfluß mit abnehmender Verbundgüte der verwendeten Spannglieder.



Die aufnehmbaren Spannstahlspannungsdifferenzen bis zum Beginn der inneren Rißbildung nehmen bei glatten Spannstäben mit steigender Mörtelzugfestigkeit bei zunehmenden Verschiebungen stark zu.

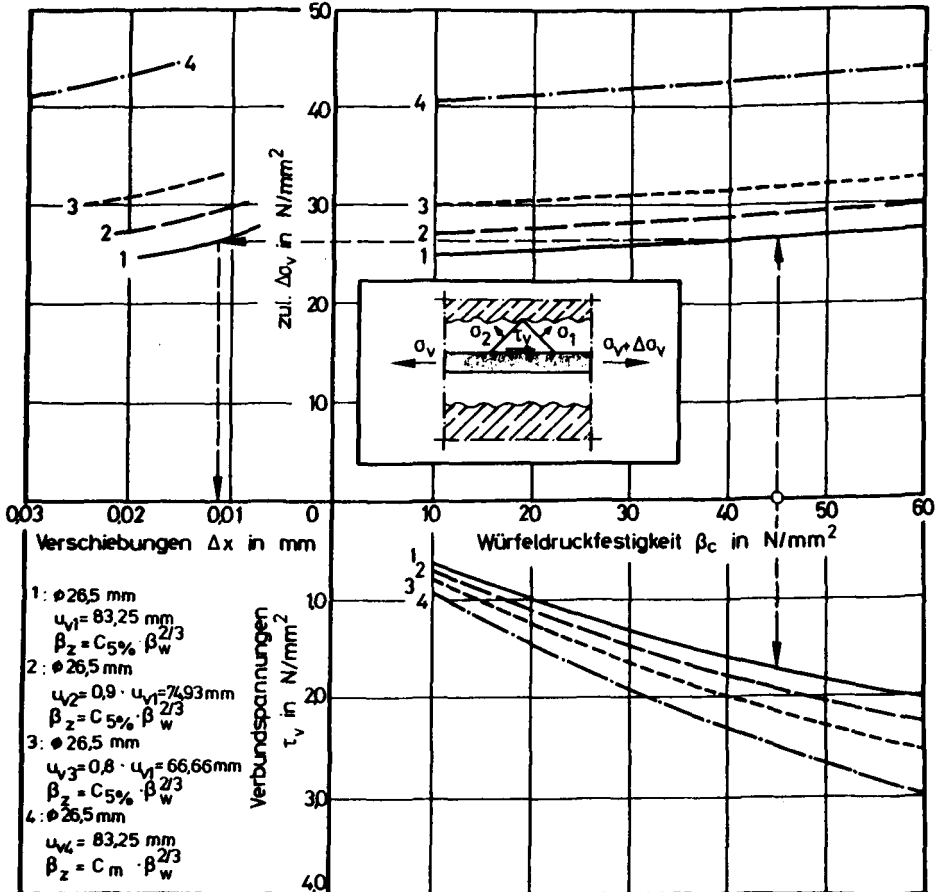


Bild 5.9: Spannungs- und Verformungszustand im Verbundbereich profilierter Spannstähle zum Zeitpunkt innerer Rißbildung in Abhängigkeit von Mörtelgüte und Verbundqualität

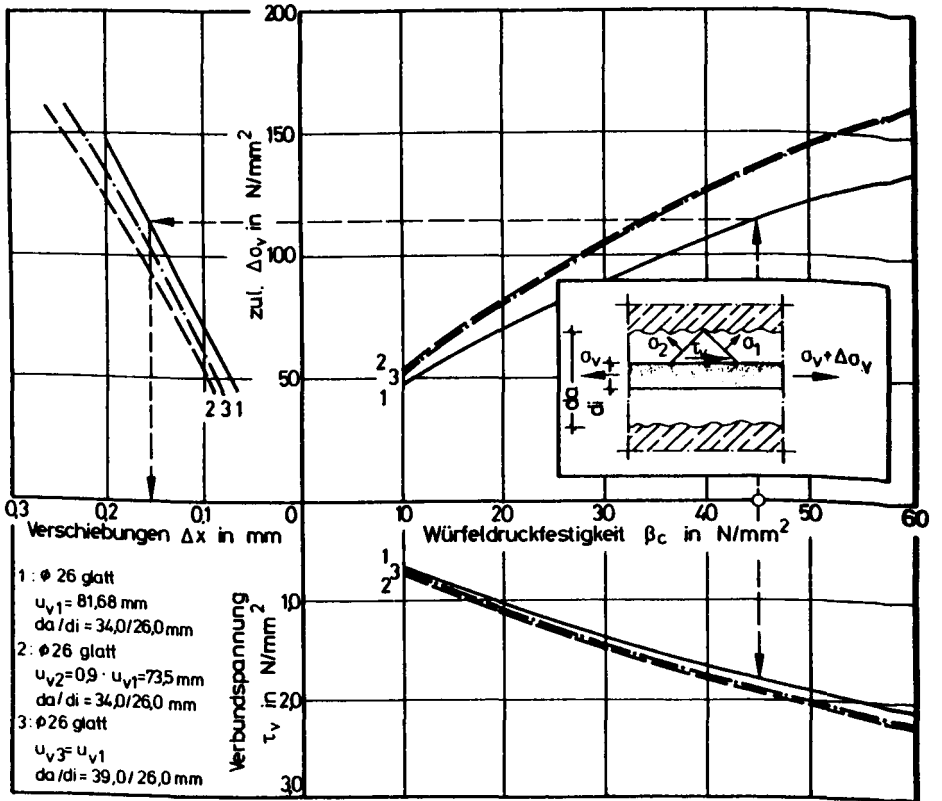


Bild 5.10: Spannungs- und Verformungszustand im Verbundbereich glatter Spannstähle zum Zeitpunkt innerer Ribbildung in Abhängigkeit von Mörtelgüte, Verbundqualität und Hüllrohrdurchmesser

5.4 Zur Frage der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen infolge der Verbundwirkung

Zur Beschreibung des Steifigkeits- und Verformungsverhaltens von Stahl- und Spannbetonbauteilen sind Angaben über die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen dann vorteilhaft nutzbar, wenn die Auswirkungen der Ribbildung bzw. der Fugenöffnungen auf die ribverursachenden Zwangsschnittgrößen betrachtet werden sollen.

Ausgehend von der Randbedingung, daß am Ende des Einleitungsbereiches l_v

$$(5.57) \quad \Delta \epsilon_v^{\text{II}} = \epsilon_{bu}$$

ist, kann aus Gleichung (5.10) die im Einleitungsbereich l_v wirk-same mittlere Betonzugfläche $\alpha \cdot A_{bz}$ zu

$$(5.58) \quad \alpha A_{bz} = \Delta \epsilon_v^{\text{II}} \cdot n \cdot A_v / \epsilon_{bu}$$

angegeben werden.

Als Maßstab für die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen können die auf die Verformungen nach Zustand I bezogenen Betonzugrandverformungen des Einleitungsbereiches angesehen werden. Dieses Verhältnis kann mit Gleichung (5.11) zu

$$(5.59) \quad \alpha_1 = \frac{\delta_{b(x)}}{\delta_b^I} = 1 - \frac{U_v \int_0^{l_v} \int_0^x \tau_v dx dx}{E_b \cdot \Delta \epsilon_v^{\text{II}} \cdot n \cdot A_v \cdot l_v}$$

angegeben werden und läßt sich durch Verwertung von Gleichung (5.8) zu

$$(5.60) \quad \alpha_1 = 1 - \frac{(\delta_{b(x=l)} - \epsilon_v^I \cdot l_v)}{\Delta \epsilon_v^{\text{II}} \cdot l_v}$$

umformen. Diese Beziehung ist in Bild 5.11 für glatte und Gewindestäbe in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad und der Querschnittsform für übliche Vorspanngrade und eine mittlere Einpreßmörtelgüte ($\beta_c = 40 \text{ N/mm}^2$) ausgewertet worden. Zum Vergleich sind ebenfalls

die auf die Einheitslänge $\ell = 1,00$ m bezogenen mittleren Betonzugrandverformungen in Abhängigkeit von den vorgenannten Parametern dargestellt.

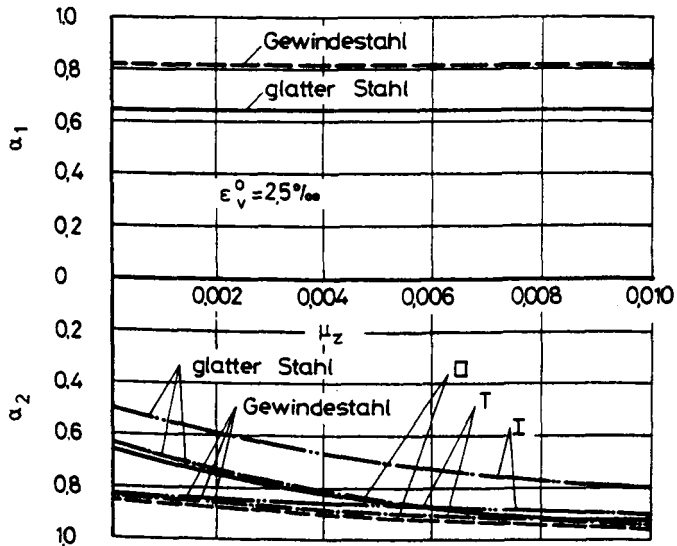


Bild 5.11: Mittlere Betonzugrandverformungen im Einleitungsbereich infolge der Verbundbeanspruchung bei Erreichen der Betonbiegezugfestigkeit bezogen auf

1. die Betonzugrandverformungen nach Zustand I im Einleitungsbereich (α_1)
2. die Betonzugrandverformungen nach Zustand I auf einer Einheitslänge $\ell = 1,00$ m (α_2)

Dieses Diagramm verdeutlicht folgendes:

1. Bei Erreichen der Biegezugfestigkeit des Betons und eingetretener Erstrißbildung bzw. Fugenöffnung sind die mittleren Betonzugrandverformungen des Einleitungsbereiches infolge der Verbundwirkung unabhängig von der Querschnittsform und dem Bewehrungsgrad und werden nur von der Verbundgüte der verwendeten Bewehrungsstäbe beeinflusst.

2. Der Einfluß der Querschnittsform und des Bewehrungsgrades wird ersichtlich, wenn die Betonzugrandverformungen des Einleitungsbereiches auf eine Einheitslänge $\lambda = 1,00$ m bezogen werden, da in diesem Fall die Länge des Einleitungsbereiches zum Tragen kommt. Da mit abnehmendem Bewehrungsgrad mit Erreichen der Betonbiegezugfestigkeit und eintretender Fugenöffnung bzw. Ribildung die Stahlspannungsdifferenzen ansteigen, werden auch die Einleitungsbereiche länger und demgemäß nimmt das Verhältnis der mittleren Betonzugrandverformungen aus der Verbundbeanspruchung zu den auf der Einheitslänge $\lambda = 1,00$ mm wirkenden zugeordneten Betonzugrandverformungen nach Zustand I ab, was eine Minderung der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen infolge der Verbundwirkung bedeutet. Dieser Einfluß verstärkt sich mit abnehmender Verbundgüte der einliegenden Spannglieder.

5.5 Spannungen und Verformungen des Einleitungsbereiches infolge der Betonscheibenwirkung

5.5.1 Betonscheibenspannungen und -verformungen nach Koch

Der Einfluß der Betonscheibenbeanspruchungen auf das Verformungsverhalten des Einleitungsbereiches wurde bisher lediglich von Koch / 44 / für Stahlbetonbauteile näher untersucht.

Ausgehend von einem linear-elastischem Werkstoffverhalten für Stahl und Beton bestimmt er mittels FEM-Rechnung bei Vorgabe definierter Scheibenlängen den sich in der Betonscheibe als Folge einer Einheitsbetondruckkraft $D_{br} = -1$ und einer normierten Verbundkraft $T_v = 1$ einstellenden ebenen Spannungszustand in Abhängigkeit von der Querschnittsform, dem Beanspruchungszustand (erfaßt durch die Variation der Spannungs-Nulllinienlage im Rißquerschnitt) und den Verbundeigenschaften der einliegenden Betonstahlbewehrung (erfaßt durch die Berücksichtigung unterschiedlicher Verbundspannungsverteilungen).

Dabei gestattet die vorausgesetzte Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes eine getrennte Ermittlung der Scheibenspannungsanteile, die aus den im Rißquerschnitt wirkenden Kräften D_{br} und Z_{er} (Zugkraft im Bewehrungsstrang) sowie der angreifenden Verbundkraft T_v resultieren. Der endgültige Spannungszustand in der Betonscheibe ist abschließend durch eine Überlagerung zugeordneter Spannungszustände zu ermitteln.

Die Ergebnisse seiner Berechnungen faßt Koch / 44/ in Tabellenform zusammen, aus denen in Abhängigkeit von der Scheibenlänge, der Querschnittsform, der Verbundspannungsverteilung sowie der Spannungsnulllinienlage im Rißquerschnitt Beiwerte entnommen werden können, mit denen mittlere Einheitsspannungszustände an den Scheibenrändern infolge des jeweils angesetzten Einheitsbeanspruchungszustandes zur Bestimmung mittlerer Verformungen im Einleitungsbereich errechnet werden können.

Diese Vorgehensweise birgt verschiedene Schwierigkeiten in sich, da zum einen die Länge der zu betrachtenden Scheibe nur auf Umwegen über die Ermittlung der statistischen Verteilung der Betonbiegezugfestigkeit und den daraus resultierenden Rißabständen in Abhängigkeit von der Verbundqualität der verwendeten Betonstähle möglich ist. Zum anderen sind sämtliche Beiwerte entweder auf den entsprechenden sich nach der Elastizitätstheorie ergebenden Wert oder auf den zugehörigen maximalen Randwert bezogen, die für jeden Einzelfall zusätzlich bestimmt werden müssen und deshalb eine einfache Anwendung wesentlich erschweren. Außerdem bereitet es nicht unerhebliche Mühe bei biege-/normalkraftbeanspruchten Bauteilen die einander zugeordneten Druck- und Verbundspannungsbeiwerte zu ermitteln, deren Überlagerung zu den endgültigen Spannungen und Verformungen der Betonscheiben führen.

Im weiteren kann nach Unterscheidung der Fälle

- a) Stahlbetonabschnitte mit Bereiche ungestörten Verbundes zwischen den Rissen und
- b) Stahlbetonabschnitte ohne Bereiche ungestörten Verbundes zwischen den Rissen

durch Auswertung der Gleichungen

$$(5.61) \quad \epsilon_{em} = (x_1 \cdot \epsilon_{em}^I + \epsilon_{em}^U \cdot c) \frac{2}{a_{mv}}$$

und

$$(5.62) \quad \epsilon_{bm} = (x_1 \cdot \epsilon_{bm}^E + \epsilon_{bm}^U \cdot c) \frac{2}{a_{mv}}$$

das Verformungsverhalten des betrachteten Stahlbetonabschnittes beschrieben werden. In diesen Gleichungen bedeuten:

ϵ_{em} = mittlere Stahldehnung

ϵ_{bm} = mittlere Betonranddehnung

- x_1 : Länge des Bereiches des gestörten Verbundes
 c : Länge des Bereiches des ungestörten Verbundes
 a_{mv} : ermittelter Rißabstand
 $\epsilon_{em}^u, \epsilon_{bm}^u$: mittlere Stahl- bzw. Betondehnungen im Bereich des ungestörten Verbundes zwischen den Rissen, ermittelt nach der Elastizitätstheorie
 E_{em} : mittlere Stahldehnungen im Bereich des gestörten Verbundes, ermittelt aufgrund von Verbundbe-
trachtungen
 E_{bm} : mittlere Betonranddehnungen im Bereich des gestörte-
Verbundes unter Berücksichtigung der Betonscheiben-
verformungen aus den Druckbeanspruchungen im Riß-
querschnitt und der Verbundwirkung längs der Ein-
leitungsstrecke

Für den Fall des ausgeprägten Rißbildes gibt es keine Bereiche des ungestörten Verbundes mehr, so daß in den Gleichungen 5.61 und 5.62 der Faktor c gleich Null wird und x_1 den Wert $a_{mv}/2$ annimmt.

Nach diesem Verfahren dürften unter Voraussetzung der Gültigkeit der gewählten Verbund- und Materialgesetze nur für biege-/normal-
kraftbeanspruchte Stahlbetonbauteile nach abgeschlossener Riß-
bildung hinreichend wirklichkeitsnahe Verformungen ermittelt
werden, da die von Koch gewählte Randbedingung

Verbundeinleitungslänge = Länge der Betonscheibe mit von der
Elastizitätstheorie abweichenden
Spannungsverteilungen

nur für den Fall der abgeschlossenen Erstrißbildung zutrifft.

Dagegen wird das Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen nach
Erstrißbildung anhand der vorgenannten Gleichungen stets unter-
schätzt, da der Einfluß der Verformungen aus der Betonscheiben-
wirkung immer auf den Bereich x_1 des gestörten Verbundes be-
grenzt wird, obwohl er sich tatsächlich auf einen Abschnitt
 $l_{BSW} = d$ (d = Bauteilhöhe) erstreckt.

Die Außerachtlassung dieses Sachverhaltes dürfte sich besonders
bei großen Bauteilhöhen, gerippten Stählen mit guten Verbund-
eigenschaften, geringen Stahlspannungsdifferenzen und damit kurzen
Einleitungslängen stark auswirken.

Diese kurze Diskussion zeigt, daß die theoretische Behandlung des Spannungs- und Verformungsverhaltens der Betonscheibe einer näheren Untersuchung bedarf, um den Einfluß wesentlicher Parameter aufzuzeigen und somit zu ausreichend wirklichkeitsnahen Angaben zu gelangen.

Deshalb sollen in den folgenden Abschnitten nach einer gerafften Darstellung der in diesem Zusammenhang interessierenden Grundlagen der Scheibentheorie eine darauf aufbauende geschlossene Lösung vorgestellt werden, die für übliche Querschnittsformen und -abmessungen den Spannungs- und Verformungszustand des Einleitungsbereiches vorgespannter Betonbauteile nach eingetretener Erstrißbildung bzw. Fugenöffnung beschreibt.

Hierbei darf jedoch nicht der Eindruck entstehen, als müßte in jedem Einzelfall der nachfolgend aufgezeigte Lösungsweg beschriftet werden.

Vielmehr geht es in dieser Untersuchung darum, grundsätzliche Zusammenhänge aufzuzeigen, darzustellen und zu diskutieren, was anhand numerischer Ergebnisse aus einer FEM-Rechnung nicht ohne weiteres möglich ist. In Kenntnis der Problematik kann bei der fallweisen Untersuchung des Einflusses der Betonscheibenwirkung ohne weiteres auch auf geeignete FE-Programme zurückgegriffen werden.

5.5.2 Entwicklung einer geschlossenen Lösung zur Bestimmung der Spannungen und Verformungen des Einleitungsbereiches infolge der Betonscheibenwirkung

5.5.2.1 Allgemeine theoretische Grundlagen

Wird aus einem beliebig belasteten, sich im Gleichgewicht befindlichen, homogenen, isotropen Körper ein Volumenelement gemäß der in Bild 5.12 dargestellten Form herausgetrennt, so stellen sich die dort aufgeführten Gleichgewichtszustände ein. Dabei wird vorausgesetzt, daß das betrachtete Element verschwindend klein ist und ein stetig verlaufender Spannungszustand vorliegt.

Zur eindeutigen Definition dieses räumlichen Spannungszustandes sind die neun aufgeführten Spannungskomponenten zu ermitteln. Das Gleichgewicht gegen Drehen erfordert, daß die Schubspannungen folgender Bedingung gehorchen (Satz von der Gleichheit zugeordneter Schubspannungen):

$$(5.63) \quad \tau_{xy} = \tau_{yx} , \tau_{yz} = \tau_{zy} , \tau_{xz} = \tau_{zx}$$

Wird der Spannungszustand durch eine stetige Funktion $F(x,y,z)$ approximiert, so können die Spannungskomponenten beispielsweise durch eine Taylorreihe beschrieben werden. Die Gleichgewichtsbedingung bei Berücksichtigung lediglich der linearen Glieder liefert unter der Voraussetzung verschwindend kleiner Formänderungen:

$$(5.64) \quad \begin{aligned} \frac{\delta \sigma_x}{\delta x} + \frac{\delta \tau_{yx}}{\delta y} + \frac{\delta \tau_{zx}}{\delta z} + X &= 0 & \frac{\delta \tau_{xz}}{\delta x} + \frac{\delta \tau_{yz}}{\delta y} + \frac{\delta \sigma_z}{\delta z} + Z &= 0 \\ \frac{\delta \tau_{xy}}{\delta x} + \frac{\delta \sigma_y}{\delta y} + \frac{\delta \tau_{zy}}{\delta z} + Y &= 0 \end{aligned}$$

Die durch die Beanspruchung des betrachteten Körpers verursachte Formänderung kann durch die Komponenten u, v, w der Verschiebungen seiner Randpunkte erfaßt werden, die ebenfalls stetige Funktionen der Koordinaten x, y, z sein müssen. Die Relativverschiebungen du, dv, dw eines Körperpunktes $A(x,y,z)$ gegenüber seinem Nachbarpunkt $B(x+dx, y+dy, z+dz)$ ergeben sich anhand der Taylor-Reihenentwicklung unter der gerechtfertigten Annahme sehr kleiner Verschiebungen zu:

$$(5.65) \quad \begin{aligned} du &= \frac{\delta u}{\delta x} dx + \frac{\delta u}{\delta y} dy + \frac{\delta u}{\delta z} dz \\ dv &= \frac{\delta v}{\delta x} dx + \frac{\delta v}{\delta y} dy + \frac{\delta v}{\delta z} dz \\ dw &= \frac{\delta w}{\delta x} dx + \frac{\delta w}{\delta y} dy + \frac{\delta w}{\delta z} dz \end{aligned}$$

Die zugeordneten Verzerrungskomponenten ergeben sich wiederum unter der Annahme verschwindend kleiner Formänderungen zu

$$(5.66) \quad \epsilon_x = \frac{\delta u}{\delta x} , \quad \epsilon_y = \frac{\delta v}{\delta y} , \quad \epsilon_z = \frac{\delta w}{\delta z}$$

$$(5.67) \quad \gamma_{xy} = \frac{\delta u}{\delta y} + \frac{\delta v}{\delta x} \quad , \quad \gamma_{yz} = \frac{\delta v}{\delta z} + \frac{\delta w}{\delta y} \quad , \quad \gamma_{zx} = \frac{\delta w}{\delta x} + \frac{\delta u}{\delta z}$$

Die Verknüpfung der Spannungs- und Verzerrungskomponenten mit einem materialabhängigen Formänderungsgesetz gestattet die Bestimmung der unbekanntenen Spannungs- und Verformungskomponenten. Die Annahme eines homogenen, isotropen Werkstoffes erlaubt die Verwendung des Hooke'schen Werkstoffgesetzes und führt nach kurzer Ableitung zu den bekannten Beziehungen

$$(5.68) \quad \begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{1}{E} (G_x - \mu (G_y + G_z)) \quad , \quad \epsilon_y = \frac{1}{E} (G_y - \mu (G_z + G_x)) \\ \epsilon_z &= \frac{1}{E} (G_z - \mu (G_x + G_y)) \end{aligned}$$

woraus sich der Zusammenhang zwischen Schubspannungen τ und den zugeordneten Verzerrungswinkeln γ zu

$$(5.69) \quad \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \quad , \quad \gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G} \quad , \quad \gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)}$$

ergibt.

Mit Hilfe dieser linearen Gleichungen und unter Voraussetzung der Gültigkeit der getroffenen Annahmen ist es nun möglich, die Verformungen und Spannungen eines beliebig belasteten und gestützten Körpers zu berechnen.

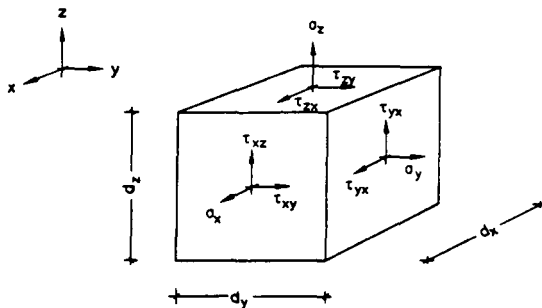


Bild 5.12: Räumlicher Spannungszustand eines Volumenelements

Wird das in Bild 5.12 dargestellte Volumenelement nur in seiner Ebene beansprucht, so reduziert sich der allgemeine Spannungszustand auf die in Bild 5.13 dargestellten Verhältnisse. Wenn an den Begrenzungsflächen des dargestellten Elements keine äußeren Kräfte wirken, sind die Spannungskomponenten $\sigma_z, \tau_{zx}, \tau_{zy}$ Null und bei kleinen Scheibendicken dz kann vorausgesetzt werden, daß diese Werte auch im Scheibeninnern klein bleiben (ebener Spannungszustand). Die verbleibenden Spannungskomponenten $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ sind alle parallel zur Mittelebene gerichtet und können bei dünnen Scheiben mit ausreichender Näherung als über die Scheibendicke dz gleichmäßig verteilt vorausgesetzt werden. Damit ergeben sich aus den Gleichungen (5.64) die folgenden Gleichgewichtsbedingungen

$$(5.70) \quad \frac{\delta \sigma_x}{\delta x} + \frac{\delta \tau_{xy}}{\delta y} + X = 0, \quad \frac{\delta \tau_{xy}}{\delta x} + \frac{\delta \sigma_y}{\delta y} + Y = 0$$

und mit $\gamma_{yz} = \gamma_{zx} = 0$ die Verformungsgleichungen

$$(5.71) \quad \epsilon_x = \frac{\delta u}{\delta x}, \quad \epsilon_y = \frac{\delta v}{\delta y}, \quad \epsilon_z = \frac{\delta w}{\delta z}, \quad \gamma_{xy} = \frac{\delta u}{\delta y} + \frac{\delta v}{\delta x}$$

wobei sich die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen zu

$$(5.72) \quad \epsilon_x = \frac{1}{E} (\sigma_x - \mu \sigma_y), \quad \epsilon_y = \frac{1}{E} (\sigma_y - \mu \sigma_x), \quad \epsilon_z = -\frac{\mu}{E} (\sigma_x + \sigma_y)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G}$$

ergeben.

