

Untersuchungen zur Längsrißbildung  
infolge Verbundbeanspruchung bei  
Biegeträgern mit Großspanngliedern.  
Abschlußbericht

**T 2051**

T 2051

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

Vervielfältigung, auch auszugsweise,  
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69  
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12  
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00  
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail [irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)

BERICHT NR. 27/88

**"UNTERSUCHUNGEN ZUR LÄNGSRISSBILDUNG INFOLGE VERBUNDBEANSPRUCHUNG  
BEI BIEGETRÄGERN MIT GROSSSPANGLIEDERN"**

- ABSCHLUSSBERICHT -

erstattet von: Prof. Dr.-Ing. Dr.h.c. Heinrich Trost

Dr.-Ing. Hans Hagen

Dipl.-Ing. Carola Reuter

Auftraggeber: Institut für Bautechnik, Berlin

Geschäftszeichen: IV 1 - 5 - 475/86

INHALTSVERZEICHNIS

Seite:

1.	Veranlassung und Zielsetzung .....	1
2.	Längsrißbildung bei teilweise vorgespannten Bauteilen mit Spanngliedern in Hüllrohren .....	2
2.1	Beanspruchungen der Betonschale infolge der Verbundkraftübertragung .....	3
2.1.1	Beanspruchungsgrößen bei Zugkörpern .....	3
2.1.2	Beanspruchungsgrößen bei Biegeträgern .....	8
2.2	Widerstandsfähigkeit der Betonschale gegenüber Verbundbeanspruchung .....	14
2.2.1	Widerstandsfähigkeit bei Zugkörpern .....	14
2.2.2	Widerstandsfähigkeit bei Biegeträgern .....	22
2.2.2.1	Einfluß der exzentrischen Hüllrohrlage .....	22
2.2.2.2	Einfluß der tangentialen Verbundspannungskomponente .....	24
2.2.2.3	Einfluß der Umlenkkraft .....	29
2.3	Beanspruchungen der Betonschale durch temperaturabhängiges Materialverhalten im Querschnitt .	35
2.3.1	Allgemeine Grundlagen .....	35
2.3.2	Eigenstressungen durch ein nichtlineares Temperaturfeld .....	37
2.3.3	Zwangsspannungen durch ein Temperaturgefälle zwischen Aussen- und Innenfläche eines geschlossenen Bauteilquerschnitts .....	50
2.3.4	Zwangsspannungen infolge Temperaturunterschied zwischen oberer und unterer Begrenzung des Querschnitts .....	50
2.3.5	Wertung des Temperatureinflusses .....	51
2.4	Beanspruchungen der Betonschale durch schwindabhängiges Materialverhalten im Querschnitt ....	54
2.4.1	Allgemeine Grundlagen .....	54
2.4.2	Eigenstressungen infolge Schwindbehinderung .....	55
2.4.3	Wertung des Schwindeinflusses .....	61

2.5	Vergleich der nicht verbundspannungsbedingten Längsrißursachen unter Berücksichtigung der Betondeckung .....	63
3.	Versuch .....	65
3.1	Versuchsprogramm .....	66
3.2	Generelle Vorgaben zur Konzeption der Versuchskörper .....	67
3.3	Auslegung der Prüfkörper .....	72
3.3.1	Bestimmung der Prüfkörperquerschnitte .....	72
3.3.2	Auswahl der Baustoffe .....	77
3.3.2.1	Betonstahl .....	77
3.3.2.2	Spannstahl und Hüllrohr .....	80
3.3.2.3	Beton .....	80
3.3.2.4	Einpreßmörtel .....	87
3.4	Konstruktion und Aufbau des Prüfstands .....	87
3.4.1	Konstruktion des Prüfrahmens .....	87
3.4.2	Konstruktion der Schalung und Betonieren der Prüfkörper .....	90
3.4.3	Transport und Einbau .....	93
3.4.4	Vorspannen und Verpressen .....	98
3.5	Versuchsdurchführung .....	103
3.5.1	Versuchseinrichtung .....	103
3.5.2	Meßeinrichtung und Meßwerterfassung .....	104
3.5.3	Belastungsgeschichte .....	109
4.	Versuchsergebnisse .....	111
4.1	Allgemeines .....	111
4.2	Querrissverhalten im Biegebereich .....	111
4.2.1	Durchbiegungen .....	111
4.2.2	Betonlängsdehnungen .....	113
4.2.3	Rißbild .....	125
4.2.4	Querrißverteilung und -geometrie .....	127
4.2.4.1	Querrißanzahl und Querrißbreite .....	128
4.2.4.2	Querrißabstand .....	142
4.2.4.3	Querrißhöhe .....	145
4.3	Längsrißverhalten im Biegebereich .....	146
4.3.1	Setzdehnungsmessungen .....	146
4.3.2	Längsrißverteilung und -geometrie .....	150

4.3.2.1	Rißbild .....	150
4.3.2.2	Längsrißanzahl und Längsrißbreite .....	151
4.4	Einfluß der Versuchsparameter auf die Längs- rißbildung .....	155
4.4.1	Betondeckung .....	155
4.4.2	Betonstahlbewehrung .....	158
4.4.2.1	Längsbewehrung .....	158
4.4.2.2	Querbewehrung .....	164
4.5	Rißverhalten im Schubbereich .....	164
4.5.1	Schubrisse .....	164
4.5.1.1	Schubrißbreiten .....	165
4.5.2	Längsrißverhalten .....	165
4.5.2.1	Einfluß der Betondeckung auf die Längsriß- bildung .....	168
4.5.2.2	Einfluß der Querbewehrung .....	168
4.6	Wertung der Versuchsergebnisse unter Berück- sichtigung des Längsrißverhaltens von Zug- körpern .....	169
4.7	Wertung der Bemessungsempfehlungen in Bezug auf Schwind- und Temperaturbeanspruchungen ..	172
5.	Zusammenfassung .....	175
6.	Literaturverzeichnis .....	179

## 1. VERANLASSUNG UND ZIEL

Bei verschiedenen in jüngster Zeit bekannt gewordenen Schadensfällen an voll- bzw. beschränkt vorgespannten Spannbe- tonbrücken wurden Längsrisse registriert und auf die Wir- kung von Temperatur- bzw. Schwindbeanspruchungen des Bau- teilquerschnitts zurückgeführt. Bei Anwendung der teilwei- sen Vorspannung muß bei Spannbetonbauteilen eine weitere mögliche Längsrißursache berücksichtigt werden. Dabei kön- nen insbesondere durch Verwendung von Großspanngliedern in Hüllrohren Längsrisse auch aus der Verbundbeanspruchung in- folge planmäßiger Querrißbildung resultieren. /1 - 5/

Verbundbeanspruchungen, die eine solche Längsrißbildung auslösen können, wurden für Zugkörper durch theoretische und experimentelle Untersuchungen erforscht und sind heute zuverlässig angebar. Dazu wurden in den vergangenen Jah- ren am Institut für Massivbau der RWTH Aachen Parameterstu- dien an zentrisch belasteten Dehnkörpern mit gerader Spann- gliedführung durchgeführt. Basierend auf den dabei gewonne- nen Erkenntnissen konnten Konstruktionsempfehlungen zur Festlegung von Querbewehrung und Betondeckung veröffent- licht werden /2/.

Die in der Praxis verwendeten Spannbetonbauteile unter- scheiden sich jedoch in der Regel maßgeblich von den unter- suchten Zugkörpern. Anstatt der zentrisch bewehrten und be- lasteten Dehnkörper sind vor allem Biegeträger mit einer gekrümmten Spanngliedführung anzutreffen. Solche Biegeträ- ger unterscheiden sich von den untersuchten Zugkörpern neben ihrer Tragwirkung vor allem durch Anordnung der Um- lenkkräfte infolge Spanngliedkrümmung und die in der Regel deutlich stärker dimensionierten Längs- und Querbeweh- rungen aus Betonstahl.

Bedingt durch diese Unterschiede zwischen Biegeträgern und Zugkörpern, bedürfen die durch Versuche an Dehnkörpern ab- geleiteten Bemessungsempfehlungen noch einer weiteren Über-

prüfung im Hinblick auf die Frage, welchen Einfluß die Umlenkkräfte und die unterschiedlichen Bewehrungsmengen auf die Längsrißbildung infolge Verbundbeanspruchung haben.

Im Rahmen dieser Arbeit soll dies durch theoretische und experimentelle Untersuchungen geklärt werden. An zwei teilweise vorgespannten Biegeträgern mit Großspanngliedern soll geprüft werden, ob die bei Dehnkörpern abgeleiteten Konstruktionsempfehlungen hinsichtlich Betondeckung und Querbewehrung ohne weiteres auf Biegeträger übertragbar sind und ausreichen, um eine Längsrißbildung infolge Verbundbeanspruchung zu verhindern.

Darüberhinaus soll der Einfluß von Temperatur- und Schwindbeanspruchungen als weitere mögliche Längsrißursachen untersucht und unter dem Gesichtspunkt diskutiert werden, ob die für die Verbundbeanspruchung abgeleiteten Bemessungsempfehlungen bei diesen Beanspruchungsarten ebenfalls einer Längsrißbildung entgegenwirken.

## 2. LÄNGSRISSBILDUNG BEI TEILWEISE VORGESPANNTEN BAUTEILEN MIT SPANNGLIEDERN IN HÜLLROHREN

Bei teilweise vorgespannten Bauteilen mit Großspanngliedern sind Längsrisse parallel zum Spannglied sowohl auf zeit- und temperaturabhängige Beanspruchungen als auch auf Verbundbeanspruchungen infolge planmäßiger Querrißbildung zurückzuführen. Dort werden schon im Gebrauchszustand Querdrukkräfte durch einen speziellen Verbundkraftübertragungsmechanismus aktiviert, die eine Längsrißbildung hervorrufen können.

In den letzten Jahren wurden umfangreiche Grundlagenuntersuchungen zum Verbundkraftübertragungsmechanismus bei Spanngliedern in Hüllrohren angestellt. Dabei konnten auf Grundlage von analytischen Modellen und experimentellen Versuchen, die sich vorwiegend an den Kraft- und Spannungs-



verhältnissen von Zugkörpern orientierten, Erkenntnisse zum Verbundverhalten der Spannglieder abgeleitet werden /2, 5/.

Im vorliegenden Abschnitt der Arbeit werden zunächst die an Zugkörpern, wie z. B. an Pull-Out-Prüfkörpern und zentrischen Dehnkörpern mit gerader Spanngliedführung, abgeleiteten Erkenntnisse zur Längsrißbildung infolge der Verbundkraftübertragung zusammengestellt. Dabei wird zurückgegriffen auf die in /2/ verwendete Aufteilung in die beiden Problemkreise:

- Beanspruchungen der Betonschale und
- Widerstandsfähigkeit der Betonschale.

Anschließend sollen durch eigene Untersuchungen weitere Erkenntnisse über die Ursachen einer möglichen Längsrißbildung sowohl hinsichtlich Beanspruchungs- als auch hinsichtlich Widerstandsseite gewonnen werden. Besonders zu berücksichtigen sind dabei die Einflußfaktoren, die sich aus den unterschiedlichen Querschnittsverhältnissen zwischen einem Zugkörper und einem praxisnahen Biegeträger ergeben.

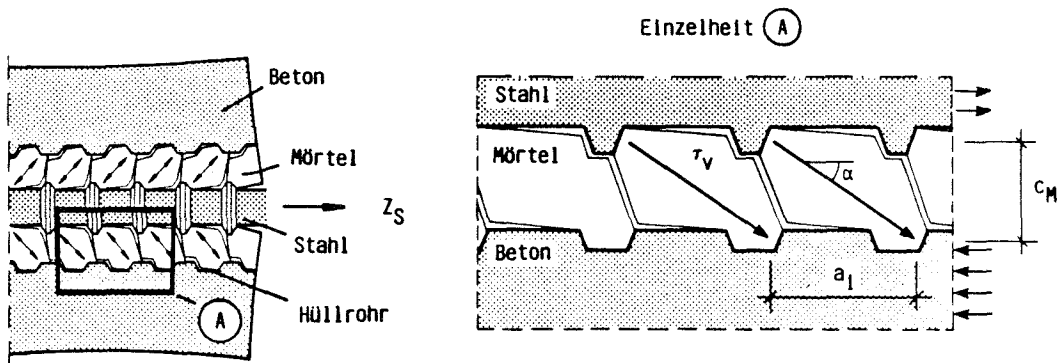
Desweiteren wird untersucht, welchen Einfluß zeit- und temperaturabhängige Bauteilbeanspruchungsarten, wie Schwind- und Temperaturdifferenzen im Betonquerschnitt, auf die Längsrißbildung besitzen.

## 2.1 BEANSPRUCHUNGEN DER BETONSCHALE INFOLGE DER VERBUNDKRAFTÜBERTRAGUNG

### 2.1.1 BEANSPRUCHUNGSGRÖSSEN BEI ZUGKÖRPERN

Die Kraft- bzw. Spannungsverhältnisse in der Verbundfuge bei Spanngliedern in Hüllrohren wurden vorwiegend durch die Publikationen von /2/ und /5/ bekannt. Allgemein wird dort vorausgesetzt, daß der Haft- und Reibungsverbund hin-

sichtlich der Verbundkraftübertragung von untergeordneter Bedeutung ist. Das heißt, das Verbundverhalten wird überwiegend durch den Scherverbund bestimmt. Hierbei erfolgt die Übertragung der Verbundspannungen zwischen Spannglied und Beton, wie in BILD 2.1 dargestellt, im wesentlichen mit Hilfe eines Systems von Druckstreben, die sich durch innere Risse im Einpreßmörtel bilden.



- $\tau_v$  : schräg gerichtete Druckstrebenkraft
- $\tau_r$  : radiale Verbundspannungskomponente
- $\tau_t$  : tangentielle Verbundspannungskomponente
- $\alpha$  : Abstrahlwinkel der Druckstrebenkraft
- $a_i$  : Abstand der inneren Risse
- $c_M$  : Einpreßmörteldicke

Kraftzerlegung :

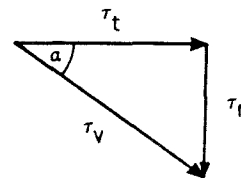


Bild 2.1: Verbundmechanismus bei Spanngliedern in Hüllrohren (nach Hagen)

Diese Druckstreben  $\tau_v$  übertragen die Kräfte vom Spannglied auf die Betonkonsolen, die durch die Hüllrohrprofilierung vorgegeben sind. Anschaulich läßt sich der Kraftverlauf, der durch die rotationssymmetrische Anordnung der Druckstreben hervorgerufen wird, durch das von /6/ entwickelte Zylindermodell darstellen, BILD 2.2.

Durch die Abstützung der schräg gerichteten Druckstreben auf einem Betonzugring werden in der umhüllenden Schicht Ringzugspannungen aktiviert, die, falls sie die aufnehmbaren Betonzugspannungen des umhüllenden Materials über-

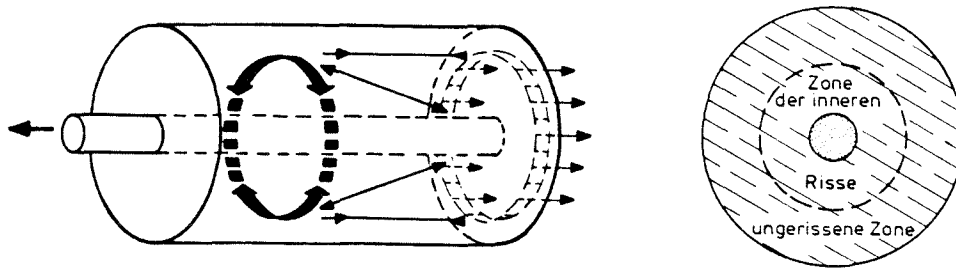


Bild 2.2: Räumliches Modell der Verbundkraftübertragung  
(nach Tepfers)

schreiten, eine Längsrißbildung hervorrufen können. Eine Aufteilung der Druckstrebenkraft in eine radiale und eine tangential Komponente ( $\tau_r$ ,  $\tau_t$ ) ermöglicht es, die Beanspruchung jeder einzelnen Kraftkomponente durch ein idealisiertes Modell zu simulieren.

So wurde u. a. von /5, 7/ die Wirkung der radialsymmetrischen Verbundspannungskomponente mit der Belastung eines auf einen Hohlzylinder aufgebrauchten hydrostatischen Innendrucks verglichen. Ein für die radiale und tangential Komponente entwickelter Kraftansatz wurde von /2/ aufgestellt. Da mit diesen Modellen die in der Spannstahlumhüllung entstehenden Spannungsverhältnisse abzuschätzen sind, wird bei der Darstellung der Widerstandseite näher auf sie eingegangen.

Die Größe der radialen bzw. tangentialen Verbundspannungskomponente  $\tau_r$ ,  $\tau_t$  wird durch den Abstrahlwinkel  $\alpha$  der Druckstrebenkraft  $\tau_v$  bestimmt. Dieser wiederum hängt ab von dem Abstand  $a_i$  der inneren Risse im Einpreßmörtel und von der Dicke  $c_M$  der Einpreßmörtelschicht. Beide Parameter ( $a_i$ ,  $c_M$ ) können, insbesondere bei Großspanngliedern, in weiten Grenzen schwanken, wie Zugkörperversuche zur Unter-

suchung der inneren Rißbildung bei verschiedenen Spann-  
gliedarten ergeben haben /5/. Wie stark beide Faktoren die  
Größe der jeweils vorhandenen Verbundspannungskomponenten  
beeinflussen, zeigt BILD 2.3.

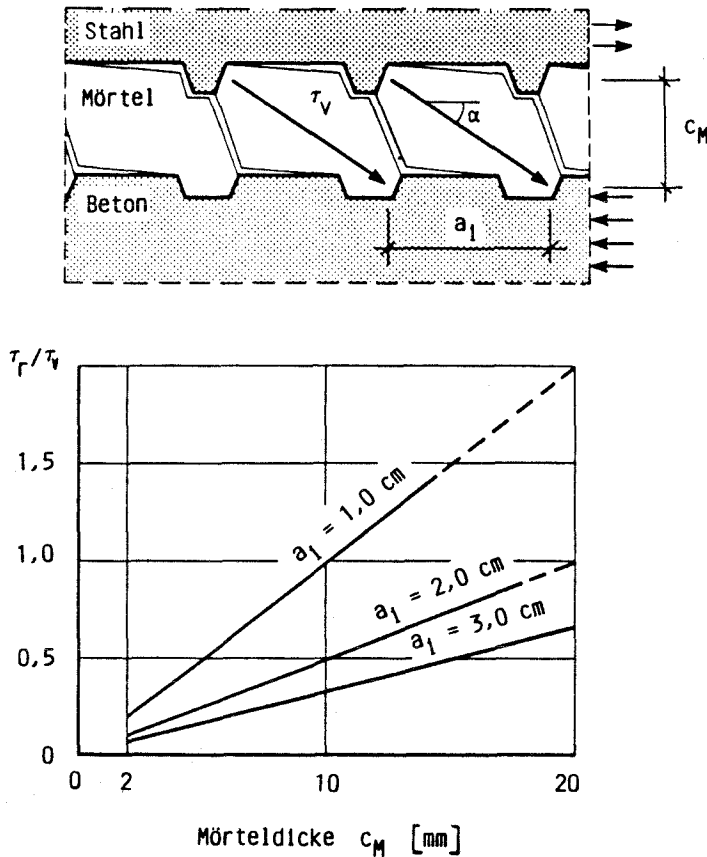


Bild 2.3: Einfluß von innerer Rißbildung und Einpreß-  
mörteldicke auf die Verbundspannungskompo-  
nenten (nach Hagen)

Dem Bild ist zu entnehmen, das die Größe des radialen und  
tangentialen Kraftanteils bekannt sein muß, um zu beurtei-  
len, ob eine bestimmte Verbundspannungskomponente bzw. das  
ihr zugeschriebene Beanspruchungsmodell für eine Längsriß-  
bildung ausschlaggebend ist. Eine völlig rotationssymmetri-  
sche Verbundbeanspruchung ist bei Zugkörpern nur dann vor-  
handen, wenn das verwendete Spannglied dem in Bild 2.1  
skizzierten "Einrippenspannstahl-Modell" entspricht. Da  
aber in der Praxis sowohl ungleichmäßig geformte Stähle

wie auch Bündelspannglieder Verwendung finden, wird selbst bei Zugkörpern eine mehr oder weniger ungleichmäßige Verbundspannungsverteilung über dem Umfang des Spanngliedes vorhanden sein.\*

Dabei wird die Verteilung vorwiegend durch die Größe der im Verbund liegenden wirksamen Stahloberfläche bestimmt, die ihrerseits zufallsbedingt auftritt und daher rechnerisch nicht eindeutig erfaßt werden kann. In BILD 2.4 ist schematisch eine mögliche Verbundspannungsverteilung am Beispiel eines Spanngliedbündels dargestellt.

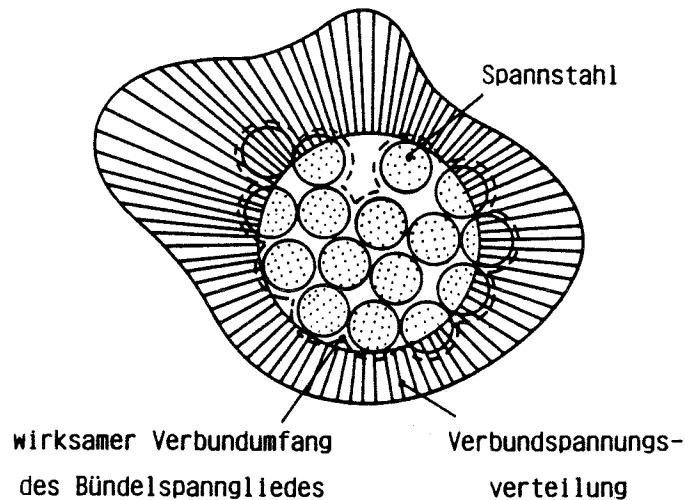


Bild 2.4: Qualitative Verteilung der Verbundspannungen über dem Umfang von Bündelspanngliedern

Einen Sonderfall hinsichtlich Größe der Verbund- bzw. Sprengkräfte stellen Spannstahllitzen dar. Durch die Untersuchungen an Pull-Out-Zugkörpern ergab sich, daß bei großen Litzenspanngliedern die Neigung zu einer Längrißbildung sehr ausgeprägt ist /1, 5/. Wie BILD 2.5 zeigt, trat das Versuchsende bei dem untersuchten Litzengroßspannglied durch Sprengrißbildung bei einem Verschiebungsweg von  $\Delta l = 0,2$  mm ein. Der Grund hierfür liegt in der Verdrillung der Spannstähle. Durch die dadurch bedingte Keilwirkung werden schon bei sehr geringen Verschiebungen hohe Querdruckbeanspruchungen hervorgerufen.

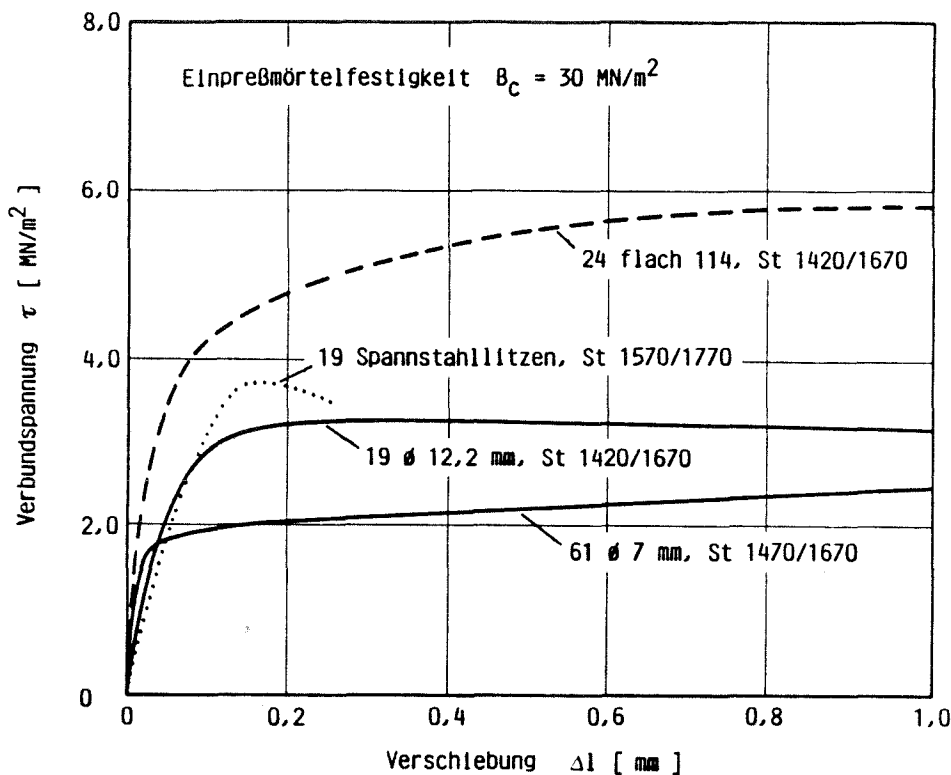


Bild 2.5: Verbund-Verschiebungsbeziehungen aus Pull-Out-Versuchen für Großspannglieder (nach Trost)

### 2.1.2 BEANSPRUCHUNGSGRÖSSEN BEI BIEGETRÄGERN

Unter Berücksichtigung der in Bild 2.1 dargestellten Bedingungen, kann bei einer mittigen Spanngliedlage, d. h. einer um das Spannglied konstanten Einpreßmörteldicke  $c_M$ , von einer rotationssymmetrischen Verbundspannungsverteilung ausgegangen werden. Dagegen treten bei praxisnahen Biegeträgern durch die Anpassung der Hüllrohrlage an den Momentenverlauf, exzentrische Spanngliedlagen auf. Neben der Wirkung einer ungleichmäßigen Einpreßmörtelschicht auf die Verbundspannungsverteilung muß hier zusätzlich die Beanspruchung infolge der Umlenkraft erfaßt werden.