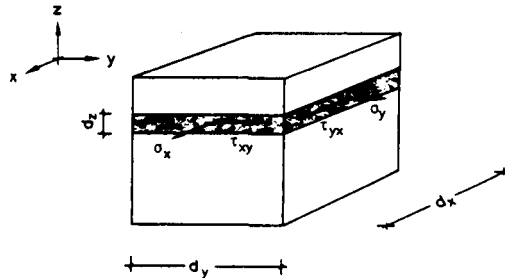


Bild 5.13: Ebener Spannungszustand

Zur Ermittlung der Formänderungen und inneren Kräfte stehen somit die Gleichgewichtsbedingungen, die geometrischen Beziehungen sowie die elastostatischen Gleichungen nach Gl. (5.70 bis 5.72) zur Verfügung. Für $x = y = 0$ sind die Gleichgewichtsbedingungen erfüllt, wenn die Spannungskomponenten durch eine allgemeine Funktion $F(x,y)$ der Art

$$(5.73) \quad \sigma_x = \frac{\delta^2 F}{\delta y^2}, \quad \sigma_y = \frac{\delta^2 F}{\delta x^2}, \quad \tau_{xy} = -\frac{\delta^2 F}{\delta x \delta y}$$

angegeben werden können.

Um den geometrischen und elastostatischen Bedingungen zu genügen, muß die Verträglichkeitsbedingung

$$(5.74) \quad \frac{\delta^2 \gamma_{xy}}{\delta x \delta y} = \frac{\delta^2 \epsilon_x}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 \epsilon_y}{\delta x^2}$$

erfüllt werden, die sich aus Gleichung (5.71) über die Beziehungen

$$(5.75) \quad \frac{\delta^2 \epsilon_x}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 \epsilon_x}{\delta x^2} = \frac{\delta^3 u}{\delta x \delta y^2} + \frac{\delta^3 v}{\delta x^2 \delta y}$$

und

$$(5.76) \quad \frac{\delta^2 \gamma_{xy}}{\delta x \delta y} = \frac{\delta^3 u}{\delta x \delta y^2} + \frac{\delta^3 v}{\delta x^2 \delta y}$$

ergibt.

Werden in Gleichung (5.74) die Ausdrücke gemäß Gleichung (5.72) eingesetzt, so entsteht

$$(5.77) \quad 2(1+\mu) \frac{\delta^2 \tau_{xy}}{\delta x \delta y} = \frac{\delta^2 \sigma_x}{\delta y^2} - \frac{\mu \delta^2 \sigma_y}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 \sigma_y}{\delta y^2} - \frac{\mu \delta^2 \sigma_x}{\delta x^2}$$

und unter Verwendung von Gleichung (5.73) über

$$(5.78) \quad \frac{\delta^4 F}{\delta y^4} - \mu \frac{\delta^4 F}{\delta x^2 \delta y^2} - \frac{\delta^4 F}{\delta x^4} - \mu \frac{\delta^4 F}{\delta x^2 \delta y^2} = -2(1+\mu) \frac{\delta^4 F}{\delta x^2 \delta y^2}$$

die lineare partielle Differentialgleichung 4. Ordnung

$$(5.79) \quad \frac{\delta^4 F}{\delta x^4} + 2 \frac{\delta^4 F}{\delta x^2 \delta y^2} + \frac{\delta^4 F}{\delta y^4} = 0$$

die unter Verwendung des Laplace-Operators

$$(5.80) \quad \Delta = \frac{\delta^2}{\delta x^2} + \frac{\delta^2}{\delta y^2}$$

die Scheibengleichung

$$(5.81) \quad \Delta \Delta F = 0$$

ergibt.

Die biharmonische Spannungsfunktion $F(x,y)$ wird allgemein die Airy'sche Spannungsfunktion genannt, die unabhängig von E , und G ist und damit für alle homogenen, isotropen, dem Hooke'schen Gesetz gehorchenden Werkstoffe gilt.

Die zugehörigen Verformungen können aus Gleichung (5.71) zu

$$(5.82) \quad \begin{aligned} u &= \int (\epsilon x - \mu \epsilon y) dx + \phi(y) \\ v &= \int (\epsilon y - \mu \epsilon x) dy + \psi(x) \end{aligned}$$

ermittelt werden, die sich bei bekannter Airy'scher Spannungsfunktion und Anpassung der Integrationskonstanten an die Randbedingungen zu

$$(5.83) \quad u = \frac{1}{E} \left[\int \frac{\delta^2 F}{\delta y^2} dx - \mu \frac{\delta F}{\delta x} + \phi(y) \right], \quad v = \frac{1}{E} \left[\int \frac{\delta^2 F}{\delta x^2} dy - \mu \frac{\delta F}{\delta y} + \psi(x) \right]$$

ergeben.

Zur Ermittlung des Spannungs- und Verformungszustandes einer beliebig belasteten Scheibe ist die Scheibengleichung durch Wahl einer geeigneten Spannungsfunktion $F(x,y)$ und Anpassung an die jeweils geltenden Randbedingungen zu lösen. Beziehen sich diese Randbedingungen ausschließlich auf die Spannungskomponenten, so liegt ein reines Randwertproblem vor; sind zusätzlich bestimmte Verschiebungen oder Verzerrungen durch die Randbedingungen zu

definieren, liegt ein gemischtes Randwertproblem vor.

Für den praktischen Anwendungsfall ist folgende Vorgehensweise erfolgversprechend:

1. Der Belastungszustand der betrachteten Scheibe ist durch eine geeignete mathematische Funktion zu beschreiben. Für abschnittsweise stetige Funktionen liefern Näherungsformeln mit der Fourier'schen Reihe ausreichend gute, mathematisch leicht verwertbare Ansätze.
2. Die Scheibengleichung kann anschließend am einfachsten durch die Wahl geeigneter partikulärer Integrale, die jeweils die Scheibengleichung für sich erfüllen, und Anpassung der Freiwerte an die geltenden Randbedingungen gelöst werden.

Anhand dieses Lösungsweges können auf verhältnismäßig einfache und übersichtliche Weise geschlossene Lösungen zur Bestimmung des Spannungs- und Verformungsverhaltens beliebig beanspruchter Scheiben angegeben werden.

In den vorangegangenen Abschnitten wurde aufgezeigt, daß zur wirklichkeitsnahen Ermittlung des Verformungs- und Rißverhaltens vorgespannter Betonbauteile die Verformungen, die aus der Scheibenbeanspruchung des Einleitungsbereiches resultieren, nicht vernachlässigt werden dürfen.

Der allgemeine Beanspruchungszustand dieser Betonscheiben ist in Bild 5.14 dargestellt. Dabei können die Verformungen, die infolge der Verbundkräfte auf die Betonscheibe wirken und

- Druckspannungen am Druckrand sowie
- Zugspannungen in Höhe der Bewehrungslage

hervorrufen, für die nachfolgenden Betrachtungen außer Acht gelassen werden, da die hieraus resultierenden Stauchungen der Druckzone im Vergleich zu denen, die durch die Druckkraft D_b^{II} bewirkt werden,

verhältnismäßig gering ausfallen und die entsprechenden Dehnungen in der Zugzone bei den Verschiebungen infolge der Verbundwirkung berücksichtigt wurden.

Somit sind lediglich die aus der im Rißquerschnitt wirkenden Druckkraft D_b^{II} herrührenden Spannungen und Verformungen im Einleitungsbereich anhand der abgeleiteten Gleichungen zu bestimmen.

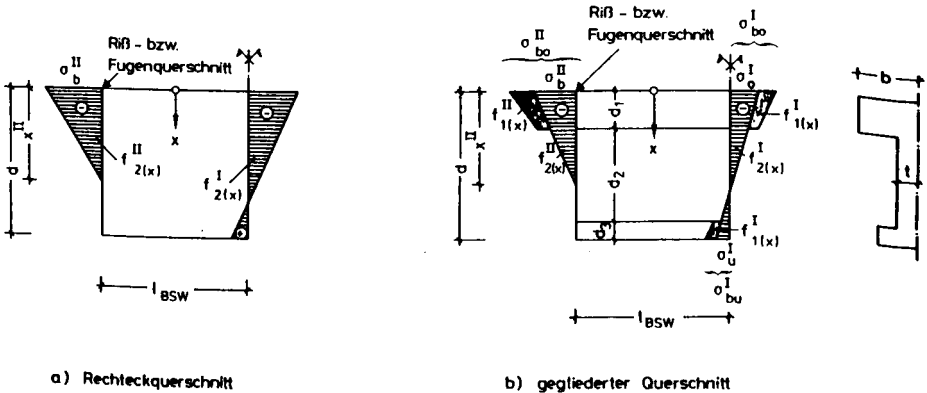


Bild 5.14: Beanspruchungszustand des Einleitungsbereiches rechteckiger und gegliederter Querschnitte

5.5.2.2 Entwicklung der Betonscheibenbeanspruchungen des Einleitungsbereiches in Fourierreihen

In Bild 5.14 sind die aus der im Fugen- oder Rißquerschnitt wirkenden Betondruckkraft D_b^{II} resultierenden Randspannungen dargestellt. Ebenso sind die entsprechenden Reaktionskräfte am Ende des Einleitungsbereiches l_{BSW} , die mit ausreichender Genauigkeit nach der Balkenbiegetheorie ermittelt werden können, aufgetragen.

Zur Ermittlung der hierzu gehörenden Scheibenverformungen und -spannungen sind gemäß den Erläuterungen in Abschnitt 5.5.2.1 zunächst die Scheibenbeanspruchungen in zumindest abschnittsweise

stetige Belastungsfunktionen umzuwandeln.

Da bei der Ableitung der Scheibengleichungen die Scheibendicke dz über die ganze Höhe d als konstant vorausgesetzt wurde, muß bei gegliederten Querschnitten eine Belastungsumordnung derart vorgenommen werden, daß die Belastungsanteile auskragender Querschnittsteile zu den Belastungsanteilen der Querschnittsbereiche konstanter Dicke zugeschlagen werden (Bild 5.14).

Die allgemeine Form der Fourierreihe lautet

$$(5.84) \quad f(x) = \frac{a_0}{2} + \sum_{v=1}^{\infty} \left(a_v \cos \frac{\pi v}{p} x + b_v \sin \frac{\pi v}{p} x \right)$$

mit

$$(5.85) \quad a_v = \frac{1}{p} \int_0^{2p} f(x) \cos \frac{\pi v}{p} x \, dx$$

und

$$(5.86) \quad b_v = \frac{1}{p} \int_0^{2p} f(x) \cdot \sin \frac{\pi v}{p} x \, dx$$

wobei sich dieser Ausdruck vereinfacht, wenn

$$(5.87) \quad f(x) = f(-x)$$

ist, d. h. eine gerade Funktion vorliegt, da dann b_v gleich Null wird oder, wenn

$$(5.88) \quad f(x) = -f(-x)$$

ist, d. h. eine ungerade Funktion vorliegt, da dann a_v zu Null wird.

Im vorliegenden Fall können die Spannungsfunktionen sowohl in der allgemeinen Form gemäß Gleichung (5.84) als auch als gerade bzw. ungerade Funktionen aufgefaßt und in die zugeordneten Fourierreihen entwickelt werden.

Die Anpassung der mit den Partikulärintegralen zur Lösung der Scheibengleichung verknüpften Freiwerte an die einzuhaltenen Randbedingungen wird jedoch zeigen, daß die Belastungsfunktion

am besten als gerade Funktion durch die entsprechende Fourierreihe approximiert wird:

$$(5.89) \quad f(x) \approx \frac{a_0}{2} + \sum_{v=1}^{\infty} a_v \cos \frac{\pi v}{p} x$$

Die im Rißquerschnitt wirkenden Betondruckspannungen σ_{II}^{II} können unter Berücksichtigung der notwendigen Spannungsumlagerungen bei gegliederten Profilen mit den Bezeichnungen gemäß Bild 5.14 und den Beiwerten

$$(5.90) \quad a_v^{II} = \frac{2}{d} \left[\int_0^{d_1} f_{1(x)}^{II} \cos \delta x \, dx + \int_{d_1}^{x^{II}} f_{2(x)}^{II} \cos \delta x \, dx \right], \quad v = 1, 2, 3, \dots$$

mit

$$(5.91) \quad \delta = \frac{\pi v}{d}$$

$$(5.92) \quad f_{1(x)}^{II} = \sigma_{bo}^{II} \left(1 - \frac{x}{x^{II}} \right)$$

und

$$(5.93) \quad f_{2(x)}^{II} = \sigma_{b'}^{II} \left(1 - \frac{x}{x^{II}} \right), \quad \sigma_{bo}^{II} = \sigma_{b'}^{II} \cdot \frac{b}{t}$$

sowie

$$(5.94) \quad a_0^{II} = \frac{2}{d} \left[\int_0^{d_1} f_{1(x)}^{II} \, dx + \int_{d_1}^{x^{II}} f_{2(x)}^{II} \, dx \right]$$

in die zugehörigen geraden Spannungsfunktionen entwickelt werden. Durch Integration und Einsetzen der vorgegebenen Integrationsgrenzen wird nach kurzer Ableitung der Beiwert a_0^{II} zu

$$(5.95) \quad a_0^{II} = \frac{\sigma_{bo}^{II} - \sigma_{b'}^{II}}{d x^{II}} \cdot d_1^2 - \frac{2(\sigma_{bo}^{II} - \sigma_{b'}^{II})}{d} \cdot d_1 - \frac{\sigma_{b'}^{II} x^{II}}{d}$$

sowie der Beiwert a_v^{II} zu

$$(5.96) \quad a_v^{II} = 2 \frac{\sigma_{bo}^{II} - \sigma_{b'}^{II}}{d} \left[\frac{\cos \delta d_1}{\delta^2 x^{II}} \cdot \left(\frac{d_1}{x^{II}} - 1 \right) \frac{\sin \delta d_1}{\delta} \right] + \frac{2 \sigma_{b'}^{II}}{d} \cdot \frac{\cos \delta x^{II}}{\delta^2 x^{II}} - \frac{2 \sigma_{bo}^{II}}{d x^{II} \delta^2}$$

erhalten.

Damit kann die im Rißquerschnitt wirkende Scheibenbeanspruchung durch die folgende Fourier'sche Reihe approximiert werden:

$$(5.97) \quad f_{(x)}^{II} = \frac{(\sigma_{bo}^{II} - \sigma_b^{II}) d^2}{2 d x^{II}} - \frac{(\sigma_{bo}^{II} - \sigma_b^{II}) d_1}{d} - \frac{\sigma_b^{II} \cdot x^{II}}{2d} \\ \cdot \sum_{v=1}^{\infty} \left(\frac{2(\sigma_{bo}^{II} - \sigma_b^{II})}{d} \left[\frac{\cos \delta d_1}{\delta^2 x^{II}} + \left(\frac{d_1}{x^{II}} - 1 \right) \frac{\sin \delta d_1}{\delta} \right] + \frac{\sigma_b^{II} \cos \delta x^{II}}{d \cdot \delta^2 \cdot x^{II}} - \frac{\sigma_{bo}^{II}}{d \cdot x^{II} \cdot \delta^2} \right) \cos \delta x$$

Für rechteckige Querschnitte entfällt die Belastungsumordnung, so daß sich für $d_1 = 0$ vereinfachte Zusammenhänge ergeben:
Rechteckquerschnitt: $d_1 = 0$

$$(5.98) \quad \sigma_o^{II} = - \frac{\sigma_{bo}^{II} \cdot x^{II}}{d}$$

$$(5.99) \quad \sigma_v^{II} = \frac{2 \sigma_{bo}^{II}}{d \delta^2 x^{II}} (\cos \delta x^{II} - 1)$$

$$(5.100) \quad f_{(x)}^{II} = - \frac{\sigma_{bo}^{II} \cdot x^{II}}{d} + \sum_{v=1}^{\infty} \frac{2 \sigma_b^{II}}{d \delta^2 x^{II}} (\cos \delta x^{II} - 1) \cos \delta x$$

Die Scheibenbeanspruchung am Ende des Einleitungsbereiches im Abstand l_{BSW} vom betrachteten Riß bzw. Fugenquerschnitt kann ebenfalls als gerade Funktion aufgefaßt und mit den Bezeichnungen gemäß Bild 5.13 unter Beachtung der Belastungsumordnung bei gegliederten Querschnitten durch die zugehörige Fourierreihe ausgedrückt werden.

Die abschnittsweise stetigen Spannungsverläufe lassen sich in Anlehnung an Bild 5.13 durch folgende Gleichungen ausdrücken:

Bereich	Spannungsverlauf	
0 d_1	$f_{1(x)}^I = \frac{\sigma_{bu}^I + \sigma_{bo}^I}{d} x - \sigma_{bo}^I$ $f_{2(x)}^I = \frac{\sigma_u^I + \sigma_o^I}{d} x - \sigma_o^I$	(5.101)
(d-d ₃) d		
d ₁ (d-d ₃)		

Mit diesen Funktionsverläufen kann nach längerer Ableitung und Umformung sowie durch Einsetzen der maßgebenden Integrationsgrenzen mit den Beiwerten

$$(5.102) \quad \sigma_o^I = \frac{\sigma_{bu}^I + \sigma_{bo}^I}{d^2} (d_1^2 + d^2 - (d-d_3)^2) + \frac{\sigma_u^I + \sigma_o^I}{d^2} ((d-d_3)^2 - d_1^2)$$

und
$$- \frac{2 \sigma_{bo}^I - \sigma_o^I}{d} (d_1 + d_3) - 2 \sigma_b^I$$

$$(5.103) \quad a_V^I = - \left\{ \frac{2(\sigma_{bo}^I - \sigma_o^I + \sigma_{bu}^I - \sigma_u^I)}{d^2} \left[\frac{\cos \delta d_1 - \cos \delta (d - d_3)}{\delta^2} + \frac{d_1 \sin \delta d_1}{\delta} - \frac{(d - d_3) \sin \delta (d - d_3)}{\delta} \right] \right. \\ \left. + \frac{2(\sigma_{bo}^I - \sigma_o^I)}{d} \left[\frac{\sin \delta (d - d_3)}{\delta} - \frac{\sin \delta d_1}{\delta} \right] + \frac{2(\sigma_{bu}^I + \sigma_{bo}^I)}{d^2} \left[\frac{(-1)^V - 1}{\delta^2} \right] \right\}$$

Die zugehörige Fourier'sche Reihe mit

$$(5.104) \quad f_{(x)}^I = \frac{a_o^I}{2} + \sum_{v=1}^{\infty} a_V^I \cdot \cos \delta x$$

angegeben werden.

Bei Rechteckquerschnitten ergeben sich wegen

$$(5.105) \quad d_1 = d_3 = 0$$

und

$$(5.106) \quad \sigma_{bo}^I = \sigma_o^I, \quad \sigma_{bu}^I = \sigma_u^I, \quad \sigma_{bo}^{II} = \sigma_o^{II},$$

die Beiwerte

$$(5.107) \quad a_o^I = \sigma_u^I - \sigma_o^I$$

und

$$(5.108) \quad a_V^I = \frac{2(\sigma_u^I + \sigma_o^I)}{d^2 \delta^2} \left(\frac{(-1)^V - 1}{\delta^2} \right)$$

und damit die entsprechende Fourier'sche Reihe zu

$$(5.109) \quad f_{(x)}^I = \frac{\sigma_u^I - \sigma_o^I}{2} + \sum_{v=1}^{\infty} \frac{2(\sigma_u^I + \sigma_o^I)}{d^2 \delta^2} \left(\frac{(-1)^V - 1}{\delta^2} \right) \cos \delta x$$

5.5.2.3 Lösung der Scheibengleichungen

Nachdem die in Bild 5.14 dargestellten Scheibenbelastungen durch geeignete mathematische Funktionen beschrieben wurden, können diese zur Lösung der Scheibengleichungen herangezogen werden, wobei die in Bild 5.15 dargestellten Randbedingungen einzuhalten sind.

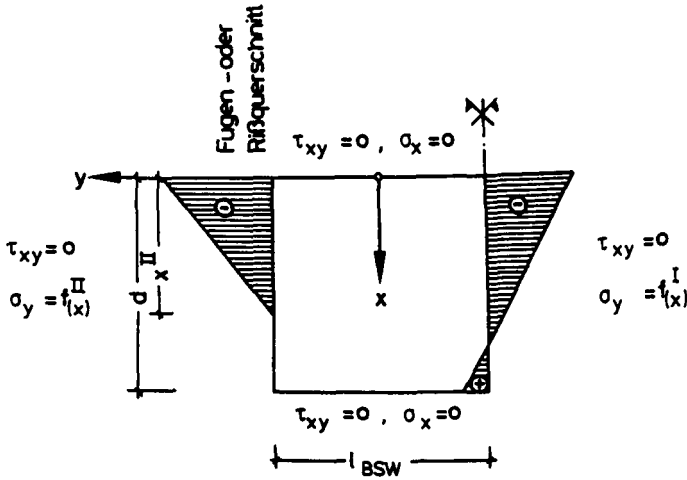


Bild 5.15: Spannungszustand des Einleitungsbereiches infolge der Druckbeanspruchungen im Rißquerschnitt sowie die einzuhaltenden Randbedingungen zur Definition des Scheibenspannungszustandes

Der allgemeine Ansatz für die gesuchte Spannungsfunktion $F(x,y)$ zur Beschreibung des Spannungs- und Verformungsverhaltens des untersuchten Einleitungsbereiches kann aus einer Vielzahl möglicher partikulärer Integrale, die sämtlich die Airy'sche Spannungsfunktion erfüllen, gebildet werden / 26 /.

Umfassende, hier nicht weiter erörterte Vergleichsstudien zeigten, daß sich der Ansatz gemäß Gleichung (5.110) am besten an die vorgegebenen Randbedingungen anpassen läßt. Mit

$$(5.110) \quad F(xy) = \frac{E \cdot x^2}{2} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{\delta^2} (A \cdot \text{ch} \delta y \cdot \delta y + B \cdot \text{sh} \delta y \cdot \delta y + C \cdot \text{sh} \delta y \cdot \delta y + D \cdot \text{ch} \delta y) \cos \delta x$$

ergeben sich durch zweimalige Ableitung der jeweiligen Spannungskomponenten

$$(5.111) \quad \sigma_x = \frac{\delta^2 F}{\delta x^2} = \sum_{n=1}^{\infty} \left[(A \cdot 2B) \text{ch} \delta y \cdot \delta y + B \cdot \text{sh} \delta y \cdot \delta y + (C \cdot 2D) \text{sh} \delta y \cdot \delta y + D \cdot \text{ch} \delta y \right] \cos \delta x$$

$$(5.112) \quad \sigma_y = \frac{\delta^2 F}{\delta y^2} = E \cdot \sum_{v=1}^{\infty} (A \cdot \text{ch} \delta y \cdot \delta y + B \cdot \text{sh} \delta y \cdot \delta y + C \cdot \text{sh} \delta y \cdot \delta y + D \cdot \text{ch} \delta y) \cos \delta x$$

und

$$(5.113) \quad \tau_{xy} = -\frac{\delta^2 F}{\delta x \delta y} = \sum_{n=1}^{\infty} \left[(A \cdot B) \operatorname{sh} \delta y \cdot \delta y B \operatorname{ch} \delta y + (C \cdot D) \operatorname{ch} \delta y \cdot \delta y D \operatorname{sh} \delta y \right] \sin \delta x$$

Zur endgültigen Lösung der Scheibengleichung sind die Freiwerte A, B, C, D, E durch Anpassung der Gleichungen (5.111) bis (5.113) an die vorgegebenen Randbedingungen zu bestimmen:

Für $y = \pm l_{BSW}/2$ müssen die folgenden Bedingungen eingehalten werden:

1. $x = + l_{BSW}/2 \quad \sigma_y = \frac{\delta^2 F}{\delta x^2} = f_{(x)}^{II}, \quad \tau_{xy} = 0$
2. $x = - l_{BSW}/2 \quad \sigma_y = \frac{\delta^2 F}{\delta x^2} = f_{(x)}^I, \quad \tau_{xy} = 0$

Wenn berücksichtigt wird, daß aus Gleichgewichtsgründen der Mittelwert der Belastungsfunktionen $f_{(x)}^I$ und $f_{(x)}^{II}$, die durch die Beiwerte a_O^I und a_O^{II} quantifiziert werden, gleich sein müssen, so ergeben sich mit dieser Bedingung und den vorab genannten Randbedingungen die Bestimmungsgleichungen für die Freiwerte zu:

$$(5.114) \quad A = -\frac{\operatorname{sh} \delta b + \delta b \operatorname{ch} \delta b}{\operatorname{sh} 2 \delta b + 2 \delta b} \left(a_V^{II} + a_V^I \right)$$

$$(5.115) \quad B = \frac{\operatorname{sh} \delta b}{\operatorname{sh} 2 \delta b + 2 \delta b} \left(a_V^{II} + a_V^I \right)$$

$$(5.116) \quad C = -\frac{\operatorname{ch} \delta b + \delta b \operatorname{sh} \delta b}{\operatorname{sh} 2 \delta b - 2 \delta b} \left(a_V^{II} - a_V^I \right)$$

$$(5.117) \quad D = \frac{\operatorname{ch} \delta b}{\operatorname{sh} 2 \delta b - 2 \delta b} \left(a_V^{II} - a_V^I \right)$$

$$(5.118) \quad E = \frac{a_O^{II}}{2} = \frac{a_O^I}{2}, \quad b = \frac{l_{BSW}}{2}$$

mit

a_O^{II} gemäß Gleichung (5.95)

a_V^{II} gemäß Gleichung (5.96)

a_O^I gemäß Gleichung (5.102)

a_V^I gemäß Gleichung (5.103)

Damit kann nach Einsetzen der Gleichungen (5.114) bis (5.118) in die Gleichungen (5.111) bis (5.113) auf verhältnismäßig einfache Weise der aus der Scheibenwirkung des Einleitungsgebietes resultierende Spannungszustand und durch Auswertung der Gleichung (5.83) das zugehörige Verformungsverhalten geschlossen beschrieben werden.