Aufgrund einer Gleichgewichtsbetrachtung im Hüllrohr kommt /2/ zu dem Schluß, daß sich trotz der ungleichmäßigen Einpreßmörtelschicht neben einer unterschiedlichen tangentialen Verbundspannungskomponente  $\tau_t$  immer eine radialsymmetrische Verbundspannungsverteilung  $\tau_r$  einstellen muß. In

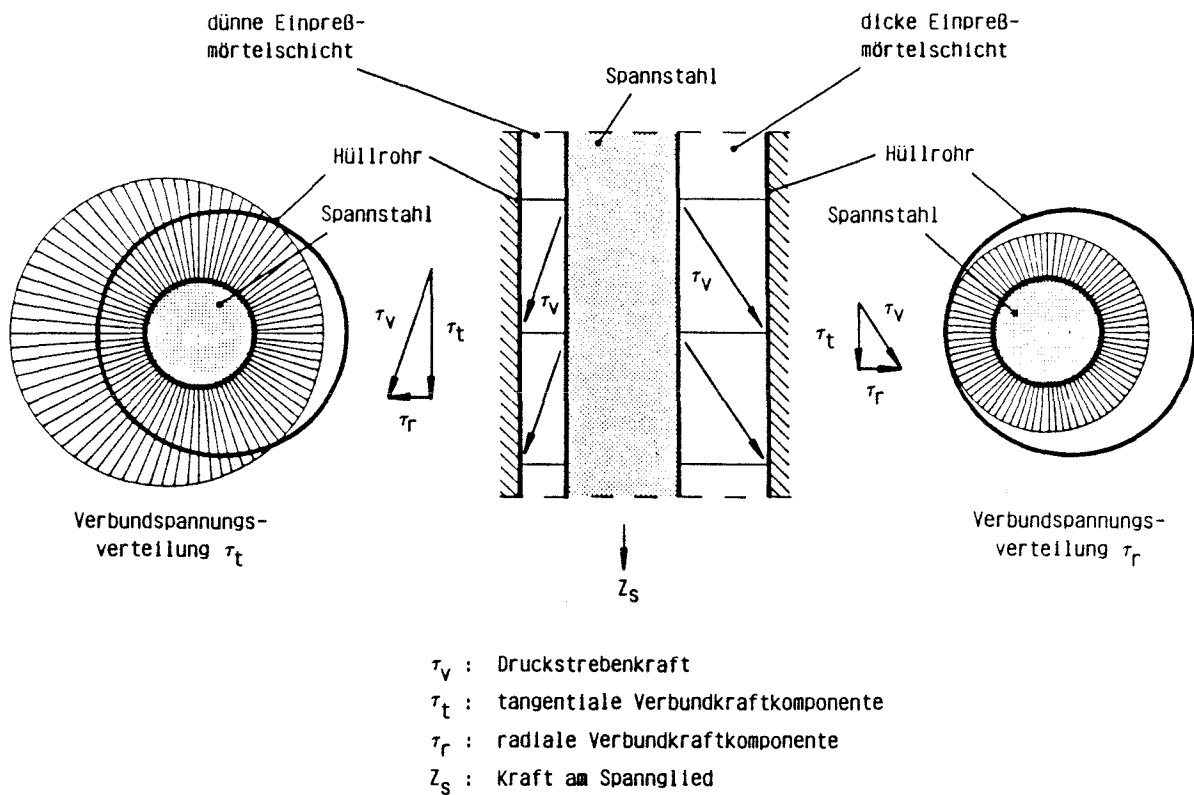


Bild 2.6: Einfluß der Einpreßmörteldicke auf die Verbundspannungskomponenten (nach Hagen)

BILD 2.6 ist dieses charakteristische Verhalten gezeigt; es gilt allerdings nur unter der Voraussetzung eines beidseitig gleichen Abstands der inneren Risse untereinander.

Gleichzeitig kommt mit der durch die Krümmung des Spannglieds hervorgerufenen Umlenkraft  $U$  eine weitere Beanspruchungskomponente hinzu, die sich in ihrer Wirkungsweise auf die Spannstahlumhüllung wesentlich von der Verbundbeanspruchung unterscheidet und mit einer Reaktionskraft im Beton im Gleichgewicht steht. Die Umlenkraft  $U$  berechnet sich mit der Vorspannkraft  $V_0$  und dem Krümmungsradius  $R$  zu:

$$U = V_0 / R \quad (2.1)$$

Nach /8/ kann die Verteilung der Umlenkraft über dem Querschnitt als cosinusförmig angenommen werden, BILD 2.7. Die horizontalen und vertikalen Komponenten dieser Streckenlast verteilen sich längs des Lochrandes nach folgender Gesetzmäßigkeit:

$$H(\varphi) = \frac{4}{\pi \cdot D} \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi \cdot U \quad (2.2)$$

$$V(\varphi) = \frac{4}{\pi \cdot D} \cdot \sin \varphi \cdot \cos^2 \varphi \cdot U \quad (2.3)$$

Damit setzt sich bei Biegeträgern die Beanspruchung der Betonschale aus den beiden Lastfällen Verbundbelastung und Spanngliedumlenkung zusammen, deren charakteristische Verteilung jeweils in Bild 2.7 dargestellt ist.

Abweichend von bisheriger Betrachtungsweise als unabhängige Beanspruchungskomponenten (Umlenkraft und Verbundkraft) ist zu vermuten, daß die Umlenkraft in bestimmten Fällen auch das Verbundverhalten unmittelbar beeinflusst.

	Entstehung	Verteilung
Verbundspannungen		
Umlenkkräfte	<p> <math>V_0</math> : Vorspannkraft  <math>U</math> : Umlenkkraft         </p>	<p> <math>D</math> : Spannglieddurchmesser         </p>

Bild 2.7: Beanspruchungen in der Verbundfuge bei Biegeträgern durch Verbundspannungen und Umlenkkräfte



Im folgenden soll daher auf die Frage eingegangen werden, ob und wie sich die Umlenkkraft auf die Verbundkraftübertragung auswirkt. Dabei interessiert vor allem, ob die bisher erläuterten verbundspezifischen Beanspruchungsverhältnisse im Einpreßmörtel unverändert gültig sind.

Zunächst ist zu unterscheiden zwischen der angepreßten und der nicht angepreßten Einpreßmörtelschicht. In der nicht angepreßten Einpreßmörtelschicht, die im Gegensatz zur angepreßten Seite durch die nicht vorhandene Umlenkkraft und durch eine wesentlich größere Einpreßmörteldicke  $c_M$  gekennzeichnet ist, werden sich die bisher bekannten Verbundspannungsverhältnisse unverändert einstellen. Die Verbundkraftübertragung erfolgt über die schräggerichtete Druckstrebenkraft  $\tau_v$ , die infolge einer inneren Rißbildung im Einpreßmörtel entsteht, vgl. Abschnitt 2.1.1.

In der angepreßten Einpreßmörtelschicht können sich dagegen durch die zusätzlich vorhandene Umlenkkraft durchaus geänderte Verbundspannungsverhältnisse einstellen. Der mögliche Einfluß der Umlenkkraft soll daher an zwei geometrischen Grenzfällen verdeutlicht werden, BILD 2.8.

Im Falle einer relativ dünnen Einpreßmörteldicke bewirken die in Bild 2.8, Fall a, eingezeichneten Verhältnisse eine allseitige Dehnungsbehinderung des Einpreßmörtels. Diese Behinderung entsteht durch die Hüllrohr-Spannglied-Rippen-Konfiguration, die Wirkung der Umlenkkraft und durch das umschließende Hüllrohr. Diese dreiaxiale Druckbeanspruchung bzw. Dehnungsbehinderung führt zu einer Festigkeitserhöhung des Einpreßmörtels. Anschaulich läßt sich diese Erhöhung der Festigkeit durch eine Übertragung der im Einpreßmörtel vorhandenen Verhältnisse (Kraft- und Geometrie-verhältnisse) auf die in BILD 2.9 dargestellten Spannungsbeziehungen zeigen.

Der Spannung  $\sigma_1$  entspricht die Einpreßmörtelfestigkeit in Richtung der Spanngliedachse, der Spannung  $\sigma_2$  entspricht die Umlenkkraft  $U$  und die Spannung  $\sigma_3$  symbolisiert die deh-

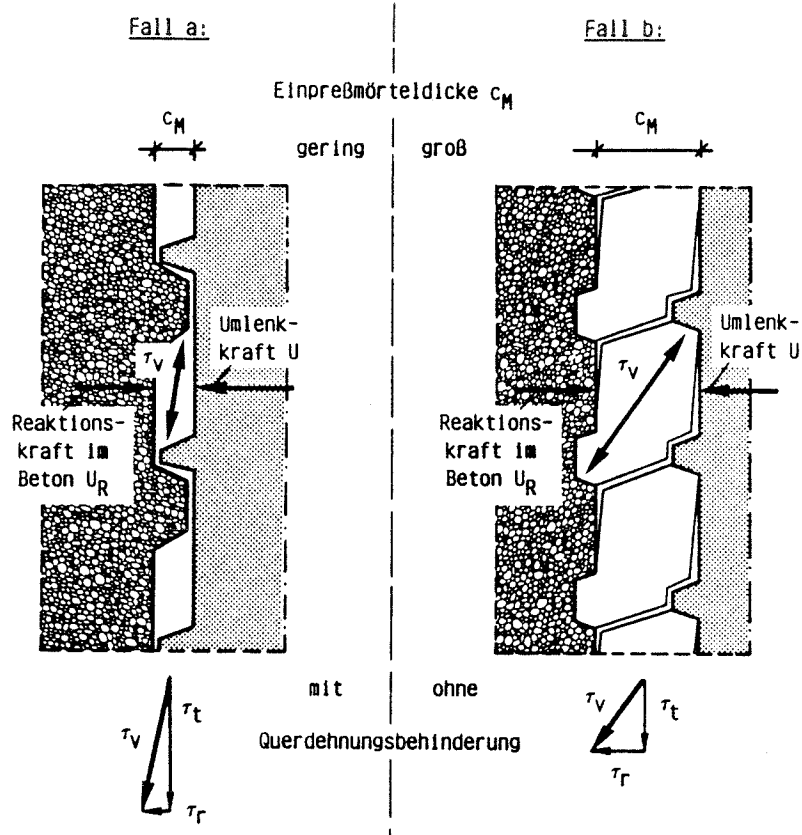


Bild 2.8: Mögliche Beanspruchungsverhältnisse der angepreßten Einpreßmörtelschicht

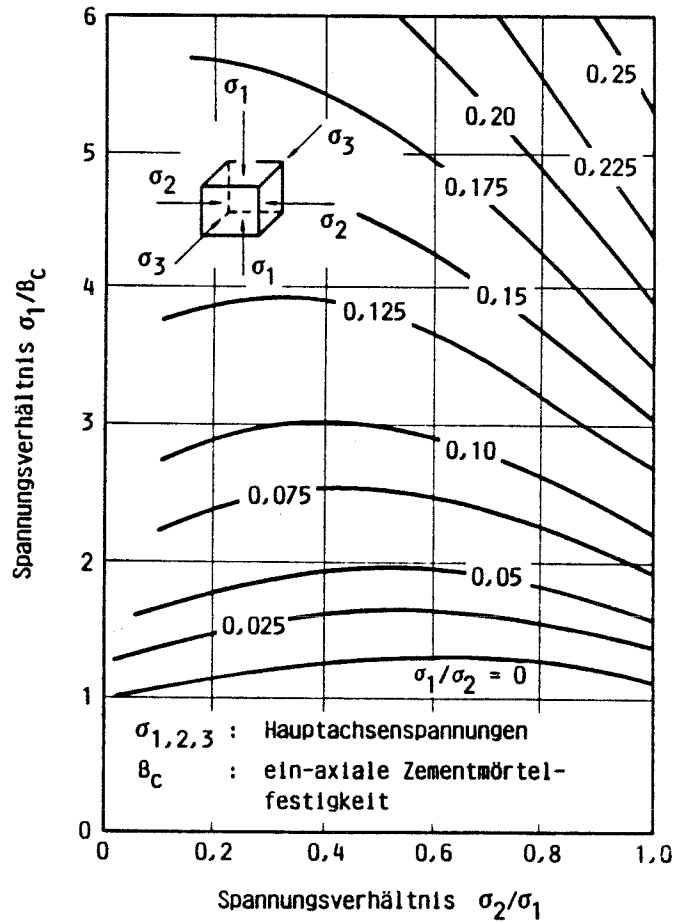


Bild 2.9: Druckfestigkeit des Einpreßmörtels bei dreiaxialer Druckbeanspruchung (nach Franz)

nungsbehindernde Wirkung des umschließenden Hüllrohres. Die Festigkeit  $\sigma_1$  kann sich je nach Größe von  $\sigma_2$  und  $\sigma_3$ , auf das Mehrfache der einachsialen Festigkeit steigern ( $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ ), vgl. Bild 2.9.

Treten infolge Querrißbildung Verbundbeanspruchungen auf, so werden sich durch die allseitige Dehnungsbehinderung keine inneren Risse im Einpreßmörtel ausbilden können. Die Verbundspannungen werden bei dem sizzierten Extremfall durch die parallel zum Spannglied verlaufende Druckstrebenkraft  $\tau_v$  übertragen, die der vom Einpreßmörtel aufnehmbaren Spannung  $\sigma_1$  entspricht. Aufgrund der Festigkeitserhöhung von  $\sigma_1$  kann daher eine entsprechend größere Druckstrebenkraft  $\tau_v$  übertragen werden. In diesem Fall entspricht die parallel zum Spannglied verlaufende Druckstrebenkraft der tangentialen Verbundspannungskomponente  $\tau_t$ . Dieses Beispiel zeigt damit, daß die Umlenkraft die Verbundspannungen beeinflusst, indem sie als querdruckbehindernde Komponente zu einer Festigkeitserhöhung im Einpreßmörtel beiträgt und dadurch eine Vergrößerung der übertragbaren tangentialen Verbundspannungskomponente  $\tau_t$  ermöglicht.

Anders stellen sich die Verhältnisse bei einer dickeren Einpreßmörtelschicht dar, Bild 2.8, Fall b. Durch den größeren Abstand zwischen Hüllrohr- und Spanngliedrippung entfällt die entsprechende Dehnungsbehinderung. Daher kann hier eine innere Rißbildung im Einpreßmörtel stattfinden. Die Verbundkraftübertragung erfolgt demnach über die schräg gerichtete Druckstrebenkraft  $\tau_v$ .

Durch die innere Rißbildung wird jede weitere Querdehnungsbehinderung ausgeschlossen. Der Einpreßmörtel kann sich somit ungehindert verformen und entzieht sich damit der Wirkung der Umlenkraft. In diesem Fall wird durch die Umlenkraft keine wirksame Querdruckbelastung aktiviert ( $\sigma_2 = 0$ ). Für den Fall einer dickeren Einpreßmörtelschicht ist daher eine Festigkeitserhöhung im Einpreßmörtel und damit die Möglichkeit einer vergrößerten Verbundkraftübertragung nahezu auszuschließen.

In Bild 2.8 sind zum Vergleich die Größen der Verbundspannungskomponenten dargestellt, die sich für den Fall der größeren bzw. kleineren angepreßten Einpreßmörtelschichtdicke  $c_M$  ergeben. In der Praxis werden sich Verhältnisse einstellen, die zwischen diesen beiden Extremfällen liegen. Je nach Anordnung der Rippen von Spannglied und Hüllrohr zueinander, wird sich auch im Fall der geringeren Einpreßmörtelschicht eine geneigte Druckstrebenkraft ausbilden, die im Vergleich zur nicht angepreßten Seite größere tangentielle Verbundspannungen übertragen kann. Eine Vergrößerung der radialen Komponente kommt dagegen nicht in Betracht. Aus Gleichgewichtsgründen muß die radiale Verbundspannungskomponente der angepreßten Seite immer gleich der radialen Komponente der nicht angepreßten Seite sein.

Diese Betrachtungen zeigen, daß unter bestimmten geometrischen Verhältnissen, bei denen zugleich die Querdruckbeanspruchung der Umlenkraft ausgenutzt werden kann, auf der angepreßten Stahlseite eine erhöhte tangentielle Verbundspannungsübertragung möglich ist. Demnach könnte eine Vergrößerung der tangentialen Verbundspannungsübertragung bei einer gleichbleibenden Gesamtverbundbeanspruchung eine Reduzierung der radialen Verbundspannungskomponente bewirken und damit zu einer Verringerung der Sprengkraft beitragen. In diesem Zusammenhang sei auf die Pull-Out-Versuche von /5/ verwiesen, bei denen durch eine zusätzliche äußere Querdruckbeanspruchung, ebenfalls eine deutliche Erhöhung der tangentialen Verbundspannungskomponente beobachtet werden konnte.

## 2.2 WIDERSTANDSFÄHIGKEIT DER BETONSCHALE GEGEN- ÜBER VERBUNDBEANSPRUCHUNG

### 2.2.1 WIDERSTANDSFÄHIGKEIT BEI ZUGKÖRPERN

Bei der Erfassung der Widerstandsfähigkeit der Spannstahlumhüllung gegenüber Verbundbeanspruchung sollen zunächst die Erkenntnisse aufgezeigt werden, die mit Hilfe ideali-

sierter Belastungsmodelle für radiale und tangentialer Verbundspannungskomponenten gewonnen wurden.

Die radiale Verbundspannungskomponente  $\tau_r$  verursacht Spannungszustände in den den Spannstahl umgebenden Schichten:

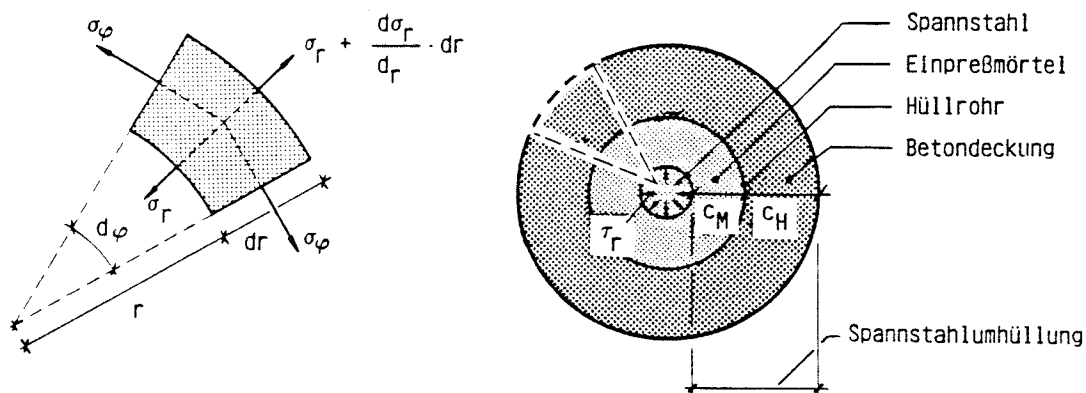
- Einpreßmörtel,
- Hüllrohr und
- Beton.

Dabei werden in den o. g. Schichten Ringzugspannungen durch die in der Verbundfuge radial wirkende Komponente  $\tau_r$  hervorgerufen. Überschreiten diese Spannungen die Zugfestigkeit des umhüllenden Materials, so entstehen Längsrisse, die eine weitere Verbundkraftübertragung beeinträchtigen oder verhindern.

Die Wirkung der radialen Verbundspannungskomponente  $\tau_r$  kann näherungsweise durch das in der Literatur weit verbreitete Modell eines dickwandigen, durch einen hydrostatischen Innendruck belasteten Zylinders erfaßt werden, vgl. Abschnitt 2.1.1. Nach /2/ wurde das Modell auf die speziellen Verhältnisse von Spanngliedern in Hüllrohren erweitert. In BILD 2.10 ist ein entsprechendes Modell eines mehrschaligen Zylinders dargestellt. Für die einzelnen Schalen -Betonschale, Einpreßmörtelschicht und Hüllrohr dieses Zylinders können damit folgende Aussagen gewonnen werden:

Baupraxisrelevante Einpreßmörtelschichten ( $c_M \leq 25$  % der gesamten Spannstahlumhüllung) beteiligen sich nicht an der Aufnahme der Ringzugspannungen, da diese Schichten nur auf Druck beansprucht werden. Demnach leitet der Einpreßmörtel die Belastung lediglich wie ein druckverteilendes Polster weiter.

Ähnliches gilt auch für das Hüllrohr. Vom Material und von der Geometrie her ist es zwar geeignet, Ringzugspannungen aufzunehmen, jedoch zeigen Berechnungen mit dem mehrscha-



$\sigma_r$  : Radialspannung  
 $\sigma_\varphi$  : Tangentialspannung

$\tau_r$  : radiale Verbundspannungskomponente  
 $c_M$  : Einpreßmörteldicke  
 $c_H$  : Betondeckung

Bild 2.10: Modell des mehrschaligen, dickwandigen Zylinders unter Innendruckbelastung

ligen Zylindermodell, daß vom Hüllrohr lediglich max. 4 - 7 % der Ringzugspannungen übernommen werden. Dieser Anteil sinkt zudem noch mit wachsendem Hüllrohrdurchmesser und steigender Betongüte. Die o. g. Werte wurden für Hüllrohre von Großspanngliedern mit einem Hüllrohrdurchmesser von  $d_s = 10$  cm und einer Hüllrohrwandstärke von  $a = 0,2$  mm berechnet.

Da weder der Einpreßmörtel noch das Hüllrohr einen nennenswerten Beitrag zur Widerstandsfähigkeit liefern, muß die Aufnahme der Ringzugspannungen in erster Linie von der bewehrten oder unbewehrten Betonschale (Querbewehrung) übernommen werden. Das Hüllrohr und die Einpreßmörtelschicht sind demnach in ihrer Gesamtwirkung mit einem selbständigen bzw. unmittelbar eingebetteten Bewehrungsstahl zu vergleichen. Daher kann bei einer ersten Abschätzung der Widerstandsfähigkeit der Betonschale gegenüber der radial wirkenden Verbundspannungskomponente  $\tau_r$  auf Versuchsergebnisse und theoretisch abgeleitete Bruchkriterien bei unmittelbar eingebetteten Betonstählen zurückgegriffen werden.

In BILD 2.11 sind u. a. die Erkenntnisse von /6, 7/ über die Größe der aufnehmbaren Ringzugspannung  $\sigma_{\varphi}$  des Betons in Abhängigkeit von der Betondeckung  $c$  zusammengestellt. Sowohl die Versuchsergebnisse als auch die theoretischen Ansätze der genannten Veröffentlichungen bestätigen den dominierenden Einfluß der Betondeckung. Demnach beeinflusst die Betondeckung unmittelbar die Widerstandsfähigkeit der Betonschale gegenüber der Verbundbeanspruchung. Zu erwähnen ist, daß nicht nur die Größe der Betondeckung sondern auch der vorhandene Spannungsgradient das Bruchverhalten der Betonschale bestimmt. Versuche bestätigen die Vermutung, daß bei starken Gradienten erst dann der Bruch eintritt, wenn über einen größeren Betonbereich die Zugfestigkeit erreicht bzw. überschritten wird. Durch Bildung von Mikrorissen entsteht in diesem Fall um den Bewehrungsstab eine quasiplastische Betonzone. Dieses Materialverhalten wird u. a. in dem von /6/ aufgestellten Bruchkriterium erfaßt, Bild 2.11.

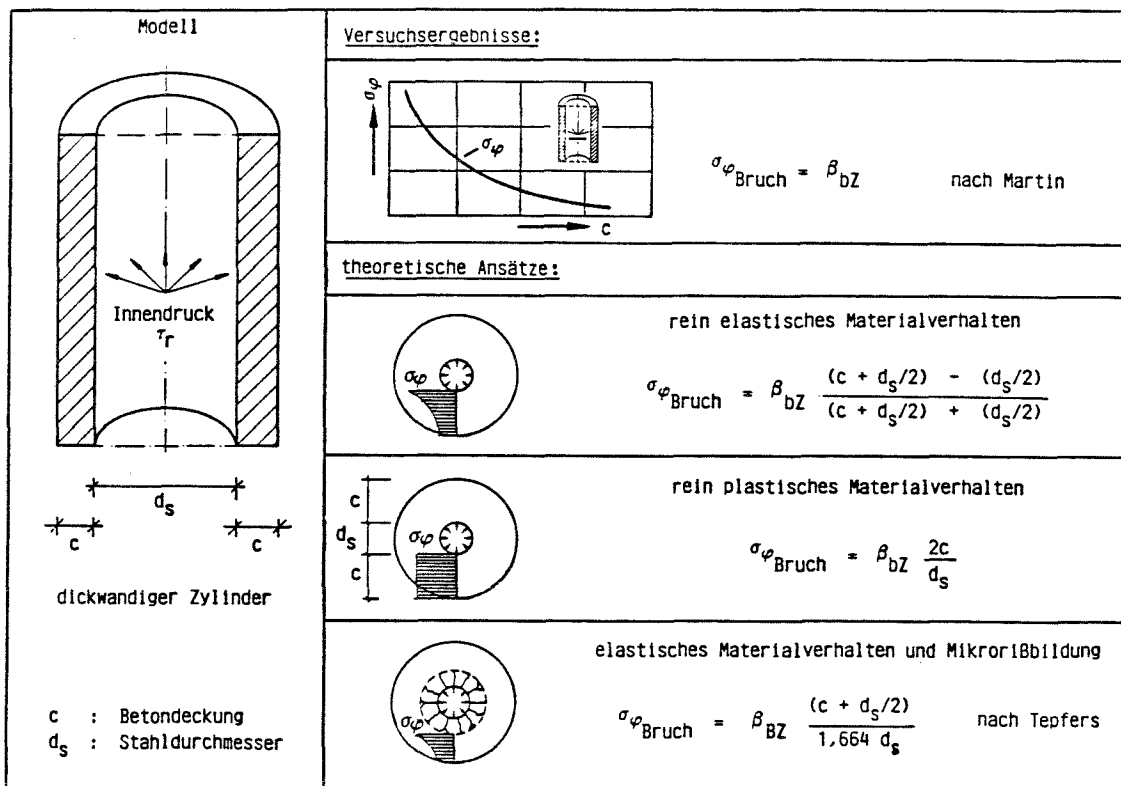
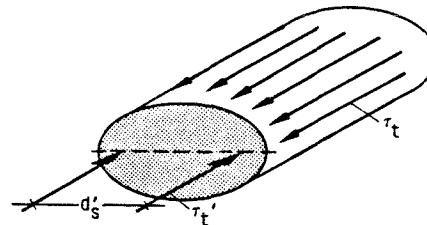
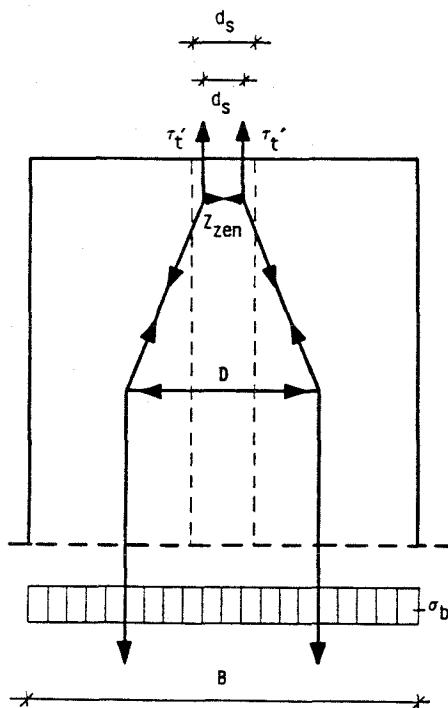


Bild 2.11: Zusammenstellung der Ergebnisse aus Versuch und Berechnung zur Abschätzung des Bruchzustandes der Betonschale

Mit Hilfe des erwähnten Zylindermodells können die wirklichen Verhältnisse der Verbundbeanspruchung nur unvollkommen nachvollzogen werden, da bei diesem Modell durch den Ansatz einer konstanten Innendruckbelastung die räumlich wirkende Verbundbeanspruchung auf ein ebenes Problem reduziert wird. Eine in Längsrichtung der Stäbe veränderliche Verbundbelastung kann daher nicht berücksichtigt werden. Ebenso muß die Wirkung der tangentialen Verbundspannungskomponente  $\tau_t$  vernachlässigt werden, die nach /2/ von gleichgroßer Bedeutung sein kann, wie die radiale Komponente  $\tau_r$ .

Die Wirkung der tangentialen Verbundspannungskomponente  $\tau_t$  läßt sich anschaulich durch den in BILD 2.12 dargestellten Kraftverlauf an einem zentrisch belasteten Zugkörper demonstrieren. Die konzentrierte Einleitung dieser Komponente ruft Spaltzugkräfte hervor, die ebenfalls eine Längsrißbildung bewirken können. Die Wahrscheinlichkeit einer Rißbil-



- B : Bauteilquerschnittsbreite
- $d_s$  : Spannglieddurchmesser
- $d'_s$  : Abstand der Teilresultierenden :  $d'_s = 0,8 \cdot d_s$
- $\tau_t$  : tangentiale Verbundspannungskomponente
- $\tau'_t$  : Teilresultierende von  $\tau_t$
- $Z_{zen}$  : Spaltzugkraft bei zentrischer Hüllrohrlage
- D : Druckkraft
- $\sigma_b$  : Betonspannung

Bild 2.12: Spaltzugkräfte bei Zugkörpern infolge Krafteinleitung durch die tangentiale Verbundspannungskomponente  $\tau_t$



dung hängt von der Größe dieser im wesentlichen von der Prüfkörpergeometrie bestimmten Spaltzugkraft ab. Dementsprechend wirken sich besonders große Querschnittsabmessungen ungünstig auf die auftretenden Beanspruchungen aus.