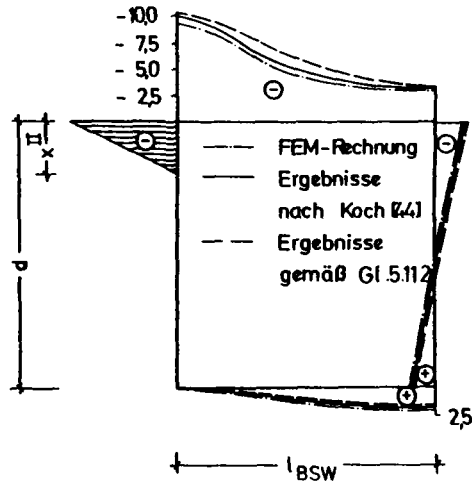
Im Gegensatz zu bislang vorliegenden FEM-Lösungen von Koch / 44/ haben diesen numerisch leicht verwertbaren und rasch konvergierenden Gleichungen den Vorzug, daß der Einfluß einzelner Parameter auf die Betonscheibenwirkung klar ersichtlich wird.

Um die Richtigkeit und Genauigkeit der entwickelten Gleichungen aufzuzeigen, sind in Bild 5.16 gleichsam exemplarisch die mit Gleichung (5.112) ermittelten Spannungen im Einleitungsgebiet aus der Betonscheibenwirkung infolge der Druckbeanspruchung des Riß- oder Fugenquerschnittes entsprechenden numerischen FEM-Lösungen gegenübergestellt.

Die im linken Teil von Bild 5.16 aufgezeigten Lösungen für einen rechteckigen Querschnitt gemäß Koch / 44 / zeigen eine ebenso gute Übereinstimmung wie die für einen stark gegliederten Querschnitt ermittelten Werte (Bild 5.16, rechts).

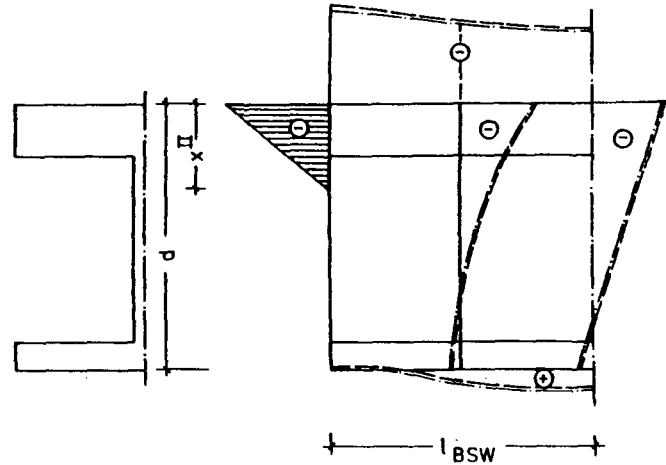
Die Abweichungen im Druckspannungsverlauf resultieren im wesentlichen aus der unterschiedlichen Erfassung der Belastungsgrößen:

Bei FEM-Lösungen kann die Druckspannungsverteilung im Riß- oder Fugenquerschnitt nur durch eine konstante Belastung der Elementseiten simuliert werden. Somit kann die weitgehend dreieckförmige Spannungsverteilung lediglich durch eine Treppenlinie nachvollzogen werden. Die Genauigkeit der erhaltenen Ergebnisse hängt somit auch entscheidend von der Elementeinteilung und den Elementabmessungen ab. Wird dagegen der Belastungsverlauf durch eine Fourierreihe beschrieben, so sind diese Ungenauigkeiten ausgeschlossen.



$$x^{\text{II}}/d = 0,2$$

$$l_{BSW}/d = 1,0$$



— FEM-Rechnung

- - - Ergebnisse gemäß Gl. 5.112

$$x^{\text{II}}/d = 0,3$$

$$l_{BSW}/d \cong 1,0$$

Bild 5.16: Scheibenspannungen im Einleitungsbereich rechteckiger und gegliederter Querschnitte: Vergleich der Ergebnisse gemäß

1. FEM-Rechnung (SAP IV)
2. Koch / 44 /
3. Gleichung (5.112)

Die in Bild 5.16 dargestellten Beispiele zeigen jedoch, daß diese numerischen Unzulänglichkeiten keine entscheidenden Auswirkungen auf den Spannungs- und Verformungsverlauf in der Zugzone des Einleitungsbereiches haben.

5.5.3 Verformungen und Spannungen in der Zugzone des Einleitungsbereiches infolge der Betonscheibenwirkung

Mit den Beziehungen gemäß Gleichung (5.83) können nun die aus der Betonscheibenbeanspruchung resultierenden Verformungen durch numerische Integration bei Anwendung der Simpson-Formel auf einfache und hinreichend genaue Art bestimmt werden.

Für die weiteren Überlegungen hinsichtlich des Einflusses der Betonscheibenwirkung auf die Spaltbreitenentwicklung vorgespannter, segmentärer Betonbauteile sind zwei Grenzfälle zu unterscheiden:

1. Es haben sich im Bereich konstanter Biegemomentenbeanspruchung noch nicht alle Segmentfugen geöffnet bzw. der Fugenabstand ist größer als $2 l_{BSW}$

In diesem Fall existieren zwischen den einzelnen Fugen Bereiche, in denen der Verbund ungestört ist und die Spannungsverteilung nach der Balkenbiegelehre zutreffend ermittelt werden kann. In Anlehnung an Bild 5.17 kann der Spaltbreitenanteil aus der Betonscheibenbeanspruchung in Kenntnis der Spannungsverteilung in jeder gewünschten Querschnittshöhe zu

$$(5.119) \quad W_{BSW} = 2 \left[\int_0^{l_{BSW}} \left(\frac{\sigma_{y_{max}}}{E_b} - \frac{\mu \sigma_x}{E_b} \right) dy - \int_0^{l_{BSW}} \frac{(\sigma_y(y) - \mu \sigma_x(y))}{E_b} dy \right]$$

angegeben werden.

Da aufgrund der einzuhaltenden Randbedingungen die σ_x -Spannungen an den Querschnittsrändern $x = 0$ und $x = d$ Null werden, ergeben sich die zugehörigen Fugenspalt- bzw. Ribbreiten am gezogenen Querschnittsrand zu

$$(5.120) \quad W_{BSW} = \frac{2}{E_b} \left[\int_0^{l_{BSW}} \sigma_{y_{max}} dy - \int_0^{l_{BSW}} \sigma_y(y) dy \right]$$

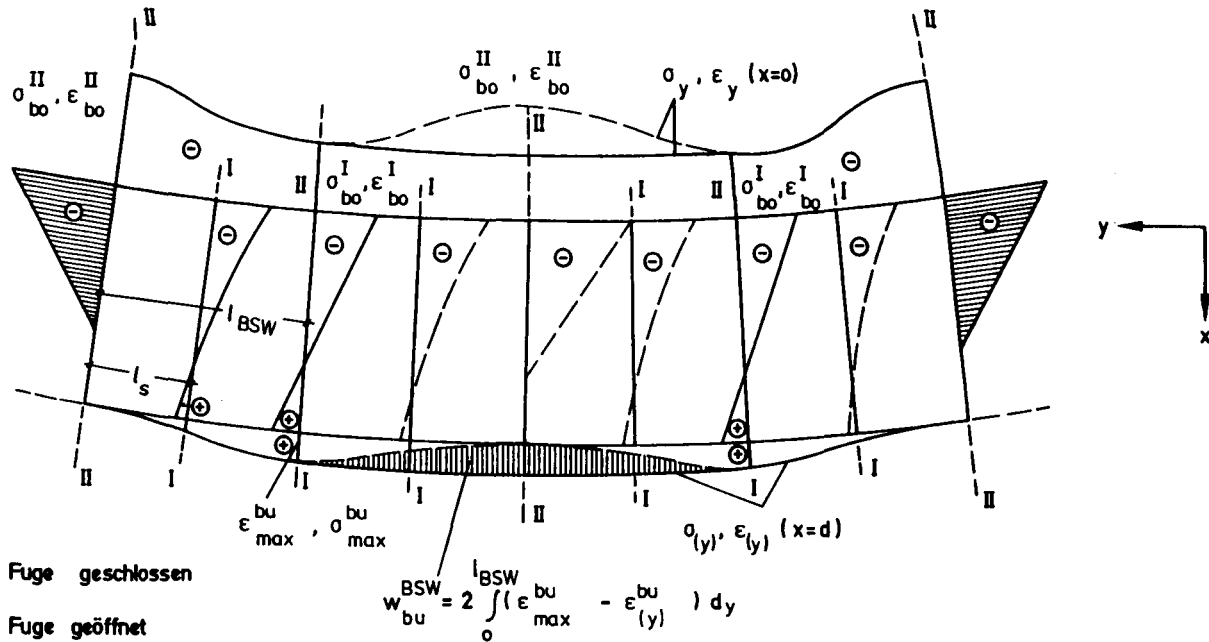


Bild 5.17: Spannungs- und Dehnungsverlauf infolge der Betonscheibenwirkung im Bereich vorge-spannter, biegebeanspruchter Betonbauteile bei noch nicht abgeschlossener Erstrißbildung

2. Im Bereich konstanter Biegemomentenbeanspruchung haben sich alle Segmentfugen geöffnet bzw. das Erstrißbild ist weitgehend abgeschlossen und der Abstand der Fugen bzw. Risse ist kleiner als $2 \cdot l_{BSW}$

 In diesem Fall muß der gesamte Beanspruchungszustand der Betonscheibe zwischen den Rissen bzw. geöffneten Fugen nach der Scheibentheorie bestimmt werden; die Spannungsverteilung über die Querschnittshöhe ist nicht linear. Die Verformungen aus der Betonscheibenbeanspruchung nehmen zum gezogenen Querschnittsrand hin ab, da der Einleitungsbereich durch den engen Riß- bzw. Fugenabstand verkürzt wird. In Bild 5.18 sind die sich mit engem Riß- bzw. Fugenabstand ergebenden qualitativen Randspannungsverteilungen denjenigen gegenübergestellt, die sich bei ungestörter Entwicklung der Betonscheibenwirkungen ergeben würden. Diese Darstellung zeigt, daß der Spaltbreitenanteil aus der Betonscheibenwirkung bei engem Riß- bzw. Fugenabstand mit ausreichender Genauigkeit aus dem Spannungsverlauf bei ungestörter Spannungsverteilung ermittelt werden kann, wenn als Integrationsgrenze der halbe Fugen- bzw. Rißabstand eingesetzt wird.

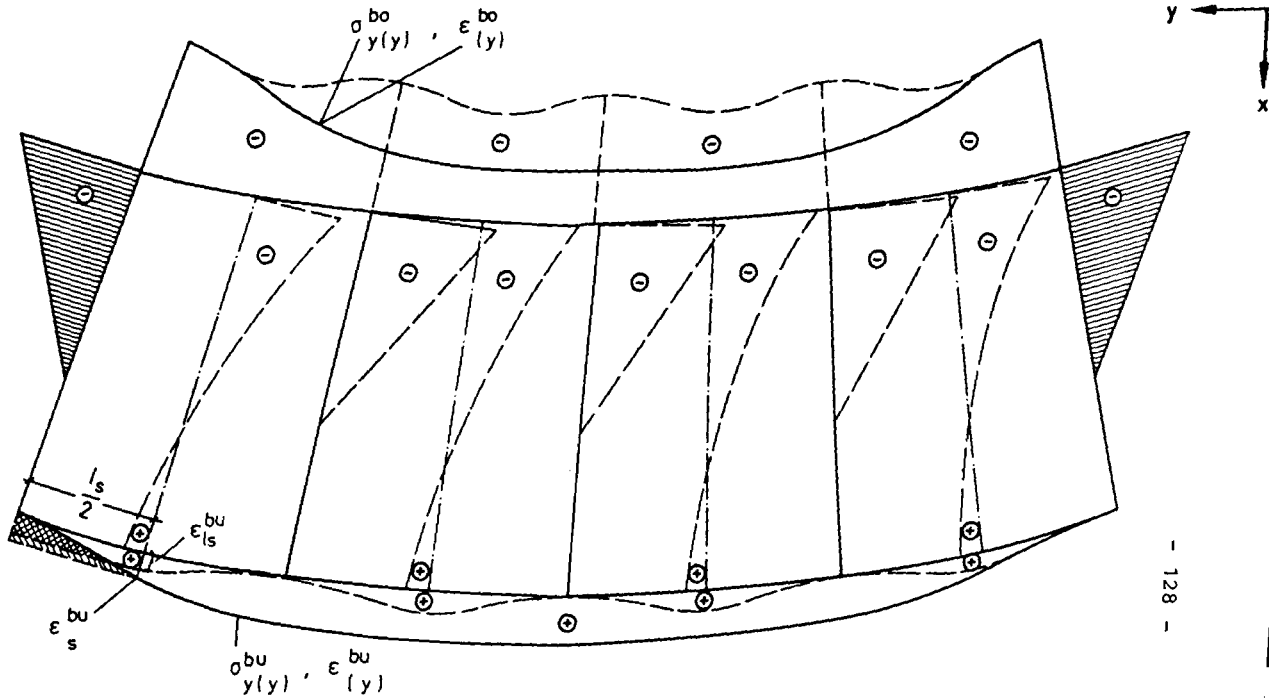
Mit dieser Näherung ist es möglich, die Annahmen und Gleichungen der Abschnitte 5.5.2.2 und 5.5.2.3 auch für den abgeschlossenen Erstrißbereich bzw. engem Abstand geöffneter Fugen zu verwenden. Der Fehler, der mit dieser Näherung begangen wird, ist vernachlässigbar gering, da der Einfluß der Zugrandverformungen aus der Betonscheibenwirkung mit zunehmender Rißbildung bzw. engem Fugenabstand stark zurückgeht.

Die Riß- bzw. Fugenspaltbreiten in Höhe des zugrändlichsten Spanngliedes ergeben sich damit in allgemeiner Form zu

$$(5.121a) \quad W_{hv}^{BSW} = 2 \cdot \int_0^{l_s/2} \left(\sigma_{y,s}^{hv} - \mu \cdot \sigma_{x,s}^{hv} \right) - \left(\sigma_{y(y)}^{hv} - \mu \cdot \sigma_{x(y)}^{hv} \right) dy$$

Die Fugenspalt- bzw. Rißbreiten am gezogenen Querschnittsrand ergeben sich damit in Anlehnung an Bild 5.18 zu

$$(5.121b) \quad W_{bu}^{BSW} = 2 \int_0^{l_s/2} \left(\epsilon_{l_s}^{bu} - \epsilon_{(y)}^{bu} \right) dy$$



$$\text{///} \quad w_{bu}^{BSW} = 2 \int_0^{l_s/2} (\epsilon_s^{bu} - \epsilon_{(y)}^{bu}) dy$$

$$\text{///} \quad w_{bu}^{BSW} = 2 \int_0^{l_s/2} (\epsilon_{l_s}^{bu} - \epsilon_{(y)}^{bu}) dy$$

Bild 5.18: Randspannungen und Verformungen infolge der Betonscheibenwirkung bei engem Fugen- bzw. Rißabstand $< 2 l_{BSW}$

5.6 Zusammenfassung und Schlußfolgerung

Nachdem in den vorangegangenen Abschnitten dieses Kapitels das Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund sowie die mit der Rißbildung bzw. Fugenöffnung biegebeanspruchter, vorgespannter Betonbauteile auftretenden Scheibenbeanspruchungen des Einleitungsbereiches theoretisch analysiert und diskutiert wurde, gelingt es nun, mit den in diesem Zusammenhang entwickelten Spaltbreitenformeln das Rißverhalten segmentärer Spannbetonkonstruktionen in Abhängigkeit von der Verbundgüte, der Querschnittsausbildung, der Beanspruchungskombination usw. zu beschreiben.

Bei reinen Zugbeanspruchungen können die Spaltbreiten durch Auswertung der Gleichung (5.37) zu

$$(5.122a) \quad W = W_{\tau v} = 2 \cdot \Delta x$$

Bei biegebeanspruchten Bauteilen ergeben sich die Fugenspaltbreiten in Höhe der zugrändnächsten Spanngliedlage aus der Überlagerung der Spaltbreitenanteile aus den Verbundbeanspruchungen gemäß Gleichung (5.37) und den Betonscheibenbeanspruchungen gemäß den Gleichungen (5.119) bzw. (5.121a) zu

$$(5.122b) \quad W = W_{\tau v} + W_{BSW}$$

6.0 ÜBERPRÜFUNG DER ENTWICKELTEN SPALTBREITENFORMEL ANHAND EIGENER UND FREMDER VERSUCHE

6.1 Allgemeines

Es wurde bereits einleitend darauf hingewiesen, daß das Rißverhalten segmentärer Spannbetonbauteile bislang nur von wenigen Forschern systematisch untersucht wurde /19,20,21,47,50/. Trotzdem reichen die bei diesen Versuchen gewonnenen experimentellen Erkenntnisse aus, um die Eignung der vorliegenden Spaltbreitenformel zu überprüfen, da bei den genannten Versuchen nicht nur der Einfluß unterschiedlich ausgebildeter Spannlieder auf die Rißentwicklung segmentärer Spannbetonbauteile untersucht, sondern auch der Einfluß der Verteilung der Spannlieder über die Querschnittsfläche studiert wurde.

Darüber hinaus wurden die Versuchsergebnisse nicht nur an biegebeanspruchten Bauteilen gewonnen, bei denen sich die Rißbreiten aus Verbundbeanspruchungen und Verformungen infolge der Betonscheibenwirkung überlagern, sondern auch an zentrischen Bauteilen ermittelt, bei denen die Fugenspaltbreiten nur aus der Verbundbeanspruchung in der Kontaktfläche Spannstahl/Injektionsmörtel bzw. Injektionsmörtel/Hüllrohr/Beton resultieren.

Damit wird es möglich, die Notwendigkeit der Berücksichtigung der Spaltbreitenanteile infolge der Verformungen aus der Betonscheibenwirkung bei biegebeanspruchten Betonbauteilen auch experimentell zu belegen.

In allen Fällen wurden den gemessenen Spaltbreiten die mit Gleichung (5.122) ermittelten rechnerischen Verläufe gegenübergestellt und ebenfalls die sich nach Gleichung 2, DIN 4227 Teil 3E, ergebenden Werte zum Vergleich aufgeführt.

Im folgenden wird nur kurz auf die durchgeführten Versuche eingegangen und auch nur die zum Verständnis notwendigen Versuchsdaten präsentiert. Weitere Informationen können den entsprechenden Versuchsberichten entnommen werden.

Der Einfluß der Segmentfugen auf das Biegerißverhalten vorgespannter Bauteile ist neben den im folgenden näher betrachteten Untersuchungen auch von anderen Forschern im Rahmen von Studien mit

anderer Zielsetzung betrachtet worden (z. B. / 54,55,56,74/). Da die Untersuchung der Rißentwicklung und die Erfassung der Rißbreiten nicht im Vordergrund dieser Studien standen, weisen die diesbezüglichen Versuchsergebnisse keine ausreichende Systematik auf und werden deshalb im folgenden nicht weiter betrachtet.

6.2 Versuche von Trost/Thormählen / 119 /

Im Rahmen der Untersuchungen zur Rißbildung bei teilweise vorgespannten Bauteilen wurden u. a. sechs Versuchskörper mit den Abmessungen gemäß Bild 6.1 geprüft, die ausschließlich mit Spannbewehrung versehen waren. ber Art und Menge der Spannstahlbewehrung informiert Tabelle 6.1, in der zusätzlich die hier interessierenden Baustoffkennwerte aufgeführt worden sind.

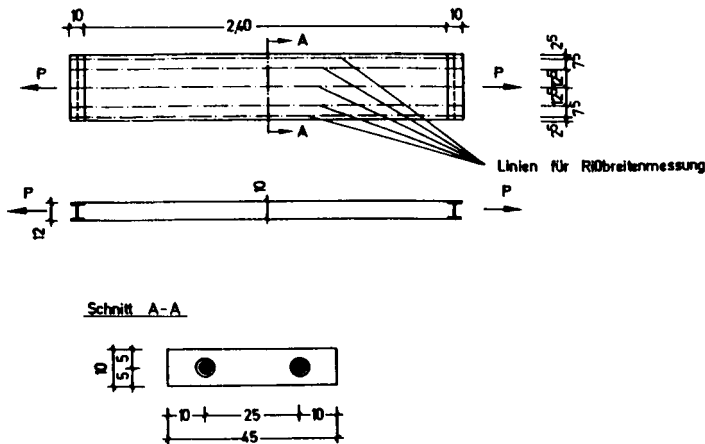


Bild 6.1: Ausbildung der Versuchskörper von Trost/Thormählen zur Untersuchung des Rißverhaltens teilweise vorgespannter Betonbauteile

Die Versuchskörper wurden statisch beansprucht. Nachdem die Lastspanne $\Delta P = P_i - P_o$ zwischen vorhandener Last P_i und Nulllast P_o zehnmal durchfahren war, erfolgte das Messen der Rißbreiten längs vorgegebener Meßlinien (vgl. Bild 6.1).

Versuchskörper	Spannglieder	A_v cm ²	Hüllrohre ϕ_i/ϕ_a mm
1	2 St 835/1030 ϕ 26 mm glatt	2 x 5,30	30/35
6	2 St 835/1030 ϕ 26,5 mm gerippt	2 x 5,50	38/43
9	2 St 835/1030 ϕ 26,5 mm gerippt	2 x 5,50	60/66
10	2 x 8 St 1420/1570 Sigma oval 40	2 x 3,20	40/45
13	2 x 7 ϕ 7 glatt St 1470/1670	2 x 2,70	35/42
16	2 x 3 Litzen ϕ 0,6 St 1570/1770	2 x 4,20	40/45

Beton:

B 35, Größtkorn 16 mm

$f_{WM} = 45,3 \text{ N/mm}^2$

$E_b = 36700 \text{ N/mm}^2$

Einpreßmörtel:

Zement PZ 45 F, W/Z-Wert = 0,47

Druckfestigkeit beim Versuch:

$f_{C, 7d} = 32,5 \text{ N/mm}^2$

E-Modul $_{7d} = 12100 \text{ N/mm}^2$

Tabelle 6.1: Bewehrung sowie Beton- und Einpreßmörtelfestigkeiten der Versuche von Trost/Thormählen

Wie bei den einzelnen Versuchskörpern gemessenen mittleren Rißbreiten sind in Bild 6.2 in Abhängigkeit von der Spannstahlspannungsdifferenz $\Delta\sigma_v$ zwischen Spannstahlspannung σ_v^{II} im Rißquerschnitt und Spannstahlspannung σ_v^I im ungerissenen Nachbarbereich am Ende des Einleitungsbereiches dargestellt. Ebenso sind die zugehörigen theoretischen $w-\Delta\sigma_v$ -Beziehungen gemäß Gleichung (5.122) dieser Arbeit und Gleichung 2, DIN 4227 Teil 3E, eingetragen.

Der Vergleich zwischen den theoretischen und experimentellen Beziehungen verdeutlicht zunächst einmal, daß die mit Gleichung 2, DIN 4227 Teil 3E, ermittelten Fugenspaltbreiten erheblich größer sind als die im Versuch gemessenen.

Dies ist, wie die weiteren Untersuchungen zeigen werden, nicht nur darauf zurückzuführen, daß mit den diesbezüglichen Regelungen in DIN 4227 Teil 3E nicht die mittleren, sondern die maximalen Rißbreiten erfaßt werden sollen (zu diesem Problem wird in Abschnitt 6.7 dieser Arbeit noch Stellung genommen). Als Hauptursache ist vielmehr anzusehen, daß bei Formulierung des Nachweises zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten gemäß DIN 4227 Teil 3E noch keine umfassenden Kenntnisse über das Verbundverhalten von Spannglieder mit nachträglichem Verbund vorlagen und deshalb bewußt sehr vorsichtige Formulierungen gewählt sowie der Einfluß der Betonscheibenwirkung vernachlässigt wurde / 49 /.

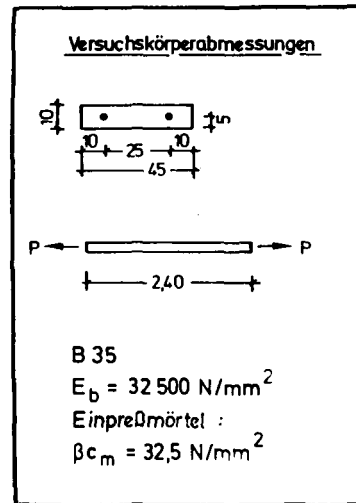
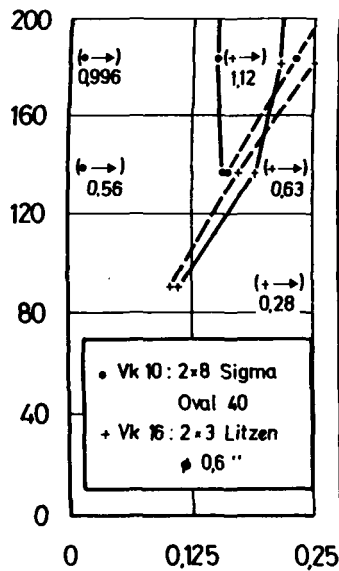
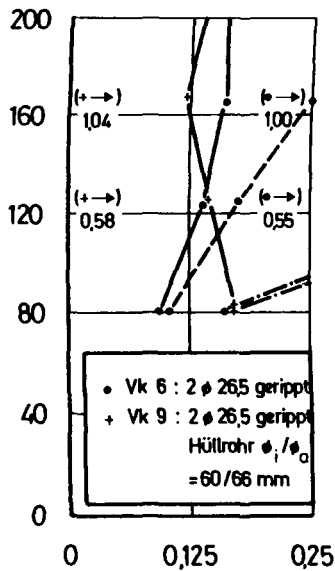
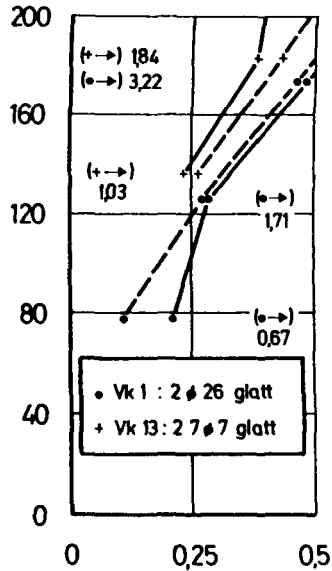
Die mit Gleichung (5.122) dieser Arbeit ermittelten $w-\Delta\sigma_V$ -Beziehungen erfassen dagegen die im Versuch gemessenen Zusammenhänge verhältnismäßig genau.

Gerade bei den Versuchskörpern mit glatten Spannstählen (VK 1, VK 13), wo eine theoretische Nachrechnung wegen des unsicheren Verbundverhaltens erfahrungsgemäß Probleme aufwirft, stimmen die Meß- und Rechenwertverläufe sehr gut miteinander überein.

Die bei dem Versuchskörper VK 9 festgestellte Abnahme der mittleren Rißbreiten mit steigender Beanspruchung kann nach Auswertung der vorliegenden Unterlagen nur auf versuchsmäßige Unzulänglichkeiten zurückgeführt werden und ist theoretisch nicht nachvollziehbar; trotzdem liegen die rechnerischen Werte mit vertretbarem Maß auf der sicheren Seite.

Die mit Gleichung (5.122) dieser Arbeit ermittelten theoretischen $w-\Delta\sigma_V$ -Beziehungen verdeutlichen ebenso wie die experimentell ermittelten Zusammenhänge den Einfluß der Oberflächenprofilierung und der zur Kraftübertragung zur Verfügung stehenden Verbundflächen:

Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_V = \sigma_V^{\text{II}} - \sigma_V^{\text{I}}$ in N/mm²



- gemessene mittlere Rißbreiten
- - - rechn. Rißbreiten gem. Gl. 5.122
- rechn. Rißbreiten gem. Gl. 2, DIN 4227, Teil 3E

Bild 6.2: Vergleich von experimentell ermittelten Rißbreiten nach /119 / mit entsprechenden rechnerischen Werten gemäß Gleichung (5.122) und Gleichung 2 DIN 4227 Teil 3E

Werte in (): Rechenwerte gemäß Gleichung 2 DIN 4227 Teil 3E

Mit abnehmender bezogener Rippenfläche f_r (gerippte Stäbe - glatte Stäbe) nehmen die Spaltbreiten zu, mit zunehmender Verbundfläche (Litzen, Spanndrähte) nehmen bei gleichen Beanspruchungen die Spalt- bzw. Rißbreiten ab.

So zeigt der Vergleich der experimentellen und theoretischen Ergebnisse der Versuchskörper 6 und 9 mit denen der Versuchskörper 10 und 16, daß das Rißverhalten der Litzenspannglieder bei gleichen Beanspruchungen trotz des ungünstigeren Verbundverhaltens (vgl. Bild 3.6) wegen der größeren nutzbaren Verbundfläche günstiger ausfällt.

6.3 Nachrechnung der Versuche von Favre/Rojas/Vaucher an zentrisch gezogenen segmentären Spannbetonbauteilen

Favre, Rojas und Vaucher / 20,21 / untersuchten das Rißverhalten segmentärer, vorgespannter Zugglieder mit den in Bild 6.3 skizzierten Versuchskörpern. In insgesamt 7 Versuchen variierten sie die Verbundeigenschaften der Spannglieder durch Verwendung von

- glatten Spannstählen (Versuchskörper B1, B2, C0, C1)
- Litzenspannglieder (Versuchskörper C2) und
- Gewindestäben (Versuchskörper B3, C3)

Ebenso wurde die Verteilung der Spannglieder über die Querschnittsfläche verändert:

Während die Spannglieder bei Versuchskörper B2 (8 * 2 Ø 6 mm, glatt) gleichmäßig über den Umfang verteilt waren, wurden die Spannglieder bei allen anderen Versuchen konzentriert in Querschnittsmitte angeordnet.

Mit Ausnahme des Versuchskörper C0 besaßen alle anderen Zugglieder in Bauteilmitte eine nur von den Spanngliedern gekreuzte Trockenfuge (vgl. Bild 6.3). Außerhalb dieser Fuge war zusätzlich zur Spannstahlbewehrung eine verbügelte oberflächennahe Längsbewehrung aus Betonstahl angeordnet.

Um den Einfluß der Bauteilfuge auf das Rißverhalten aufzuzeigen, wurde beim Versuchskörper C0 auf die Anordnung einer Fuge verzichtet, die Betonstahllängsbewehrung jedoch wie bei den anderen Zuggliedern nicht durchgeführt, sondern in Bauteilmitte ein dem Fugenbereich entsprechender Abschnitt ausgebildet, der nur vom Spannglied durchsetzt war.

Die zur Bewertung der ermittelten Versuchsergebnisse notwendigen Angaben über die Materialfestigkeiten sind in Tabelle 6.2 aufgeführt:

	B1	B2	B3	C0	C1	C2	C3
Spannstahl	1 x 16 Ø 6 glatt St 1470/1670	8 x 2 Ø 6 glatt St 1470/1670	1 Ø 32 Ge- windestahl St 835/1030	1 x 31 Ø 6 glatt St 1470/1670	1 x 31 Ø 6 glatt St 1470/1670	1 x 9 Litzen 0,5" St 1470/1670	1 Ø 36 Ge- windestahl St 835/1030
E-Modul des Betons N/mm ²	30700	29200	41300	39200	32200	37700	24400
$\delta_{w,28d}$ in N/mm ²	33,5	29,0	62,3	62,3	59,4	56,8	52,9
Injektionsmör- tel $f_{c,7d}$ in N/mm ²	25,8	25,8	25,8	34,0	42,1	34,7	44,7

Tabelle 6.2: Übersicht über die wesentlichsten Materialfestigkeiten der Versuchskörper von /20,21/

Die Zugkörper wurden statisch beansprucht, das Ablesen der Riß- und Fugenspaltbreiten erfolgte bei jeder Laststufe. Die hierbei gemessenen Fugenspaltbreiten sind in Bild 6.3 den rechnerischen Werten nach Gleichung (5.122) und den sich mit Gleichung 2 DIN 4227 Teil 3E ergebenden Werten gegenübergestellt.

Der Vergleich zwischen den gemessenen $w-\Delta\sigma_v$ -Beziehungen und den sich nach Gleichung (5.122) dieser Arbeit ergebenden Zusammenhänge liefert für die Versuchskörper B1 und B2 eine gute Übereinstimmung.

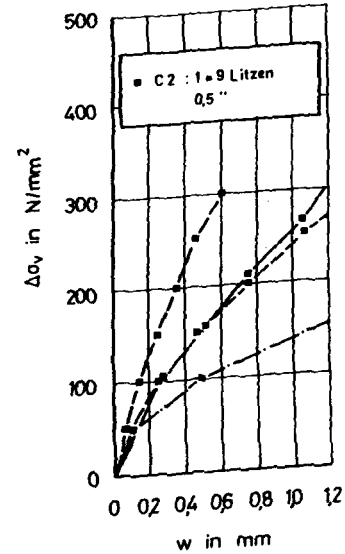
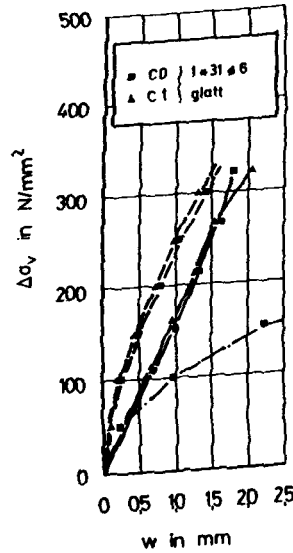
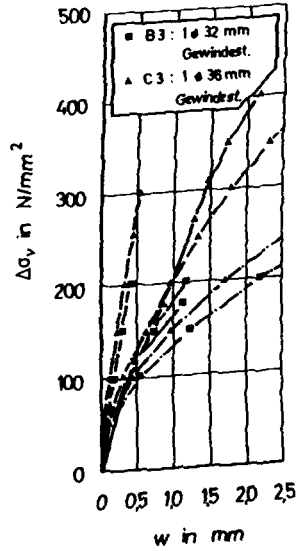
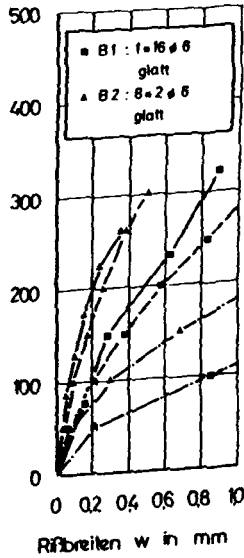
Bei den übrigen Versuchskörpern überschätzt die theoretische Nachrechnung die im Versuch vorgefundenen Verhältnisse. Dies dürfte jedoch im wesentlichen auf versuchstechnische Schwierigkeiten zurückzuführen sein, denn beim Versuchskörper C3 (1 \emptyset 36 mm Gewindestahl) wurde fehlerhaft injiziert, so daß sich zwangsläufig ungünstigere Verhältnisse einstellten. Außerdem stimmen beim Versuchskörper C2 (1 * 9 Litzen 0,5"). Die gemessenen und errechneten $w-\Delta\sigma_v$ -Beziehungen dann exakt überein, wenn in die Nachrechnung die Verbundbeiwerte für glatte Spannstäbe verwendet werden. Außerdem offenbart der Vergleich der Meßwerte untereinander einige Unwägbarkeiten. So wurden bei den Versuchen B1 und B2 (glatte Spannstäbe) bei gleicher Spannstahtspannungsdifferenz geringeren Fugenspaltbreiten gemessen als bei den Versuchskörpern mit gerippten Spannstäben, obwohl die Verhältnisse eigentlich umgekehrt hätten sein müssen, wie dies auch durch die Nachberechnung aufgezeigt wird.

Die mit Gleichung 2, DIN 4227 Teil 3E, ermittelten Beziehungen weichen aus den bereits in Abschnitt 6.2 erwähnten Gründen stark von den gemessenen Zusammenhängen ab.

Der direkte Vergleich der bei den Versuchen C0 (ohne Trockenfuge) und C1 (mit Trockenfuge) gemessenen Riß- bzw. Fugenspaltbreiten zeigt, daß die Fugen- bzw. Spaltbreitenverläufe weitgehend übereinstimmen.

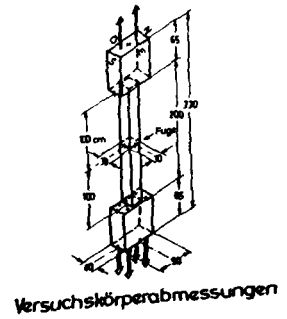
Hieraus kann gefolgert werden, daß eine eventuell vorhandene Zugfestigkeit von Trockenfugen, wie sie durch das Aufbringen eines Fugenmörtels im praktischen Fall gegeben sein kann, keinen Einfluß auf die Spaltbreitenentwicklung nach Überschreiten der Fugenzugfestigkeit hat.

Spannstahlspannungsdifferenz $\Delta\sigma_y = \sigma_y^I - \sigma_y^II$
in N/mm^2



- gemessene Spaltbreiten
- - - gerechnete Spaltbreiten gemäß Gl. 5.122
- · - gerechnete Spaltbreiten gemäß Gl. 2 DIN 4227 Teil 3E

Bild 6.3: Vergleich von experimentell ermittelten Fugenspaltbreiten nach /20,21/ mit entsprechenden rechnerischen Werten gemäß Gleichung (5.122) und Gleichung 2, DIN 4227 Teil 3E



6.4 Nachrechnung der Versuche von Favre/Coendoz an biegebeanspruchten segmentären Spannbetonbalken

Zusätzlich zu den in Abschnitt 6.3 beschriebenen Versuchen an zentrisch gezogenen Zuggliedern untersuchten Favre und Coendoz / 19 / das Rißverhalten von zwei segmentären Spannbetonbalken (A2, A3) und verglichen es mit dem eines gleich ausgebildeten monolithischen Spannbetonbalkens (A1). Die Versuchskörperabmessungen sowie die Belastungsanordnung sind in Bild 6.4 dargestellt.

Die Biegezugbewehrung der Segmentbalken bestand aus 20 Spanndrähten mit einem Durchmesser von 6 mm (St 1470/1670, BBRV), während der monolithische Vergleichsbalken A1 wegen der zusätzlich einliegenden Betonstahlängsbewehrung nur mit 18 Spanndrähten versehen war. Die mittlere Betondruckfestigkeit $R_{w, 28d}$ betrug beim Balken A2 58,5 N/mm² und beim Balken A3 57,5 N/mm². Die Versuchsbalken A2 und A3 unterschieden sich nur durch die Art der Segmentherstellung:

Beim Versuchsbalken A2 wurden die Segmente in bauüblicher Weise hergestellt, d. h. bei vertikaler Lage der glatten Segmentstirnflächen, die nach Erhärtung des Betons gesandstrahlt wurden. Die einzelnen Segmente des Balkens A3 wurden dagegen liegend, d. h. bei horizontaler Lage der Segmentstirnflächen, betoniert. Die glatten Kontaktflächen blieben unbehandelt, sie wurden lediglich zur Beseitigung des Trennmittels mit Wasser gereinigt. Mit dieser Vorgehensweise sollten extreme Behandlungsmethoden nachvollzogen und daraus resultierende mögliche Einflußparameter aufgezeigt werden.

Bei beiden Balken wurden einige Fugen vor dem Vorspannen mit einem geeigneten Zementmörtel und der Rest mit üblichem Epoxidharzmörteln bestrichen. Die sich nach dem Zusammenspannen der Segmente einstellenden Fugendicken betragen zwischen 0,4 und 2,4 mm.

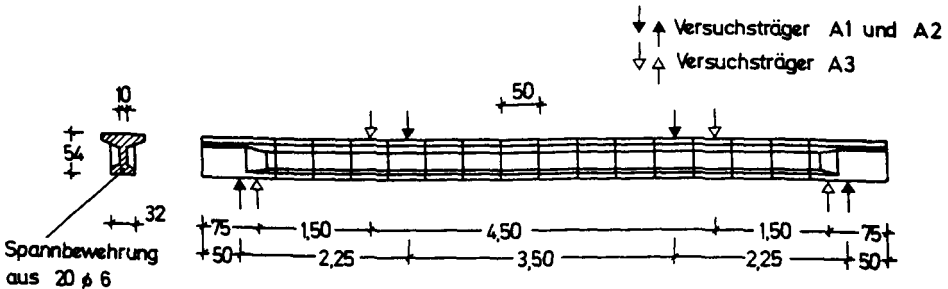


Bild 6.4: Versuchskörperabmessungen und Belastungsanordnung der Versuche von / 19 / an biegebeanspruchten segmentären Spannbetonbalken

Die Belastung wurde stufenweise bis zum Erreichen der Biegebruchlast gesteigert, das Ablesen der Fugenspaltbreiten erfolgte bei jeder Laststufe.

Die durch die Haft- und Klebewirkung des Zement- bzw. Epoxidharzmörtels hervorgerufene Fugenzugfestigkeit war in allen Fällen deutlich niedriger als die Zugfestigkeit des zur Herstellung der Segmente verwendeten Betons.

Der Vergleich des Riß- und Verformungsverhaltens der beiden segmentären Balken mit dem des monolithischen Vergleichskörpers hebt den Einfluß der Segmentfugen hervor:

Bei beiden Prüfkörpern (A2 und A3) wurden Biegerisse nur in den Fugen festgestellt (Rißabstand = Segmentlänge = 50 cm), beim monolithischen Vergleichskörper betrug der mittlere Rißabstand dagegen nur etwa 27 cm.

Die Zementmörtelfugen und die Epoxidharzmörtelfugen verhielten sich weitgehend ähnlich.

Die im Versuch gemessenen mittleren Fugenspaltbreiten sind im rechten Teil von Bild 6.5 in Abhängigkeit von der Spannstahtspannungsdifferenz $\Delta\sigma_v$ aufgetragen, ebenso wieder die sich

mit Gleichung (5.122) dieser Arbeit ergebenden rechnerischen Beziehungen sowie die sich nach Gleichung 2, DIN 4227 Teil 3E, ergebenden Zusammenhänge.

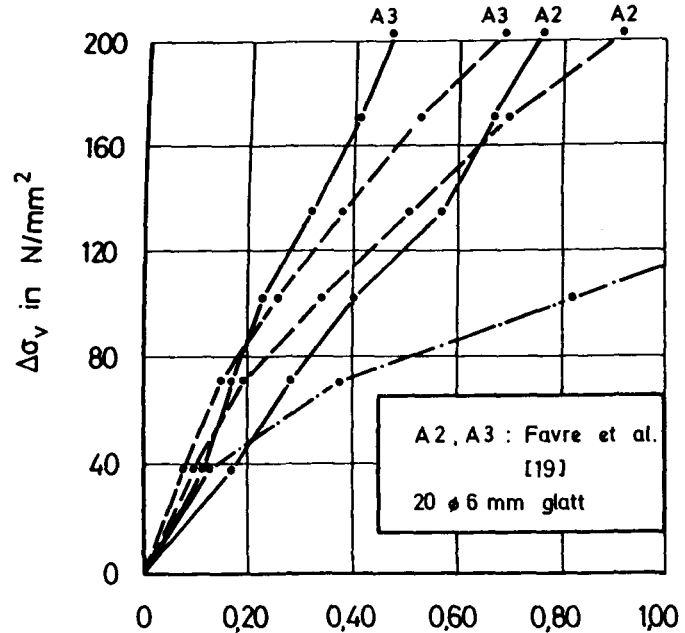
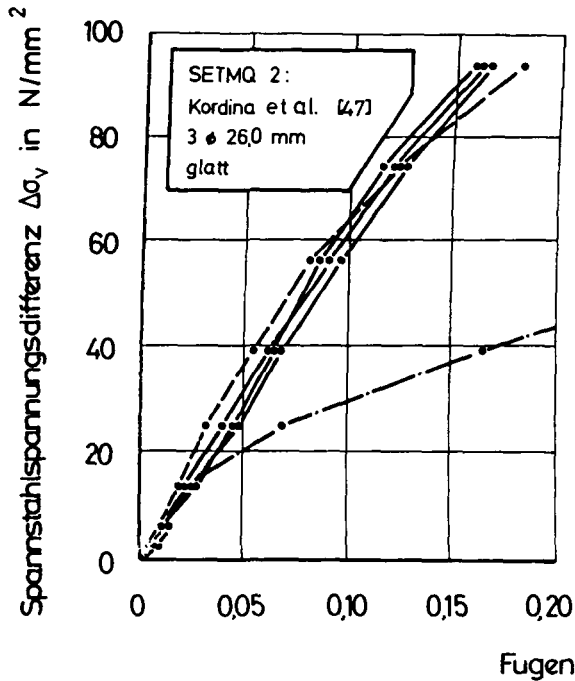
Der Vergleich der Meßdaten zeigt, daß trotz gleicher Ausbildung der Segmentbalken die gemessenen mittleren Fugenspaltbreiten stark voneinander abweichen. Dies ist i. w. auf einen Fehler beim Injizieren des Spannkannals des Versuchsbalkens A2 zurückzuführen. Aus diesem Grunde wurde bei der entsprechenden Versuchsnachrechnung des Balkens A2 auch nur eine effektiv wirksame Verbundfläche von 80 % der Gesamtverbundfläche angenommen.

Darüber hinaus gestaltete sich die Versuchsnachrechnung auch deshalb problematisch, weil keine Angaben über die Güte des verwendeten Injektionsmörtels zur Verfügung standen.

Deshalb wurde für die Nachrechnung der Versuche eine - als unterer Grenzwert anzusehende - mittlere Festigkeit des Einpreßmörtels von 35 N/mm^2 angenommen.

Der Vergleich zwischen Meß- und Rechenwertverlauf auf der Basis der vorgenannten Einschränkungen zeigt trotz dieser unzureichenden Kenntnis wesentlicher Einflußparameter im gesamten interessierenden Beanspruchungsbereich eine befriedigende Übereinstimmung.

Der entsprechende, sich mit Gleichung 2, DIN 4227 Teil 3E, ergebende Zusammenhang zeigt aus den bekannten Gründen eine deutliche Abweichung von den tatsächlich vorherrschenden Verhältnissen.



- Fugenspaltbreiten in Höhe der Spanngliedlage
- Meßwertverlauf
- - - rechnerischer Verlauf gemäß Gl. 5.122
- · - rechnerischer Verlauf gemäß Gl. 2 , DIN 4227, Teil 3 E

Bild 6.5: Nachrechnung der Versuche von Kordina/Teusch/Weber / 47 / und Favre/Coendoz / 19 /:

Vergleich zwischen gemessenen und theoretischen Fugenspaltbreiten

6.5 Versuche von Kordina/Teutsch/Weber an segmentären Spann- betonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus M, Q, T

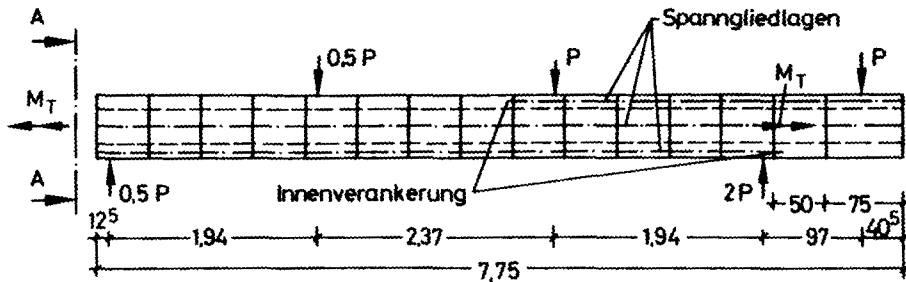
Im Rahmen des Forschungsvorhabens "Spannbetonbauteile in Segmentbauweise unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegung und Querkraft"/47/ wurde der in Bild 6.6 dargestellte Balken SETMQ 2 unter der angegebenen Beanspruchungskombination geprüft.

Die Segmente wurden aus einem Beton mit einer mittleren Festigkeit von $f_{WM,28d} = 47,2 \text{ N/mm}^2$ bei einem Größtkorn von 31,5 cm hergestellt. Als Spannbewehrung des Zuggurtes wurden drei Spannglieder $\varnothing 26 \text{ mm}$ glatt (D+W, St 835/1030) angeordnet. Die Festigkeit des Injektionsmörtels (hergestellt mit PZ 45 F, W/Z-Wert = 0,34, Einpreßhilfe: 1 % Tricosal 181 H) betrug bei Versuchsbeginn $40,7 \text{ N/mm}^2$.

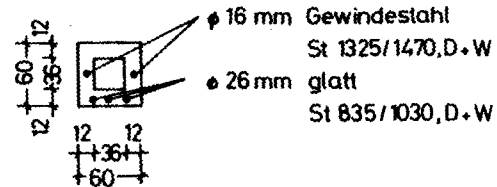
Neben der Ermittlung des Schubtragverhaltens unter kombinierter Beanspruchung - wobei hauptsächlich der Einfluß der Fugen auf das Schubtragvermögen und die Auswirkung der fehlenden umlaufenden Betonstahllängsbewehrung zur Aufnahme der Längszugkräfte aus der Torsionsbeanspruchung studiert werden sollten -, wurde auch die Biegerißentwicklung im Bereich konstanter Biegemomentenbeanspruchung erfaßt (Torsionsmomentenbeanspruchung in diesem Beanspruchungsstadium gleich Null). Dazu wurden mit einem Setzdehnungsmesser (Meßbasis $\approx 5 \text{ cm}$) die Fugenspaltbreiten in Höhe der zugrandnahen Spannglieder laststufenweise registriert.

Wie bei den Biegeversuchen von Favre/Coendoz / 19 / zeigte sich auch hier deutlich der Einfluß der Segmentfugen auf die Biegerißentwicklung. Mit Überschreiten der Dekompressionslast öffneten sich die Fugen und auch mit steigender Biegebeanspruchung wurden außerhalb der Fugenbereiche keine Biegerisse festgestellt.

Die unter reiner Biegebeanspruchung in den in Bild 6.6 gekennzeichneten Fugen gemessenen Fugenspaltbreiten sind im linken Teil von Bild 6.5 in Abhängigkeit von der Spannstahtspannungsdifferenz $\Delta\sigma_v$ dargestellt.

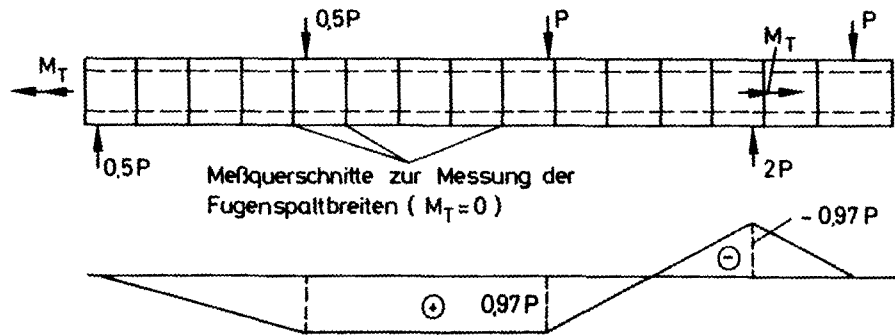


Ansicht A-A



Beton : B 45

Betonstahl : BSt 420/500 RK



(M)

Bild 6.6: Ausbildung und Belastungsanordnung des Versuchsbalkens SETMQ 2

Zum Vergleich sind wiederum die sich nach Gleichung (5.122) dieser Arbeit unter Verwertung der ermittelten Materialkenngrößen ergebenden $w-\Delta\sigma_v$ -Beziehungen sowie die nach Gleichung 2, DIN 4227 Teil 3E, errechneten Wertepaare eingetragen.

Die Gegenüberstellung der errechneten mit den gemessenen Werten zeigt wiederum, daß die Regelungen nach DIN 4227 Teil 3E die tatsächlich vorherrschenden Verhältnisse beachtlich unterschätzen.

Dagegen stimmen die mit Gleichung (5.122) errechneten Verläufe im gesamten Beanspruchungsbereich mit den gemessenen Werten gut überein.

Die drei aufgetragenen Meßwertverläufe verdeutlichen, daß im Gegensatz zu Stahlbetonbauteilen, wo - auch wegen einer stark streuenden Zugfestigkeit und dem damit einhergehenden unterschiedlichem Rißbeginn - eine große Bandbreite zwischen den minimalen und den maximalen Rißbreiten vorgefunden wird, bei den segmentären Trägern im Bereich konstanter Biegebeanspruchung ein gleichartiges Verhalten von gleich ausgebildeten Fugen zu erwarten ist.

6.6 Versuche von Kordina/Weber zum Einfluß der Segmentfugen auf das Biegerißverhalten von Spannbetonbauteilen in Segmentbauart

In / 50 / wurde das Biegerißverhalten segmentärer Spannbetonbalken untersucht, um in Abhängigkeit von der Querschnittsform und den Spannstahlverbundeigenschaften den Einfluß der Segmentfugen auf die Biegerißentwicklung experimentell aufzuzeigen und theoretisch zu analysieren.