Eine Möglichkeit, neben der radialen auch die tangentiale Verbundspannungskomponente zu berücksichtigen, ergibt sich durch die Verwendung der Methode der finiten Elemente /9/. Diese erfordert jedoch neben der Entwicklung von komplexen Geometriestrukturen die Definition von wirklichkeitsnahen Lastverteilungsfunktionen. Bei den meisten Anwendungsfällen läßt sich diese Methode jedoch rechentechnisch nur mit einem enormen Zeit- und Speicherplatzaufwand realisieren, der in der Regel nicht gerechtfertigt ist.

Ein anderes Rechenverfahren zur Erfassung beider Verbundspannungskomponenten wurde von /2/ entwickelt. Diese Modellrechnungen basieren auf Versuchsergebnissen, die bei Untersuchungen zur Längsrißbildung an zentrisch belasteten Dehnkörper festgestellt wurden. Es lassen sich damit die zum Bruch der Betonschale führenden Verbundspannungskomponenten eines beliebigen Betonkörpers unter Berücksichtigung der experimentell ermittelten Bruchlast abgeschätzen.

Wie in BILD 2.13 skizziert, wird dabei die radiale Komponente als nach außen wirkende Streckenlast und die Wirkungen der tangentialen Verbundspannungskomponente als Knotenmoment  $M_K$  angesetzt. Das Knotenmoment belastet dabei die ober- und unterhalb des Hüllrohres vorhandene Betondeckung, die durch einen Querriegel idealisiert dargestellt wird. Die verbindenden Stäbe (Zugstreben) symbolisieren die seitliche Betondeckung. Mit diesem Modell ist es möglich, eine in Stablängsrichtung veränderliche Verbundbeanspruchung zu erfassen.

Die so ermittelten Verbundspannungen sind für einen Zugkörper mit zentrischer Hüllrohrlage in BILD 2.14 dargestellt. Demnach wird bei einer bewehrten oder unbewehrten Betonschale die Längsrißbildung einsetzen, sobald die vorhandene

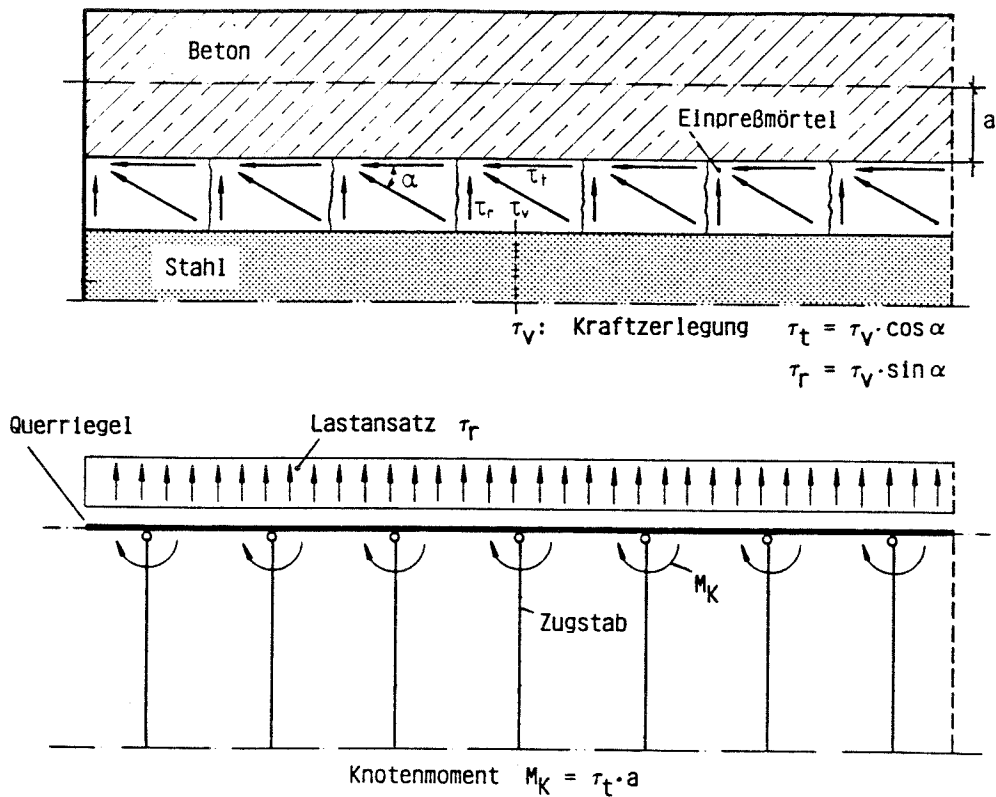
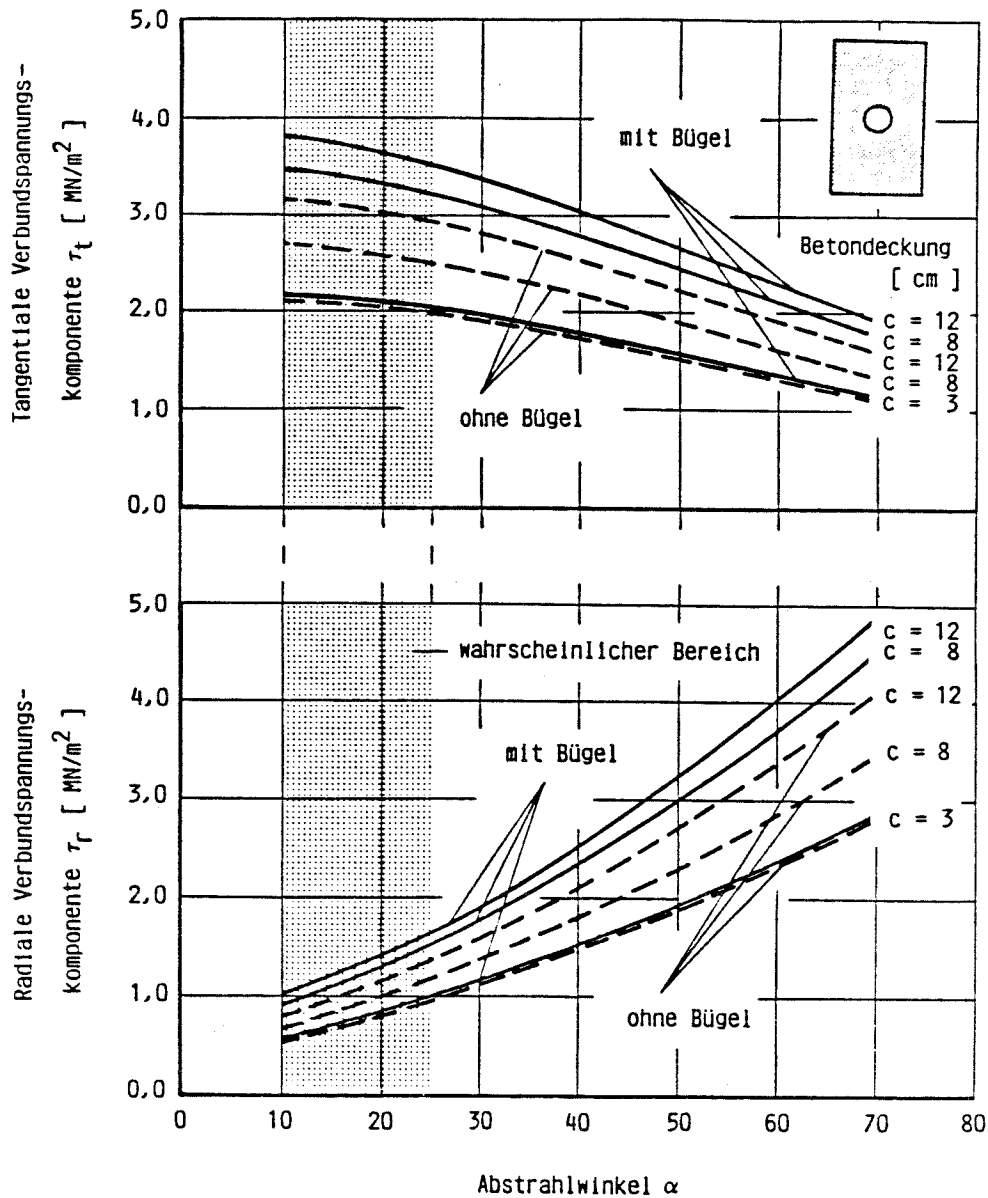


Bild 2.13: Verbundspannungskomponenten beim Rechenmodell nach Hagen

den Verbundspannungskomponenten die eingezeichneten Grenzen erreichen. Diese Darstellung verdeutlicht den Einfluß des schon erläuterten Abstrahlwinkels  $\alpha$  auf die Größe der beiden Verbundspannungskomponenten. In den Diagrammen besonders markiert ist der Bereich der in der Praxis vorkommenden Abstrahlwinkel. Zugleich ist erkennbar, daß mit steigender Betondeckung die Größe der maximal von der Betonschale aufnehmbaren Verbundspannungskomponenten  $\tau_r$  und  $\tau_t$  anwächst.

Darüberhinaus kann bei dem genannten Rechenmodell auch eine Querbewehrung durch variierbare Zugstäbe angesetzt werden, um den Einfluß einer vorhandenen Bügelbewehrung auf das Bruchverhalten der Betonschale abzuschätzen. Die in Bild 2.14 für eine bewehrte Betonschale eingezeichneten Kurven bestätigen den auch experimentell bereits abgesicherten Sachverhalt:



**Bild 2.14:** Zum Bruch der Betonschale führende Verbundspannungskomponenten bei mittiger Hüllrohr-lage (nach Hagen)

Grundsätzlich kann die Längsrißbildung durch eine Querbewehrung nicht verhindert werden. Die Bügelbewehrung wird lediglich den Entstehungszeitpunkt geringfügig verzögern und die Breite der Längsrisse vermindern.

Im Gegensatz zum Zylindermodell besteht mit dem zuvor vorstellten Rechenmodell die Möglichkeit, das Anwachsen der Längsrisse entlang des Bewehrungsstabes zu verfolgen.

## 2.2.2 WIDERSTANDSFÄHIGKEIT BEI BIEGETRÄGERN

### 2.2.2.1 EINFLUSS DER EXZENTRISCHEN HÜLLROHRLAGE

Mit den bisher erwähnten experimentellen Untersuchungen und Rechenmethoden kann die Widerstandsfähigkeit der Betonschale gegenüber der Verbundbeanspruchung für eine mittig im Querschnitt liegende Hüllrohrlage mehr oder weniger zutreffend abgeschätzt werden. Im folgenden soll der Einfluß erläutert werden, den eine in der Baupraxis allgemein übliche exzentrische Spanngliedlage auf das Bruchverhalten der Betonschale ausübt. Daher werden die Untersuchungen der Widerstandsfähigkeit von den bisher betrachteten Dehnkörper auf Biegeträger erweitert, um den Einfluß einer über dem Umfang des Spanngliedes unterschiedlichen Betondeckung zu demonstrieren.

Dieses Problem kann mit dem konzentrisch aufgebauten Zylindermodell nicht erfaßt werden. Die außerhalb der Zylinderform liegenden Bereiche werden hierbei vernachlässigt. Da aber zu vermuten ist, daß diese Bereiche den Verlauf der Ringzugspannungen günstig beeinflussen, muß deren Wirkung in einem entsprechend ausgelegten Modell berücksichtigt werden.

Bereits abgesicherte Erkenntnisse über die Problematik der exzentrischen Hüllrohrlage können z. B. aus den experimentellen Untersuchungen an Betonkörpern unter Innendruckbelastung gewonnen werden /10/. Bei diesen Arbeiten wurden neben der unterschiedlichen Hüllrohrlage die Betondeckung und die Querbewehrung als Parameter variiert. In BILD 2.15 sind die bei diesen Versuchen experimentell ermittelten Bruchlasten eingezeichnet, d. h. die Innendruckbelastungen bei der die Betonschale versagte. Zum Vergleich sind zusätzlich die theoretisch am Zylindermodell abgeleiteten Grenzwerte dargestellt.

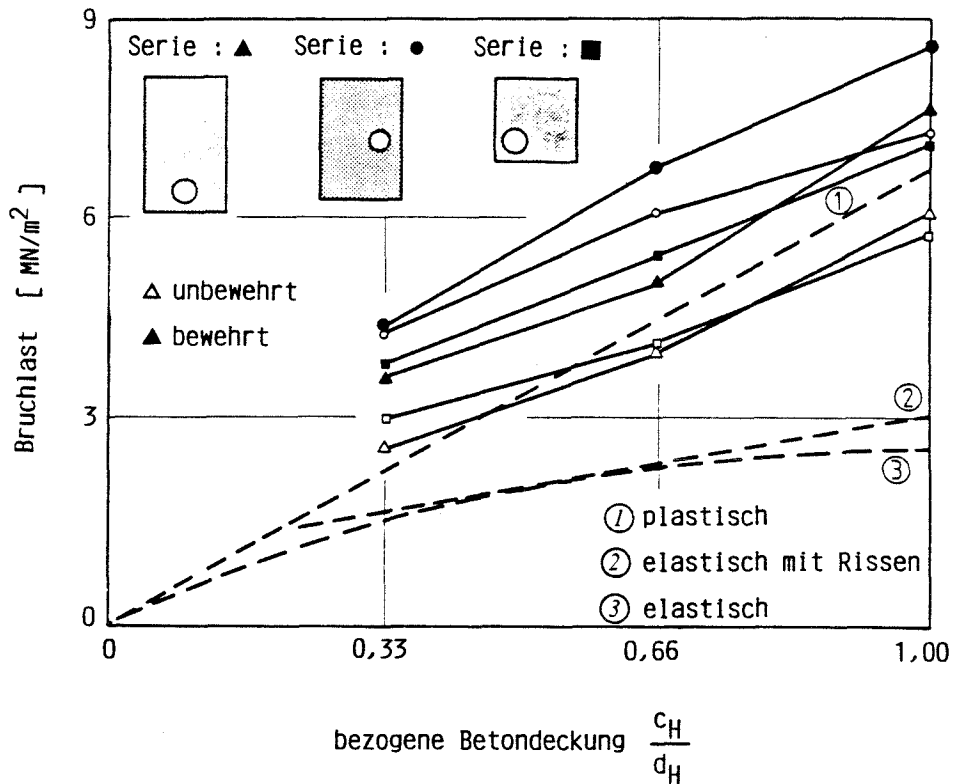


Bild 2.15: Vergleich zwischen experimentell und theoretisch ermittelten Bruchlasten der Betonschale bei exzentrischer Hüllrohrlage

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß außer der Betondeckung die Lage des Hüllrohres im Querschnitt und damit die Exzentrizität von großer Bedeutung ist. Je mehr die Versuchskörper sich den realen Verhältnissen nähern, desto größer wird die Tragfähigkeit der Betonschale. Diese Tatsache bestätigt damit die Vermutung, daß sich die nicht im unmittelbaren Hüllrohrbereich liegende Betondeckung an der Belastungsaufnahme beteiligt.

Aufbauend auf diesen Untersuchungen kann die Wirkung einer exzentrischen Hüllrohrlage durch das in Abschnitt 2.1.2 vorgestellte Rechenmodell erfaßt werden. Durch die Übertragung der in Bild 2.15 skizzierten Versuchskörperabmessungen und der dort angegebenen experimentell ermittelten Bruchlasten, können die längsrißbildenden Verbundspannungen für die in BILD 2.16 dargestellte praxisnahe Spanngliedlage angegeben werden.

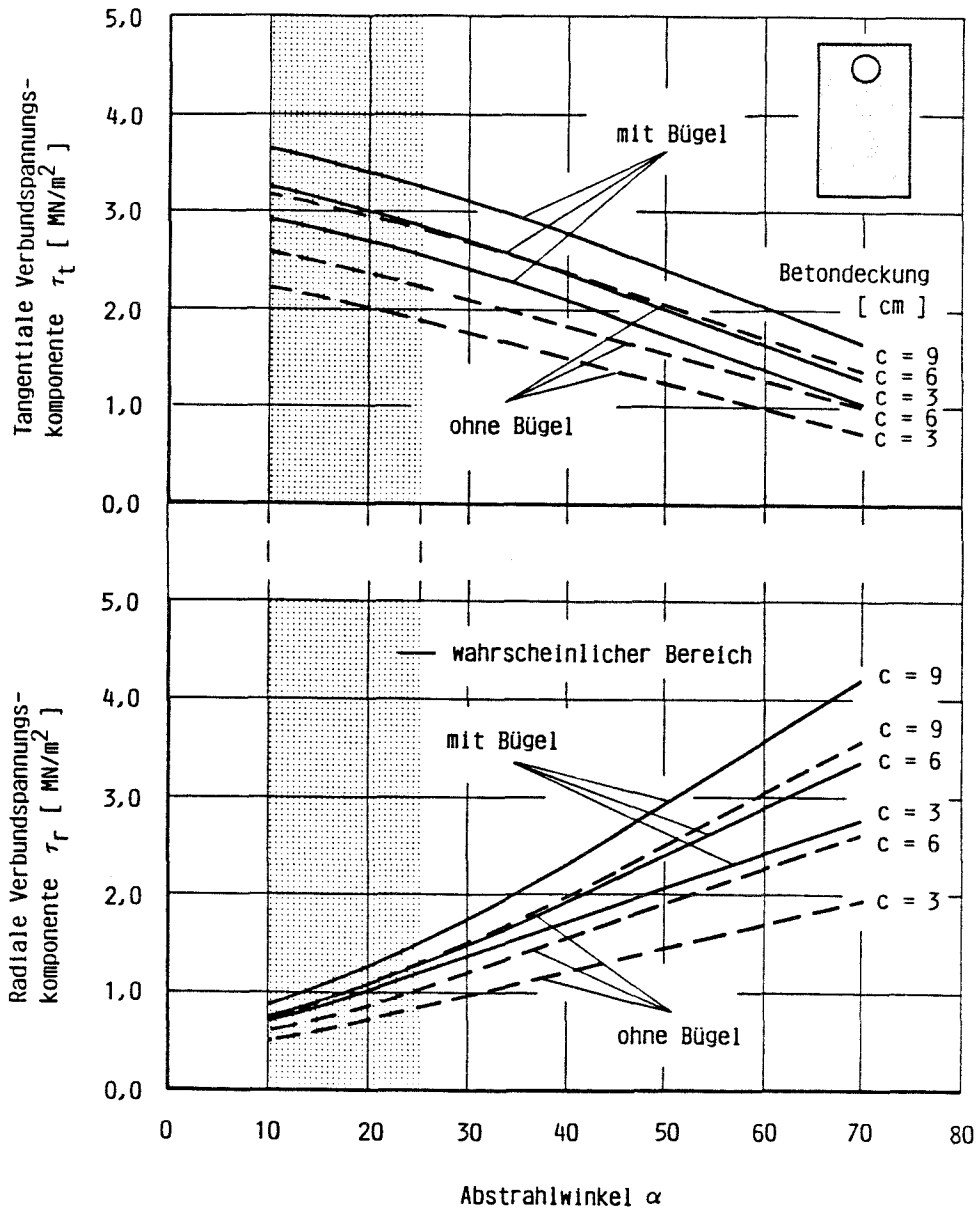


Bild 2.16: Zum Bruch der Betonschale führende Verbundspannungskomponenten bei exzentrischer Spann-  
gliedlage (nach Hagen)

#### 2.2.2.2 EINFLUSS DER TANGENTIALEN VERBUNDSPANNUNGS- KOMPONENTE

Bei der Beurteilung der Widerstandsfähigkeit der Betonschale darf jedoch nicht nur die radiale Verbundspannungskomponente Berücksichtigung finden, sondern auch die tangential-  
Verbundspannungskomponente muß eingehend betrachtet wer-

den. Wie die von /2/ durchgeführten Berechnungen mit Hilfe des Rechenmodells belegen, beeinflussen sich beide Komponenten gegenseitig. Bei dem in Bild 2.13 skizzierten System führt z. B. der Kraftansatz der tangentialen Verbundspannungskomponente zu einer Verminderung der aufnehmbaren radialen Verbundspannung.

Ziel im folgenden soll daher sein, den maßgeblichen Einfluß der tangentialen Verbundspannungskomponente im Hinblick auf die sich ergebenden Unterschiede zwischen Dehnkörpern und Biegeträgern herauszustellen.

Durch konzentrierte Einleitung der tangentialen Verbundspannung wird im Einleitungsbereich eine Spaltzugkraft erzeugt, die eine Längsrißbildung auslösen kann. Im folgenden wird daher mit verschiedenen Lastverteilungsmodellen die Wirkung der tangentialen Verbundspannungskomponente sowohl für den schon bekannten Fall des Dehnkörpers als auch für den Fall des Biegeträgers untersucht.

Das in Bild 2.12 vorgestellte Modell muß auf die Verhältnisse bei Biegeträgern angepaßt werden. Wird die Verbundkraft wegen der exzentrischen Spanngliedlage nicht mehr mittig eingeleitet, so kann die Größe der im Einleitungsbereich wirkenden Spaltzugkraft näherungsweise an dem in BILD 2.17 gezeichneten Ersatzprisma ermittelt werden. Die einzuleitende Verbundkraft der tangentialen Komponente  $T_t$  wird dabei durch die beiden Teilkräfte ersetzt, deren Kraftangriffspunkte einen gegenseitigen Abstand von  $d' = 0,8 d$  besitzen, vgl. Bild 2.12.

In Bild 2.17 ist der Kraftverlauf im Einleitungsbereich der tangentialen Verbundspannung für eine zentrische und eine exzentrische Hüllrohrlage dargestellt. Zusätzlich ist jeweils die Größe der daraus resultierenden Spaltzugkraft formelmäßig angegeben. Beide Kraftverläufe machen deutlich, daß bei einer exzentrischen Hüllrohrlage durch die geringere Kraftumlenkung eine verminderte Spaltzugkraft zu erwarten ist. Wertet man die angegebenen Gleichungen zur

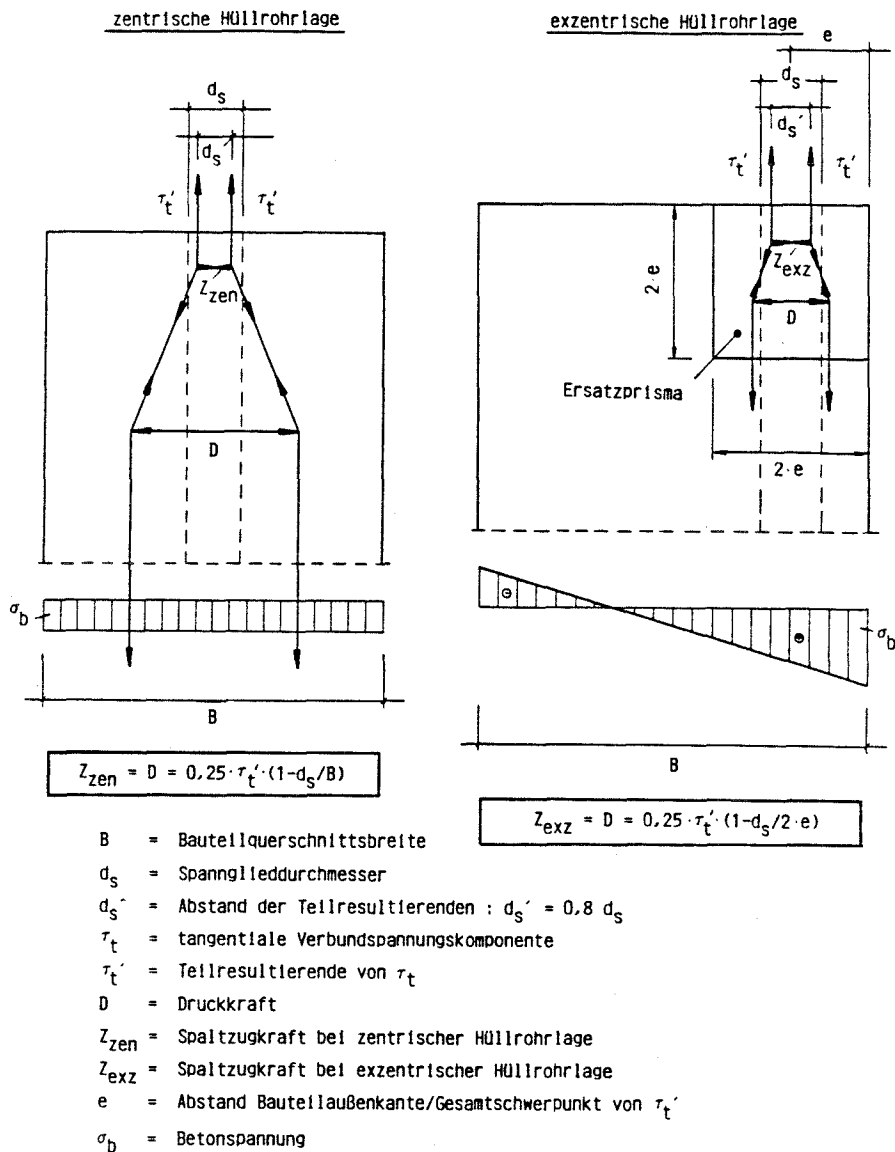


Bild 2.17: Kraftverlauf im Einleitungsbereich der tangentialen Verbundspannungskomponente bei zentrischer und exzentrischer Hüllrohrlage

Bestimmung der Spaltzugkraft aus, Bild 2.17, so ergeben sich die in Bild 2.18 skizzierten Kurven, die das Verhältnis der jeweils auftretenden Spaltzugkräfte  $Z_{exz}/Z_{zen}$  für verschiedene Querschnittsabmessungen  $d_s/B$  über der bezogenen Exzentrizität  $e/B$  wiedergeben.



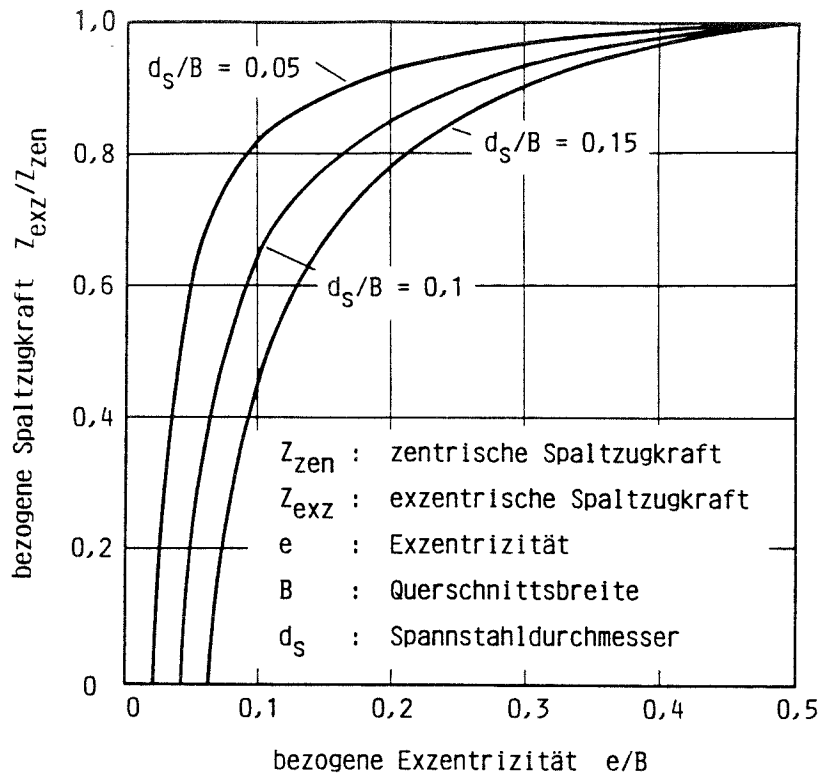
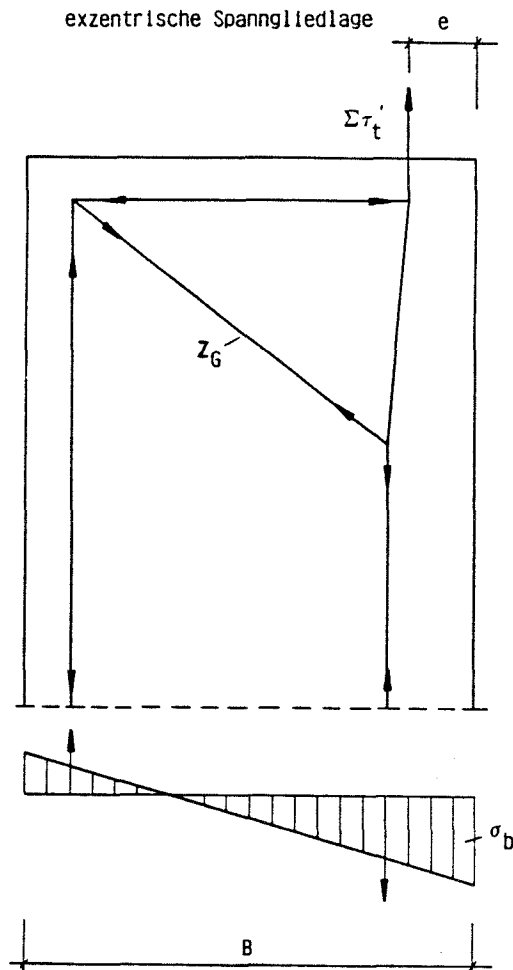


Bild 2.18: Spaltzugkräfte bei zentrischer und exzentrischer Hüllrohrlage für verschiedene Querschnittsbreiten und Spannglieddurchmesser

Auch diese Darstellung zeigt, daß mit steigender Exzentrizität  $e$  die Größe der exzentrischen Spaltzugkraft  $Z_{exz}$  im Vergleich zur zentrischen Spaltzugkraft  $Z_{zen}$  zunehmend verringert wird. Vergleicht man die Kurven untereinander, so ist ferner festzustellen, daß bei konstanter Exzentrizität und gleicher Querschnittsbreite die Verringerung der exzentrischen Spaltzugkraft im Vergleich zur zentrischen Spaltzugkraft bei großen Spannstahldurchmessern erheblich größer ausfällt als bei Spanngliedern mit geringerem Durchmesser.

Dieser Vergleich zeigt, daß die Spaltzugkräfte im Einleitungsbereich der tangentialen Verbundspannung bei Biegeträgern weit aus geringer sind als bei Dehnkörpern. Eine zusätzliche Verminderung der Spaltzugkraft und damit eine Verminderung der Gefahr der Längsrißbildung wird durch die Verwendung von Spanngliedern mit möglichst großem Durchmesser erreicht.



- $B$  : Bauteilquerschnittsbreite
- $e$  : Abstand Bauteilaußenkante/Gesamtschwerpunkt von  $\tau_t'$
- $\Sigma \tau_t'$  : Resultierende von  $\tau_t'$
- $Z_G$  : Zugkraft, auf der gesamten Bauteilbreite wirkend
- $\sigma_b$  : Betonspannung

Bild 2.19: Kraftverlauf der tangentialen Verbundspannungskomponente über dem Querschnitt eines biegebeanspruchten Bauteils

In BILD 2.19 ist ergänzend der Kraftfluß der tangentialen Verbundspannungskomponente über dem Gesamtquerschnitt skizziert. Dabei tritt außerhalb des bisher betrachteten Einleitungsbereich eine weitere Zugkraft  $Z_G$  auf. Da diese sich über den gesamten Querschnitt verteilt, wird ihr Einfluß hinsichtlich der Längsrißbildung vernachlässigbar sein. Dies gilt um so mehr, wenn man zusätzlich die aus

dem allgemeinen Tragverhalten der Biegeträger resultierende Druckstrebenkraft berücksichtigt, die entgegen der Krafttrichtung von  $Z_G$  wirkt und damit zu einer Reduzierung der Zugkraft  $Z_G$  beiträgt.

### 2.2.2.3 EINFLUSS DER UMLENKKRAFT

Durch die bisherigen Betrachtungen konnte der Einfluß einer in der Baupraxis häufig vorkommenden exzentrischen Hüllrohrlage rechnerisch und experimentell erfaßt werden, die Wirkung der zugleich vorhandenen Umlenkraft blieb dagegen unberücksichtigt. Zur Lösung dieses Problems wird im folgenden unabhängig von der Verbundbeanspruchung die Wirkung der Umlenkraft auf die Betonschale untersucht.

Durch die Spanngliedumlenkung entstehen besonders bei Großspanngliedern hohe Kräfte, die konzentriert am Hüllrohr eingeleitet und vor dem Verpressen vom Beton aufgenommen werden müssen. Zu klären ist deshalb, ob die durch die Umlenkraft im Beton entstehenden Ringzugspannungen die Betonfestigkeit übersteigen und somit schon eine frühzeitige Längsrißbildung initiieren können.

Eine erste analytische Erfassung dieser Beanspruchung kann über den Ansatz einer cosinusförmigen Streckenlast am Lochrand einer unendlich ausgedehnten Scheibe vorgenommen werden. Nach /11/ ergibt sich mit:

$$\sigma_r = -\frac{p_U}{h} \cdot \frac{d_H^2}{r^2} - \frac{1-\mu}{4h} \cdot p_1 \cdot \frac{d_H}{h} \left( \frac{3+\mu}{1-\mu} + \left( \frac{a}{r} \right)^2 \right) \cdot \cos \varphi - \frac{1}{2h} \sum p_n \cdot \frac{d_H^n}{r^n} \left( (n+2) - n \cdot \frac{d_H^2}{r^2} \right) \cdot \cos(n\varphi) \quad (2.5)$$

$$\sigma_\varphi = \frac{p_U}{h} \cdot \frac{d_H^2}{r^2} + \frac{1-\mu}{4h} p_1 \cdot \frac{d_H}{r} \left( 1 + \left( \frac{d_H}{r} \right)^2 \right) \cos \varphi - \frac{1}{2h} \sum p_n \cdot \frac{d_H^n}{r^n} \left( (n+2) - n \cdot \frac{d_H^2}{r^2} \right) \cos(n\varphi) \quad (2.6)$$

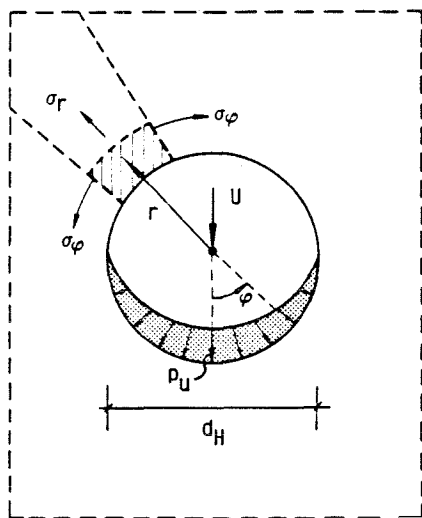
mit  $h$  = Scheibendicke,

Der in BILD 2.20 skizzierte Spannungsverlauf über dem Lochumfang, wobei die maximale Ringzugspannung bei  $\varphi = 70^\circ$  auftritt.

In /8/ wird das räumliche Problem der Spannungszustände im Hüllrohrbereich infolge der Ulenkkraft auf ein ebenes Problem zurückgeführt und mit Hilfe der Methode der finiten Elemente eingehend analysiert.

Für die Berechnungen der Spannungen im Hüllrohrbereich wurde das in BILD 2.21 skizzierte Grundsystem mit einer rotationssymmetrischen Finite-Element-Einteilung gewählt. Folgende Parameter wurden variiert:

- Anzahl der Spannglieder in vertikaler und horizontaler Richtung
- Horizontaler Abstand der Hüllrohre  $B_x$  und vertikaler Abstand der Hüllrohre  $B_y$  im Verhältnis zum Hüllrohrdurchmesser  $d_H$ .



- $\sigma_\varphi$  : Tangentialspannung
- $\sigma_r$  : Radialspannung
- $p_U$  : Ordinate der Streckenlast bei  $\varphi = 0^\circ$
- $U$  : Ulenkkraft
- $d_H$  : Hüllrohrdurchmesser

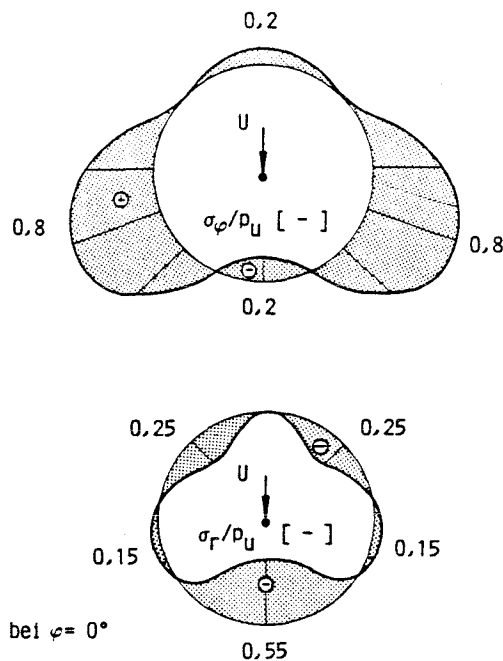
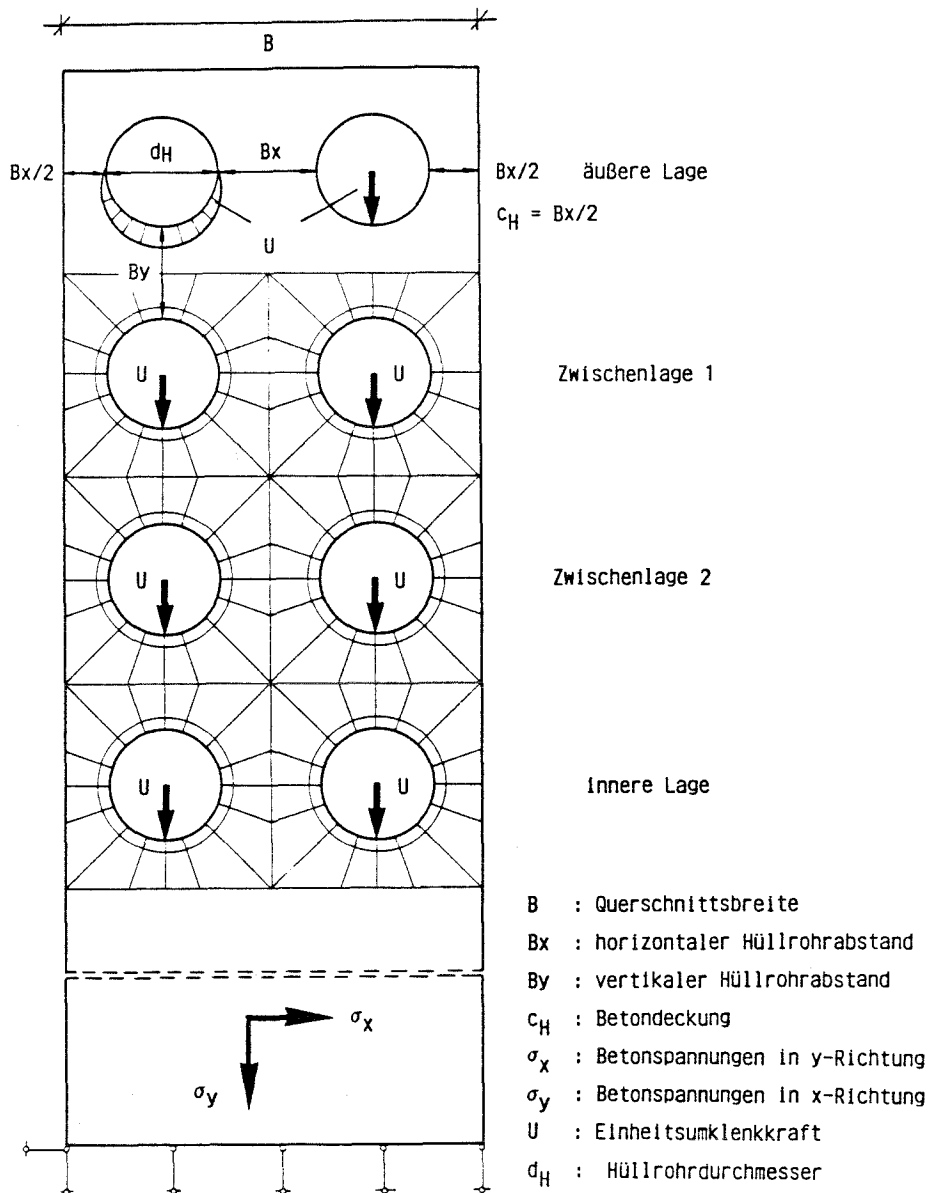


Bild 2.20: Spannungen einer gelochten Scheibe bei einseitiger cosinusförmiger Belastung (nach Girkmann)



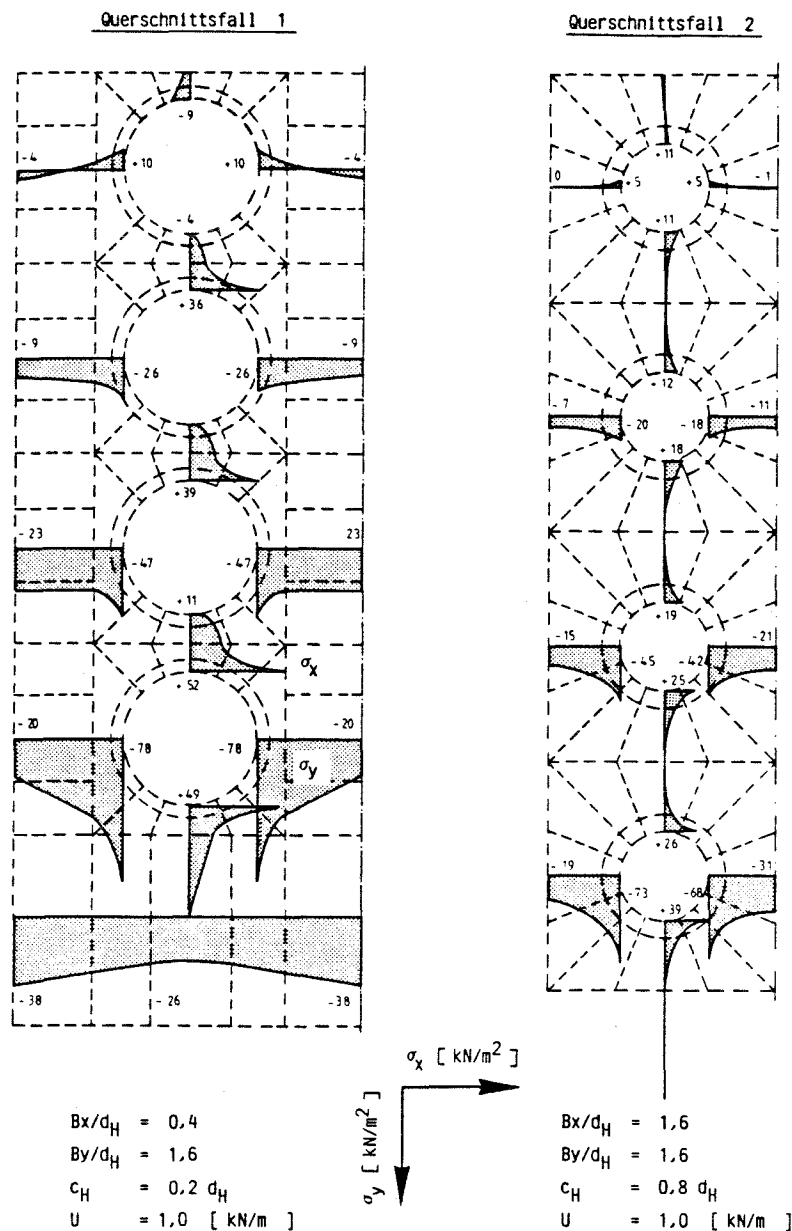
**Bild 2.21:** Finite-Element-Struktur zur Erfassung der Spannungen in der Betonschale infolge Umlenkkräfte (nach Cornelius)

Entlang des Lochrandes wurde die in Abschnitt 2.1.2 dargestellte cosinusförmige Belastungsverteilung mit einer Einheitsumlenkkraft von  $U = 1 \text{ kN/m}$  angesetzt. Die so durchgeführte Spannungsermittlung ergab folgende Ergebnisse.

Durch die Umleitung der Umlenkkräfte um die vorhandenen Hüllrohröffnungen entstehen ober- und unterhalb der Hüllrohre Querspannungen  $\sigma_x$ , die ihren Maximalwert am Rand

der Öffnungen haben. In Lastrichtung, d. h. in der für eine Längsrißbildung relevanten Richtung, können sowohl Zug- als auch Druckspannungen  $\sigma_y$  seitlich der Hüllrohre auftreten. Dabei wurden bei den untersuchten Fällen seitliche Zugspannungen nur bei der äußeren Hüllrohrlage festgestellt.

In BILD 2.22 sind zwei Querschnittsfälle dargestellt:



**Bild 2.22:** Maximale Betonspannungen  $\sigma_x$  und  $\sigma_y$  infolge einer Einheitsumlenkkraft an allen Lochrändern

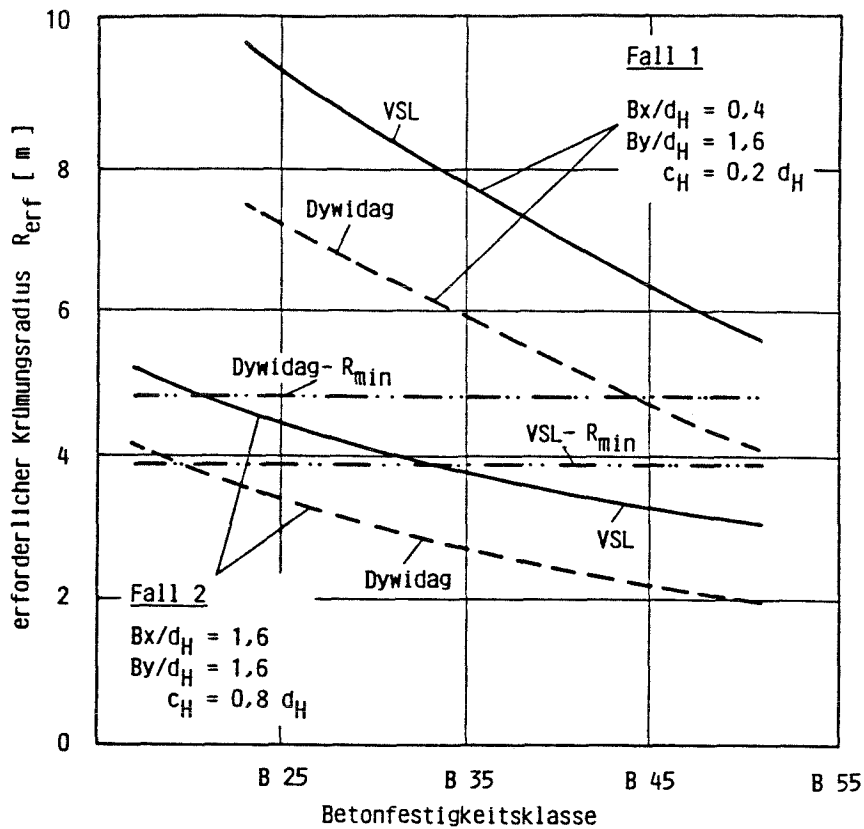
- Fall 1:  $B_x/d_H = 0,4$  und  $B_y/d_H = 1,6$  und
- Fall 2:  $B_x/d_H = 1,6$  und  $B_y/d_H = 1,6$ ,

wo außer im Scheitel auch seitlich der Hüllrohre Betonzugspannungen  $\sigma_y$  vorhanden sind. Dabei handelt es sich jeweils um die größten Werte entlang des Hüllrohrumfangs, die nach den Ergebnissen der FE-Berechnung immer an der horizontalen und vertikalen Symmetrieachse der Öffnung zu erwarten sind. Um den Einfluß der seitlichen Betondeckung zu erfassen, wurde bei der Auswahl der möglichen Fälle darauf geachtet, daß ein konstanter vertikaler Abstand  $B_y$  und ein variabler horizontaler Abstand  $B_x$  vorliegt und damit zwei verschiedene Betondeckungen  $c_H$  ( $c_H = B_x/2$ ) für eine weitere Auswertung zu Verfügung stehen ( $c_H = 0,2 d_H$  und  $c_H = 0,8 d_H$ ).

Die in Bild 2.22 seitlich der Hüllrohre angegebenen Zugspannungen ermöglichen jedoch keine direkte Aussage über die Entstehungswahrscheinlichkeit von Längsrissen, da sie sich auf eine Einheitskraft von  $U = 1 \text{ kN/m}$  beziehen. Um eine Vorstellung über die Größenordnung der Zugspannungen bei praxisrelevanten Umlenkkräften zu bekommen, sollen die Ergebnisse der FE-Rechnung exemplarisch auf zwei gebräuchliche Großspannglieder der Spannverfahren Dywidag und VSL übertragen werden.

Unter der Voraussetzung, daß bei beiden Litzenspanngliedern die zulässige Vorspannkraft  $V_0$  ausgenutzt und die Betonzugfestigkeit nicht überschritten wird, ist unter Verwendung der in Bild 2.22 angegebenen Spannungswerte der erforderliche Krümmungsradius  $R_{\text{erf}}$  berechenbar. In dem BILD 2.23 ist für verschiedene Betonfestigkeitsklassen der erforderliche Krümmungsradius  $R_{\text{erf}}$  aufgetragen.

Falls bei den genannten Spanngliedern in der Praxis ein geringerer Radius gewählt wird, überschreiten die Zugspannungen seitlich der Hüllrohre die vom Beton aufnehmbare



Spanngliedart:

- VSL-Litzenspannglied :  $V_0 = 2042 \text{ kN}$  ;  $R_{min} = 3,90 \text{ m}$  ;  $d_H = 0,092 \text{ m}$
  - Dywidag-Litzenspannglied :  $V_0 = 1635 \text{ kN}$  ;  $R_{min} = 4,80 \text{ m}$  ;  $d_H = 0,060 \text{ m}$
- $R_{min}$  : Mindestradius lt. Zulassung

Bild 2.23: Erforderlicher Mindestradius von Litzengroßspanngliedern unter Beachtung der aufnehmbaren Betonzugfestigkeit

Zugfestigkeit /12/. Zum Vergleich wurden in das Diagramm zusätzlich die nach der jeweiligen Zulassung festgelegten Mindestradien  $R_{min}$  eingezeichnet.

Bei den untersuchten Querschnittsfällen kann daher eine vorzeitige Rißbildung im Hüllrohrbereich nicht immer ausgeschlossen werden. Dies gilt besonders, wenn die Betondeckung  $c_H$  gering ausfällt (vgl. Fall 2) und der nach der Zulassung festgelegte Mindestradius  $R_{min}$  den erforderlichen Radius  $R_{erf}$  unterschreitet. Zu berücksichtigen ist ferner, daß die maßgebenden Spannungszustände vom Zeit-



punkt des Anspannens bis zum Verpressen der Hüllrohre wirken und damit zu einem Zeitpunkt auftreten, wo die Nennfestigkeit  $\beta_{WN}$  des Betons und damit die angegebene Betonzugfestigkeit  $\beta_{bZ}$  noch nicht voll vorhanden ist.

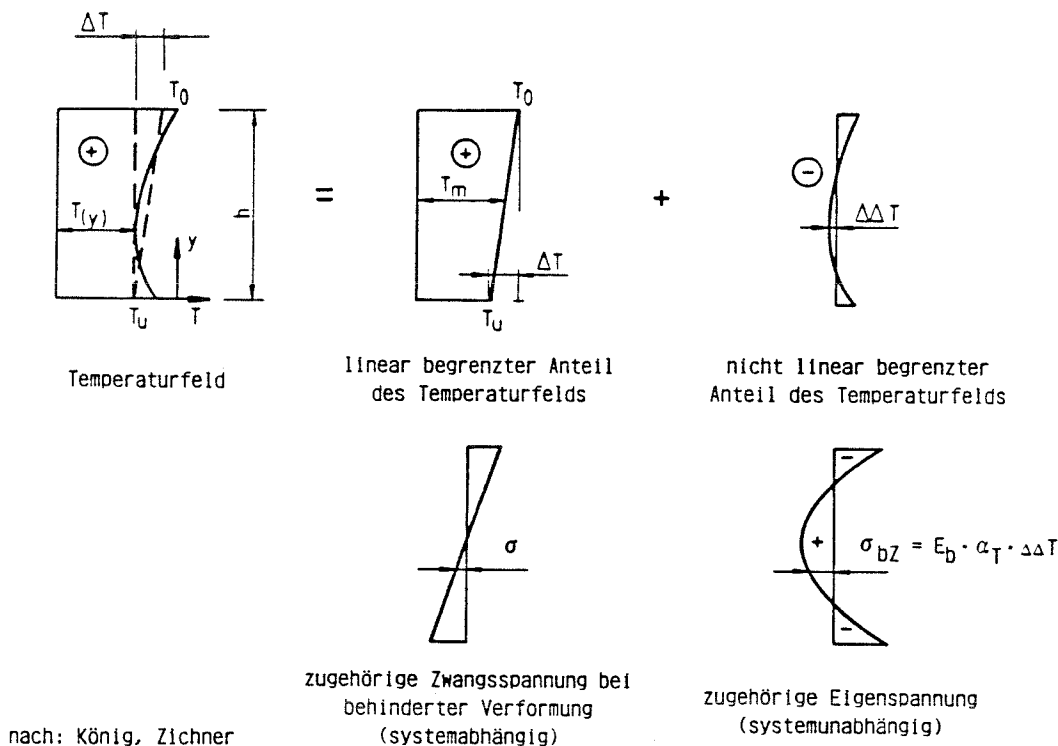
## 2.3 BEANSPRUCHUNGEN DER BETONSCHALE DURCH TEMPERATUR- ABHÄNGIGES MATERIALVERHALTEN IM QUERSCHNITT

### 2.3.1 ALLGEMEINE GRUNDLAGEN

Bauwerke, die der Witterung ausgesetzt sind, unterliegen täglich und jahreszeitlich sich verändernden Temperaturen. Sonnenbestrahlung am Tage und nächtliche Abkühlungen führen zu gravierenden Temperaturgefällen innerhalb der Querschnitte. Dieser dauernde Wechsel der klimatischen Bedingungen erzeugt in jedem Bauteilquerschnitt ein nicht eben begrenztes, instationäres Temperaturgefälle, welches in dem beanspruchten Material Spannungen hervorruft.