Dazu wurden die in Bild 6.7 dargestellten insgesamt vier Versuchskörper unter der angegebenen Belastungsanordnung geprüft. Jeder Versuchsbalken enthielt nur eine, in Balkenmitte angeordnete Segmentfuge.

Damit sollte nach Überschreiten der Dekompressionslast und Öffnen der Fuge eine unbeeinflusste Ausbildung der verbundbeanspruchten Bereiche erreicht und somit eine Überlagerung der Einleitungsgebiete im Erstrißzustand ausgeschlossen werden.

Die Herstellung der Segmente erfolgte im Kontaktverfahren, d. h. die zuvor mit einem bituminösen Anstrich versehene Stirnfläche des zuerst betonierten und ausreichend erhärteten Segments diente als Schalfläche für das zweite.

Mit dem Aufbringen eines bituminösen Anstrichs auf die Segmentstirnfläche sollte eine Fugenhaftung vermieden werden. Bei der späteren Versuchsdurchführung zeigte sich dann auch, daß sich in allen Fällen die Fugen mit Überschreiten der Dekompressionslast öffneten.

Die Fugen der Balken waren im Stegbereich fein profiliert.

Die Segmente wurden mit einem Beton der Festigkeitsklasse B 35 bei einem Größtkorn von 16 mm hergestellt. In Tabelle 6.3 sind die zur weiteren Beurteilung wesentlichen Materialkenngrößen aufgeführt.

Die Balken R1 (T-Querschnitt) und R3 (I-Querschnitt) waren mit glatten Spannstäben (D+W, \emptyset 26 mm, St 835/1030) bewehrt, die Balken R2 (T-Querschnitt) und R4 (I-Querschnitt) mit Gewindestäben (D+W, \emptyset 26,5 mm, St 835/1030) versehen.

Die Fugen der Balken wurden nur von der Spannbewehrung gekreuzt, außerhalb der Fugen waren in der Zugzone der Segmente zusätzlich jeweils zwei Betonstähle \emptyset 6 mm zugrandnah angeordnet.

Im Bereich der konstanten Biegemomentenbeanspruchung ($Q = 0$) wurde auf die Anordnung von Bügeln verzichtet, um in diesen Abschnitten keine Sollrißstellen vorzugeben.

Neben dem Einfluß der Querschnittsform (Vergleich der Balken R1 - R3 bzw. R2 - R4) konnte somit auch der Einfluß der Spannstahlverbundeigenschaften (Vergleich der Balken R1 - R2 bzw. R3 - R4) auf das Biegerißverhalten segmentärer Spannbetonbauteile ermittelt werden.

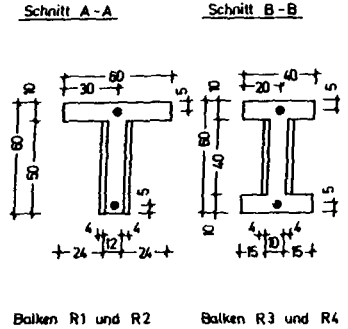
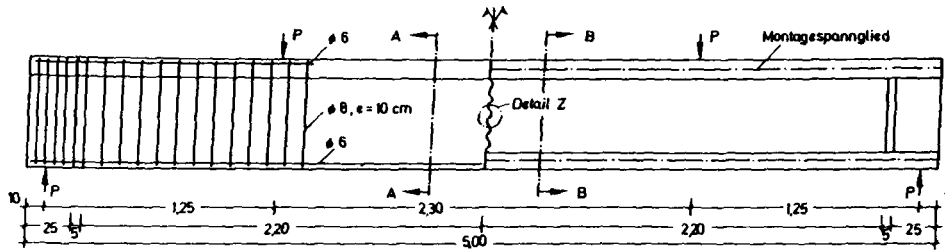
Der Injektionsmörtel bestand aus eigen- und fremdüberwachtem Portlandzement PZ 35 F, dem als Einpreßhilfe 1 % Tricosal 181 H beigemischt wurde; der W/Z-Wert betrug 0,44. Die nach 7 bzw. 28 Tagen ermittelten Zylinderdruckfestigkeiten des Einpreßmörtels

sind ebenfalls in Tabelle 6.3 aufgeführt.

Versuchsbalken	R1	R2	R3	R4
Querschnittsform	T	T	I	I
Spannstahlbewehrung	1 ϕ 26,0 mm glatt St 835/1030	1 ϕ 26,5 mm Gewindestahl St 835/1030	1 ϕ 26,0 mm glatt St 835/1030	1 ϕ 26,5 mm Gewindestahl St 835/1030
β_{w7d} N/mm ²	32	32	35	32
DIN 1048 β_{w28d} N/mm ²	42	43	45	42,5
β_{wVD} N/mm ²	38	45	46,5	42,5
E_b^{VD} N/mm ²	21333	21930	28500	28300
β_{bz}^{VD} N/mm ²	3,26	3,53	3,28	3,59
β_{c7d}^{VD}	42,0	42,9	52,1	47,0
β_{c28d} N/mm ²	44,0	56,6	58,0	59,2

VD: Materialkenngröße zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung

Tabelle 6.3: Übersicht über die wesentlichsten Materialkenngrößen der untersuchten Balken R1 - R4 / 50 / zum Studium der Riß- und Fugenspaltbreitenentwicklung segmentärer Spannbetonbauteile in Abhängigkeit von Querschnittsform und Spannstahlverbundeigenschaften



Balken R1 und R2 Balken R3 und R4

Bewehrungsanordnung und Spanngliedverlauf sowie
Belastungsanordnung und Versuchskörperabmessungen der Träger R1 bis R4

- Beton : B 35
- Betonstahl : BSt 420/500 RU
- Spannstahl : a) St 835/1030 , ϕ 26,0 mm
glatt (R1, R3)
b) St 835/1030 , ϕ 26,5 mm
Gewindestahl (R2, R4)

- 148 -

Detail Z : Fugenprofilierung



Bild 6.7: Ausbildung der Versuchsbalken R1 bis R4

Die Balken wurden statisch beansprucht, wobei zunächst in insgesamt ca. 5 Laststufen ($P \approx P_u/10$) die Dekompressionslast angesteuert wurde, um nachfolgend mit kleineren Laststufen die Entwicklung der Fugenspaltbreiten und die nachfolgende Biege-
rißentwicklung studieren zu können.

Dazu wurden neben den Balkendurchbiegungen, den Verformungen der Zug- und Druckgurte auch die entstehenden Fugenspalt- und Biege-
rißbreiten registriert.

Nachdem in der Segmentfuge in Höhe der Spannliedachse eine Fugenöffnung von etwa 0,15 mm gemessen worden war, wurde jeder Balken einer Dauerschwellbeanspruchung unterworfen, um im Hinblick auf eine zukünftige Entschärfung der derzeit geltenden Bestimmungen in DIN 4227 Teil 3E (übervolle Vorspannung infolge planmäßig wirkender Gebrauchslasten) den Einfluß wechselnder Verkehrslastbeanspruchungen auf das Riß- und Verformungsverhalten segmentärer Spannbetonbauteile exemplarisch aufzuzeigen.

Um unter diesem Aspekt möglichst wirklichkeitsnahe Beanspruchungsverhältnisse vorzugeben, wurde als Oberlast die 1,1-fache und als Unterlast die 0,5-fache Dekompressionslast gewählt und jeder Balken unter diesem Belastungsintervall ca. 40 000 Lastwechseln ausgesetzt. Dabei zeigte sich in allen Fällen, daß als Folge der Dauerschwellbeanspruchungen eine Zunahme der Fugenspaltbreiten zu verzeichnen war, die bei den mit glatten Spannstäben bewehrten Balken ausgeprägter als bei den mit Gewindestäben bewehrten Balken war.

Da auf Grund des begrenzten experimentellen Kenntnisstandes bezüglich des Verbundverhaltens dauerschwellbeanspruchter Spannglieder mit nachträglichem Verbund / 51 / noch keine umfassenden - auch statistisch - abgesicherten Versuchsdaten zur Verfügung stehen, sondern bislang lediglich Tendenzen aufgezeigt werden können, ist derzeit eine Lockerung der genannten Bestimmungen nicht zu erwarten - und auch bis zum Vorliegen entsprechender Daten nicht erstrebenswert -, so daß dieser Einfluß im folgenden nicht weiter berücksichtigt werden muß.

Das Rißbild, sowie die Riß- und Fugenspaltbreitenentwicklung wurde ganz entscheidend von der Querschnittsform und der Verbundgüte der einliegenden Spannstahlbewehrung beeinflusst:

Beim Versuchsbalken R1 (T-Querschnitt, glatter Spannstahl) bildeten sich bei 1,45-facher Dekompressionslast erste Biegerisse im Segment außerhalb des Fugenbereiches aus. Die Fugenspaltbreite in der Höhe der Spanngliedachse betrug zu diesem Zeitpunkt 0,175 mm.

Der Abstand des der Fugen nächsten Risses zur Fuge betrug ca. 40 cm, der mittlere Abstand der Risse untereinander wurde, beeinflusst durch die zusätzlich im Segment einliegende Betonstahllängsbewehrung, mit ca. 15 cm festgestellt.

Der Versuchsbalken R2 (T-Querschnitt, Gewindestab), zeigte qualitativ ein ähnliches Rißbild wie der Träger R1. Bei der 1,45-fachen Dekompressionslast wurden außerhalb der Fugen weitere Biegerisse entdeckt; die bei dieser Laststufe gemessenen Fugenspaltbreite in Höhe der Spanngliedachse betrug 0,165 mm. Nach weitgehend abgeschlossenem Rißbild betrug der gegenseitige Abstand der Biegerisse in den Segmenten ca. 12 cm, der Abstand des der Fuge nächsten Betonrisses zur Fuge ca. 35 cm. Im Vergleich zum Versuchsbalken R1 wurden hier bei gleichen Beanspruchungen geringere Fugenöffnungen gemessen und ein gleichmäßigeres Biegerißbild beobachtet.

Rißbild und Rißentwicklung des als I-Querschnitt ausgebildeten Versuchsbalkens R3 (glatter Spannstab) wichen erheblich von dem der beiden vorher beschriebenen Balken ab.

Auch bei diesem Balken öffnete sich mit Überschreiten der Dekompressionslast die Segmentfuge. Bei der 1,55-fachen Dekompressionslast wurden weitere Risse im Beton außerhalb der Fugenbereiche gemessen und gleichzeitig eine Fugenspaltbreite von ca. 0,24 mm in Höhe der Spanngliedachse registriert. Nach weitgehend abgeschlossenem Biegerißbild betrug der Abstand der Betonrisse untereinander ca. 25 cm und lag damit erheblich über dem entsprechenden Wert des Versuchsbalkens R1.

Dies dürfte hauptsächlich auf den geringeren Betonstahlbewehrungsgrad des Zuggurtes zurückzuführen sein, der, wie auch die ungünstigen Verbundeigenschaften des einliegenden glatten Spannstabes, einen engeren Rißabstand nicht zuließ. Dies wird auch durch den Abstand des der Fugen nächsten Risses zur Segmentfuge unterstrichen; mit 55 cm lag er deutlich über den vorab festgestellten Abständen. Dieses gesamte verhältnismäßig ungünstige Rißverhalten wird dadurch noch verstärkt, daß der Injektionsmörtel im Vergleich zu dem des Versuchsbalkens R1 sehr hohe Festigkeiten erreichte (vgl. Tabelle 6.2), die auf ein insgesamt besseres Verbundverhalten des Spannstabes schließen lassen.

Ein wesentlich günstigeres Rißbild und eine deutlich gleichmäßigere Rißentwicklung zeigte der Versuchsbalken R4, der - auch als I-Querschnitt ausgebildet - mit einem Gewindestab bewehrt war. Nachdem sich auch hier mit Erreichen der Dekompressionslast die Segmentfuge öffnete, wurden zusätzliche Risse im Beton bei einer 1,40-fachen Dekompressionslast und einer Fugenspaltbreite von $w = 0,19$ mm in Höhe der Spanngliedachse festgestellt. Mit steigender Last stellten sich weitere Biegerisse ein, der abschließende gegenseitige Abstand betrug etwa 20 cm, der Abstand des der Fuge nächsten Risses zur Fuge betrug ca. 35 cm.

Der Vergleich dieses Rißbildes mit dem des Versuchsbalkens R3 zeigt deutlich den Einfluß der Spannstahlverbundgüte, die auch bei geringem Bewehrungsgrad zu einer wesentlich günstigeren Rißentwicklung führt. Der Vergleich dieser Ergebnisse mit denen vom Versuchsbalken R2 zeigt, daß bei gleichen Spannstahlverbundeigenschaften mit zunehmendem Spannstahlbewehrungsgrad ein günstigeres Rißbild und eine gleichmäßigere Rißentwicklung erwartet werden darf.

Zum besseren Vergleich sind in Tabelle 6.4 die wesentlichsten Versuchsdaten der einzelnen Balken einander gegenübergestellt.

Versuchsbalken	R1	R2	R3	R4
Querschnittsform	T	T	I	I
Spannbewehrung	1 Ø 26,0 mm St 835/1030 glatt	1 Ø 26,5 mm St 835/1030 Gewindestahl	1 Ø 26,0 mm St 835/1030 glatt	1 Ø 26,5 mm St 835/1030 Gewindestahl
Auftreten des ersten Biegerisses außerhalb der Fugebereiche bei w -facher Dekompressionslast, w	1,45	1,45	1,55	1,40
Fugenspaltbreite in Höhe der Spanngliedachse bei Auftreten des ersten Betonbiegerisses in mm	0,174	0,165	0,237	0,189
Abstand des der Fuge nächsten Risses zur Fuge in cm	40	35	55	35
mittlerer Abstand der Betonrisse untereinander in cm	15	12	25	20

Tabelle 6.4: Gegenüberstellung der wesentlichsten Versuchsdaten der Balken R1 bis R4 zur Beurteilung des Biegerißverhaltens in Abhängigkeit von der Querschnittsform und den Spannstahlverbundeigenschaften

Die bei den Versuchen gemessenen Fugenspaltbreiten sind in Bild 6.8 in Abhängigkeit von den zugehörigen Spannstahlspannungsdifferenzen zwischen den Spannstahlspannungen in der Fuge (Zustand II) und den Spannstahlspannungen im Segment (Zustand I) einander gegenübergestellt.

Aufgetragen wurden jeweils die an der Balkenunterseite und in Höhe der Spanngliedachse gemessenen Fugenspaltbreiten. Zur Vervollständigung sind wiederum die zugehörigen, sich nach Gleichung (5.122) dieser Arbeit unter Verwendung der festgestellten Materialkenngrößen und Einschluß der Verformungen aus der Betonscheibenwirkung, sich ergebenden rechnerischen $w-\Delta\sigma_v$ -Beziehungen und die mit Gleichung 2, DIN 4227 Teil 3E, ermittelten Wertepaare

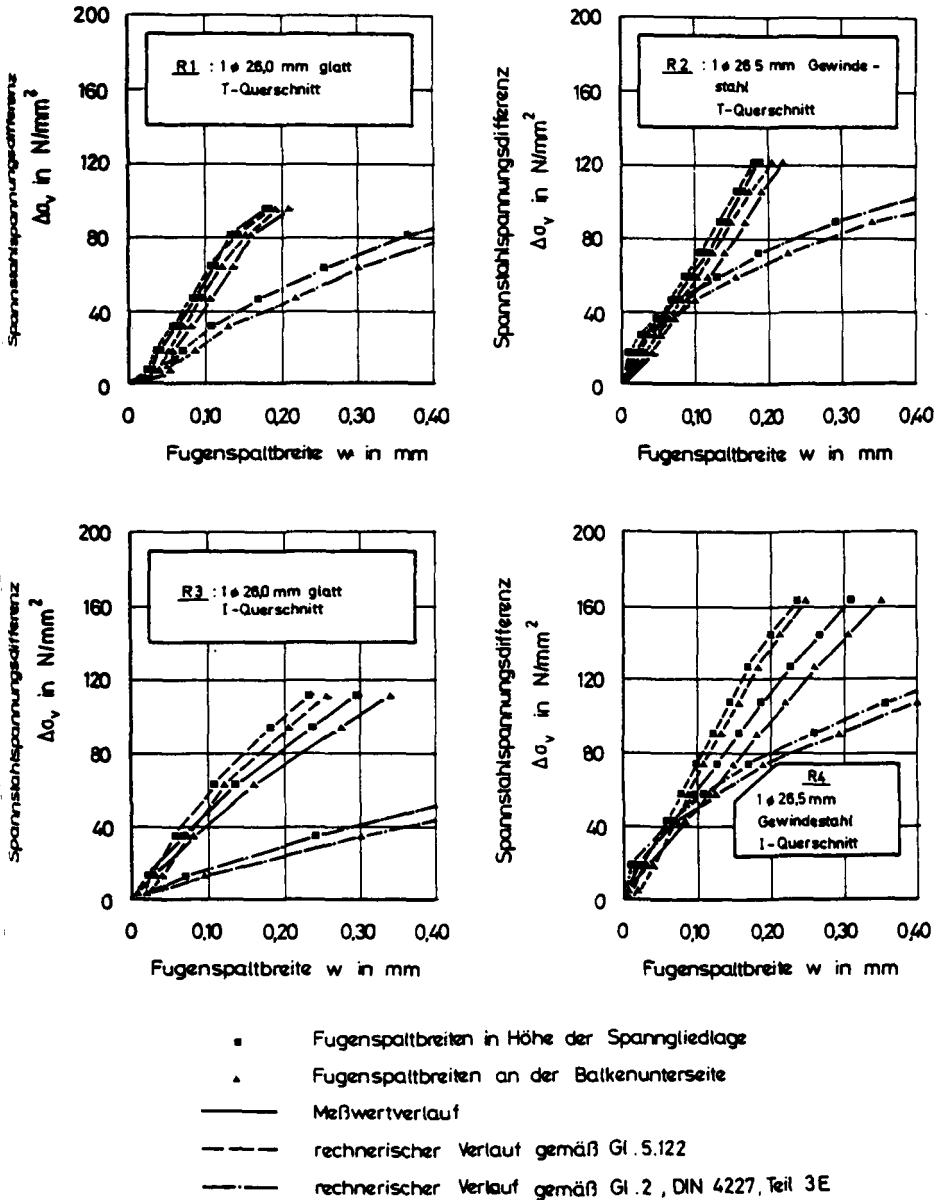


Bild 6.8: Nachrechnung der Versuche von Kordina/Weber: "Vergleich zwischen gemessenen und errechneten Fugenspaltbreiten"

aufgeführt werden. Die Gegenüberstellung der gemessenen mit den gemäß Gleichung (5.122) theoretisch ermittelten Beziehungen zeigt, daß in allen Fällen der qualitative Verlauf der gemessenen Zusammenhänge sehr gut wiedergegeben wird. Stimmen bei den Versuchsbalken R1 und R2 die Meß- und Rechenwertverläufe auch quantitativ gut überein, werden die bei den Versuchen R3 und R4 gemessenen Fugenspaltbreiten durch die Nachrechnung mit Gleichung (5.122) etwas zu gering ermittelt.

Die sich mit Gleichung 2, DIN 4227 Teil 3E, ergebenden Wertepaare weichen wiederum stark von den tatsächlich gemessenen ab.

Im Gegensatz zu den Versuchen von Favre/ Rojas/ Vaucher /20,21/ und Trost/Thormählen / 119 / an segmentären bzw. teilweise vorgespannten Zuggliedern, bei denen die Fugenspalt- bzw. Rißbreiten ausschließlich aus der Verbundbeanspruchung des Spannstahles wirklichkeitsnah bestimmt werden können, setzen sich bei sämtlichen Versuchen an biegebeanspruchten Segmentbalken die gemessenen Fugenspaltbreiten zusätzlich aus den aus der Betonscheibenwirkung resultierenden Spaltbreitenanteilen zusammen (vgl. Kapitel 5). Um dies auch experimentell aufzuzeigen, ist in Bild 6.9 für die Balken R1 bis R4 in Abhängigkeit von der Querschnittsgliederung dargestellt, wieviel Prozent der Gesamtfugenspaltbreite auf den Anteil infolge Betonscheibenwirkung entfällt. Gleichzeitig sind durch ein (x) die Kurvenpunkte markiert, bei denen in den Versuchen eine Gesamtfugenspaltbreite von $w_{ges} = 0,15$ mm in Höhe der Spanngliedachse bzw. am gezogenen Querschnittsrand gemessen wurde.

Diese Auswertung zeigt, daß mit zunehmender Verbundbeanspruchung und damit auch mit größerer Gesamtfugenspaltbreite der prozentuale Spaltbreitenanteil aus den Betonscheibenverformungen abnimmt. Gleichzeitig erhöht sich bei gleichen Verbundbeanspruchungen (ausgedrückt durch die Stahlspannungsdifferenz $\Delta\sigma_v$) der Einfluß der Betonscheibenwirkung mit abnehmender Querschnittsgliederung.

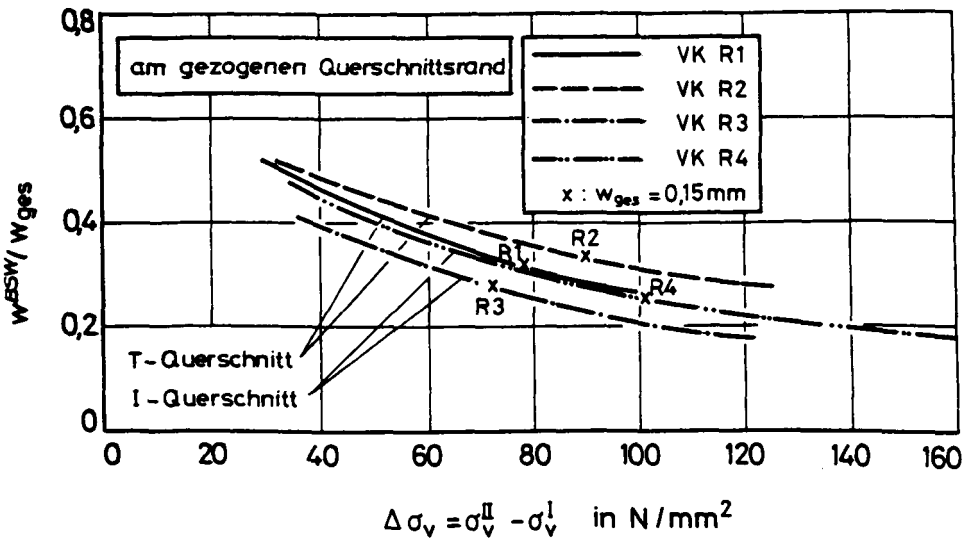
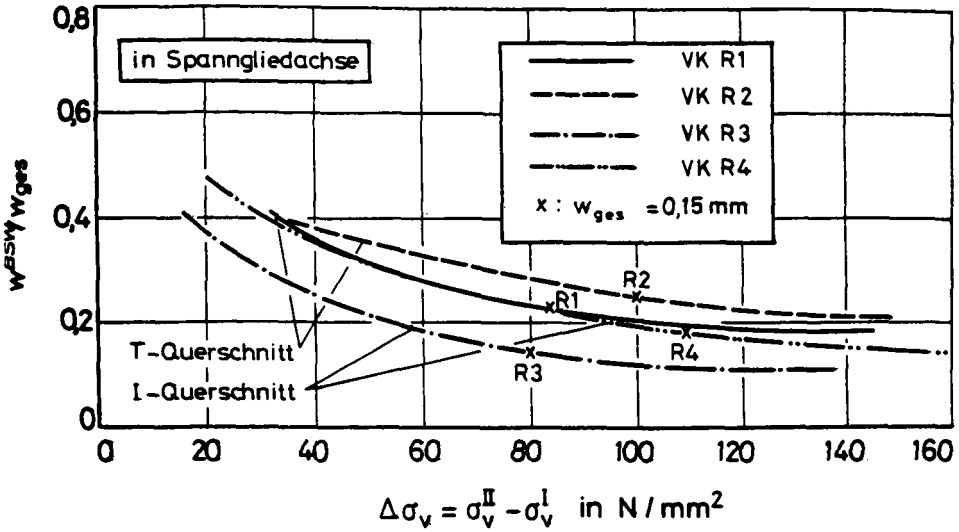


Bild 6.9: Prozentualer Anteil der Spaltbreiten aus Betonscheibenwirkung an der Gesamtspaltbreite in Abhängigkeit von der Querschnittsform und der Spannstahlverbundgüte

- Auswertung der Versuche von Kordina/Weber / 50 / -

Dies bedeutet im praktischen Fall nichts anderes, als daß bei biegebeanspruchten rechteckigen Bauteilen bei gleichen Verbundbeanspruchungen größere Spalt- bzw. Rißbreiten gemessen werden als bei gegliederten (T- bzw. I-Querschnitten).

Gleichzeitig ist jedoch in allen Fällen der Verformungsanteil aus Betonscheibenwirkung am Zugrand größer als in der zugrannahen Spanngliedachse, da die zugehörigen Zugspannungen aus BSW am gezogenen Querschnittsrand Maximalwerte annehmen.

Der gegenseitige Vergleich der mit (x) gekennzeichneten Punkte, mit dem die Beanspruchungszustände markiert wurden, bei denen in den jeweiligen Versuchen Gesamtfugenspaltbreiten von 0,15 mm gemessen wurden, zeigt, daß bei gleichen Verbundeigenschaften der einliegenden Spannglieder der aus der Betonscheibenwirkung resultierende Spaltbreitenanteil an der Gesamtfugenspaltbreite ansteigt, wenn die Querschnittsgliederung abnimmt (vgl. Balken R1 - R3 bzw. R2 - R4).

Bei gleicher Querschnittsgliederung (T- oder I-Querschnitte) steigt bei gleicher Gesamtfugenspaltbreite bei gleichzeitig zunehmender zulässiger Verbundbeanspruchung der Spaltbreitenanteil aus BSW mit zunehmender Spannsteelverbundgüte (vgl. Balken R1 - R2 bzw. R3 R4). Dieser Einfluß ist bei schwach gegliederten T-Querschnitten weniger ausgeprägt als bei stark gegliederten I-Querschnitten.

Zusammenfassend verdient festgehalten zu werden, daß das Rißverhalten segmentärer biegebeanspruchter Spannbetonbalken stark von den Segmentfugen, den Verbundeigenschaften der einliegenden Spannglieder sowie der Querschnittsform beeinflusst wird.