Zur Ermittlung dieser Spannungen läßt sich das infolge solcher Witterungseinflüsse entstandene nichtlineare Temperaturfeld in einen linear begrenzten Anteil  $\Delta T$  und in einen nichtlinearen Anteil  $\Delta \Delta T$  aufspalten, wie in BILD 2.24 dargestellt. Der lineare Anteil  $\Delta T$  ruft in statisch bestimmten Systemen nur Verformungen hervor. In statisch unbestimmten Systemen entstehen durch eine Behinderung dieser Verformungen Zwangsspannungen. Der nichtlineare Anteil  $\Delta \Delta T$  führt unabhängig von den statischen Systemen zu Eigenspannungen, die miteinander im Gleichgewicht stehen.

Überschreiten die aus einer solchen Temperaturbeanspruchung resultierenden Spannungen, ggf. überlagert mit Spannungen aus anderen Lastfällen, die Zugfestigkeit des Betons, so sind Ribbildungen zu erwarten. Störstellen im Beton, wie z. B. Kiesnester, aber auch Betonstähle oder Spannglieder begünstigen eine solche Ribbildung und bestimmen Ort und Verlauf der auftretenden Risse. So konnten bei



**Bild 2.24:** Zerlegung des im Querschnitt vorhandenen Temperaturfeldes mit zugehörigen Spannungen

Analysen von Schadensfällen /3, 4/ häufig auch parallel zu Spanngliedern verlaufende Längsrisse im wesentlichen auf Temperaturbeanspruchungen zurückgeführt werden.

Dennoch fordern die Normen /13, 14/ nur vereinfachte Nachweise hinsichtlich der auftretenden Temperaturbeanspruchungen. Es besteht die Tendenz, die infolge solcher Beanspruchung auftretenden Spannungsspitzen durch hinreichend dicke Betondeckungen in Verbindung mit sinnvollen Mindestbewehrungen abzudecken.

Zur Festlegung solcher konstruktiver Maßnahmen ist es erforderlich, Art und Größe der auftretenden Beanspruchungen zu kennen. Hierzu sollen nachfolgend verschiedene Temperaturbeanspruchungen im Hinblick auf die Entstehung und Verursachung von Längsrißbildungen diskutiert werden. Ziel dieser theoretischen Überlegungen ist es, eine quantitative Beurteilung der auftretenden Spannungen zu ermögli-

chen und sie hinsichtlich der Bedeutung für die Entstehung von Längsrissen in die Palette anderer Rißursachen einzuordnen.

Auf die komplexe Berechnung solcher durch Witterungseinflüsse bedingter Temperaturfelder soll dabei nicht speziell eingegangen werden. Es sei lediglich auf die Arbeiten von /15/ und /16/ verwiesen, die mit Hilfe eines Rechnerprogramms die Simulation des Temperaturverlaufs vorgenommen haben. Festzuhalten ist jedoch, daß bei der Berechnung des Temperaturfeldes immer die Extrema der möglichen Einflußfaktoren erfaßt werden müssen. Zu den wichtigsten Einflußfaktoren zählen dabei:

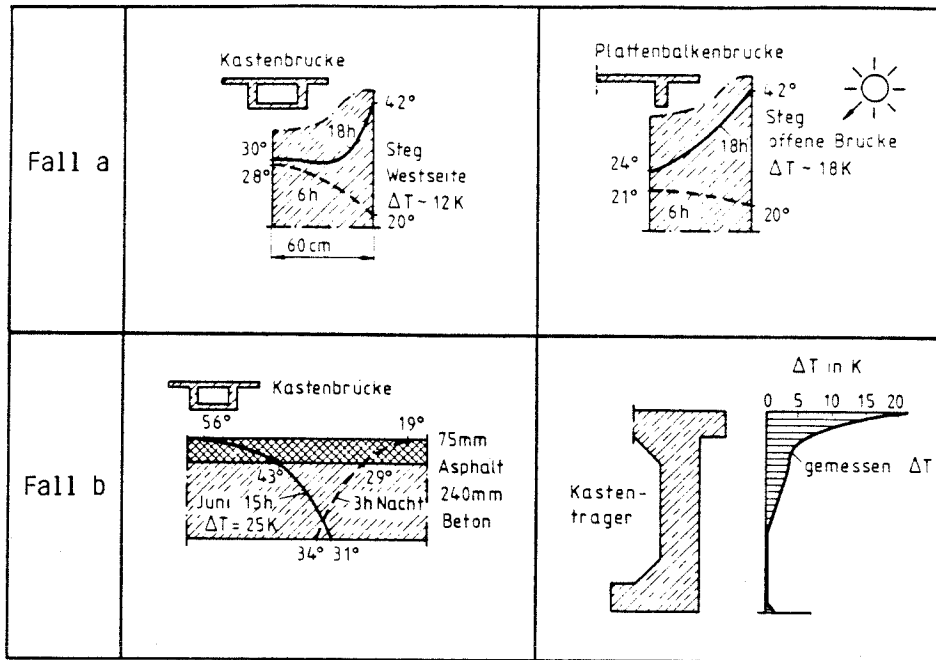
- die geographische Lage (maritimes oder kontinentales Klima),
- die Geschwindigkeit der Temperaturänderung,
- die Windgeschwindigkeit,
- der Neigungswinkel der Sonneneinstrahlung und
- die Oberflächenfarbe (z. B. schwarzer Asphalt)

sowie die Dicke und die Querschnittsform des Bauteils.

### 2.3.2 EIGENSPANNUNGEN DURCH EIN NICHTLINEARES TEMPERATURFELD

In diesem Abschnitt soll zunächst das Problem der Eigenspannungen untersucht werden. Im Zusammenhang mit der Entstehung von Längsrissen interessieren dabei insbesondere Eigenspannungen in Stegen von Plattenbalken oder Hohlkästen.

Aussagen über den Temperaturverlauf in solchen Bauteilbereichen können BILD 2.25, Fall a, entnommen werden. Die hier aufgetragenen Temperaturwerte zeigen Temperaturdifferenzen im Querschnitt von 12 - 18°C. Aufgrund der Untersuchungen zum Schadensfall der Jagstbrücke /3/ können sich jedoch im Einzelfall, bei extremen Witterungseinflüssen



nach: Kehlbeck, Fenwick

Bild 2.25: Temperaturverläufe von Kasten- und Plattenbalkenbrücken

(starke langanhaltende Sonnenbestrahlung am Tag und anschließende Abkühlung in der Nacht) durchaus Temperaturdifferenzen von  $\Delta T^* = 30^\circ\text{C}$  zwischen Außenluft und dem Inneren des Stegbetons einstellen. In BILD 2.26 ist ein unter diesen Bedingungen berechnetes Temperaturfeld für die o. g. Brücke dargestellt. Für die Beurteilung und Ermittlung der auftretenden Eigenspannungen sind daher Grenzwerte in der Größenordnung von  $\Delta T^* = 30^\circ\text{C}$  anzusetzen.

Die Berechnung des Temperaturfeldes erfolgte nach /17/, wobei der skizzierte Temperaturverlauf dem Mittel zwischen den Grenzannahmen:

$$\begin{aligned} T_{\text{außen}} &= T_{\text{innen}} = 0^\circ\text{C}, T_{\text{Steg}} = 30^\circ\text{C} \\ T_{\text{außen}} &= 0^\circ\text{C}, T_{\text{innen}} = 15^\circ\text{C}, T_{\text{Steg}} = 30^\circ\text{C} \end{aligned}$$

entspricht. Mit Kenntnis des Temperaturfeldes können die Eigenspannungen unter der Voraussetzung, daß die Querschnitte bei Verformungen eben bleiben, berechnet werden.

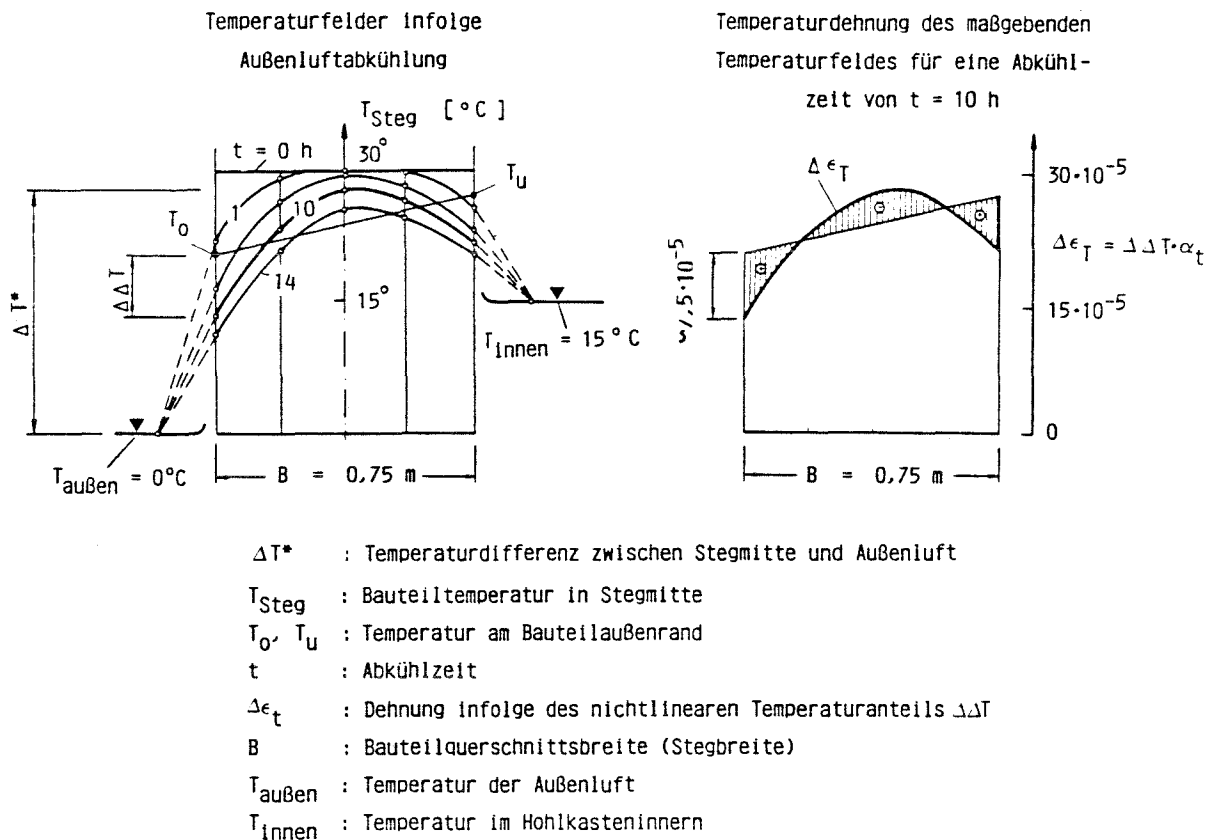


Bild 2.26: Temperaturverlauf und -dehnung im Steg einer Kastenbrücke (Jagstbrücke) nach Leonhardt

Die Temperaturrandwerte  $T_0$  und  $T_U$  des Stegquerschnitts und damit der nichtlineare Temperaturanteil  $\Delta \Delta T$  ergeben sich aus der Forderung, daß die Eigenspannungen  $\sigma_{bZ}$  untereinander im Gleichgewicht sind, vgl. Bild 2.24, d. h.:

$$\sum N = 0 = \int_A \sigma_{bZ} \cdot dA \quad (2.7)$$

$$\sum M = 0 = \int_A \sigma_{bZ} \cdot dA \quad (2.8)$$

mit:  $A$  : Querschnittsfläche.

Die genannten Bedingungen werden erfüllt, wenn man die Temperaturverlaufskurve mit einer Geraden so schneidet, daß die darüber und darunter liegenden Flächenteile gleich groß sind, siehe Bild 2.26, und ihr auf die Schwerachse bezogenes statisches Moment gleich Null ist.

Danach errechnet sich die maßgebende Eigenspannung  $\sigma_{bZ}$  am Stegrand zum Zeitpunkt der größten Temperaturdifferenz zwischen Stegmitte und Stegoberfläche zu:

$$\sigma_{bZ} = E_b \cdot \alpha_t \cdot \Delta\Delta T = E_b \cdot \Delta\epsilon_T \quad (2.9)$$

Für den skizzierten Fall ergibt sich demnach mit einem E-Modul des Betons von  $E_b = 35\,000 \text{ MN/m}^2$  die größte Zugspannung am äußeren Stegrand zu:

$$\sigma_{bZ} = 3,5 \cdot 10^4 \cdot 7,5 \cdot 10^{-5} = 2,6 \text{ [ MN/m}^2 \text{ ]} \quad (2.10)$$

Dieses Zahlenbeispiel verdeutlicht, daß die zu erwartenden Spannungen von dem jeweils vorliegenden Temperaturverlauf abhängig sind. Bei gleichen klimatischen Bedingungen wird dieser Temperaturverlauf maßgeblich durch die Querschnittsbreite B bestimmt.

Um dies zu veranschaulichen sind in BILD 2.27 Temperaturverlaufskurven für unterschiedlich breite, beidseitig gleichmäßig abgekühlte Stegflächen wiedergegeben /3/. Dabei bezeichnet  $\Delta T^*$  die Temperaturdifferenz zwischen Umgebungstemperatur und Stegmittentemperatur zur Zeit  $t = 0$ . Ausgehend von dieser Temperaturdifferenz  $\Delta T^*$  lassen sich die vorhandenen Stegtemperaturen  $T(y)$  nach folgender Gleichung berechnen:

$$T(y) = T_{\text{außen}} + k \cdot \Delta T^* \quad (2.11)$$

Die am Stegrand auftretenden maximalen Zugspannungen lassen sich gemäß BILD 2.28 nach /18/ ermitteln zu:

$$\sigma_{bZ} = (T_m - T_a) \cdot \alpha_t \cdot E_b \quad (2.12)$$

mit:

- $T_m$  : über die Bauteildicke gemittelte Temperatur:  $T_m = \beta \cdot \Delta T + T_a$
- $T_a$  : Temperatur der Bauteilaußenfläche nach Gleichung (2.11)

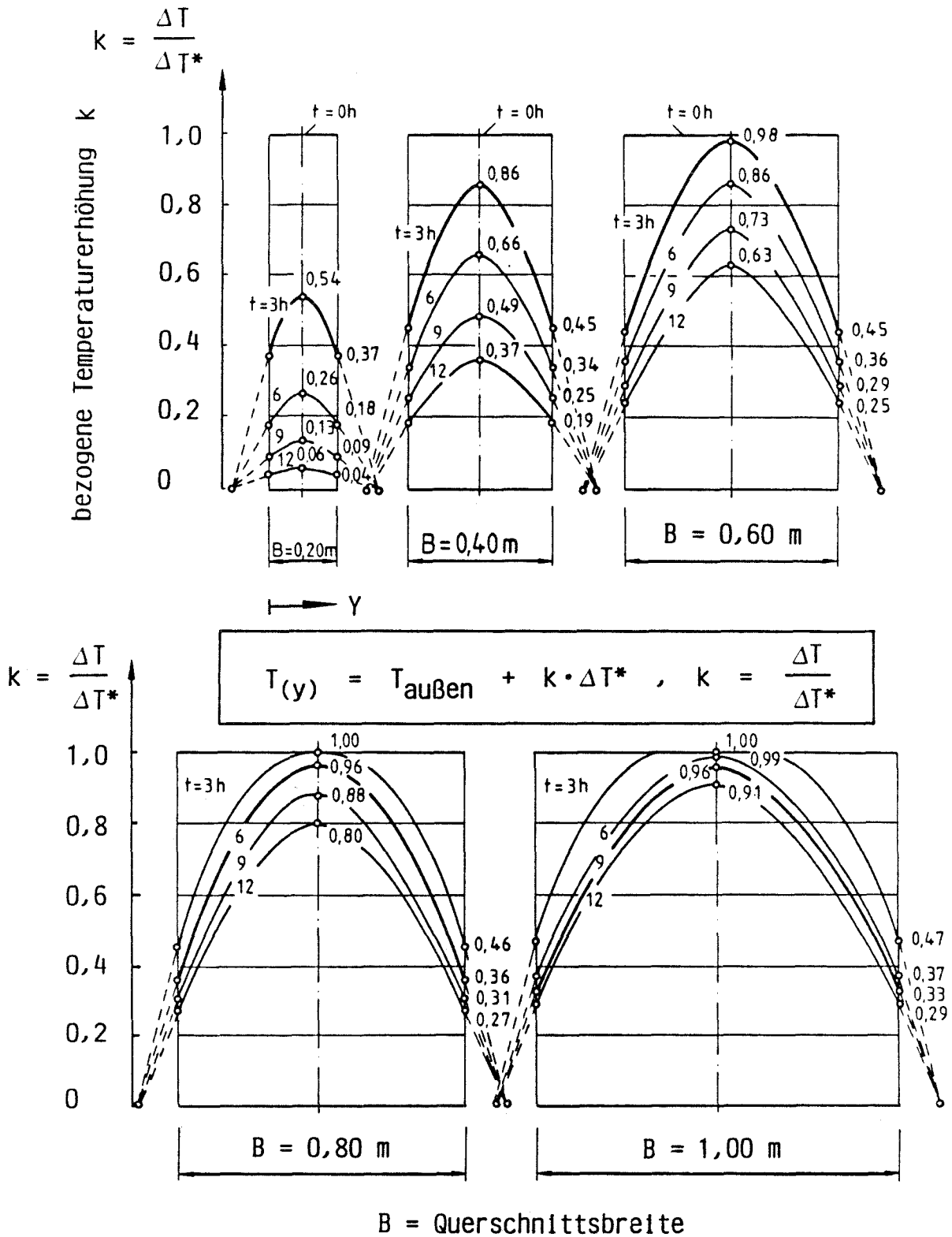
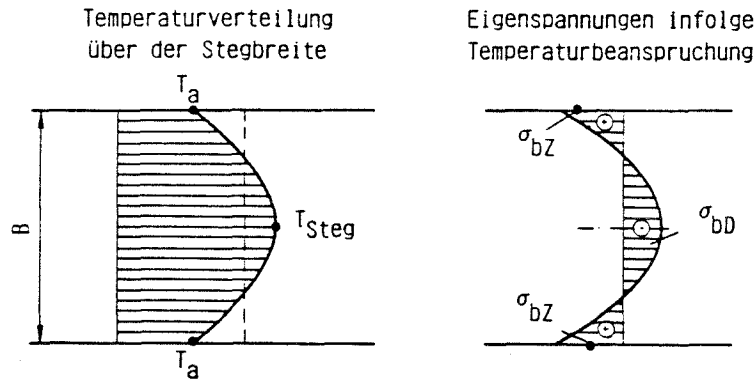


Bild 2.27: Temperaturverlaufskurven von beidseitig abgekühlten Querschnittsflächen in Abhängigkeit von der Abkühlzeit  $t$  und der Querschnittsbreite  $B$



- $T_a, T_{Steg}$  : Bauteiltemperaturen
- $T_m$  : über die Bauteilbreite gemittelte Temperatur
- $\sigma_{bZ}$  : Eigenspannung am Stegrand
- $\sigma_{bD}$  : Eigenspannung in Stegmitte
- $B$  : Querschnittsbreite (Stegbreite)

Bild 2.28: Ermittlung der Eigenspannungen  $\sigma_{bZ}$  infolge Temperaturbeanspruchung im Querschnitt (nach Friedmann)

- $\gamma$  : Beiwert zur Beschreibung des Temperaturverlaufs:  $0,5 (B \leq 0,5 \text{ m}) \leq \gamma < 2/3 (B > 0,5 \text{ m})$
- $\Delta T$  : Temperaturdifferenz zwischen Stegmitte und Bauteilaußenrand
- $\alpha_t$  : Wärmedehnzahl des Betons:  $\alpha_t = 1 \text{ E-}05 \text{ 1/}^\circ\text{C}$
- $E_b$  : Elastizitätsmodul des Betons

Zum Abschätzen des Einflusses der Stegbreite auf die Zugspannungen am Querschnittsrand werden die in Bild 2.27 dargestellten Temperaturverlaufskurven für  $\Delta T^* = 30/20/10 \text{ }^\circ\text{C}$  mit der Gleichung (2.12) ausgewertet. Dabei wird der Spannungsermittlung jeweils die Kurve mit der größten Temperaturdifferenz  $\Delta T$  zugrunde gelegt. Als Ergebnis dieser Auswertung sind in BILD 2.29 die für die jeweiligen Temperaturdifferenzen ermittelten maximalen Eigenspannungen  $\sigma_{bZ}$  am Stegrand (Stegrandspannungen) über der Stegbreite aufgetragen. Die Berechnung erfolgte für einen Beton der Festig-



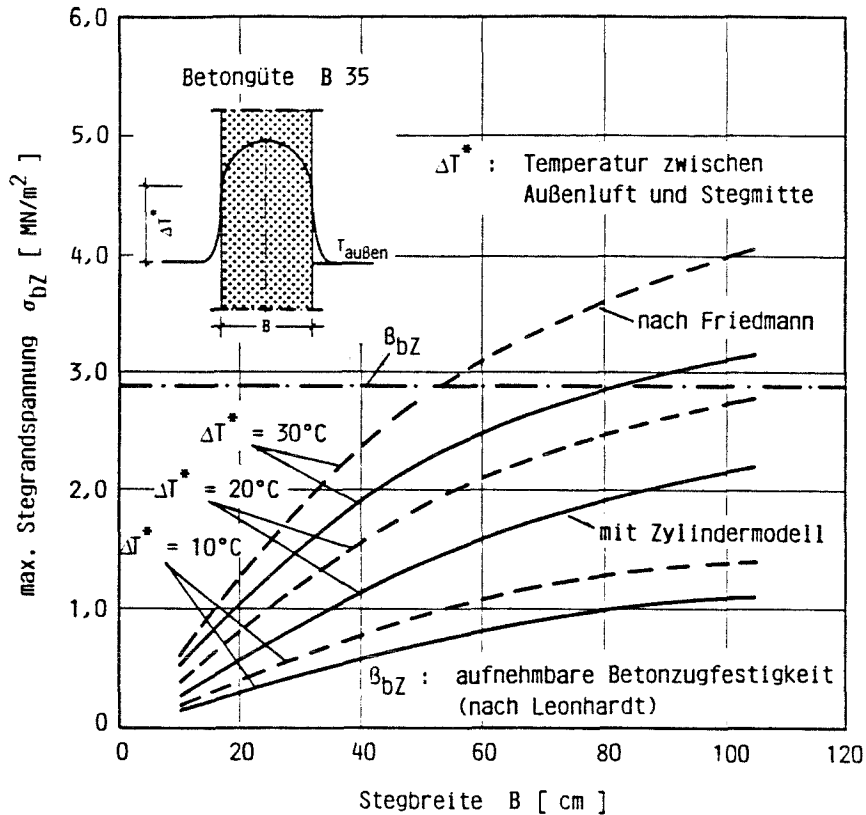


Bild 2.29: Maximale Eigenspannungen am Stegrand infolge Temperaturbeanspruchung

keitsklasse B 35. Die bei dieser Betongüte aufnehmbare Betonzugfestigkeit /12/ ist als Grenzlinie ebenfalls in die Darstellung eingetragen.

Dabei zeigt sich, daß die infolge einer Temperaturdifferenz auftretenden Eigenspannungen mit wachsender Bauteildicke zunehmen. Bei dicken Bauteilen mit hoher Temperaturbeanspruchung überschreiten allein schon die auftretenden Temperaturspannungen die Zugfestigkeit des Betons. Dies ist erst recht zu erwarten, wenn sich diesen Temperaturspannungen gleichzeitig noch Spannungen infolge anderer Beanspruchungen überlagern.

Diese Berechnungen zeigen, daß Temperaturbeanspruchungen von besonderer Bedeutung für die Entstehung von Rissen sind. Sie lassen jedoch noch keine Aussage zu, in welchem Maße sich Störstellen wie z. B. Großspannglieder in Hüll-

rohren auf die für eine Längsrißbildung wesentlichen Spannungen auswirken. Zur Beantwortung dieser Frage sollen nachfolgend Berechnungen durchgeführt werden, wobei das in der Literatur zur Beantwortung solcher Fragestellungen benutzte Modell eines dickwandigen Zylinders herangezogen wird /2, 7/.

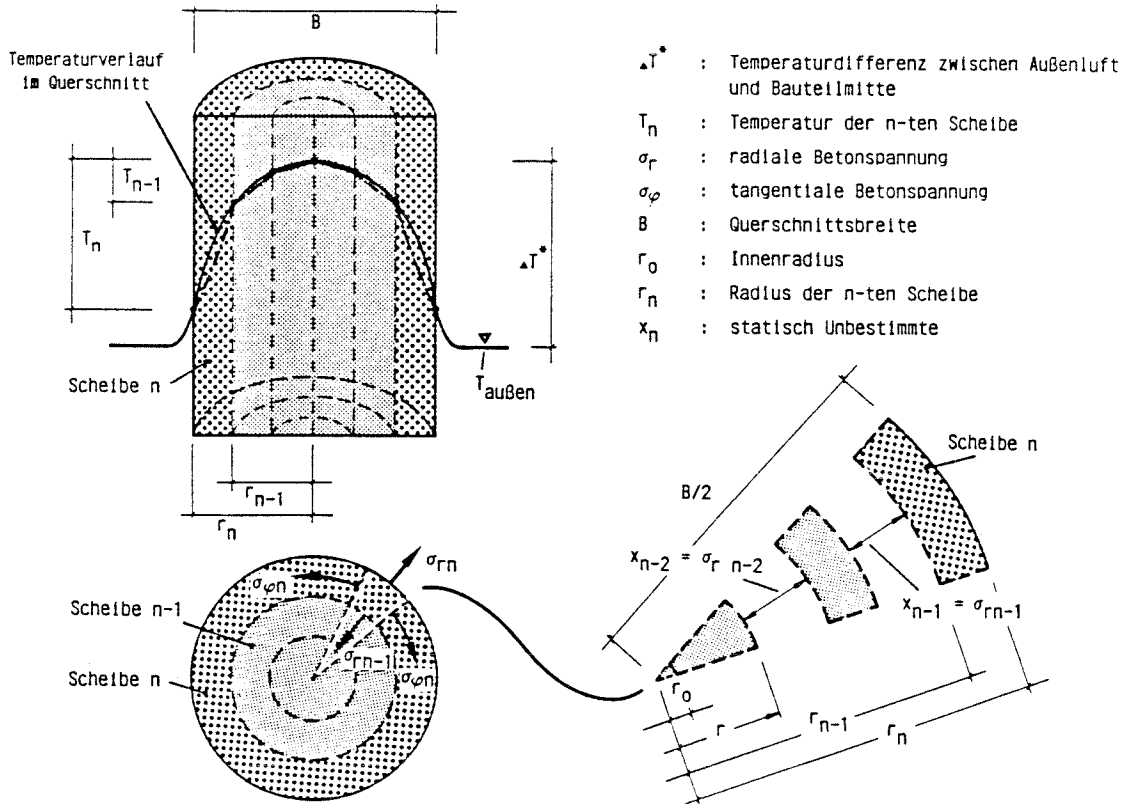
Dabei soll in einem ersten Schritt, durch Berechnung der Temperaturspannungen in einem reinen Betonzylinder und einem Vergleich der Ergebnisse mit den vorstehenden Untersuchungen, die Gültigkeit bzw. die Anwendungsgrenze eines solchen Modells geprüft werden. In einem zweiten Schritt soll anschließend untersucht werden, inwieweit sich Betonstähle oder Spannglieder in Hüllrohren auf die maßgebenden Spannungen auswirken.

Bei dem Modell des dickwandigen Zylinders, BILD 2.30, wird der Stegquerschnitt zur Erfassung des charakteristischen Temperaturverlaufs in möglichst viele konzentrisch angeordnete Kreisringscheiben unterteilt. Diese Unterteilung ist notwendig, um eine möglichst gute Anpassung zwischen dem tatsächlich vorhandenen Temperaturverlauf im Stegquerschnitt (durchgezogene Kurve) und dem Temperaturverlauf zu erhalten, der der gewählten Spannungsermittlung bei Kreisringscheiben zu Grunde liegt (gestrichelte Kurve). Die als Belastungsgrößen anzusetzenden Innen- bzw. Außentemperaturen ( $T_{n-1}$ ,  $T_n$ ) jeder Kreisringscheibe wurden nach Gleichung (2.11) für das maßgebende Temperaturfeld bestimmt, vgl. Bild 2.27. Die durch diese Temperaturbeanspruchung auftretenden radialen und tangentialen Spannungen ( $\sigma_r$ ,  $\sigma_\varphi$ ) des mehrfach statisch unbestimmten Systems können unter Beachtung der Formänderungen ermittelt werden, sofern elastisches Materialverhalten vorausgesetzt wird. Mit Kenntnis der Kreisringtemperaturen ( $T_{n-1}$ ,  $T_n$ ) ergibt sich nach /19/ die Verformung  $u(r)$  zu:

$$u(r) = 0,5 \cdot \alpha_t \cdot (T_{n-1} - T_n) \cdot r \cdot \left[ \frac{2 \cdot T_{n-1}}{T_{n-1} - T_n} + \frac{1}{\ln(r_n / r_{n-1})} \right] \quad (2.13)$$

$$- \frac{(r_n / r_{n-1})^2}{(r_n / r_{n-1})^2 - 1} \left[ 1 - \mu + (1 + \mu) \cdot \frac{1}{(r / r_{n-1})} \right] - (1 + \mu) \cdot \frac{\ln(r / r_{n-1})}{\ln(r_n / r_{n-1})}$$

mit:  $\alpha_t$  : Wärmedehnzahl,  
 $\mu$  : Querdehnungszahl.



**Bild 2.30:** Mehrschaliges Zylindermodell zur Ermittlung der Eigenspannungen infolge Temperaturbeanspruchung bei einem reinen Betonquerschnitt

Die Spannungen  $\sigma_r$  und  $\sigma_{\varphi}$  bestimmen sich zu:

$$\sigma_r = -0,5 \cdot \alpha_t \cdot (T_{n-1} - T_n) \cdot E \cdot \left[ \frac{(r_n / r_{n-1})^2}{(r_n / r_{n-1})^2 - 1} \cdot \left( 1 - \frac{1}{(r / r_{n-1})^2} \right) - \frac{\ln(r / r_{n-1})}{\ln(r_n / r_{n-1})} \right] \quad (2.14)$$

$$\sigma_{\varphi} = -0,5 \cdot \alpha_t \cdot (T_{n-1} - T_n) \cdot E \cdot \left[ \frac{(r_n / r_{n-1})^2}{(r_n / r_{n-1})^2 - 1} \cdot \left( 1 + \frac{1}{(r / r_{n-1})^2} \right) - \frac{1 + \ln(r / r_{n-1})}{\ln(r_n / r_{n-1})} \right] \quad (2.15)$$

mit:  $E$  : Elastizitätsmodul.

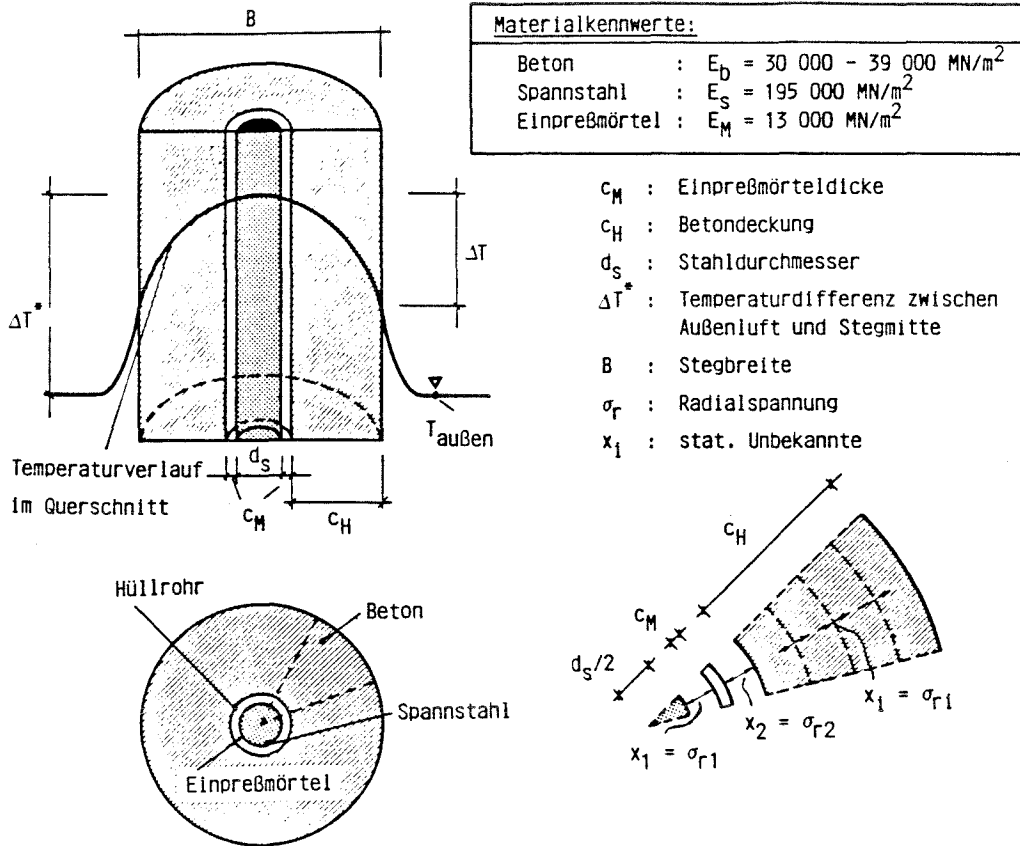
Die für den Außenrand der letzten Scheibe ermittelte tangentielle Ringzugspannung  $\sigma_{\varphi}$  entspricht dann der nach Gleichung (2.13) ermittelten Zugspannung  $\sigma_{bz}$ .

Die Ergebnisse der Berechnung sind als durchgezogene Linien in Bild 2.29 eingezeichnet. Dabei zeigt sich, daß sie im Mittel 20 % geringer sind als die nach dem ersten Ansatz berechneten Werte. Dies ist durch die kleineren Querschnittsflächen des eingeschriebenen Zylinders und die dadurch gegenüber dem quasi-rechteckförmigen Betonquerschnitt verringerte Dehnungsbehinderung zu erklären. Insgesamt zeigt sich jedoch eine recht gute Übereinstimmung, so daß das Zylindermodell zur Beantwortung weiterer Fragen herangezogen werden kann.

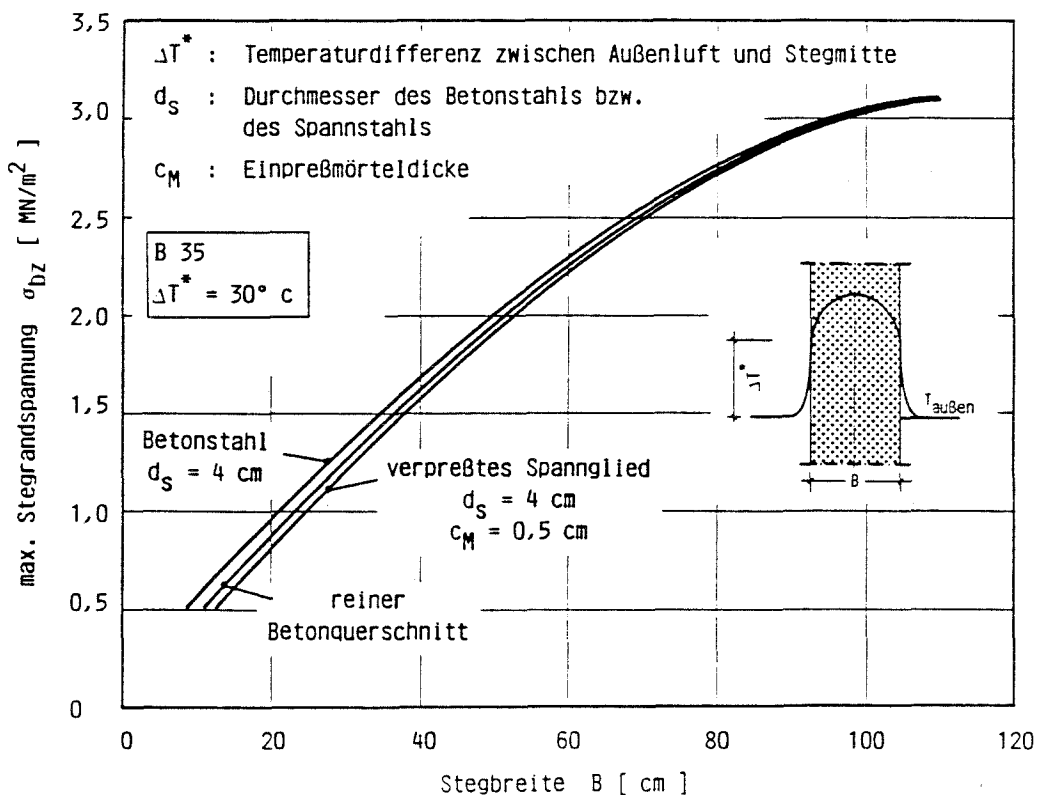
Aufbauend auf diesen Vorüberlegungen soll daher nachfolgend untersucht werden, wie sich ein direkt einbetonierter Betonstahl bzw. ein verpreßtes Spannglied auf die temperaturbedingten Eigenspannungen auswirkt. Dazu wurde das Zylindermodell variiert, BILD 2.31.

Entsprechend dem zu untersuchenden Fall wird der Stahl und der Einpreßmörtel in Form von Kreisringscheiben mit entsprechenden Materialkennwerten angesetzt. Zur Bestimmung der Spannungen  $\sigma_r$  und  $\sigma_{\varphi}$  jeder einzelnen Scheibe gelten dieselben Ansätze wie bei den Berechnungen für den reinen Betonquerschnitt.

In BILD 2.32 ist die am Stegrand auftretende Zugspannung für einen Betonstahl und für einen verpreßten Spannstahl mit jeweils gleichem Stabdurchmesser  $d_s$  aufgetragen. Die Berechnungen erfolgten für eine Temperaturdifferenz von  $\Delta T^* = 30^\circ\text{C}$  zwischen Außenluft und Stegmitte unter Berücksichtigung der in Bild 2.27 dargestellten Temperaturverläufe. Zum Vergleich ist zusätzlich der Spannungsverlauf gezeigt, der sich bei Einsatz eines reinen Betonquerschnitts ergibt, vgl. Bild 2.29. Aus dieser Darstellung wird deutlich, daß die Eigenspannungen des verpreßten Spannglieds im Vergleich zu denen des reinen Betonquer-



**Bild 2.31:** Zylindermodell zur Ermittlung der Eigenspannungen infolge Temperaturbeanspruchung bei einem Spannbetonquerschnitt ( $c_M \neq 0$ ) bzw. einem Stahlbetonquerschnitt ( $c_M = 0$ )



**Bild 2.32:** Eigenspannungen am Stegrand infolge Temperaturbeanspruchung

schnitts geringer ausfallen. Dieser Spannungsabbau ist auf eine Veränderung der Steifigkeitsverhältnisse infolge der Komponenten Stahl und Einpreßmörtel zurückzuführen, wobei der Einpreßmörtel mit seinem sehr geringen E-Modul maßgeblich für die Spannungsminderung verantwortlich ist. Diese Abminderung ist bei kleinen Stegbreiten am größten und nimmt mit steigender Querschnittsbreite immer mehr ab. Die Spannungen des Betonstahles liegen dagegen über denen des reinen Betonquerschnitts.

Insgesamt gesehen werden die Abweichungen zwischen den dargestellten Spannungskurven mit wachsender Stegbreite zunehmend geringer. Die Kurvenverläufe der betonstahlbewehrten bzw. spannstahlbewehrten Querschnitte zeigen, daß die zugehörigen Eigenspannungen gegen die des reinen Betonquerschnitts konvergieren.

Die Wirkung einer veränderten Temperaturdifferenz  $\Delta T$  zwischen Bauteilinnen- und Bauteilaußentemperatur soll in BILD 2.33 verdeutlicht werden. Hier sind die mit dem Zylindermodell ermittelten Spannungen der genannten Fälle (Beton-Betonstahl-verpreßtes Spannglied) für eine Stegbreite von  $B = 20$  cm über der Temperaturdifferenz  $\Delta T$  aufgetragen. Diese Darstellung zeigt, daß mit zunehmender Temperaturbeanspruchung der spannungsmindernde Einfluß des verpreßten Spanngliedes zunimmt.

Um den Einfluß einer veränderten Betongüte auf die Temperaturspannungen zu zeigen, sind in BILD 2.34 die maximalen Zugspannungen am Stegrand  $\sigma_{bz}$  in Abhängigkeit von der Betongüte aufgetragen. Die Berechnungen wurden wiederum mit beiden Rechenansätzen für eine in der Baupraxis übliche Stegbreite von  $B = 80$  cm und eine Differenz der Temperaturen von  $\Delta T^* = 30^\circ\text{C}$  zwischen Außenluft und Stegmittentemperatur durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, daß mit steigender Betongüte ein günstigeres Verhältnis zwischen der vorhandenen und der aufnehmbaren Betonzugfestigkeit zu erwarten ist.

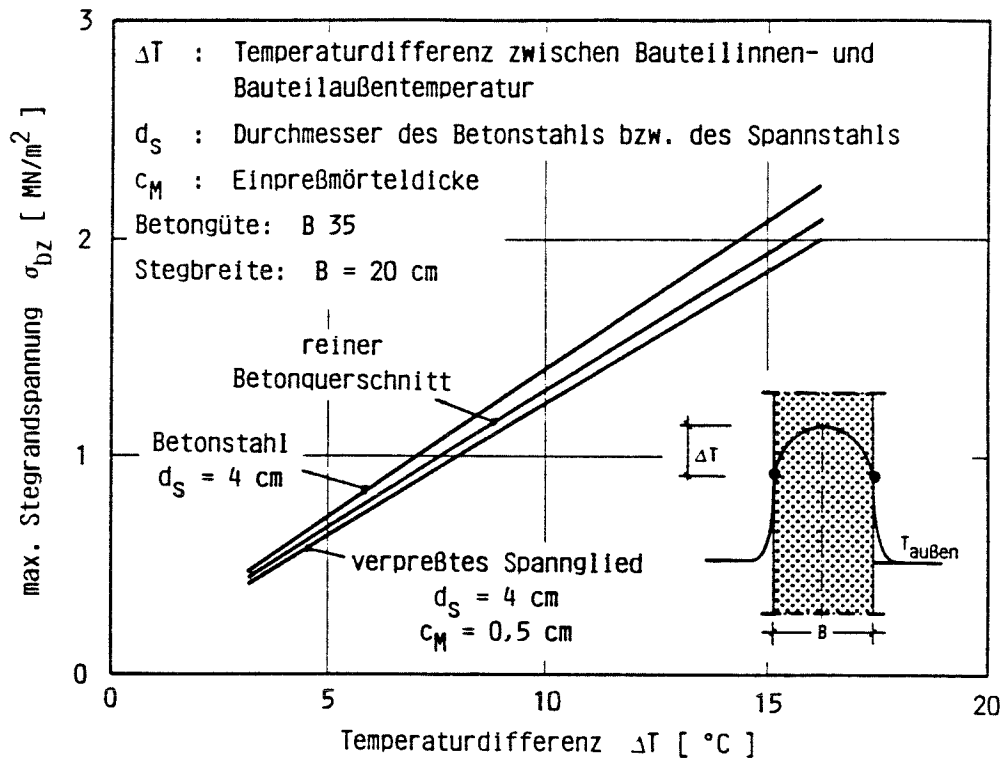


Bild 2.33: Einfluß der Temperaturdifferenz  $\Delta T$  auf die Eigenspannungen am Stegrand bei verschiedenen Querschnittsfällen

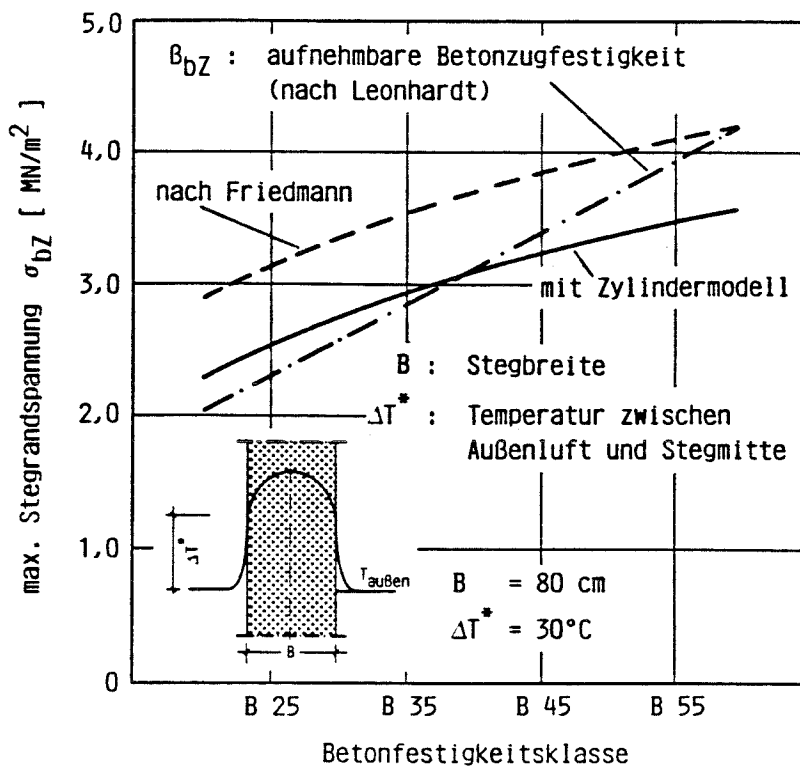


Bild 2.34: Einfluß der Betongüte auf die Eigenspannungen infolge Temperaturbeanspruchung

### 2.3.3 ZWANGSSPANNUNGEN DURCH EIN TEMPERATURGEFÄLLE ZWISCHEN AUSSEN- UND INNENFLÄCHE EINES GE- SCHLOSSENEN BAUTEILQUERSCHNITTS

Durch starke und langanhaltende Sonnenbestrahlung wird auch die Luft in geschlossenen Brückenquerschnitten, z. B. Hohlkästen, stark aufgeheizt. Die rasche Abkühlung der Außenluft in der Nacht ruft so eine positive Temperaturdifferenz zwischen innen und außen ( $T_{\text{innen}} > T_{\text{außen}}$ ) und damit Querbiegemomente im Steg hervor. Diese Momente erzeugen an der Außenseite des Stegs Zugspannungen. Die Momente und die daraus resultierenden Zwangsspannungen sind querschnittsabhängig. Da dadurch eine allgemeingültige Aussage über die zu erwartende Größenordnung der Spannungen nicht möglich ist, soll hier auf das konkrete Beispiel der Jagstbrücke /3/ zurückgegriffen werden.

Bei der Annahme einer Temperaturdifferenz von:

$$- \Delta T = T_{\text{innen}} - T_{\text{außen}} = 20^{\circ}\text{C}$$

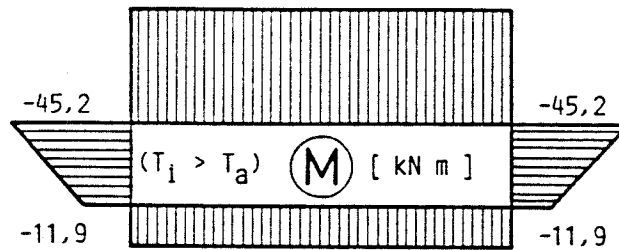
stellte sich für den Hohlkasten der Jagstbrücke der in BILD 2.35 eingezeichnete Biegemomentenverlauf dar. In Höhe des Hüllrohres rief dieser Verlauf eine Zugspannung von  $\sigma_{\text{bZ}} = 0,22 \text{ MN/m}^2$  hervor. Dies entspricht etwa einem Betrag von 10 % der Eigenspannungen, vgl. Abschnitt 2.3.2.

### 2.3.4 ZWANGSSPANNUNGEN INFOLGE TEMPERATURUNTERSCHIED ZWISCHEN OBERER UND UNTERER BEGRENZUNG DES QUERSCHNITTS

Bei Sonneneinstrahlung wird die Oberfläche des Brückenüberbaus gegenüber der Unterfläche mehr erwärmt, vgl. Bild 2.25, Fall b; verstärkt wird dieser Effekt bei Brücken mit schwarzem Asphaltbelag. Bei geschlossenen Querschnitten entstehen durch diese Temperaturbeanspruchung ( $T_{\text{o}} > T_{\text{u}}$ ) ebenfalls Zugspannungen am äußeren Stegrand des Brückenquerschnitts.



Zwangsschnittgrößen durch Temperaturgefälle  
zwischen Innenraum und Außenluft ( $T_i > T_a$ )



Zwangsschnittgrößen durch Temperaturgefälle  
zwischen oberer und unterer Hohlkastenplatte ( $T_o > T_u$ )

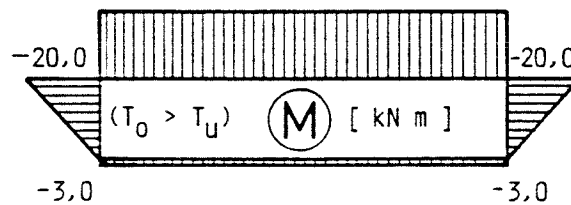


Bild 2.35: Biegemomentenverlauf am Hohlkasten der Jagstbrücke infolge Temperaturunterschied (nach Leonhardt)

Bei der Jagstbrücke /3/ ergaben sich infolge einer Temperaturdifferenz von  $\Delta T = T_o - T_u = 20^\circ\text{C}$  der ebenfalls in Bild 2.35 dargestellte Momentenverlauf mit einer Zugspannung von  $\sigma_{bZ} = 0,09 \text{ MN/m}^2$  in Hüllrohrhöhe. Auch bei diesem Fall zeigte sich, daß die Zwangsspannungen im Vergleich zu den Eigenspannungen von untergeordneter Bedeutung waren.

### 2.3.5 WERTUNG DES TEMPERATUREINFLUSSES

In der Regel treten nicht alle möglichen Temperaturbeanspruchungen zur gleichen Zeit auf. Die vorstehenden Betrachtungen lassen jedoch erkennen, daß in den Eigenspannungen infolge Temperaturdifferenzen zwischen Außenluft und Bauteilinnentemperatur eine wesentliche Ursache für die Entwicklung von Längsrissen seitlich des Hüllrohres

liegen kann. Besonders bei dicken Bauteilen mit einem durchaus realistischen Temperaturgefälle von  $\Delta T^* = 30 \text{ }^\circ\text{C}$  zwischen Querschnittsmitte und Außenluft ist eine Ribbildung infolge dieser Ursache nicht auszuschließen.

Dagegen kann davon ausgegangen werden, daß die je nach Querschnittsart zusätzlich vorhandenen Zwangsspannungen hinsichtlich einer möglichen Längsribbildung von untergeordneter Bedeutung sind. Wie die aufgeführten Beispiele zeigen, werden die von dem linearen Anteil eines Temperaturfeldes hervorgerufenen Zwangsspannungen Größenordnungen annehmen, die alleine noch keine Ribbildung auslösen können.

In der maßgebenden Norm, DIN 1072 /14/, wird eine direkte rechnerische Berücksichtigung der Eigenspannungen nicht gefordert. Entsprechend den Ausführungen in der DIN 1072 wird das Auftreten von Eigenspannungen infolge Temperatur wie auch anderer Ursachen, wie z.B. Hydratationswärme, durch eine "bauartspezifische Bemessungsform in genereller Form" erfaßt. Auf die Praxis übertragen bedeutet dies, daß Eigenspannungen infolge Temperaturdifferenzen durch konstruktive Maßnahmen, wie die der Mindestbewehrung und der Betondeckung, abgedeckt werden müssen.

Dagegen müssen nach der Norm die Zwangsspannungen nachgewiesen werden, die aus einem linearen Temperaturgefälle zwischen einander gegenüberliegenden Außenflächen eines Baukörpers herrühren. In der DIN 1072 /14/ werden je nach Bauart bestimmte Temperaturgrößen  $\Delta T$  (Spannbetonbrücken:  $\Delta T = 7 - 10 \text{ }^\circ\text{C}$ ) angegeben. Diese Temperaturunterschiede  $\Delta T$  bedürfen jedoch einer kritischen Überprüfung, da die durchgeführten Untersuchungen an Spannbetonbrücken belegen, daß durchaus Temperaturunterschiede von  $\Delta T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$  auftreten können. In diesem Zusammenhang sei auf eine geltende neuseeländische Norm verwiesen, die bei Brücken einen Temperaturunterschied bis zu  $\Delta T = 32 \text{ }^\circ\text{C}$  ansetzt.

Mit den erfolgten Vergleichsrechnungen, vgl. Bild 2.32, konnte der Einfluß zweier möglicher Störzonen (einbetonierter Betonstahl und verpreßtes Spannglied) auf die Größe der Eigenspannungen tendenziell erfaßt werden. Dabei wurde festgestellt, daß infolge der Temperaturbeanspruchung die Eigenspannungen des Stahlbetonquerschnitts die des reinen Betonquerschnitts übersteigen. Dagegen wirkt sich ein verpreßtes Spannglied günstig auf die Größe dieser Spannungen aus. In baupraktisch relevanten Fällen werden die Eigenspannungen bei Verwendung eines verpreßten Spanngliedes geringer ausfallen als die bei Verwendung eines Betonstahls. In der Regel unterschreiten sie zugleich die Eigenspannungen des reinen Betonquerschnitts.

Ingesamt gesehen zeigen die Ergebnisse jedoch, daß die Eigenspannungen der untersuchten Fälle (Beton-Betonstahl-verpreßtes Spannglied) nur gering voneinander abweichen, so daß bei einer Temperaturbeanspruchung der Einfluß der vorhandenen Störzonen in der Regel vernachlässigt werden kann. In der Praxis kann daher auf eine Unterscheidung zwischen einem temperaturbeanspruchten Stahlbeton- und einem entsprechend beanspruchten Spannbetonbauteil verzichtet werden. Dies bedeutet, die in den Stahlbetonnormen aufgeführten Vorgehensweisen zur Erfassung der Eigenspannungen in der Regel auf Spannbetonbauteile übertragbar sind.

Falls für spezielle Untersuchungen ein direkter Nachweis der Eigenspannungen erforderlich wird, ist es durchaus vertretbar, immer von einem reinen Betonquerschnitt auszugehen. Zur praxisgerechten Abschätzung der Wahrscheinlichkeit einer Längsrißbildung können die dabei ermittelten Spannungen ohne weiteres herangezogen werden.