Die eigenen experimentellen Untersuchungen, wie auch die nachfolgende theoretische Analyse, zeigen, daß

- die Fugenspaltbreiten bei gleichen Beanspruchungen mit abnehmender Verbundgüte zunehmen
- bei sonst gleichen Verhältnissen der Einfluß der Betonscheibenwirkung auf das Rißverhalten segmentärer Spannbetonbalken mit abnehmender Querschnitts-

gliederung zunimmt und

- daß bei gleicher Querschnittsform und gleicher Verbundbeanspruchung der absolute Anteil der Verformungen aus der Betonscheibenwirkung an der Gesamtfugenspaltbreite mit zunehmender Verbundgüte ansteigt.

6.7 Statistische Auswertung der Versuchsdaten, Zusammenfassung und Schlußfolgerungen

Die in den vorangegangenen Abschnitten dieses Kapitels vorgenommene Nachrechnung der eigenen und fremden Versuche hat ergeben, daß im gesamten Erstrißbereich unabhängig von der Verbundgüte der einliegenden Spannglieder, der Querschnittsgestaltung und der Belastungsart die entwickelte Spaltbreitenformel das Erstrißverhalten segmentärer Spannbetonkonstruktionen gut beschreibt.

Sowohl bei den Zugkörpern, bei denen sich die Riß- oder Fugenspaltbreiten nur infolge der Verbundbeanspruchung nach Überschreiten der Riß- oder Dekompressionslast ergeben, als auch bei den biegebeanspruchten Bauteilen, wo sich die Spaltbreiten neben den Verschiebungen infolge der Verbundbeanspruchung auch aus den Verformungen infolge der Betonscheibenwirkung zusammensetzen, konnte der Spaltbreitenverlauf in Abhängigkeit vom Beanspruchungszustand und der Verbundeigenschaften der verwendeten Spannglieder sehr gut nachvollzogen werden.

Dies verdeutlicht auch die in Bild 6.10 vorgenommene Gegenüberstellung der gemessenen mit den zugehörigen rechnerischen Riß- bzw. Fugenspaltbreiten.

Aufgetragen sind sämtliche zur Verfügung stehenden Meßdaten der diskutierten Zug- und Biegeversuche und ihre unter Verwendung der angegebenen Material- und Beanspruchungsgrößen zugehörigen rechnerischen Werte gemäß Gleichung (5.122) dieser Arbeit.

Dieses Diagramm hebt hervor, daß die entwickelte theoretische Beziehung den gesamten Beanspruchungsbereich, der im Rahmen der Nachweise zur ausreichenden Gebrauchsfähigkeit segmentärer Spannbetonbauteile von Interesse sein kann, wirklichkeitsnah beschreibt.

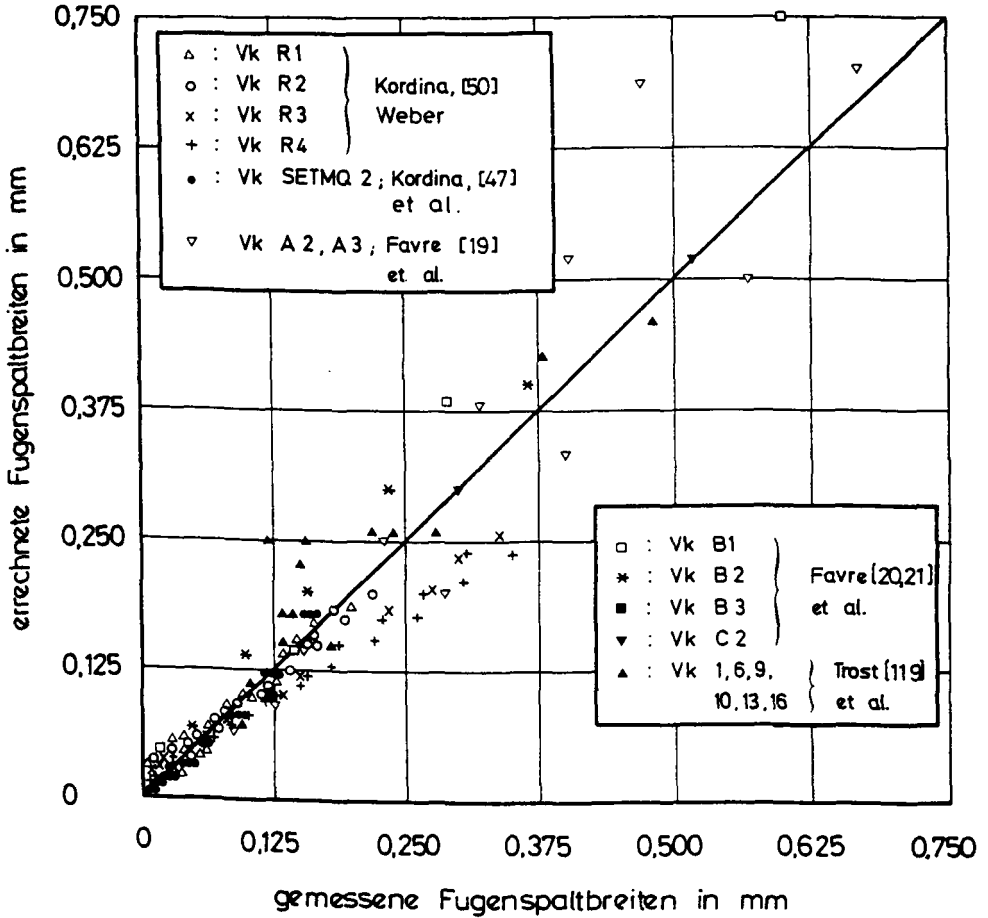


Bild 6.10: Gegenüberstellung der gemessenen und der errechneten Riß- bzw. Fugenspaltbreiten gemäß Gleichung (5.122).

Eine statistische Analyse der Meß- und Rechenergebnisse erlaubt weitere Aufschlüsse über die Eignung der entwickelten Beziehungen als Grundlage für Bemessungsansätze.

In Tabelle 6.5 sind die Ergebnisse dieser Untersuchung enthalten. Unter der Annahme, daß sämtliche Daten der Gauß'schen Normalverteilung gehorchen, kann zunächst die theoretische Analyse des Verbundverhaltens zugbeanspruchter Spannbetonbauteile diskutiert werden:

Der Vergleich der an den Zugkörpern von /20,21,119/ gemessenen Riß- bzw. Fugenspaltbreiten mit den nur unter Auswertung der Verbundbeanspruchung sich ergebenden rechnerischen Werten zeigt, daß die rechnerischen Ergebnisse die im Versuch gemessenen im Mittel nur um 0,55 % unterschätzen. Diese sehr geringe Abweichung unterstreicht, daß der erläuterte und theoretisch analysierte Verbundmechanismus die tatsächlich im Bauwerk vorherrschenden Verhältnisse richtig widerspiegelt.

Da die - auch bei gleichen Verbund- und Beanspruchungsverhältnissen - gemessenen Riß- und Fugenspaltbreiten Streuungen aufweisen, ist für eine Beurteilung nicht nur der Mittelwert zwischen Meß- und Rechenwert von Interesse, sondern auch die aus der Standardabweichung errechnete 95 %-Fraktile von Bedeutung, die in diesem Fall zeigt, daß 95 % aller im Versuch gemessenen Riß- bzw. Fugenspaltbreiten kleiner sind als das 1,554-fache der rechnerisch ermittelten mittleren Riß- bzw. Fugenspaltbreiten.

Zum Vergleich sei angemerkt, daß Rehm/Martin / 95 / für Stahlbetonbauteile eine 95 %-Fraktile von 2,1 angeben.

Um den signifikanten Einfluß der Verformungen aus der Betonscheibenwirkung auf die Spaltbreitenentwicklung aufzuzeigen, wurden den entsprechenden Versuchsergebnissen der biegebeanspruchten Segmentbalken die rechnerischen Werte gegenübergestellt, die sich einmal nur aus der Verbundwirkung und zum anderen aus der überlagerten Verbund-/Betonscheibenwirkung ergeben.

	Versuche an Zugkörpern	Versuche an Biegebalken ohne Berück- sichtigung des Spaltbreitenan- teils aus Beton- scheibenwirkung	Versuche an Biegebalken mit Berück- sichtigung des Spaltbreitenan- teils aus Beton- scheibenwirkung	Versuche an Biegebalken (mit Berück- sichtigung der BSW) und Zug- körpern
Mittelwert M_W	1,0055	1,727	1,118	1,092
Varianz V	0,1119	0,2611	0,0563	0,0705
Standardabweichung S	0,3345	0,5110	0,2372	0,2656
mittlerer Fehler des Mittelwertes SM	0,060	0,0533	0,023	0,0229
Variationskoeffizient VK	0,0597	0,0309	0,0208	0,0209
5 %-Fraktile $\alpha_{5\%}$	0,457	0,8894	0,729	0,6564
95 %-Fraktile $\alpha_{95\%}$	1,554	2,565	1,507	1,528

n = Anzahl der Meßwerte

w_{gem} = gemessene Riß- bzw. Fugenspaltbreiten

w_{ger} = mit Gleichung (5.122) errechnete Fugen- bzw. Rißspaltbreiten

$$\text{Mittelwert } M_W = \frac{1}{n} \left(\frac{w_{gem}}{w_{ger}} \right) / n$$

$$\text{Varianz } V = \frac{1}{n-1} \left(\frac{w_{gem}}{w_{ger}} - M_W \right)^2 / (n-1)$$

$$\text{Standardabweichung } S = \sqrt{V}, \text{ Mittlerer Fehler des Mittelwertes } SM = S/\sqrt{n}$$

$$\text{Variationskoeffizient } VK = SM/M_W$$

$$5\% \text{-Fraktile } \alpha_{5\%} = M_W - 1,64 S \quad 95\% \text{-Fraktile } \alpha_{95\%} = M_W + 1,64 S$$

Tabelle 6.5: Statistische Auswertung der gemessenen und mit Gleichung (5.122) errechneten Riß- und Fugenspaltbreiten nach der Gauß-Verteilung

Werden die rechnerischen Fugenspaltbreiten biegebeanspruchter Segmentbauteile nur aus der Verbundbeanspruchung der zugrändnahen Spannglieder ermittelt - wie dies im Nachweisverfahren gemäß Gleichung 2, DIN 4227 Teil 3E, der Fall ist -, so offenbart der statistische Vergleich, daß trotz der richtigen theoretischen Behandlung des Verbundverhaltens die rechnerischen Spaltbreiten die zugehörigen Meßwerte im Mittel um ca. 73 % unterschätzen. Die 95 %-Fraktile zeigt, daß 95 % aller Meßwerte größer sind, als das 2,565-fache der rechnerischen Mittelwerte.

Wenn dagegen die Spaltbreiten biegebeanspruchter Segmentbauteile unter Berücksichtigung der Verbundbeanspruchung der zugrändnahen Spannglieder sowie der Verformungen aus Betonscheibenwirkung ermittelt werden, so zeigt die statistische Analyse, daß die somit erhaltenen rechnerischen Werte die entsprechenden Meßdaten nur noch um 11,8 % unterschätzen. Diese geringe Unterschätzung der im Versuch gemessenen Werte ist - angesichts der gerade bei den Versuchen an biegebeanspruchten Segmentbauteilen häufig unzureichenden Angaben zu den Materialkenngrößen - vertretbar. Die 95 %-Fraktile liegt mit 1,507 weit unterhalb der vom Stahlbetonbau her bekannten Ergebnisse.

Diese Gegenüberstellung läßt erkennen, daß zur wirklichkeitsnahen Ermittlung der Spaltbreiten biegebeanspruchter Segmentkonstruktionen der Einfluß der Betonscheibenwirkung auf die Spaltbreiten nicht unberücksichtigt bleiben darf.

Der Nachweis der Beschränkung der Fugenspaltbreiten bei vorgespannten Segmentbauteilen geht von der Überlegung aus, daß das Bauwerk infolge planmäßig ständig wirkender Beanspruchungen in allen Querschnittspunkten überdrückt ist und in der Zugzone somit keine Zugspannungen auftreten. Ein Öffnen der Segmentfugen kann deshalb nur unter der Wirkung selten auftretender Beanspruchungen, wie der Einwirkung größerer Temperaturzwangmomente, auftreten. Da es sich in diesem Fall um zeitlich befristete Beanspruchungen handelt, resultieren hieraus auch keine ständig geöffneten Fugen.

Schießl /106 / vertritt die Auffassung, daß für zwangbeanspruchte Stahlbetonbauteile der Nachweis ausreichender Rißbreitenbeschränkung auf der Basis mittlerer Rißbreiten erfolgen kann, während zum Beispiel nach Martin / 69 / der Nachweis hinreichender Rißbreitenbeschränkung lastbeanspruchter Stahlbetonbauteile unter Verwendung der 95 %-Fraktile erfolgt.

Um den korrosionsempfindlichen Spannstahl im Fall geöffneter Fugen gegen den Angriff aggressiver Medien verlässlich zu schützen, scheint es für Segmentbauglieder allerdings angemessen, im Gegensatz zu der Auffassung von Schießl den Nachweis ausreichender Fugenspaltbreitenbeschränkung auf der 95 %-Fraktile aufzubauen.

Unter Verwertung aller vorliegender Versuchsergebnisse ergibt sich dieser Wert zu 1,528 und der zugehörige Mittelwert zu 1,092 (vgl. Tabelle 6.5).

Für die Bemessung segmentärer Betonbauteile wird deshalb vorgeschlagen, aufbauend auf den Ergebnissen der Überprüfung der Spaltbreitengleichung gemäß Gleichung (5.122) dieser Arbeit mit vorliegenden Versuchsdaten diese 95 %-Fraktile zugrundezulegen.

Damit ergibt sich die für den Nachweis ausreichender Spaltbreitenbeschränkung auszuwertende Gleichung zu

$$(6.1) \quad w_{95\%} = (w_{\tau} + w_{BSW}) \cdot 1,528$$

In Bild 6.11 ist die sich somit ergebende Bemessungsgleichung für verschiedene Verbundverhältnisse unter Annahme reiner Zugebeanspruchung ausgewertet und den entsprechenden Ergebnissen nach Gleichung 2, DIN 4227 Teil 3E, gegenübergestellt worden. Dieser Vergleich zeigt, daß mit den Regelungen gemäß DIN 4227 Teil 3E die am Bauteil vorherrschenden Verhältnisse besonders im Bereich großer Fugenöffnungen doch erheblich zu vorsichtig beurteilt werden. Obwohl nicht übersehen werden darf, daß diese Gleichung vornehmlich auf Beanspruchungsbereiche abgestimmt wurde, die Fugenspaltbreiten $w \leq 0,15$ mm erzeugen, liegen auch in diesem Bereich die Ergebnisse bei Verwendung glatter Spannstäbe im diskutierten Beispiel auch schon um das 1,6-fache und bei Verwendung gerippter Spannstäbe um das 1,5-fache über den entsprechenden 95 %-Fraktile der tatsächlich zu erwartenden mittleren Fugenöffnungen.

Zeigten diese Beispiele, daß mit den Beziehungen gemäß DIN 4227 Teil 3E die tatsächlichen Verhältnisse beim Vorliegen reiner Zugbeanspruchung zu ungünstig beurteilt werden, so ergaben die nachfolgenden, im Kapitel 7 dieser Arbeit dargelegten Überlegungen, daß das Rißverhalten biegebeanspruchter Segmentbauteile im Bereich kleiner Fugenöffnungen wegen des unberücksichtigten Einflusses der Betonscheibenverformungen zu günstig angenommen wird.

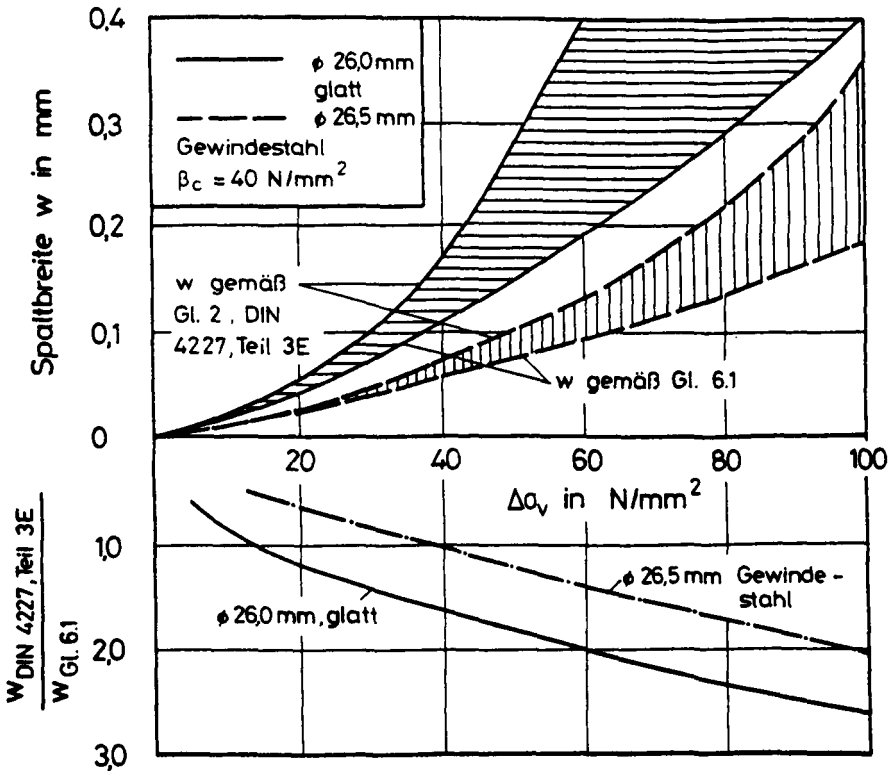


Bild 6.11: Gegenüberstellung rechnerischer Fugenspaltbreiten nach Gleichung (6.1) dieser Arbeit und Gleichung 2, DIN 4227 Teil 3E, für unterschiedliche Verbundgüten der einliegenden Spannglieder

7. ENTWICKLUNG EINER BEMESSUNGSGLEICHUNG ZUR BEGRENZUNG DER
FUGENSPALTBREITEN BIEGEBEANSPRUCHTER SPANNBETONBAUTEILE
IN SEGMENTBAUART

7.1 Allgemeines

Die Nachrechnung der bekannten Versuche zum Studium des Rißverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile hat gezeigt, daß die in den vorangegangenen Kapiteln dieser Arbeit auf der Basis experimenteller Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen unter Einschluß der Verformungen aus der Betonscheibenwirkung hergeleiteten Gleichungen gut geeignet sind, die Entwicklung der Fugenspaltbreiten abhängig von den maßgebenden Parametern wirklichkeitsnah zu beschreiben.

So ist es mit diesen Gleichungen ohne weiteres möglich, bei Vorgabe einer rißerzeugenden Beanspruchungskombination anzugeben, welche Anforderungen hinsichtlich der Verbundeigenschaften, der Einpreßmörtelgüte, dem Spannstahlbewehrungsgrad usw. zu stellen sind, um die Einhaltung einer wählbaren maximalen Fugenspaltbreite zu garantieren.

Für die praktische Nutzung dieser Ergebnisse ist es jedoch nicht unbedingt erforderlich, eine Beziehung bereitzustellen, die im konkreten Einzelfall die Entwicklung der Fugenspaltbreiten mit steigender Beanspruchung aufzeigt, vielmehr ist es notwendig, auf der Grundlage dieser Gleichungen einfach zu handhabende Zusammenhänge herzustellen, die in Abhängigkeit vom Beanspruchungszustand Mindestanforderungen hinsichtlich der Verbundgüte der einliegenden Spannglieder und der Einpreßmörtelgüte definieren, bei deren Einhaltung das Überschreiten einer vorgegebenen zulässigen Fugenspaltbreite (w_{95}) verlässlich vermieden wird.

Da dies mit den entwickelten Gleichungen - wie bereits einleitend ausgeführt - zwar gut möglich ist, diese Beziehungen für die praktische Anwendung jedoch etwas unhandlich sind, sollte die noch herzuleitende Bemessungsgleichung die tatsächlichen, mit Gleichung (5.122) beschriebenen Verhältnisse gut approximieren, darüber hinaus aber den zu führenden Rechenaufwand auf ein vertretbares Minimum reduzieren.

Es ist dabei verständlich, daß sinnvolle Vereinfachungen getroffen werden müssen, da es wegen der Vielzahl von Parametern, die das Fugenrißverhalten segmentärer Spannbetonbauteile beeinflussen, von denen

- die Querschnittsform
- der Vorspanngrad
- der Spannstahlbewehrungsgehalt
- die Vorspanndehnung
- die Spannliedlage
- die Bauteilhöhe
- die Betongüte
- die Verbundeigenschaften der Spannbewehrung
- die Güte des Injektionsmörtels
- die zur Kraftübertragung zur Verfügung stehende Verbundfläche der Spannlieder U_V

die wesentlichsten Einflüsse auf die sich mit Überschreiten der Dekompressionslast einstellenden Fugenspaltbreiten haben, sonst nicht möglich wäre, einfache, aber hinreichend genaue Näherungslösungen anzugeben.

7.2 Fugenspaltbreiten infolge Betonscheibenwirkung

Der Lösungsweg zur Bestimmung der Fugenspaltbreiten infolge der Druckbeanspruchungen der Betonscheibe im Einleitungsbereich wurde in Abschnitt 5.5 dieser Arbeit aufgezeigt.

Dieser Fugenspaltbreitenanteil ist im wesentlichen

- von der Querschnittsform
- von der Bauteilhöhe
- von dem Segmentfugenabstand
- vom Spannstahlbewehrungsgrad
und
- von der Betongüte

abhängig und ist im Erstrißbereich unabhängig von der Verbundgüte der einliegenden Spannlieder. Eine exakte Berücksichtigung sämtlicher Einflußgrößen führt zu recht komplexen Gleichungen. Deshalb wurden umfangreiche Vergleichsrechnungen durchgeführt, bei denen die vorab genannten Parameter variiert wurden. Ohne auf deren Einzelergebnisse näher einzugehen, zeigten diese, daß für baupraktische Fälle die Fugenspaltbreiten infolge Betonscheibenwirkung mit Erreichen der Biegezugfestigkeit des Betons einen Wert von 0,03 mm in aller Regel nicht überschreiten dürften.

Da eine verfeinerte Berücksichtigung der Verformungsanteile aus der Betonscheibenwirkung die Entwicklung einer einfachen Näherungsgleichung zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten praktisch ausschließen würde, wird bei den weiteren Überlegungen nur dieser konstante Wert berücksichtigt.

In besonderen Einzelfällen (große Bauteilhöhen, Fugen- bzw. Rißabstand nach Erstrißbildung $> 2 \ell_{BSW}$) kann dieser Anteil jedoch erheblich größere Werte annehmen, so daß für solche Ausnahmefälle detailliertere Betrachtungen vorzunehmen sind.

7.3 Entwicklung einer Bemessungsgleichung zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten

Bei Segmentbauteilen wird angestrebt, jeden Querschnittspunkt infolge planmäßig wirkender Gebrauchslastbeanspruchungen voll zu überdrücken und Zugspannungen sowie die damit einhergehenden Fugenöffnungen nur unter selten auftretenden erhöhten Gebrauchslastbeanspruchungen zuzulassen. Obwohl diese Belastungskombination in aller Regel nur durch das zusätzliche Wirken einer Zwangbeanspruchung hervorgerufen wird, wird im folgenden diese Zwangbeanspruchung wie eine Lastbeanspruchung aufgefaßt, d. h. der mit den Fugenöffnungen gekoppelte Abbau der Zwangsschnittgrößen vernachlässigt. Dies ist durchaus gerechtfertigt, da zum einen kein abgeschlossenes Rißbild vorliegt und sich die Fugenöffnungen auf den Bereich maximaler Biegemomentenbeanspruchung beschränken. Außerdem zeigten auf der Basis der in / 114/ angegebenen Beziehungen durchgeführte Vergleichsrechnungen, daß abhängig von der Verbundgüte, der Querschnittsform und des Einspanngrades (Mittel- oder Endfeld eines Durchlaufträgers) und des Bewehrungsgrades sich die Zwangsschnittgrößen um maximal 20 % vermindern. Da die Auswirkungen dieses Steifigkeitsabbaues auf die rechnerischen Fugenspaltbreiten von untergeordneter Bedeutung sind und die Berücksichtigung dieses auch systemabhängigen Zusammenhanges die Bereitstellung einer einfachen Spaltbreitenbegrenzungsgleichung ausschließen würde, wird im weiteren auf eine Berücksichtigung verzichtet.

Der Nachweis ausreichender Fugenspaltbreitenbegrenzung erfolgt unter der Beanspruchungskombination, unter der die Betonbiegezugfestigkeit ausgeschöpft wird (Annahme: Die Zug- oder Haftfestigkeit in der Segmentfuge ist kleiner als die Biegezugfestigkeit des zur Herstellung der Segmente verwendeten Betons).

Im Abschnitt 2.1.4 dieser Arbeit wurde die Abhängigkeit der Betonbiegezugfestigkeit von dem Spannungsgradienten, der Zugzonenhöhe, der Betongüte sowie dem Vorspanngrad untersucht und formelmäßig zusammengefaßt. Die einleitend erwähnten Vergleichsrechnungen zur näherungsweise Ermittlung der Spaltbreitenanteile aus der Betonscheibenwirkung zeigten, daß für übliche praktische Fälle die aufnehmbaren Betonbiegezugrandspannungen für alle Beanspruchungsfälle mit ausreichender Genauigkeit etwa den in Tabelle 7.1 angegebenen Werten entsprechen. Zum Vergleich sind in dieser Tabelle auch die zulässigen Betonbiegezugspannungen aufgeführt, die die Grundlage des Nachweises ausreichender Fugenspaltbreitenbegrenzung nach DIN 4227 Teil 3E bilden / 49 /.

Im Hinblick auf einen dauerhaften Schutz der einliegenden zugrandnahen Spannglieder darf die sich mit Erreichen der zulässigen Biegezugfestigkeit des Segmentbetons einstellenden Fugenspaltbreite ein zulässiges Maß nicht überschreiten.

In / 49 / wird hervorgehoben, daß im Segmentbau im Falle von Fugenöffnungen Spaltbreiten in Höhe des zugrandnächsten Spanngliedes einen Wert von $w = 0,15$ mm nicht überschreiten sollten und die entsprechende Spaltbreitengleichung in DIN 4227 Teil 3E deshalb auf diesen zulässigen Wert abgestimmt ist.