## 2.4 BEANSPRUCHUNGEN DER BETONSCHALE DURCH SCHWINDABHÄNGIGES MATERIALVERHALTEN IM QUERSCHNITT

### 2.4.1 ALLGEMEINE GRUNDLAGEN

Beton vermindert durch Feuchtigkeitsabgabe beim Austrocknen sein Volumen. Dieser Vorgang, der als Schwinden oder Schwindverkürzung bezeichnet wird, beginnt an der Oberfläche und setzt sich ins Bauteilinnere fort. Das Feuchtigkeitsgefälle ist besonders stark bei dicken Bauteilen und bei großen, freien Oberflächen. BILD 2.36 zeigt z. B. das Feuchtigkeitsgefälle eines Betonbauteils mit einer Querschnittsdicke von  $B = 20$  cm. Da sich dieses Gefälle ähnlich dem Temperaturgefälle über den Querschnitt verteilt, vgl. Bild 2.27, gelten für das Schwinden im Grunde die gleichen Überlegungen wie für die Temperaturbeanspruchung. Dementsprechend entstehen auch hier durch den nicht-linearen Verlauf der Schwindverteilungskurve, der proportional zum Feuchtigkeitsgefälle ist, Eigen- und Zwangsspannungen.

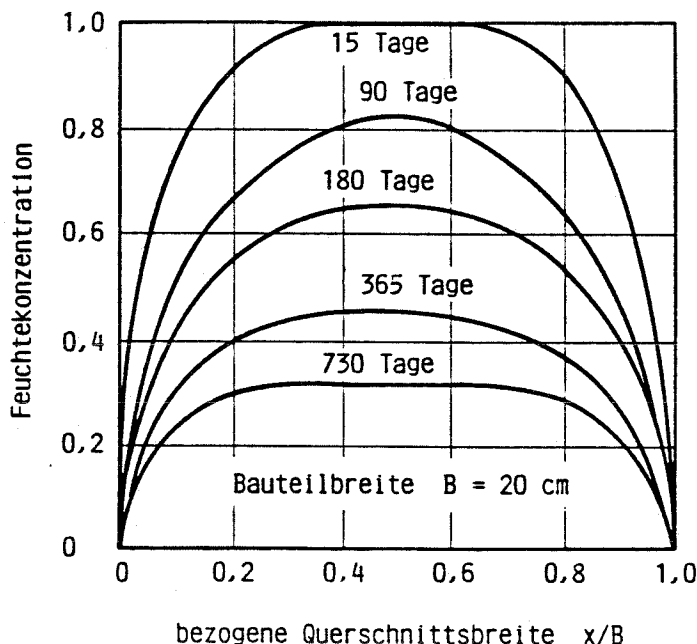


Bild 2.36: Feuchtigkeitsgefälle infolge Schwindens über der Querschnittsbreite eines Bauteils (nach Franz)

Zusätzlich zu den Spannungen, die aus einer unterschiedlichen Austrocknungsgeschwindigkeit innerhalb des Querschnitts resultieren, werden weitere Eigenspannungen durch bestimmte Störzonen im Betonquerschnitt hervorgerufen. Solche Störzonen werden durch Elemente im Beton gebildet, die nicht oder nur in geringem Maße schwinden und dadurch die Schwindverformung des umgebenden Restbetons behindern. Zuschlagkörner, Betonstähle und Spannglieder sind solche Störzonen. Der behindernde Teil erfährt dabei eine Druckbeanspruchung, während im Beton Zugspannungen auftreten, die unmittelbar neben der Störzone ihr Maximum besitzen.

Im Gegensatz zur Temperaturspannung bauen sich die Schwindspannungen nur allmählich auf und werden daher durch das Kriechen des Betons teilweise abgebaut.

Da bei den bekanntgewordenen Schadensfällen, hinsichtlich der Längsrißbildung, neben den aus der Temperaturbeanspruchung resultierenden Eigenspannungen, Spannungen infolge einer Schwindbehinderung als wesentliche Ursache festgestellt wurden, soll im folgenden auf diese Art der Beanspruchung näher eingegangen werden.

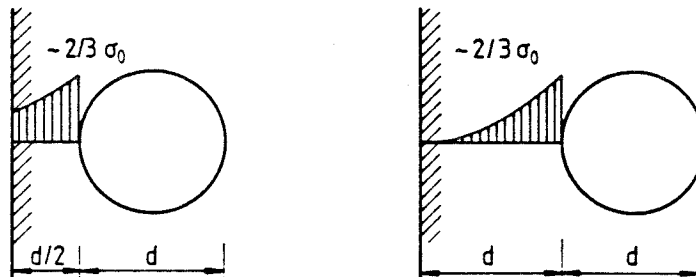
#### 2.4.2 EIGENSPANNUNGEN INFOLGE SCHWINDBEHINDERUNG

Geht man von dem Extremfall der völlig starren Behinderung durch einen Betonstahl aus, so wird sich nach /4/ überschlägig der in BILD 2.37 skizzierte Zugspannungsverlauf in Abhängigkeit von der jeweiligen Betondeckung einstellen. Unmittelbar neben dem Betonstahl entsteht bei dem dargestellten Zweikomponentenquerschnitt (Beton und Stahl) eine maximale Betonzugspannung von  $\sigma_0 = \epsilon_{s0} \cdot E_b$ , die nach /4/ durch Kriechen auf einen Wert von  $\sigma_{bz} = 2/3 \cdot \sigma_0$  abgemindert wird. Für ein Schwindmaß von  $\epsilon_{s0} = -20 \cdot E-05$  sind in Abhängigkeit von der Betonfestigkeitsklasse die Maximalwerte  $\sigma_0$  in Bild 2.37 angegeben. Die Spannungen infolge Schwindbehinderung klingen zum Querschnittsrand hin ab und können bei einer Betondeckung, die gleich dem Betonstahl-

Betongüte	Betonspannung $\sigma_0$
B 25	6,0 MN/m <sup>2</sup>
B 35	6,8 MN/m <sup>2</sup>
B 45	7,4 MN/m <sup>2</sup>
B 55	7,8 MN/m <sup>2</sup>

$$\sigma_0 = \epsilon_{s0} \cdot E_b$$

$$\epsilon_{s0} = -2,0 \cdot 10^{-5}$$



- $\sigma_0$  : Betonspannung bei absoluter Schwindbehinderung
- $\epsilon_{s0}$  : Endschwindmaß
- $E_b$  : Elastizitätsmodul des Betons
- $d$  : Stahldurchmesser

Bild 2.37: Betonspannungen infolge Schwindbehinderung durch den Stahl bei verschieden starker Betondeckung (nach König)

durchmesser ist, am äußeren Betonrand bis auf  $\sigma_{bz} = 0$  absinken. Bei geringen Betondeckungen verbleibt auch am Außenrand eine relativ hohe Zugspannung.

Hinsichtlich einer Rißbildung parallel zum Stahl kann diese Spannungsverteilung wie folgt bewertet werden. Bei großen Betondeckungen wird die am Stahl liegende Spannungsspitze durch Mikrorißbildungen, die nicht bis zum Außenrand durchschlagen, abgebaut. Bei geringen Betondeckungen führt die nahezu gleichmäßige Spannungsverteilung aufgrund ihres niedrigen Spannungsgradienten vermutlich zu einem bis zur Außenseite durchgehenden Riß.

Bei der Übertragung dieser Kenntnisse auf den Störeinfluß großer Spannglieder in Hüllrohren ist die zusätzliche Auswirkung der den Stahl umgebenden Einpreßmörtelschicht zu

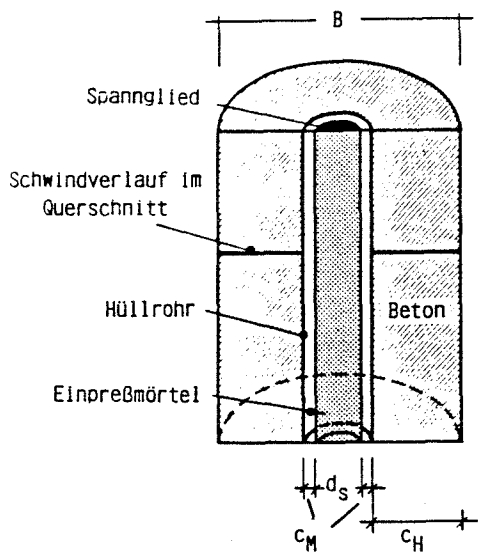
beachten. Während einerseits die großen Stahlquerschnitte solcher Spannglieder eine starke Schwindbehinderung erwarten lassen, ist andererseits eine Verminderung der Spannungen durch die Einpreßmörtelschicht zu vermuten.

Zur genaueren Untersuchung dieser Frage, werden nachfolgend die infolge einer Schwindbehinderung auftretenden Spannungen mit dem vorgestellten Modell des mehrschaligen dickwandigen Zylinders berechnet, vgl. Abschnitt 2.3.2. Mit dieser am Zylindermodell durchgeführten Berechnungsart werden zugleich auch die Eigenspannungen erfaßt, die von Natur aus, ohne eine Behinderung auftreten, sobald ein Betonbauteil schwindet. Diese Eigenspannungen entstehen nur dann, wenn über dem Querschnitt eine unterschiedliche Austrocknungsgeschwindigkeit und damit ein unterschiedliches Schwindmaß vorhanden ist. Da aber bei der folgenden Spannungsermittlung ein konstantes Schwindmaß verwendet wird, bestehen die ermittelten Eigenspannungen nur aus dem Eigenspannungsanteil, der aus der Schwindbehinderung durch den Spannstahl herrührt.

Zur Ermittlung der Eigenspannungen infolge der Schwindbehinderung durch den Spannstahl wird gemäß BILD 2.38 der Spannstahl, das Hüllrohr und der Einpreßmörtel in Form einer Scheibe mit den entsprechenden Materialkennwerten angesetzt. Da die Schwindbeanspruchung mit dem Lastfall Temperatur zu vergleichen ist, erfolgt die Ermittlung der Spannungen  $\sigma_{\varphi}$  und  $\sigma_r$  in gleicher Weise, wie schon in Abschnitt 2.3.2 für die Temperaturbeanspruchung erläutert.

Die Berechnungen wurden für einen Beton der Festigkeitsklasse B 35 und für ein konstantes Schwindmaß von  $\epsilon_{so} = -20 \cdot E-05$  durchgeführt. Variiert wurde dabei der Spannstahldurchmesser  $d_s$  und die Betondeckung  $c_H$ ; die Dicke der Einpreßmörtelschicht wurde überall mit  $c_M = 0,5$  cm angesetzt.

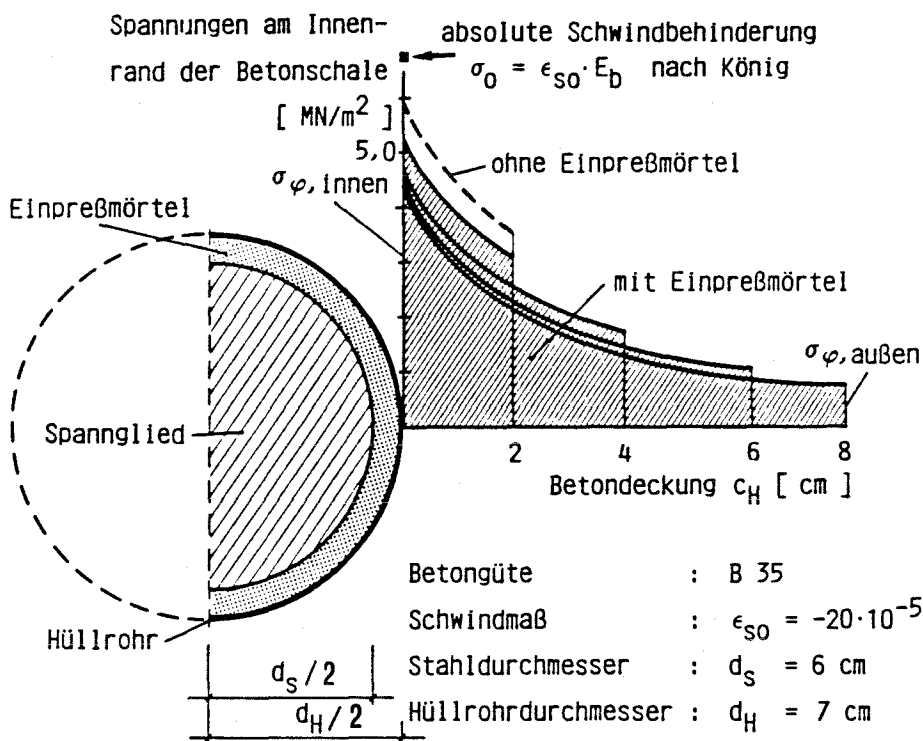
Die Wirkung einer veränderten Betondeckung  $c_M$  verdeutlichen die BILDER 2.39 und 2.40. In Bild 2.39 ist für einen



Kennwerte:	
Beton	: $E_D = 34\ 000\ \text{MN/m}^2$
Spannstahl	: $E_S = 195\ 000\ \text{MN/m}^2$
Hüllrohr	: $E_H = 210\ 000\ \text{MN/m}^2$
Einpreßmörtel	: $E_M = 13\ 000\ \text{MN/m}^2$
Schwindmaß	: $\epsilon_{SO} = -20 \cdot 10^{-5}$
Einpreßmörteldicke	: $c_M = 0,5\ \text{cm}$

- $c_M$  : Einpreßmörteldicke
- $c_H$  : Betondeckung
- $d_S$  : Stahldurchmesser
- $B$  : Stegbreite (Querschnittsbreite)

**Bild 2.38:** Annahmen am mehrschaligen Zylindermodell zur Ermittlung der Eigenspannungen infolge Schwindbehinderung



- Betongüte : B 35
- Schwindmaß :  $\epsilon_{SO} = -20 \cdot 10^{-5}$
- Stahldurchmesser :  $d_S = 6\ \text{cm}$
- Hüllrohrdurchmesser :  $d_H = 7\ \text{cm}$

**Bild 2.39:** Einfluß der Betondeckung auf die Größe der Eigenspannungen infolge Schwindbehinderung



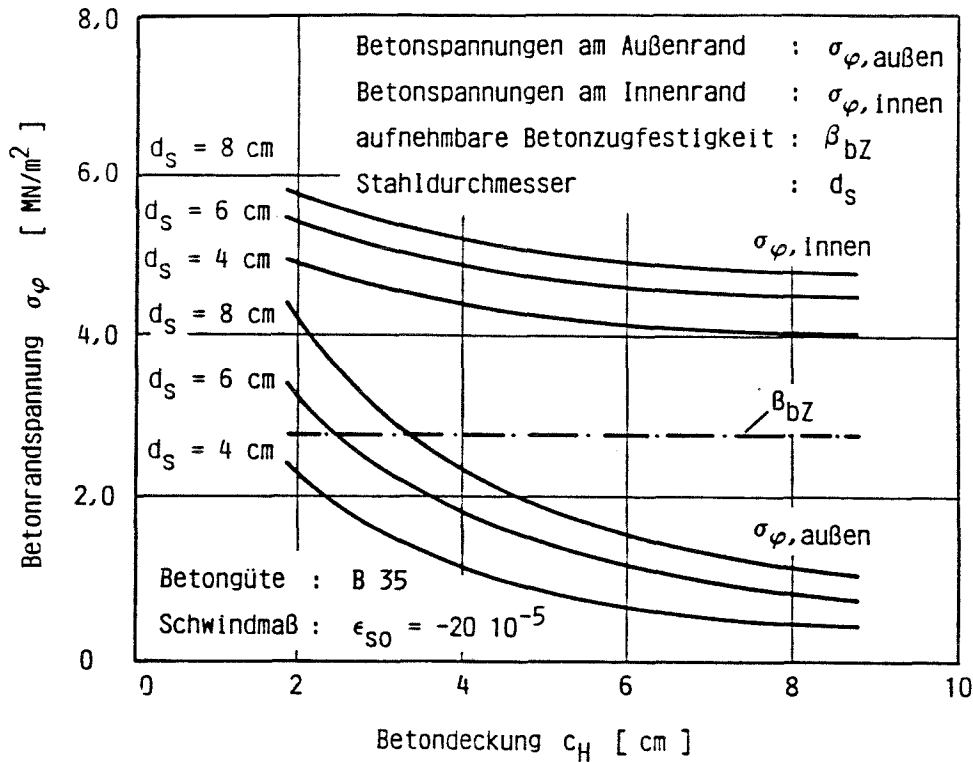


Bild 2.40: Betonspannungen am Innen- bzw. Außenrand der Betonschale infolge Schwindens

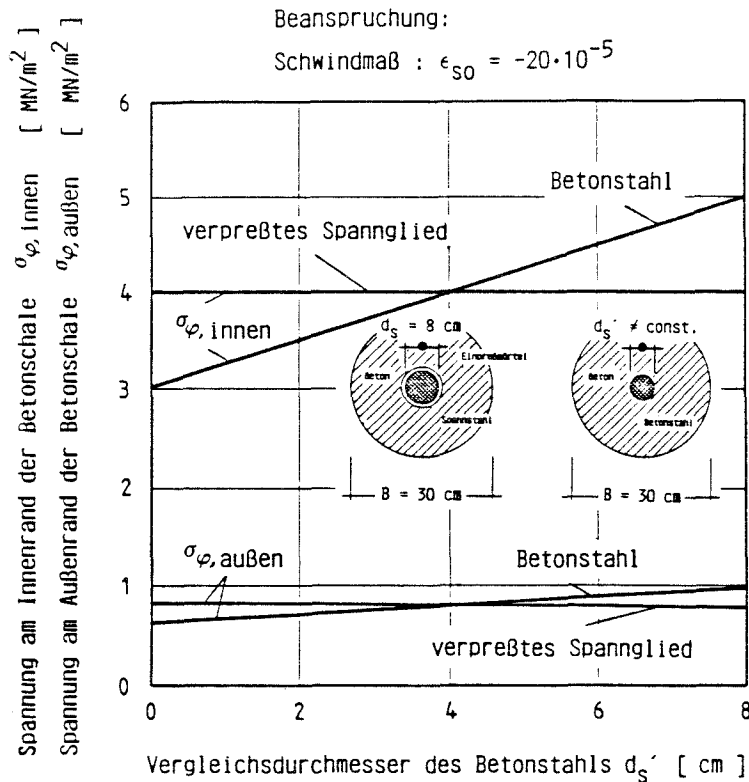
Spannstahl mit einem Durchmesser von  $d_s = 6$  cm der Spannungsverlauf über der Betondeckung  $c_H$  aufgezeichnet. In das Diagramm wurde zusätzlich der Verlauf der Spannungen skizziert, der sich bei der Berechnung mit dem Zylindermodell für den Fall eines entsprechend dicken Betonstahls ergibt. Desweiteren ist der Grenzwert  $\sigma_o$  für die absolute Schwindbehinderung dokumentiert.

Die Darstellung zeigt einen exponentiell verlaufenden Spannungsabfall zum Außenrand. Der Maximalwert  $\sigma_{\varphi, \text{innen}}$  wird mit wachsender Betondeckung abgebaut. Dagegen konvergiert die Spannung am Außenrand offensichtlich gegen einen Grenzwert. Durch die veränderten Steifigkeitsverhältnisse infolge des geringen E-Moduls des Einpreßmörtels fallen die Betonspannungen des verpreßten Spannglieds im Vergleich zu denen des unmittelbar eingebetteten Betonstahls deutlich geringer aus.

In Bild 2.40 sind für verschiedene Spannstahldurchmesser die am Betonaußen- und -innenrand auftretenden Spannungen über der Betondeckung  $c_H$  aufgetragen. Ersichtlich ist, daß für praxisrelevante Betondeckungen  $c_H$  ( $c_H \geq 4,0$  cm) die Spannungen am Außenrand  $\sigma_{\varphi, \text{außen}}$  unter dem Wert der aufnehmbaren Betonzugfestigkeit bleiben. Dies gilt erst recht, wenn man einen zusätzlichen Spannungsabbau durch Kriechen annimmt. Am Betoninnenrand liegen dagegen die ermittelten Spannungen  $\sigma_{\varphi, \text{innen}}$  erheblich über der Betonfestigkeit, so daß selbst bei einer Spannungsminderung durch Kriechen die Werte in Höhe der Betonzugfestigkeit bleiben und dort eine Mikrorißbildung erzeugen können. Ob sich daraus eine durchgehende Rißbildung entwickelt, wird dann im wesentlichen von dem Spannungsgradienten, d. h. vom Verhältnis der Spannungen am Außenrand zu den Spannungen am Innenrand abhängen.

Durch einen Vergleich soll der spannungsmindernde Einfluß des Einpreßmörtels auf die Größe der Eigenspannungen infolge der Schwindbehinderung nochmals verdeutlicht werden. Für diesen Vergleich wurden zuerst die Eigenspannungen infolge Schwindbehinderung für das in BILD 2.41 skizzierte verpreßte Spannglied ermittelt. In einem zweiten Schritt wurde ein entsprechender Betonstahldurchmesser gesucht, der die selben Spannungen, wie das verpreßte Spannglied im Beton hervorruft. Nimmt man für eine Gegenüberstellung einen Betonquerschnitt mit einer Breite von  $B = 30$  cm und ein Schwindmaß von  $\epsilon_{so} = -20 \cdot E-05$  an, vgl. Bild 2.41, so darf bei gleichen Betonspannungen  $\sigma_{\varphi, \text{innen}}$  und  $\sigma_{\varphi, \text{außen}}$  der Durchmesser  $d_s'$  eines Betonstahls nur halb so groß sein ( $d_s' = 4$  cm) wie der eines Spannstahls ( $d_s = 8$  cm) mit einer Einpreßmörtelschicht von  $c_M = 1,0$  cm.

Bei den eingezeichneten Betonspannungswerten wurde der spannungsmindernde Kriecheinfluß nicht berücksichtigt. Er läßt sich mit Hilfe der Spannungen am Zylindermodell wie folgt erklären. Neben den bisher betrachteten tangentialen Zugspannungen  $\sigma_{\varphi}$  treten radiale Druckspannungen  $\sigma_r$  auf, die am Innenrand der Betonscheibe ihren Maximalwert anneh-



Spannstahl	: $E_V = 195\ 000\ \text{MN/m}^2$	Betonstahl	: $E_S = 210\ 000\ \text{MN/m}^2$
Hüllrohr	: $E_H = 210\ 000\ \text{MN/m}^2$	Beton	: $E_b = 34\ 000\ \text{MN/m}^2$
Beton	: $E_b = 34\ 000\ \text{MN/m}^2$		
Einpreßmörtel	: $E_M = 13\ 000\ \text{MN/m}^2$		
	$c_M = 1,0\ \text{cm}$		

Bild 2.41: Einfluß des Einpreßmörtels auf die Eigen-  
spannungen infolge Schwindbehinderung

men. Durch das Kriechen des Betons werden diese Druckspannungen im Laufe der Zeit abgebaut, so daß die Beanspruchungsursache selbst und damit die zu erwartenden Spannungen verringert werden. Diese Abminderung der Spannungen kann nach /4/ je nach Kriechzahl 40 - 60 % betragen.

### 2.4.3 WERTUNG DES SCHWINDEINFLUSSES

Die durchgeführten Berechnungen zur Ermittlung der Eigen-  
spannungen, die aus einer Schwindbehinderung durch den  
Spannstahl resultieren, führten zu folgendem Ergebnis.

Unmittelbar neben dem Spannstahl werden die Betonspannungen  $\sigma_{\varphi, \text{innen}}$  unabhängig von der Betondeckung einen Grenzwert annehmen, der weit über der Zugfestigkeit des Betons  $\sigma_{bZ}$  nach /12/ liegt. Selbst wenn man einen Spannungsabbau durch Kriechen voraussetzt, befindet sich dieser Grenzwert immer noch in Höhe der aufnehmbaren Betonzugfestigkeit. Im Gegensatz dazu ist die am Außenrand auftretende Betonspannung  $\sigma_{\varphi, \text{außen}}$  von der Betondeckung abhängig und in der Regel geringer als die aufnehmbare Betonzugfestigkeit. Mit wachsender Betondeckung wird diese immer mehr abgebaut.

Daher steuert die Größe der Betondeckung das Verhältnis zwischen  $\sigma_{\varphi, \text{innen}}$  und  $\sigma_{\varphi, \text{außen}}$  und bestimmt damit die Form einer möglichen Rißbildung. Ab einer Betondeckung von ca.  $c_H = 6$  cm ergibt sich gemäß Bild 2.39 am Innenrand der Betonschale durch den zunehmenden Abbau von  $\sigma_{\varphi, \text{außen}}$  eine ausgeprägte Spannungspitze, die mit großer Wahrscheinlichkeit durch eine Mikrorißbildung abgebaut wird. Die auftretenden Mikrorisse werden jedoch nicht bis zum Außenrand durchschlagen. Dagegen bewirkt eine geringe Betondeckung ( $c_H < 6$  cm) eine nahezu gleichmäßige Spannungsverteilung. Aufgrund des geringen Spannungsgradienten entsteht hierbei vermutlich ein bis zum Außenrand durchgehender Riß.

Darüberhinaus ist anzunehmen, daß sich die ermittelten Eigenspannungen noch geringfügig erhöhen, falls eine unterschiedliche Austrocknungsgewindigkeit und damit ein unterschiedliches Schwindmaß über dem Querschnitt vorhanden ist. Da bei den hier durchgeführten Berechnungen ein gleichmäßiges Schwindmaß vorausgesetzt wurde, konnte dieser Effekt nicht erfaßt werden.

Zu den Eigenspannungen infolge der Schwindbehinderung ist anzumerken, daß durch den Ansatz eines Endschwindmaßes die ermittelten Spannungswerte nicht die Maximalwerte darstellen. Diese Maximalwerte treten, wie dem BILD 2.42 zu entnehmen ist, zu einem früheren Zeitpunkt auf, bei dem die Zugfestigkeit des Betons noch nicht voll ausgebildet ist.

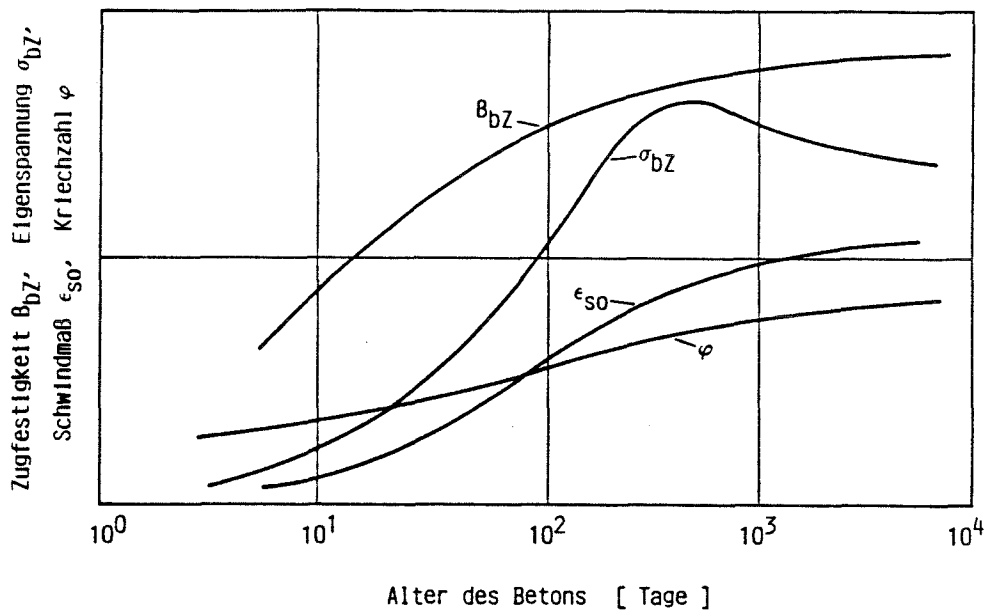


Bild 2.42: Qualitativer Verlauf der zeitlichen Entwicklung der Eigenspannungen aus Schwindbehinderung (nach König)

## 2.5 VERGLEICH DER NICHT VERBUNDSPANNUNGSBEDINGTEN LÄNGSRISSURSACHEN UNTER BESONDERER BERÜCKSICHTIGUNG DER BETONDECKUNG

Durch die vorhergehenden Untersuchungen wurde der Einfluß der Bauteilbeanspruchungen Temperatur, Schwinden und Umlenkraft im Hinblick auf eine mögliche Längsrißbildung einzeln abgeschätzt.