Die angegebenen zulässigen Fugenspaltbreiten gelten für übliche Brückenbauwerke. Da es aber auch durchaus vorstellbar ist, daß in besonderen Anwendungsfällen entweder geringere oder auch größere Fugenspaltbreiten akzeptiert werden können, soll die herzuleitende Bemessungsgleichung nicht nur auf eine zulässige Fugenspaltbreite begrenzt, sondern für ein breiteres Spektrum ausgelegt werden. Die jeweils zulässige Fugenspaltbreite ergibt sich aus der 95 %-Fraktile der mittleren rechnerischen Fugenspaltbreite in allgemeiner Form zu

$$(7.1) \quad \text{zul. } w_{95 \%} = k_{95 \%} (w_{\tau} + w_{BSW})$$

mit $k_{95 \%} = 1,528$ gemäß Gleichung (6.1)

Wenn, wie in Abschnitt 7.2 erläutert, der Spaltbreitenanteil aus der Betonscheibenwirkung mit 0,03 mm eingegrenzt wird, kann mit Gleichung 7.1 und unter Verwertung der Gleichung (5.122) bei Vorgabe einer kritischen Fugenspaltbreite die maximal zulässige Spannstahlspannungsdifferenz in Abhängigkeit von der Einpreßmörtelgüte, der Verbundgüte, der ideellen Verbundfläche sowie der Spannstahlquerschnittsfläche ermittelt werden.

In Bild 7.1 sind die somit enthaltenen Werte beispielhaft für einen Gewindestab und einer zulässigen Fugenspaltbreite von $zul. w = 0,15$ mm in Abhängigkeit von der Einpreßmörtelgüte aufgetragen (—). Die Darstellung erfolgte in der Form, daß bei einer vorgegebenen Spannstahlspannungsdifferenz $\Delta\sigma_v$ und bekanntem Spannstahlbewehrungsgrad der maximal zulässige Spannstahldurchmesser eines jeden Einzelstabes ermittelt wird. Insofern gelten die dargestellten Beziehungen nur für gleiche Durchmesser.

Wenn zur Rißbegrenzung Spannstäbe mit unterschiedlichem Durchmesser herangezogen werden, kann die sich bei vorgegebener Spannstahlspannungsdifferenz unter Einrechnung der gesamten Umfangsfläche und des gesamten Bewehrungsgehaltes einstellende Fugenspaltbreite mit der Gleichung (6.1) ermittelt werden.

In den Bildern 7.2 bis 7.4 sind die entsprechenden Beziehungen für Gewindestäbe, glatte Stäbe sowie für Spannstahlritzen für eine Mörtelgüte von $\beta_c = 50$ N/mm² und unterschiedlichen zulässigen Fugenspaltbreiten ausgewertet worden (—).

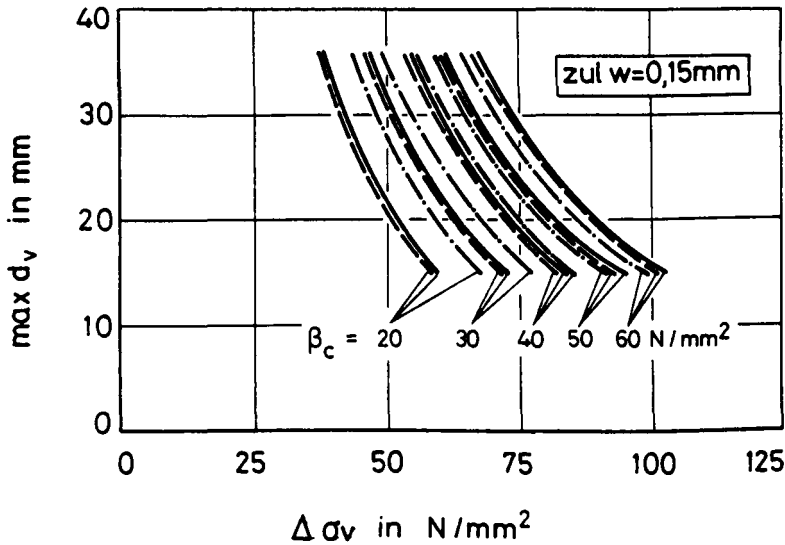
Diese rechnerischen Beziehungen lassen sich sehr gut durch eine Funktion der allgemeinen Form

$$(7.2) \quad \max d_v \leq \frac{\beta_c \cdot r \cdot 10^4}{\Delta\sigma_v^2} \quad \text{für gerippte Einzelstäbe, Litzen und profilierte Spannstähle}$$

bzw.

$$(7.3) \quad \max d_v \leq \frac{\sqrt{\beta_c} \cdot r \cdot 10^4}{\Delta\sigma_v^2} \quad \text{für glatte Spannstähle}$$

beschreiben.



— $\max d_v = f(\beta_c, f_r, A_v, U_v, \text{zul } w, w^{\text{BSW}}, \Delta \sigma_v)$
gemäß Gl. 6.1

--- $\max d_v \leq \frac{r \cdot \beta_c}{\Delta \sigma_v^2} \cdot 10^4, r = 0,27 = f(f_r, \text{zul } w)$

-·- $\max d_v \leq \sqrt{\frac{\text{zul } w \cdot E_v \cdot U_v \cdot \zeta \cdot \tau_{\text{zul}}}{1,18 \cdot \Delta \sigma_v^2}}$
gemäß Gl. 2, DIN 4227, Teil 3E

Bild 7.1: Maximal zulässiger Spannstahldurchmesser zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten segmentärer Spannbetonkonstruktionen in Abhängigkeit von der Stahlspannungsdifferenz, der Einpreßmörtelgüte und der zulässigen Fugenspaltbreite bei Verwendung gerippter Spannstäbe

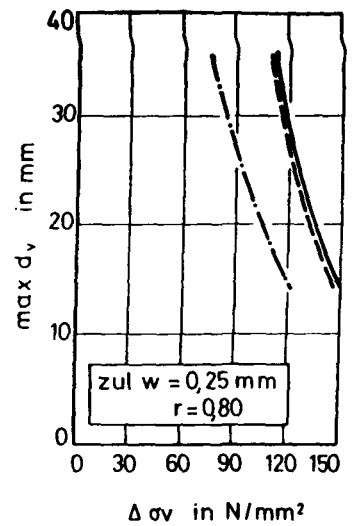
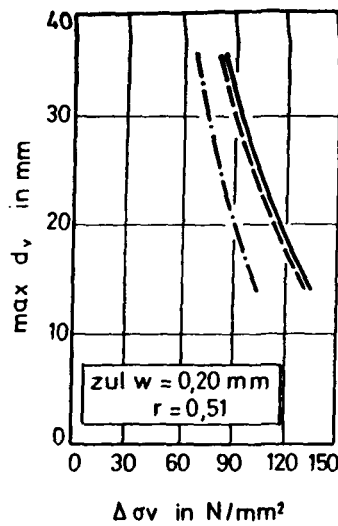
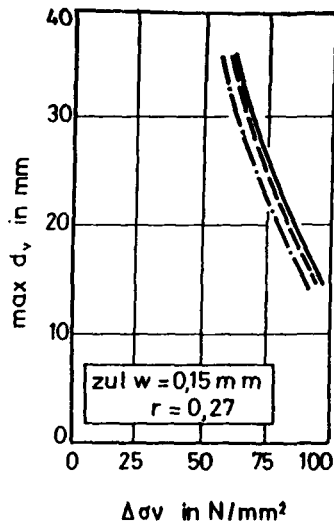
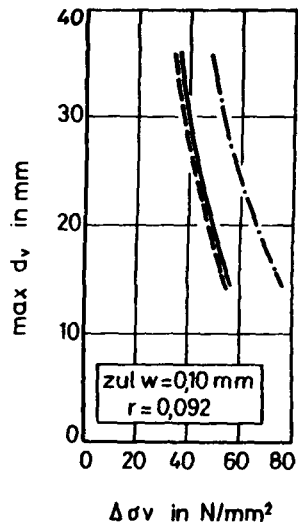
Die maßgebenden r -Werte sind in Abhängigkeit von der Spannstahlart und der zulässigen Fugenspaltbreite in Tabelle 7.2 eingetragen. Ebenso ist der entsprechende Verlauf in den Bildern 7.1 bis 7.4 dargestellt (----). Es zeigt sich, daß die Übereinstimmung zwischen dem Näherungsverlauf gemäß Gleichung (7.2) bzw. (7.3) und dem exakten Verlauf im gesamten Anwendungsbereich sehr gut ist.

Mit dieser einfachen Gleichung, die im Prinzip der Gleichung 18 nach DIN 1045 (Ausgabe Dezember 1978) zur Begrenzung der Rißbreiten bei Stahlbetonbauteilen ähnelt, kann auf einfache Weise der Nachweis ausreichender Spaltbreitenbeschränkung unter der maßgebenden Belastungskombination erbracht werden:

1. Mit vorgegebenem Spannstahlbewehrungsgehalt kann die Spannstahlspannungsdifferenz $\Delta\sigma_v$ ermittelt werden.
2. Mit der Wahl eines Spanngliedtyps (glatte Stäbe, Gewindestäbe oder Litzen) kann aus Tabelle 7.2 unter Berücksichtigung der zulässigen Fugenspaltbreite der maßgebende r -Wert und mit Gleichung (7.2) oder (7.3) der maximal zulässige Spannglieddurchmesser als Funktion von der Einpreßmörtelgüte ermittelt werden.

Zusätzlich sind in den Bildern 7.1 bis 7.4 die entsprechenden Beziehungen eingetragen, die sich durch Auswertung von Gleichung 2 DIN 4227 Teil 3E ergeben. Der Vergleich der Funktionsverläufe zeigt, daß

- der Nachweis zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten gemäß DIN 4227 Teil 3E für zul. $w = 0,10$ mm unabhängig von der Verbundgüte der einliegenden Spannglieder zu günstige Ergebnisse liefert und
- für zul. $w \geq 0,15$ mm für alle Spanngliedarten zu ungünstige Werte ergibt, lediglich bei zul. $w = 0,15$ mm und Verwendung von Gewindestäben stimmen die Ergebnisse nach Gleichung 2 DIN 4227 Teil 3E und die Werte gemäß Gleichung (7.3) dieser Arbeit weitgehend überein.



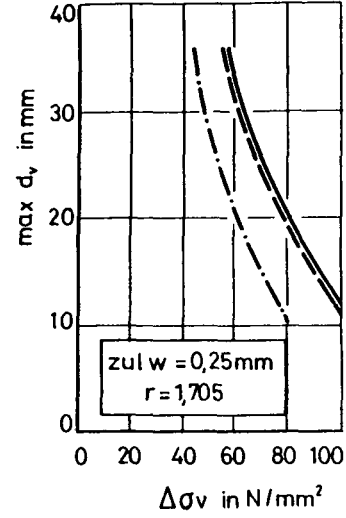
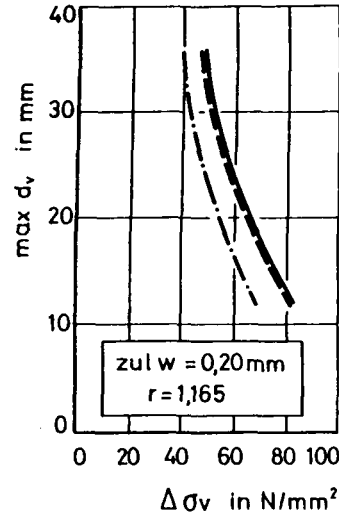
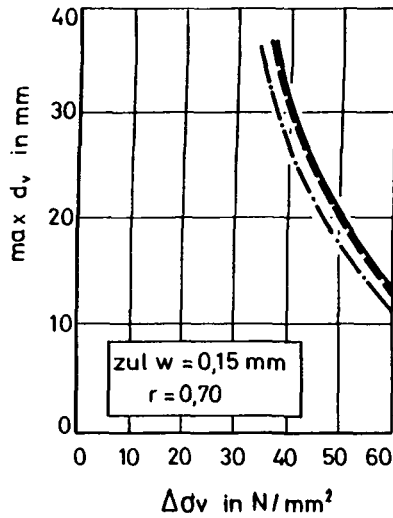
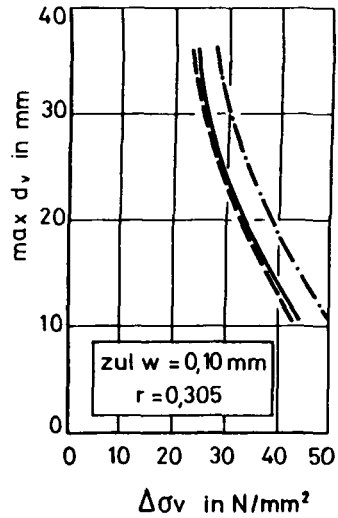
————— $\max d_v = f(\beta_c, f_r, A_v, U_v, \text{zul } w, w^{\text{BSW}}, \Delta \sigma_z)$ gemäß Gl.61

----- $\max d_v \leq \frac{r \cdot \beta_c}{\Delta \sigma_v^2} \cdot 10^4, r = f(f_r, \text{zul } w)$

- · - · - $\max d_v \leq \sqrt{\frac{\text{zul } w \cdot E_v \cdot U_v \cdot \zeta \cdot \tau_{\text{zul}}}{1,18 \cdot \Delta \sigma_v^2}}$ gemäß Gl.2, DIN 4227, Teil 3E

$\beta_c = 50 \text{ N/mm}^2$

Bild 7.2: Maximal zulässiger Spannstahldurchmesser zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten in Abhängigkeit von der Spannungs-differenz bei Verwendung gerippter Spannstäbe

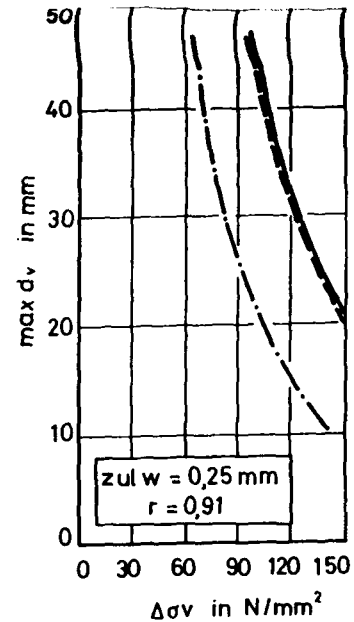
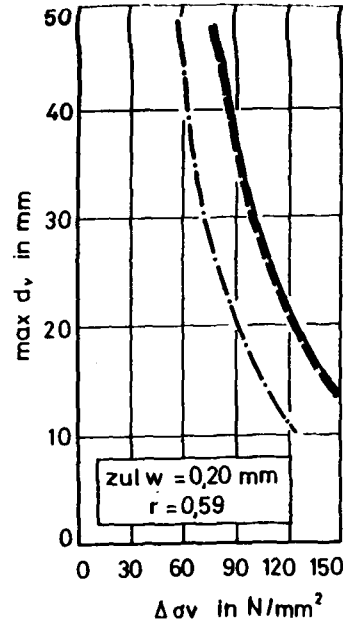
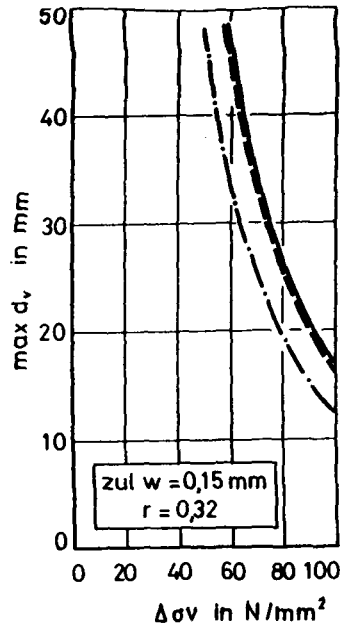
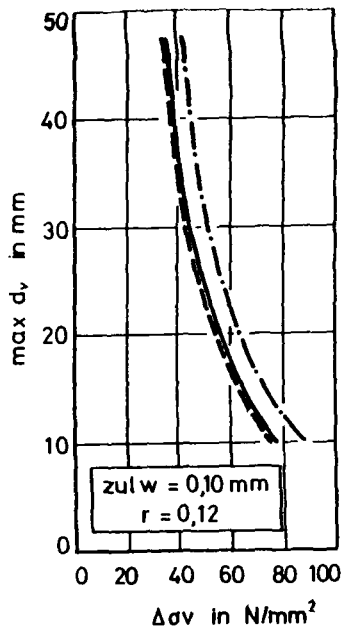


— max $d_v = f(\beta_c, f_r, A_v, U_v, \text{zul } w, w^{\text{BSW}}, \Delta\sigma_z)$ gemäß Gl.61

--- max $d_v = \frac{r \cdot \sqrt{\beta_c}}{\Delta\sigma_v^2} \cdot 10^4, r = f(f_r, \text{zul } w)$

- · - · - max $d_v = \sqrt{\frac{\text{zul } w \cdot E_v \cdot U_v \cdot \zeta \cdot \tau_{\text{zul}}}{1,18 \cdot \Delta\sigma_v^2}}$ gemäß Gl.2, DIN 4227, Teil 3E

Bild 7.3: Maximal zulässiger Spannstahldurchmesser zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten in Abhängigkeit von der Stahlspannungsdifferenz bei Verwendung glatter Spannstäbe und glatter Spanndrähte



—— max $d_v = f(\beta_c, f_r, A_v, U_v, \text{zul } w, w^{\text{BSW}}, \Delta\sigma_z)$ gemäß Gl.6.1

----- max $d_v = \frac{r \cdot \beta_c}{\Delta\sigma_v^2} \cdot 10^4$, $r = f(f_r, \text{zul } w)$ $U_v = 1,6 \cdot \pi \cdot \sqrt{A_v}$, $d_v = \sqrt{4 \cdot A_v / \pi}$

----- max $d_v = \sqrt{\frac{\text{zul } w \cdot E_v \cdot U_v \cdot \zeta \cdot \tau_{\text{zul}}}{1,18 \cdot \Delta\sigma_v^2}}$ gemäß Gl.2, DIN 4227, Teil 3E

$\beta_c = 50 \text{ N/mm}^2$

Bild 7.4: Maximal zulässiger Spannstahldurchmesser zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten in Abhängigkeit von der Spannungs­differenz bei Verwendung von Spannstahl­litzten

7.4 Bemessungsvorschlag für den Nachweis ausreichender Spaltbreitenbegrenzung bei Spannbetonbauteilen in Segmentbauart

Die vorangegangenen Vergleichsbetrachtungen zeigten, daß der in / 49 / kommentierte Nachweis zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten nach DIN 4227 Teil 3E für eine zulässige Fugenspaltbreite $w \geq 0,15$ mm zu günstige Werte liefert. Für Anwendungsfälle, in denen geringere Fugenspaltbreiten gefordert werden, liegen die Ergebnisse dagegen auf der unsicheren Seite.

Außerdem liegen dem Nachweisverfahren unter Außerachtlassung der Betonscheibenverformungen vereinfachte Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen zugrunde und kann die zu ermittelnde Spannstahlspannungsdifferenz zwischen Spannstahlspannung σ_V^{II} in der geöffneten Fuge und der Spannstahlspannung σ_V^I im ungerissenen Nachbarbereich am Ende des Einleitungsbereiches l_V rechnerisch exakt nur über eine Iteration ermittelt werden.

Aus diesem Grunde wird vorgeschlagen, bei segmentären Spannbetonkonstruktionen beim Nachweis ausreichender Spaltbreitenbeschränkung folgendermaßen vorzugehen:

1. Die Spannstahlspannungsdifferenz $\Delta\sigma_V$ wird aus der Beanspruchungskombination ermittelt, unter der am gezogenen Querschnittsrand die von der Betongüte abhängigen Biegezugfestigkeiten gemäß Tabelle 7.1 auftreten.
2. Der maximal zulässige Durchmesser der Einzelspannglieder wird nach Wahl des Spanngliedtyps (glatte Stäbe, Gewindestäbe, Litzen) in Abhängigkeit von der Einpreßmörtelgüte und der zulässigen Fugenspaltbreite gemäß Gleichung (7.2) bzw. (7.3) unter Verwendung der r-Werte nach Tabelle 7.2 festgelegt.

Mit diesem Nachweisverfahren dürfte - wie die Ergebnisse der Vergleichsrechnungen gezeigt haben - , das Rißverhalten segmentärer Spannbetonbalken wirklichkeitsnah erfaßt und der Nachweis ausreichender Spaltbreitenbeschränkung mit vertretbarem rechnerischem Aufwand zu wirklichkeitsnahen Ergebnissen führen.

Hierbei ist es nicht notwendig, im Falle eines nicht konstanten Biegemomentenverlaufes bei der Ermittlung der Spannstahlspannungsdifferenz $\Delta\sigma_v$ eine unterschiedliche Biegemomentenbeanspruchung in der betrachteten Fuge und den ungerissenen Nachbarbereichen zugrunde zu legen, da die Verbundbeanspruchungen mit Erreichen der Biegezugrandspannungen gemäß Tabelle 7.1 verhältnismäßig gering und deshalb die verbundgestörten Bereiche relativ kurz sind (z.B. $l_v < 0,75$ m bei $w_{max} = 0,15$ mm). Ebenso genügt es, den Nachweis der Fugenspaltbreitenbegrenzung nur in Höhe der zugrandnächsten Spanngliedachse zu führen, da im Bereich der maximalen Biegemomentenbeanspruchung stets $h_v/d \leq 0,95$ sein dürfte und sich demgemäß die Fugenspaltbreiten am Querschnittsrand und in Höhe der zugrandnächsten Spanngliedachse nicht wesentlich voneinander unterscheiden.

	B 15	B 25	B 35	B 45	B 55
R_{bz} in N/mm ²	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0
R_{bz} in N/mm ² /49/	1,82	2,55	3,19	3,77	4,31

Tabelle 7.1: Biegezugfestigkeiten unter Berücksichtigung der Spannungsgradienten und der Bauteilhöhe in Abhängigkeit von der Betongüte

	zul w = 0,10 mm	zul w = 0,15 mm	zul w = 0,20 mm	zul w = 0,25 mm
gerippte Einzelstäbe	0,092	0,27	0,51	0,80
Litzen, profilierte Spannstähle	0,120	0,32	0,59	0,91
glatte Spannstähle	0,305	0,70	1,165	1,705

Tabelle 7.2: Beiwerte r zur Ermittlung des maximal zulässigen Spannstahldurchmessers zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten bei Spannbetonbauteilen in Segmentbauart

8. ZUSAMMENFASSUNG

In der vorliegenden Arbeit wurde das Riß- und Verformungsverhalten vorgespannter Betonbauteile im Erstrißbereich am Beispiel segmentärer Konstruktionen untersucht.

Getragen von der Zielsetzung, das Rißverhalten solcher Bauwerke zu praxisgerechten und wirklichkeitsnahen Bemessungsregeln zur Begrenzung der Fugenspalt- bzw. Erstrißbreiten zusammenzufassen, wurde zunächst das Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund untersucht und experimentell belegte, theoretische Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen entwickelt. Eine nachfolgende Analyse des Beanspruchungs- und Verformungszustandes vorgespannter Bauteile im Erstrißbereich erlaubte unter anderem Aufschlüsse über zu erwartende Verbundbeanspruchungen aus den mit Eintreten der Fugenöffnung bzw. beginnender Rißbildung entstehenden Spannungsdifferenzen im Bewehrungsstrang zwischen Fugen- bzw. Riß- und ungerissenen Nachbarquerschnitten.

Eine weitergehende Untersuchung zeigte, daß zur wirklichkeitsnahen Ermittlung des Verformungs- und Rißverhaltens vorgespannter Bauteile der Scheibenbeanspruchungszustand in den Einleitungsbereichen nicht vernachlässigt werden darf. Deshalb wurden diese Zusammenhänge analysiert und die entsprechenden Verformungsanteile bei der Ermittlung zu erwartender Riß- bzw. Fugenspaltbreiten im Erstrißzustand berücksichtigt.

Die nachfolgende Überprüfung der entwickelten Beziehungen zeigte eine gute Übereinstimmung mit vorliegenden Versuchsergebnissen. Aufbauend auf einem statistischen Vergleich zwischen experimentellen und theoretischen Ergebnissen konnte eine einfach zu handhabende Näherungsformel zur Begrenzung der Fugenspaltbreiten segmentärer Spannbetonkonstruktionen entwickelt werden, die sämtliche das Rißverhalten beeinflussenden Parameter berücksichtigt.

Die vorgenommene theoretische Analyse des Spannungs- und Verformungsverhaltens des Einleitungsbereiches vorgespannter Bauteile ergab, die hieraus resultierenden Verformungen nicht nur in den Segmentfugen sondern beispielsweise auch im Bereich von Koppel- oder Arbeitsfugen in gezogenen Querschnittsbereichen zu beträchtlichen Riß- bzw. Fugenspaltbreiten führen können, die zu detaillierteren Betrachtungen hinsichtlich wirtschaftlicher Maßnahmen zu deren Begrenzung zwingen dürften.

Das Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund ist erst in wenigen Studien zielgerichtet experimentell untersucht und im Rahmen dieser Arbeit in Grundzügen theoretisch aufbereitet worden. Trotzdem ist der Einfluß weiterer grundlegender Parameter auf das Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund zu untersuchen und dann von Interesse, wenn - wie im Segmentbau - eine Riß- oder Fugenspaltbreitenbegrenzung ausschließlich unter Ausnutzung der Verbundeigenschaften der Spannglieder erfolgt.

Bei voll vorgespannten Spannbetonkonstruktionen treten Risse bzw. Fugenöffnungen nur bei selten auftretenden erhöhten Gebrauchslastbeanspruchungen auf, die sich im Regelfall aus planmäßig wirkenden Gebrauchslasten und zusätzlichen unplanmäßigen Zwangsschnittgrößen ergeben. Der mit der Rißbildung bzw. Fugenöffnung einhergehende Steifigkeitsabbau führt gleichzeitig auch zu einer Minderung der Zwangsschnittgrößen. In der vorliegenden Arbeit wurde dieser Einfluß vernachlässigt, da nach den derzeit geltenden strengen Bestimmungen davon ausgegangen werden muß, daß durch das zusätzliche Einwirken unplanmäßiger Zwangbeanspruchungen nur eine Fugenöffnung bzw. Rißbildung in Bereichen maximaler Biegemomentenbeanspruchung auftritt, was noch keine wesentliche Steifigkeitsminderung zur Folge hat.

Wird davon ausgegangen, daß mit erweitertem Kenntnisstand über das Riß- und Verformungsverhalten segmentärer Spannbetonkonstruktionen und dem Vorliegen entsprechend fundierter Bemessungsregeln zur Begrenzung der Riß- und Fugenspaltbreiten auch eine Minderung des Vorspanngrades unter planmäßigen Gebrauchslasten vertretbar wäre, könnten Betrachtungen zum Einfluß des systemabhängigen Steifigkeitsabbaues auf die rißverursachenden Zwangsschnittgrößen zunehmend an Interesse gewinnen.

9. LITERATURVERZEICHNIS

- / 1/ Albrecht, W. :
 Einpreßversuche an langen Spannkanälen
 Beton- und Stahlbetonbau, Heft 12, 1964,
 Seite 265-269
- / 2/ Alda, W. :
 Zum Schwingkriechen von Beton (Dissertation)
 Heft 40 der Schriftenreihe des Institut für
 Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der
 Technischen Universität Braunschweig, 1978
- / 3/ Bonzel, J.; Kadlecek, V. :
 Einfluß der Nachbehandlung und des Feuchtigkeits-
 zustandes auf die Zugfestigkeit des Betons
 beton, Heft 7, 1970, Seite 303-309
 beton, Heft 8, 1970, Seite 351-357
- / 4/ Broms, B. B. :
 Technique for Investigation of Internal Cracks in
 Reinforced Concrete Members
 ACI, January 1965, Seite 35-44
- / 5/ Bronstein, I.; Semendjajew, K. :
 Taschenbuch der Mathematik
 Verlag Harry Deutsch, Frankfurt/M., 1973
- / 6/ Büchting, F.; Moosbrugger, P. :
 Brücke über den Europakanal aus Fertigteilen mit
 Verbindungsfugen aus Epoxidharz
 Bauingenieur, No. 51, 1976, Seite 137-143
- / 7/ CEB-Bulletin D'Information, No. 89, Okt. 1973
- / 8/ CEB/FIP-Mustervorschrift für Tragwerke aus
 Stahlbeton und Spannbeton
 DAfStb., April 1978, Berlin
- / 9/ Cordes, H.; Thormählen, U.; Trost, H. :
 Zum Nachweis der Ribbreitenbeschränkung nach DIN 4227
 Beton- und Stahlbetonbau, Heft 7, 1980, Seite 169-172
- /10/ Dartsch, D. :
 Vorbeugende Maßnahmen zum Vermeiden unerwünschter
 Risse im Beton
 beton, Heft 4, 1976, Seite 130-134

- /11/ Dilger, W.:
Veränderlichkeit der Biege- und Schubsteifigkeit bei Stahlbetontragwerken und ihr Einfluß auf Schnittkraftverteilung und Traglast bei statisch unbestimmter Lagerung
Heft 179 der Schriftenreihe des DAFStb., 1966, Berlin
- /12/ DIN 4227 Teil 3E, Spannbetonbauteile in Segmentbauart
Oktober 1981, Beuth-Verlag, Berlin
- /13/ DIN 4227 Teil 5, Einpressen von Zementmörtel in Spannkäule, 1979, Beuth-Verlag, Berlin
- /14/ DIN 50 145, Prüfung metallischer Werkstoffe - Zugversuch
Mai 1975, Beuth-Verlag Berlin
- /15/ Edwards, A.D.; Yannopoulos, P. J.:
Local bond-stress-slip relationship under repeated loading
Magazin of Concrete Research, Vol. 30, No. 103, June 1978, Seite 62-72
- /16/ Eibl, J.:
Zwängung und Rißbildung von Stahlbetonstäben bei Behinderung der Längsverformung
Die Bautechnik, Heft 11, 1969, Seite 373-379
- /17/ Eibl, J. Iványi, G.:
Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton
Heft 260 der Schriftenreihe des DAFStb., 1976, Berlin
- /18/ Falkner, H.:
Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwangsspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen
Heft 208 der Schriftenreihe des DAFStb., 1969, Berlin
- /19/ Favre, R.; Coendoz, G.:
Étude expérimentale de la fissuration des poutres précontraintes à segments préfabriqués
Rapport No. 2, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Centre d'Étude du Béton Armé et Précontraint, 1976
- /20/ Favre, R.; Rojas, J.; Vaucher, A.:
Étude expérimentale de la fissuration des poutres précontraintes à segments préfabriqués, Essais sur tirants précontraints et conclusions sur l'ensemble de la recherche, 1978, No. 3, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Centre d'Étude du Béton Armé et Précontraint, 1976
- /21/ Favre, R.; Rojas, J.; Vaucher, A.:
Étude expérimentale de la fissuration des poutres précontraintes à segments préfabriqués, Essais sur tirants précontraints et conclusions sur l'ensemble de la recherche, 1978, No. 4, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Centre d'Étude du Béton Armé et Précontraint, 1978

- /22/ Favre, R.; Rojas, J.; Vaucher, A.:
Vérification de la fissuration de structures préfabriquées
assemblées par precontrainte
Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des
Travaux Publics, No. 371 Avril 1979
- /23/ Ferguson, P. M.:
Bond Stress - The State of the Art
ACI-Journal, November 1966, Seite 1161-1190
- /24/ Franke, L.:
Einfluß der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten von
Stahl in Beton
Heft 268 der Schriftenreihe des DAfStb., 1976, Berlin
- /25/ Gerstle, K. H.:
Simple Formulation of Triaxial Concrete Behavior
ACI-Journal, Sept.-Oct. 1981, Seite 382-387
- /26/ Girkmann, K.:
Flächentragwerke
Springer-Verlag 1973
- /27/ Goto, Y.:
Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars
ACI-Journal, April 1971, Seite 244-251
- /28/ Grasser, E.:
Darstellung und kritische Analyse der Grundlagen für
eine wirklichkeitsnahe Bemessung von Stahlbetonquer-
schnitten bei einachsigen Spannungszuständen
(Dissertation)
Technische Hochschule München, 1969
- /29/ Groot, De, A. K.; Kusters, G. M. A.; Monnier, T.:
Numerical modelling of bond-slip behaviour
Heron, Vol. 26, 1981, No. 1
- /30/ Guckenberger, K.; Daschner, F., Kupfer, H.:
Segmentäre Spannbetonträger im Brückenbau
Heft 311 der Schriftenreihe des DAfStb., 1980, Berlin
- /31/ Heilmann, H. G.:
Beziehungen zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons
beton, Heft 2, 1969, Seite 68-70
- /32/ Heilmann, H. G.:
Zugspannung und Dehnung in unbewehrten Betonquerschnitten
bei exzentrischer Belastung
Heft 269 der Schriftenreihe des DAfStb., 1976, Berlin

- /33/ Heilmann, H. G.; Hilsdorf, H.; Finsterwalder, K.:
Festigkeit und Verformung von Beton unter Zugspannungen
Heft 203 der Schriftenreihe des DAFStb., 1969, Berlin
- /34/ Hognestad, E.:
Inelastic behavior in tests of eccentrically loaded short
reinforced concrete columns
ACI-Journal, Heft 9, 1952, Seite 117-139
- /35/ Iványi, G.:
Zugfestigkeit von Beton in örtlich veränderlichen Bean-
spruchungszuständen - Gradientenwirkung -
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der
Technischen Universität Braunschweig, 1976
- /36/ Ivering, J. W.; Kordina, K.:
Begrenzung der Fugenspaltbreiten bei Spannbetonbauteilen
in Segmentbauart
Bauingenieur, Heft 2, 1982
- /37/ Jäger, Eifler:
Drehfähigkeit plastischer Gelenke in biegebeanspruchten
Stahlbetonkonstruktionen
Teil C: Verbunduntersuchungen am Rippentorsteel unter
bauteilähnlichen Verhältnissen als Grundlage zur theo-
retischen Ermittlung der Drehfähigkeit plastischer
Gelenke in Stahlbetonkonstruktionen
Bericht der Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM),
1974, Berlin
- /38/ Jahn, M.:
Vorgänge bei der Ribbildung, Nachweis der Ribbreitenbe-
schränkung, Vergleich mit DIN 1045 und DIN 4227
in: Bemessung und konstruktive Durchbildung von Massiv-
brücken
Vortragsveranstaltung V-6-507-04-0
Haus der Technik, 1980
- /39/ Janovic, K.; Müller, H. H.; Kupfer, H.;
Bericht über Versuche an Dehnkörpern zur Bestimmung des
Verlaufes der Ribbreite im Einpreßmörtel und in der
Umgebung des Spanngliedes
Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München,
1977
- /40/ Johnston, C. D., Sidwell, E. H.:
Testing concrete in tension and compression
Magazine of Concrete Research, Vol. 20, No. 65,
Heft 12, 1968, Seite 221-228

- /41/ Jungwirth, D.:
Entwicklungen im Spannbetonbau am Beispiel der Donau-
brücke Metten
Bauingenieur No. 56, Seite 413-422, 1981
- /42/ Kasten, D.; Metje, W. R.:
Zur Prüfung von Festmörtel auf Druck- und Biegezug-
festigkeit
Betonwerk- und Fertigteiletechnik, Heft 7, 1981,
Seite 399-400
- /43/ Kemp, E. L.; Wilhelm, W. J.:
Investigation of the parameters influencing bond cracking
ACI-Journal - Symposium Paper, Jan. 1979, Seite 47-58
- /44/ Koch, R.:
Verformungsverhalten von Stahlbetonstäben unter Biegung
und Längszug im Zustand II auch bei Mitwirkung des
Betons zwischen den Rissen
Heft 69 der Schriftenreihe des Otto-Graf-Instituts der
Universität Stuttgart, 1976
- /45/ Komlos, K.:
Comments on the long-term tensile strength of plain
concrete
Magazine of Concrete Research, Vol. 22, No. 73,
Dec. 1970, Seite 232-238
- /46/ Komlos, K.:
Bemerkungen zu der wechselseitigen Beziehung zwischen
unmittelbarer Zug-, Spaltzug-, Biegezug- und Würfel-
festigkeit von Beton
Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität
Dresden, Heft 6, 1968, Seite 1555-1557
- /47/ Kordina, K.; Teutsch, M.; Weber, V.:
Spannbetonbauteile in Segmentbauweise unter kombinierter
Beanspruchung aus Torsion, Biegung und Querkraft
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der
Technischen Universität Braunschweig, 1981
- /48/ Kordina, K.; Weber, V.:
Einfluß der Ausbildung unbewehrter Fugen auf die Trag-
fähigkeit von schrägen Druckstreben in den Stegen von
Segmentbauteilen
Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig,
1982

- /49/ Kordina, K.; Weber, V.:
Begrenzung der Fugenspaltbreiten nach DIN 4227 Teil 3E
bei Spannbetonbauteilen in Segmentbauart
Bericht anlässlich der FIP-Tagung 1982
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der
Technischen Universität Braunschweig, 1981
- /50/ Kordina, K.; Weber, V.:
Untersuchungen zur Rißentwicklung bei Segmentbauteilen
in Abhängigkeit von der Querschnittsausbildung und den
Spannstahlverbundeigenschaften
Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig,
1982, in Vorbereitung
- /51/ Kordina, K.; Weber, V.:
Verbundverhalten dauerschwellbeanspruchter Spannglieder
Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig,
1982, in Vorbereitung
- /52/ Kupfer, H.:
Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeit-
belastung unter besonderer Berücksichtigung der zwei-
achsigen Beanspruchung
Heft 229 der Schriftenreihe des DAfStb., 1973, Berlin
- /53/ Kupfer, H.:
Die Beanspruchung des Verbundes zwischen Spannglied
und Beton
Heft 159 der Schriftenreihe des DAfStb., 1964, Berlin
- /54/ Kupfer, H.; Daschner, F.; Guckenberger, K.:
Untersuchung des Tragverhaltens von aus Fertigteilen
zusammengespannten Biegegliedern (Kunstharz-Klebefuge)
Lehrstuhl für Massivbau, Technische Hochschule München,
1975
- /55/ Kupfer, H.; Daschner, F.; Ruhnau, J.:
Untersuchung des Tragverhaltens eines aus Betonfertig-
teilen zusammengespannten Trägers mit Verklebung in den
Fugen
Lehrstuhl für Massivbau, Technische Hochschule München,
1972
- /56/ Kupfer, H.; Guckenberger, K.; Daschner, F.:
Tragverhalten von aus Fertigteilen zusammengespannten
Biegegliedern mit Zementmörtelfuge
Lehrstuhl für Massivbau, Technische Universität München,
1979

- /57/ Leonhardt, F.:
Vorlesung über Massivbau, Teil 1
Springer-Verlag, 1973
- /58/ Leonhardt, F.:
Vorlesung über Massivbau, Teil 5
Springer-Verlag 1980
- /59/ Leonhardt, F.:
Rissebeschränkung
Beton- und Stahlbetonbau, Heft 1, 1972, Seite 14-20
- /60/ Leonhardt, F.; Frühauf, H. J.; Netzel, D.:
Wassertum ohne Wärmedämmung, Abminderung von Zwang-
kräften und Rissebeschränkung
Beton- und Stahlbetonbau, Heft 6, 1969, Seite 129-136
- /61/ Link, J.:
Eine Formulierung des zweiachsialen Verformungs- und
Bruchverhaltens von Beton und deren Anwendung auf die
wirklichkeitsnahe Berechnung von Stahlbetonplatten
Heft 270 der Schriftenreihe des DAFStb., 1976, Berlin
- /62/ Liu, T. C. Y.:
Stress-strain-response and fracture of concrete in
uniaxial and biaxial compression
ACI-Journal, 1972, Seite 291-295
- /63/ Lutz, L. A.:
Information on the Bond of Deformed Bars from Special
Pull-Out-Tests
ACI-Journal, November 1970, Seite 885-887
- /64/ Lutz, L. A.; Gergerly, P.:
Mechanics of Bond and Slip of Deformed Bars in Concrete
ACI-Journal, November 1967, Seite 711-721
- /65/ Malcov, K.; Karavaev, A.:
Abhängigkeit der Festigkeit des Betons auf Zug bei Biegung
und ausmittiger Belastung von den Querschnittsabmessungen
Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität
Dresden, Heft 6, 1968, Seite 1545-1547
- /66/ Malcov, K.; Pak, A.:
Betonfestigkeit bei mehrachsiger Beanspruchung
Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität
Dresden, Heft 6, Band 17, 1968

- /67/ Malhotra, V. M.:
Effect of Specimen Size on Tensile Strength of Concrete
ACI-Journal, June 1970, Seite 467-469
- /68/ Martin, H.:
Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund
und Sprengwirkung von Bewehrungstählen unter Kurzzeitbe-
lastung
Heft 228 der Schriftenreihe des DAFStb., 1973, Berlin
- /69/ Martin, H.:
Beschränkung der Rißbreite unter Gebrauchslast
Lehrstuhl für Massivbau, Technische Hochschule München,
1971
- /70/ Martin, H.; Noakowski, P.:
Verbundverhalten von Betonstählen - Auswertung von
Ausziehversuchen -
Mitteilung des Instituts für Massivbau der Technischen
Universität München, 1979
- /71/ Martin, H.; Schießl, P.; Schwarzkopf, M.:
Ableitung eines allgemeingültigen Berechnungsverfahrens
für Rißbreiten aus Lastbeanspruchung auf der Grundlage
von theoretischen Erkenntnissen und Versuchsergebnissen
FA. 15.077 R 78 H, Institut für Betonstahl und Stahlbeton-
bau e. V., 1979, München
- /72/ Mayer, H.:
Die Berechnung der Durchbiegungen von Stahlbetonbau-
teilen
Heft 194 der Schriftenreihe des DAFStb., 1967, Berlin
- /73/ Meyer, A.:
Die Biegezugfestigkeit als Gütemerkmal des Betons
Bauingenieur, Heft 2, Seite 45-51, 1963
- /74/ Moustafa, S. E.:
Ultimate Load Test of a segmentally constructed Prestressed
Concrete-I-Beam
Journal of PCI, July-August 1974, Seite 55-75
- /75/ Muller, J.:
Ten years of experience in precast segmental construction
Journal of PCI, January-February 1975, Seite 28-61
- /76/ Ngab, A.S.; Slate, F.O.; Nilson, A.H.:
Microcracking and Time-Dependent Strains in High-Strength
Concrete
ACI-Journal July-August 1981, Seite 262-268

- /77/ Noakowski, P.:
Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangbeanspruchung infolge Temperatur
Heft 296 der Schriftenreihe des DAFStb., 1978, Berlin
- /78/ Noakowski, P.:
Praxisgerechte Verfahren für die Bemessung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangbeanspruchung
Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4, 1980, Seite 77-82
und Heft 5, 1980, Seite 120 - 125
- /79/ Noakowski, P.:
Bemessung auf Biegezwang im Hinblick auf zulässige Stahlspannung und zulässige Rißbreite
Bauingenieur 1977, No. 52, Seite 137-147
- /80/ Noakowski, P.; Janovic, K.:
Vorschlag für ein allgemeingültiges Verbundprüfverfahren
Mitteilungen aus dem Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München, 1980
- /81/ Oladapo, I. O.:
Cracking and failure in plane concrete beams
Magazine of Concrete Research, Vol. 16, No. 47,
June 1964, Seite 103-107
- /82/ Opitz, H.:
Festigkeit und Verformungseigenschaften des Betons bei zweiachsiger Druckbeanspruchung
Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität Dresden, Heft 6, 1968, Seite 1520-1523
- /83/ Ouvrier, K.:
Einfluß der Betonrißbreite auf die Korrosion der Spannbewehrung
Bauplanung-Bautechnik, Heft 6, 1972, Seite 274-277
- /84/ Pedersen, H. M.; Muller, J.; Wittfoht, H.:
Vom Bau der Sallingsund-Brücke
Beton- und Stahlbeton, Heft 4, 1977, Seite 77-85
- /85/ Plähn, J.; Kröll, K.:
Zur Mechanik der Verbundverankerung von Spannstählen durch Haftung und Reibung bei Spannbeton mit sofortigem Verbund
Bauingenieur, No. 55, 1980, Seite 449-454
- /86/ Plauk, G.:
Ermittlung der Verformungen biegebeanspruchter Stahlbetonbalken mit der Methode der finiten Elemente unter besonderer Berücksichtigung des Verbundes zwischen Beton und Stahl (Dissertation); Fachbereich Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität Berlin, 1977

- /87/ Popovics, S.:
A Review of Stress-Strain Relationships for Concrete
ACI-Journal, March 1970, Seite 243-248
- /88/ Popovics, S.:
Extended model for estimating the strength-developing
capacity of Portland cement
Magazine of Concrete Research, Vol. 33, No. 116,
September 1981, Seite 147-153
- /89/ Quast, U.:
Zur Mitwirkung des Betons in der Zugzone
Beton- und Stahlbetonbau, Heft 10, 1981, Seite 247-250
- /90/ Raab, A. R.:
Analysis of distribution of bond stresses between steel
and concrete
Cornell University, 1963, USA
- /91/ Rao, P.S.:
Die Grundlagen zur Berechnung der bei statisch unbestimmten
Stahlbetonkonstruktionen im plastischen Bereich auftreten-
den Umlagerung der Schnittkräfte
Heft 177 der Schriftenreihe des DAFStb., 1966, Berlin
- /92/ Rasch, Ch.:
Spannungs-Dehnungs-Linien des Betons und Spannungsvertei-
lung in der Biegedruckzone bei konstanter Dehngeschwindig-
keit
Heft 154 der Schriftenreihe des DAFStb., 1962, Berlin
- /93/ Rehm, G.:
Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und
Beton
Heft 138 der Schriftenreihe des DAFStb., 1961, Berlin
- /94/ Rehm, G.:
Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungstäben mit hoch-
wertigem Verbund
Berichte aus Forschung und Praxis - Rüschi-Festschrift -
Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1969
- /95/ Rehm, G.; Martin, H.:
Zur Frage der Rißbegrenzung im Stahlbetonbau
Beton- und Stahlbeton, Heft 8, 1968, Seite 175-182
- /96/ Rickenstorff, G.; Gerstner, H.:
Rißsicherung im Spannbetonbau
Bauplanung-Bautechnik, Heft 12, Dezember 1961,
Seite 595-599

- / 97/ RILEM:
Bond tests for reinforcing steel
1. Beam Test
2. Pull-Out-Test

RILEM 3, 1970, No 15
- / 98/ Rostenthal, I.; Glucklich, J.:
Strength of plain concrete under biaxial stresses
ACI-Journal, Proceedings, Vol. 67, No. 11,
November 1970, Seite 903-914
- / 99/ Rostásy, F. S.:
Zwang- und Rissebeschränkung bei Außenwänden aus
Stahlleichtbeton
Habilitationsschrift, Universität Stuttgart 1975
- /100/ Rostásy, F. S.; Alda, W.:
Rißbreitenbeschränkung bei zentrischem Zwang von Stäben
aus Stahlbeton und Stahlleichtbeton
Beton- und Stahlbetonbau, Heft 6, 1977, Seite 149-156
- /101/ Rostásy, F. S.; Koch, R.; Leonhardt, F.:
Zur Mindestbewehrung für Zwang von Außenwänden aus
Stahlleichtbeton
Heft 267 der Schriftenreihe des DAFStb., 1976
- /102/ Rüsç, H.:
Die Ableitung der charakteristischen Werte der Beton-
zugfestigkeit
beton, Heft 2, 1975, Seite 55-58
- /103/ Rüsç, H.:
Die wirklichkeitsnahe Bemessung für lastunabhängige
Spannungen
Vortrag auf dem Betontag 1965, Deutscher Betonverein E. V.
- /104/ Sargin, M.:
Stress-strain-relationship for concrete and the analysis
of structural concrete sections
Ph. D. Thesis, University of Waterloo, Waterloo, Ontario,
Canada, 1971
- /105/ Schaper, G.:
Stahlbetonplatten unter Last- und Zwangbeanspruchung
- Berechnung des zeitabhängigen Verhaltens bei Berück-
sichtigung der Ribbildung - (Dissertation)
Bericht Nr. 78-29 aus dem Institut für Statik der
Technischen Universität Braunschweig, 1978

- /106/ Schießl, P.:
Beschränkung der Rißbreiten bei Zwangbeanspruchung
Betonwerk- und Fertigteiltechnik, Heft 6, 1976,
Seite 269-274
- /107/ Schröder, S.:
Theorien über die Rißbildung in Stahlbetonbalken
(Dissertation)
Technische Hochschule Dresden, 1959
- /108/ Somayaji, S.; Shak, S. P.:
Bond Stress versus Slip Relationship and Cracking
Response of Tension Members
ACI-Journal, May-June 1981, Seite 217-225
- /109/ Spleta, Z.; Kadlecek, V.:
Einfluß der Schlankheit, Größe und Gestalt der Prüf-
körper auf die Zugfestigkeit des Betons
Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität
Dresden, Heft 6, 1968, Seite 1552-1554
- /110/ Steinert, J.; Cakiroglu, Y., Paulmann, K.; Weber, V.:
Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von
Stahlbetonplatten und Stahlbetonbalken bei Impuls-
und Kurzzeitbeanspruchung
Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig,
1978
- /111/ Svensvik, B.:
Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken
unter Einschluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in
Abhängigkeit von Last und Zeit
(Dissertation)
Heft 48 der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe,
Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität
Braunschweig, 1981
- /112/ Sygula, S.:
Vergleichende Untersuchungen über Biegerißformeln für
Stahlbeton
Beton- und Stahlbetonbau, Heft 5, 1981, Seite 114-117
- /113/ Tassios, T. P.; Yannopoulos, P. J.:
Analytical Studies on Reinforced Concrete Members under
Cyclic Loading based on Bond-Stress-Slip Relationships
ACI-Journal, May-June 1981, Seite 206-216

- /114/ Tennstedt, E.:
Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons
(Dissertation)
Heft 26 der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1974
- /115/ Tepfers, R.:
A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars
(Dissertation)
Publication 73/2, Division of concrete structures, Göteborg, 1973
- /116/ Thielen, G.:
Deterministische und stochastische Analyse des Tragverhaltens von Stahlbetonbauteilen unter Last- und Zwangbeanspruchungen
(Dissertation)
Heft 10 der Berichte zur Sicherheitstheorie der Bauwerke des Sonderforschungsbereiches 96 an der Technischen Universität München, 1975
- /117/ Thielen, G.:
Bemessung und Nachweis der Rissesicherheit bei stabförmigen biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen unter Last und Zwang
Beton- und Stahlbetonbau, Heft 10, 1976, Seite 238-244
- /118/ Thormählen, U.:
Zum Einfluß von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund auf Ribildung und Ribreitenbeschränkung bei teilweise vorgespannten Konstruktionen
(Dissertation)
RWTH Aachen, 1978
- /119/ Trost, H.; Cordes, H.; Thormählen, U.; Hagen, H.:
Teilweise Vorspannung - Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Ribildung und Ribreitenbeschränkung
Heft 310 der Schriftenreihe des DAFSt., 1980, Berlin
- /120/ Den Uijl, Ir. I. A.:
Verbundeigenschaften von Litzen unter einmaliger und wiederholter Beanspruchung
- Betonforschung unterwegs -
Heron, Vol. 21, No. 2, 1976

- /121/ Den Uijl, Ir. I. A.:
Bond properties of strands in dynamically loaded
pretensioned beams
Report 5-77-5, Delft University of Technology,
Department of Civil Engineering, 1977
- /122/ Untrauer, R. E.; Henry, R. L.:
Influence of Normal Pressure on Bond Strength
ACI-Journal, May 1965, Seite 577-586
- /123/ Wahla, M. I.:
Direct measurement of bond-slip in reinforced concrete
(Dissertation)
Cornell University, 1970, USA
- /124/ Weber, J. W.:
Empirische Formeln zur Beschreibung der Festigkeits-
entwicklung und der Entwicklung des Elastizitätsmoduls
von Beton
Betonwerk- und Fertigteiltechnik, Heft 12, 1979,
Seite 753-756
- /125/ Wegner, R.:
Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit nichtlinearen
Materialgesetzen im gerissenen Zustand
(Dissertation)
Institut für Statik der Technischen Universität
Braunschweig, 1974
- /126/ Wesche, K.; Krause, K.:
Der Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf Druckfestig-
keit und Elastizitätsmodul von Beton
Materialprüfung Nr. 7, 1972, Seite 212-218