Dabei zeigte sich, daß besonders Temperatur- bzw. Schwindbeanspruchungen eine Längsrißbildung im Spanngliedbereich auslösen können. Im Vergleich zu diesen beiden Beanspruchungsfällen ist der Einfluß der Umlenkraft von untergeordneter Bedeutung. Hier ist eine Längsrißbildung erst dann wahrscheinlich, wenn eine sehr geringe Betondeckung

( $c_H \leq 0,2 d_H$ ) in Verbindung mit einem geringen Krümmungsradius ( $R < 10,0$  m) auftritt. Da aber in der Praxis sowohl größere Betondeckungen als auch größere Krümmungsradien die Regel sind, ist die Möglichkeit einer vorzeitigen Längsrißbildung infolge der Umlenkkraft gering. Allgemein ergaben die Betrachtungen zur Wirkung der Umlenkkraft, daß sich eine größere Betondeckung günstig auf das Längsrißverhalten auswirkt.

Die Untersuchungen zur Temperatur- und Schwindbeanspruchung zeigten dagegen, daß unter Beachtung praxisrelevanter Beanspruchungsbedingungen eine Längsrißbildung nicht immer auszuschließen ist. Längsrisse infolge Temperatur sind besonders dann möglich, wenn große Bauteilquerschnitte ( $B \geq 0,8$  m) vorliegen und ein Temperaturgefälle von  $\Delta T^* = 30^\circ\text{C}$  zwischen Bauteilmitte und Außenluft vorhanden ist. Im Falle der Temperaturbeanspruchung ist die Größe der Betondeckung hinsichtlich der Längsrißbildung irrelevant, da der gesamte Bauteilquerschnitt die Größe der Beanspruchung bestimmt.

Im Gegensatz dazu zeigten die Untersuchungen zur Schwindbehinderung, daß hier die Möglichkeit einer Längsrißbildung primär von der Größe der Betondeckung gesteuert wird. Die durchgeführten Berechnungsbeispiele ergaben, daß mit steigender Betondeckung die Wahrscheinlichkeit einer Längsrißbildung zunehmend verringert wird. Unterhalb eines Grenzwertes von  $c_H < 6$  cm ist daher durchaus mit dem Auftreten von Längsrissen zu rechnen.

### 3. VERSUCH

Nachdem in Abschnitt 2 die Ursachen einer möglichen Längsrißbildung sowie Ansatzpunkte zu ihrer Verhinderung erläutert wurden, soll nachstehend die Durchführung der im Rahmen der vorliegenden Arbeit erforderlichen Versuche erläutert werden.

Ausgehend von der durch Längsrißbildungen bei Pull-Out-Versuchen /1/ gestützten Vermutung, daß bei teilweise vorgespannten Bauteilen infolge einer Verbundbeanspruchung an den bereits unter Gebrauchslast vorhandenen Querrissen auch Längsrißbildungen auftreten können, wurden in den vergangenen Jahren am Institut für Massivbau der RWTH Aachen zur Untersuchung einer solchen Rißbildung Versuche an zentrisch belasteten Dehnkörpern mit gerader Spanngliedführung durchgeführt /2/. Ziel dieser Untersuchungen war es, an möglichst einfachen Versuchskörpern, bei denen die Anzahl möglicher Einflußfaktoren auf ein Minimum beschränkt werden konnte, durch Parameterstudien, Grundlagenkenntnisse über den Verbundmechanismus und über die Festigkeit der umhüllenden Betonschale bei Spanngliedern in Hüllrohren zu gewinnen. Aus den Ergebnissen dieser experimentellen Untersuchungen konnten Konstruktionsempfehlungen zur Festlegung der Betondeckung sowie zur Dimensionierung der Querbewehrung abgeleitet werden.

Gebräuchliche Spannbetonbauteile unterscheiden sich jedoch durch die Art der Spanngliedführung sowie durch die Größe der Längs- und Querbewehrung von den untersuchten Prüfkörpern. Durch den gekrümmten Spanngliedverlauf treten Umlenkkräfte auf, deren Auswirkungen auf eine Längsrißbildung noch unzureichend erfaßt sind. Desweiteren werden bei solchen Bauteilen in der Regel deutlich stärker dimensionierte Quer- und Längsbewehrungen eingesetzt.

Während Querbewehrungen, wie schon in Abschnitt 2 erläutert, im Hinblick auf die Entstehung von Längsrissen von untergeordneter Bedeutung sind, ist damit zu rechnen, daß

Längsbewehrungen die Bildung solcher Risse in erheblichem Maße beeinflussen. Da Längsbewehrungen in Bauteilen aufgrund der in DIN 4227 /13/ geforderten Mindestbewehrung sowie zur Gewährleistung der notwendigen Rißbreitenbegrenzung immer vorhanden sind, soll ihr vermutlich günstiger Einfluß im Rahmen der geplanten Versuche als wesentlicher Parameter gezielt erfaßt werden.

Dementsprechend ist unter besonderer Beachtung dieses maßgeblichen Parameters an praxisnahen, teilweise vorgespannten Biegeträgern zu überprüfen, ob die unter der Voraussetzung einer wirksamen Rißbreitenbegrenzung in /2/ abgeleiteten Empfehlungen zur Festlegung von Betondeckung und Querbewehrung auf Biegeträger übertragbar sind. Dabei ist zu klären, ob die Dimensionierung von Betondeckung und Querbewehrung ausreicht, um die durch Verbundbeanspruchung infolge Querrißbildung auftretenden Sprengkräfte aufzunehmen. Den Auswirkungen, die sich aus der unterschiedlichen Bauteilform von zentrisch belasteten Dehnkörpern und Biegeträgern auf die Entstehung und Ausbildung von Längsrissen ergeben, ist dabei besondere Aufmerksamkeit zu widmen.

Ergänzend sei bereits an dieser Stelle darauf hingewiesen, daß weitere unplanmäßige Beanspruchungen der Betondeckung, wie z.B. durch Temperatur- oder Schwindeinflüsse, im Rahmen der Versuchsauswertung zwar berücksichtigt, nicht jedoch als Belastungsgrößen in Ansatz gebracht wurden.

### 3.1 VERSUCHSPROGRAMM

Vorgesehen war die experimentelle Untersuchung von zwei, mit jeweils einem Großspannglied teilweise vorgespannten Biegeträgern. Dabei sollten die beiden Bauteile so konzipiert werden, daß grundsätzliche Anforderungen und Ausführungskriterien der Praxis in Einklang gebracht wurden mit versuchstechnisch bedingten Zwangspunkten. Unter Berücksichtigung dieses übergeordneten Gesichtspunktes sollten Kosten-, Zeit und Raumaufwand minimiert werden.



Wesentliche Parameter für die Durchführung der Versuche und die Interpretation der Versuchsergebnisse waren dabei:

- die Größe und Anordnung der Vorspannung,
- die Längs- und Querbewehrung der Bauteile und
- die Betondeckung von Spanngliedern und Betonstählen.

Bei ihrer Bestimmung, die im nachfolgenden noch genauer erläutert wird, wurden die Belange der Baupraxis in besonderem Maße berücksichtigt.

Die weitere Dimensionierung der Bauteile sowie daraus resultierend die Reiß- und Bruchlast der Versuchsträger war dagegen zwangsläufig von den versuchstechnischen Möglichkeiten, wie z.B. den maximal aufzubringenden Prüflasten, bestimmt.

Einzelne sich hieraus ergebende Widersprüche, wie z.B. die Verwendung eines im Hinblick auf die Längsrißbildung kritischen Großspanngliedes in einem relativ kleinen Biegeträger mit geringer Tragkraft, mußte dabei in Kauf genommen werden, um Kosten und Zeitaufwand in einem vertretbaren Rahmen zu halten.

Detaillierte Angaben zur Festlegung der einzelnen Versuchsparameter, zur Dimensionierung der Bauteile und zur Durchführung des Versuchs werden nachfolgend im einzelnen vorgestellt.

### 3.2 GENERELLE VORGABEN ZUR KONZEPTION DER VERSUCHSKÖRPER

Nach den Untersuchungen aus /1/ und /2/ steigt die Wahrscheinlichkeit einer Längsrißbildung mit zunehmender Spanngliedgröße. Gleichzeitig wurde dort festgestellt, daß insbesondere Litzenspannglieder aufgrund der durch die Verdrehung erzielten Keilwirkung (lack of fit) eine ausgeprägte Neigung zur Bildung von Längsrissen besitzen. Unter Berücksichtigung der zunehmenden Verwendung von Großspann-

Versuchsparameter	rechte Trägerhälfte Schnitt B - B	linke Trägerhälfte Schnitt A - A
Betondeckung	$c_H = 4 \text{ cm}$	$c_H = 6 \text{ cm}$
<u>Träger 2</u>  Bewehrung in $5 \varnothing 16$ der Zugzone : $+ 2 \varnothing 10$ Querbewehrung : $\varnothing 8/20$		
<u>Träger 1</u>  Bewehrung in $5 \varnothing 20$ der Zugzone : $+ 4 \varnothing 14$ Querbewehrung : $\varnothing 12/20$		

Bild 3.1: Querschnittsabmessungen und Bewehrung der Versuchsträger

gliedern mit Litzen in der Bauindustrie schien es daher angebracht, die Untersuchungen an solchen Spanngliedern durchzuführen, da diese als ungünstiger Grenzfall für die Längsrißbildung bezeichnet werden können.

Zur Kompensation der von einem solchen Spannglied aufnehmbaren großen Zugkraft wurden die Versuchsbalken als Plattenbalkenquerschnitt mit ausgeprägter Druckzone ausgeführt. BILD 3.1 zeigt die Abmessungen der realisierten Prüfkörperquerschnitte; die Lage der gewählten Schnitte geht aus BILD 3.2 hervor.

Die Größe der Betondeckung des Hüllrohres wurde je Trägerhälfte, die der Betonstahlbewehrung je Träger variiert. In Anlehnung an den Bemessungsvorschlag aus /2/ wurde eine

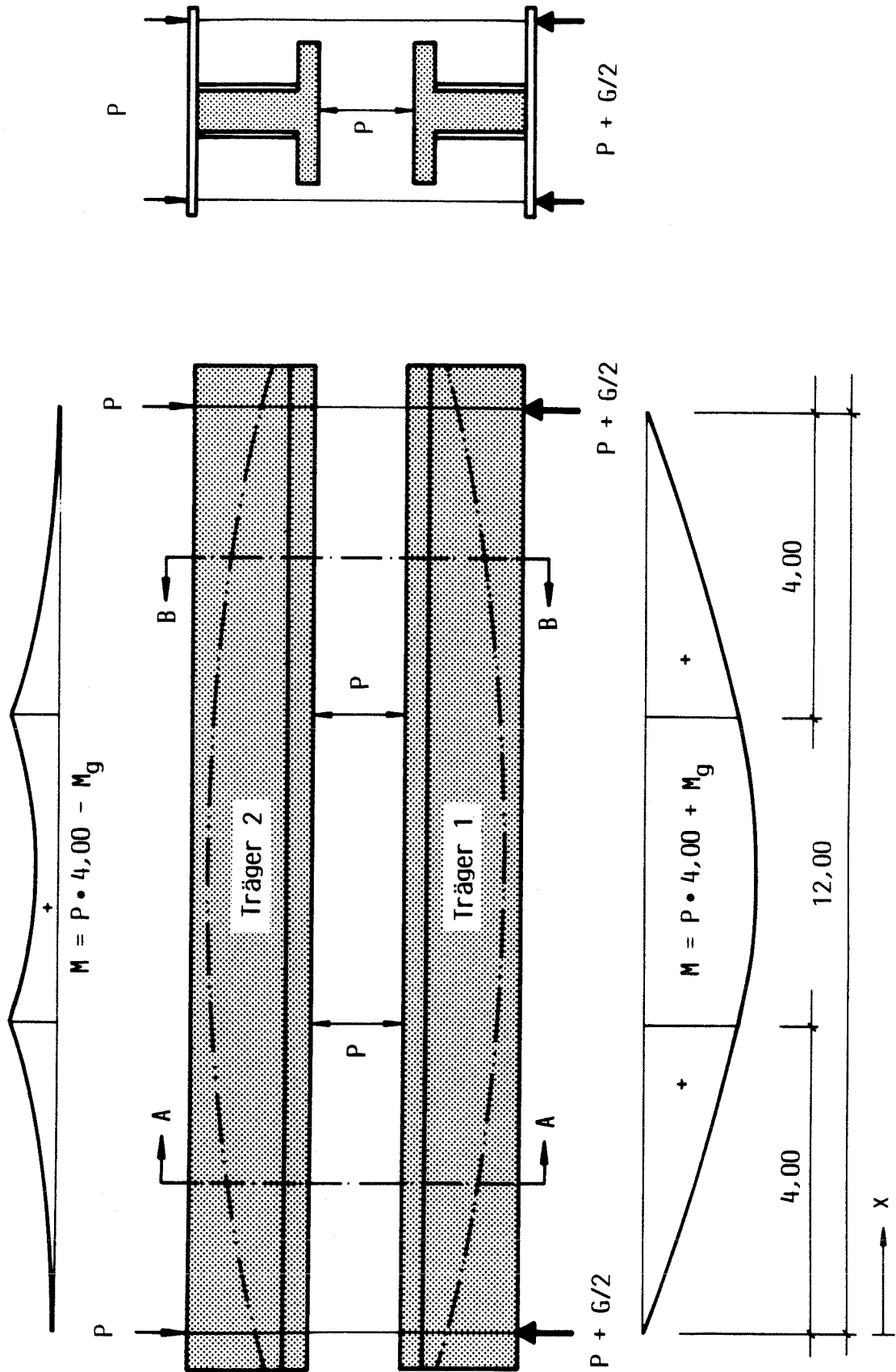


Bild 3.2: Skizze der Versuchsträgeranordnung mit der zugehörigen Momentenverteilung unter Prüflast

Balkenhälfte mit der seitlichen Betondeckung  $0,6 \times$  Hülldurchmesser ( $c_H = 6,0$  cm) ausgeführt, während in der anderen Hälfte eine Betondeckung von  $c_H = 4,0$  cm vorgesehen war. Dieser untere Grenzwert wurde bewußt geringer gewählt als der in der geplanten Neuregelung der DIN 4227 /13/ einzuhaltende Mindestwert von  $c_H = 5,0$  cm, um so in der rechten Balkenhälfte Grenzfälle untersuchen zu können, bei denen der vorgeschriebene Mindestwert unterschritten wird.

Die einzulegende Längsbewehrung in der Zugzone, vergleiche Bild 3.1, orientierte sich an den vom Betreuer vorgeschlagenen Vorspanngraden. So sollte ein Träger entsprechend einem Vorspanngrad von  $\kappa = 86$  %, der andere entsprechend einem Vorspanngrad von  $\kappa = 76$  % bewehrt werden. Zur Überprüfung der so dimensionierten Längsbewehrung mußte eine genauere Berechnung der auftretenden Rißbreiten erfolgen.

Analog zur Längsbewehrung war auch die Größe der Querbewehrung zu variieren. Die Querbewehrung ist jedoch, wie bereits erwähnt, hinsichtlich der Entstehung von Längsrissen von untergeordneter Bedeutung, da sie nach /2/ Längsrisse nicht verhindern, sondern lediglich ihre Entstehung verzögern kann.

Unter Beachtung der genannten Orientierungsgrößen sowie zusätzlicher, im folgenden Abschnitt noch näher erläuteter Querschnittsanforderungen, wurden die Träger mit den in Bild 3.1 und 3.2 skizzierten Abmessungen ausgeführt. Die zugehörigen Kennwerte sind in TABELLE 3.1 zusammengefaßt.

Bild 3.2 zeigt weiterhin die dem Versuch zu Grunde liegende Belastungsanordnung. Dabei wurde im querkraftfreien Mittelbereich zwischen den beiden Einleitungsstellen der Belastung die Überlagerung von Verbundspannungen infolge Rißbildung und infolge Querkraft ausgeschlossen, so daß somit die Ursache einer möglichen Längsrißbildung eindeutig festgestellt werden konnte. Die gewählte Trägerlänge von jeweils  $l = 12,00$  m ermöglichte sowohl für den querkraftfrei-

	Träger 1 (unten)	Träger 2 (oben)
Querschnitt (cm)	bo1 = 21    bo2 = 17 b = 70 d = 15 do = 60	bo1 = 21    bo2 = 17 b = 70 d = 15 do = 62
Betonstahl BSt 500 S Längsbewehrung (unten) Querbewehrung	5 $\varnothing$ 20 + 4 $\varnothing$ 14 Bü $\varnothing$ 12 / 20	5 $\varnothing$ 16 + 2 $\varnothing$ 10 Bü $\varnothing$ 8 / 20
Spannstahl St 1570/1770 zul. V (kN)	22 Litzen $\varnothing$ 0,5 '' 2142	22 Litzen $\varnothing$ 0,5 '' 2142
Asl (cm <sup>2</sup> )	21.90	11.70
Av (cm <sup>2</sup> )	22.00	22.00
----- Asl + Av (cm <sup>2</sup> )	43.90	33.70
Hüllrohr Durchmesser $\varnothing_i$ / $\varnothing_a$ (mm) Wandstärke (mm)	85 / 92 0.30	85 / 92 0.30
Betondeckung cs (cm) cv (cm)	2.2 6.0	2.8 4.0
Vorspanngrad nach /6/ $\kappa$ *) nach /7/ $\kappa$ **)	0.76 0.22	0.86 0.32
*) $\kappa = \frac{A_s \cdot \sigma_{s,v}}{A_v \cdot \sigma_{s,v} + A_s \cdot \sigma_{s,s}}$	** ) $\kappa = M_d / M_g$	

Tabelle 3.1: Bewehrung und Vorspanngrade der Träger

en als auch für die querkraftbehafteten Trägerteile eine abgesicherte Versuchsauswertung. Zusätzlich ist zu erkennen, daß beide Träger gegeneinander verspannt waren und ein in sich geschlossenes System bildeten, welches die volle Prüflast intern aufnahm. Diese Art der Prüfkörperanordnung wurde gewählt, um sowohl eine Belastung von Bauteilen der Versuchshalle als auch einen ungewollten Kraftschluß zu vermeiden.

### 3.3 AUSLEGUNG DER PRÜFKÖRPER

#### 3.3.1 BESTIMMUNG DER PRÜFKÖRPERQUERSCHNITTE

Die je Trägerhälfte unterschiedliche Stegbreite ( $b_{01}, b_{02}$ ) des Plattenbalkenquerschnitts war durch die zuvor festgelegte Betondeckung, vgl. Abschnitt 3.2, und den Hüllrohrdurchmesser des Spanngliedes bestimmt. Die weiteren Querschnittsabmessungen (Plattenbreite  $b$ , Plattendicke  $d$ , Gesamthöhe  $d_0$ ) mußten unter Beachtung der im folgenden aufgeführten Randbedingungen iterativ ermittelt werden:

- Unter Gebrauchslast sollte die Betonstahlspannung im Bereich von  $\sigma_s = 250 - 300 \text{ MN/m}^2$  liegen; der zugehörige Spannstahlspannungszuwachs sollte ab Dekompressionslast einen Wert von  $\Delta\sigma_v = 200 - 250 \text{ MN/m}^2$  aufweisen, da nach /2/ bei dieser Zuwachsgröße eine ausgeprägte Längsrißbildung zu erwarten war.
- Zum Erfassen des Grenzfalls einer unplanmäßigen Rißbreitenentwicklung sollte der Betonstahl die Streckgrenze überschreiten und der Spannstahlspannungszuwachs einen Wert von  $\Delta\sigma_v \geq 300 \text{ MN/m}^2$  erreichen, bevor die rechnerische Bruchlast aufgebracht wurde.
- Der schwächer bewehrte Träger sollte unter Gebrauchslast im Mittelbereich in Höhe der untersten Betonstahllage eine charakteristische Querrißbreite von  $w_s = 0,3 \text{ mm}$  und in Spannstahlhöhe eine Querrißbreite  $w_v = 0,2 \text{ mm}$  aufweisen; analog wurden beim stärker bewehrten Träger Rißbreiten von  $w_s = 0,2 \text{ mm}$  bzw. von  $w_v = 0,1 \text{ mm}$  angestrebt.
- Beide Prüfkörper sollten nahezu gleiche rechnerische Bruchmomente aufweisen.

- Die Vorspannkraft konnte bei beiden Balken auf  $V_0 = 20 \%$  von zul.  $V$  beschränkt werden, da für den geplanten Versuch nur der Spannstahlspannungszuwachs ab Dekompression von Bedeutung war.

Die Spannungsermittlung für Betonstahl und Spannstahl erfolgte mit Hilfe des am Institut für Massivbau der RWTH Aachen entwickelten Programmsystems EINQU1. Für die Berechnungen waren folgende Annahmen erforderlich:

- Die Querschnitte werden als eben betrachtet (Hypothese von Bernoulli).
- Es besteht ein linearer Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung sowohl für den Baustoff Stahl als auch für den Baustoff Beton (Hooke'sches Gesetz).
- Eine Mitwirkung des Betons bei Zug findet nicht statt.

Die Ermittlung des rechnerischen Bruchmomentes wurde nach DIN 4227/13/, Punkt 11 und unter Anwendung der Hilfsgrößen  $k_a$ ,  $\alpha_R$  nach /20/ durchgeführt.

Die Vorberechnung der charakteristischen Rißbreite von  $w_k = 1,7 \cdot w_m$  erfolgte nach der CEB/FIP-Richtlinie /21/ unter Beachtung wirklichkeitsnaher Verbundumfänge und -festigkeiten /1/. Die Berechnungen wurden an maßgeblichen Stellen des Biegebereiches (Lasteinleitungsstellen und Balkenmitte) für beide Träger durchgeführt.

Die auf diese Weise für die Prüfkörper rechnerisch ermittelten Spannungen und Querrißbreiten sind auf den folgenden Seiten in den BILDERN 3.3 bis 3.6 über dem Belastungsmoment  $M_q$  ( $M_q = M_p + M_g$ ) aufgetragen. Zu beachten ist dabei, daß die dargestellten Spannungen ohne Berücksichtigung von Kraftumlagerungen zwischen Spannstahl und Betonstahl berechnet wurden. Beim Zusammenwirken von Bewehrungen mit entsprechend unterschiedlichen Verbundeigenschaften

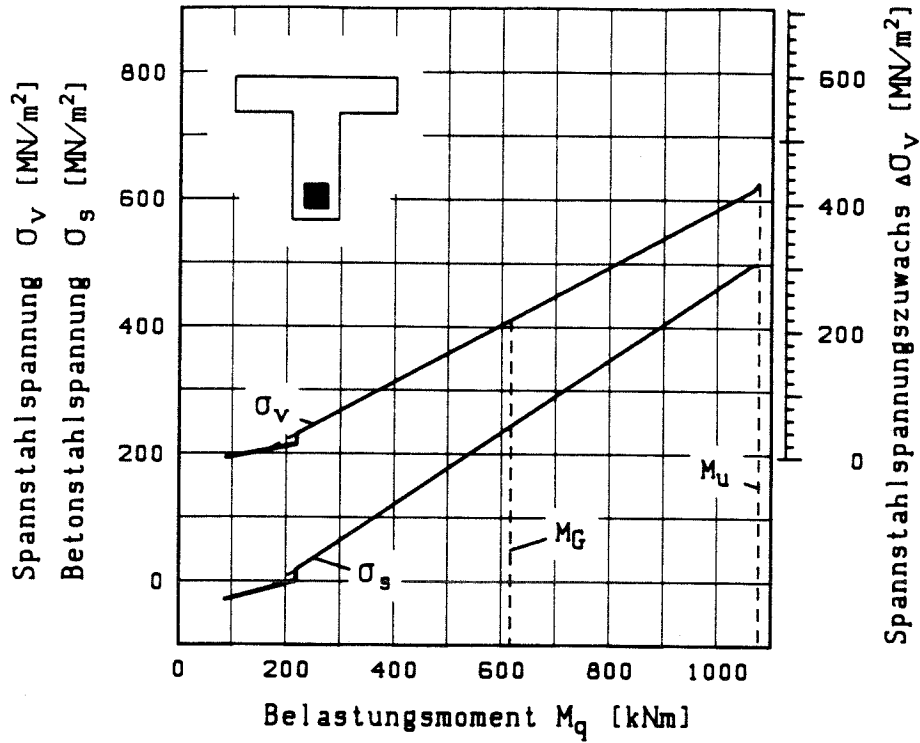


Bild 3.3: Betonstahl- und Spannstahlspannung von Träger 1 in Abhängigkeit vom Belastungsmoment

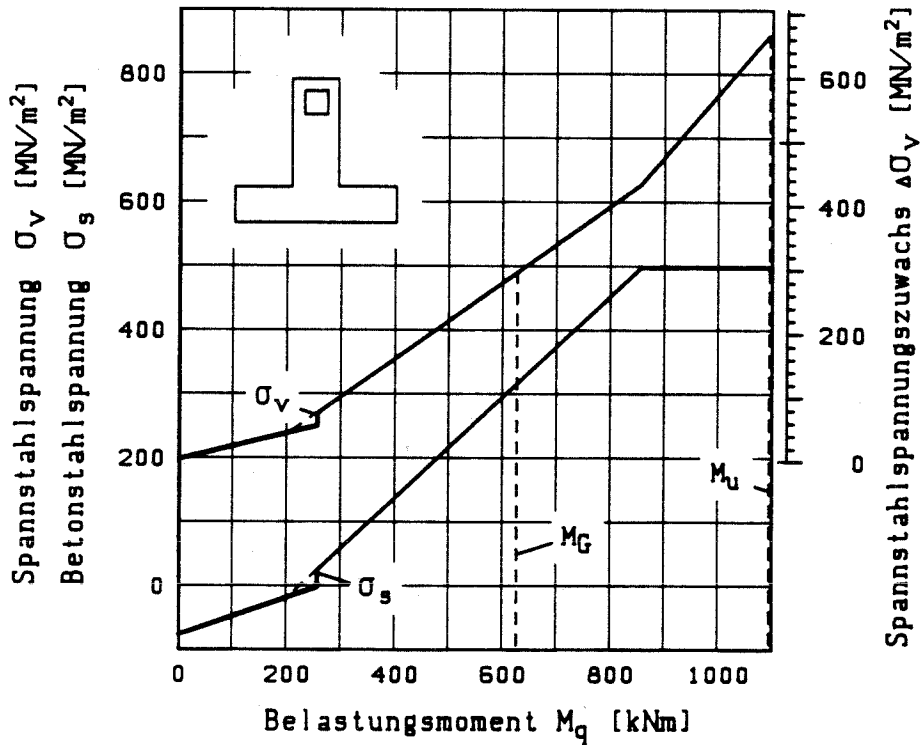


Bild 3.4: Betonstahl- und Spannstahlspannung von Träger 2 in Abhängigkeit vom Belastungsmoment



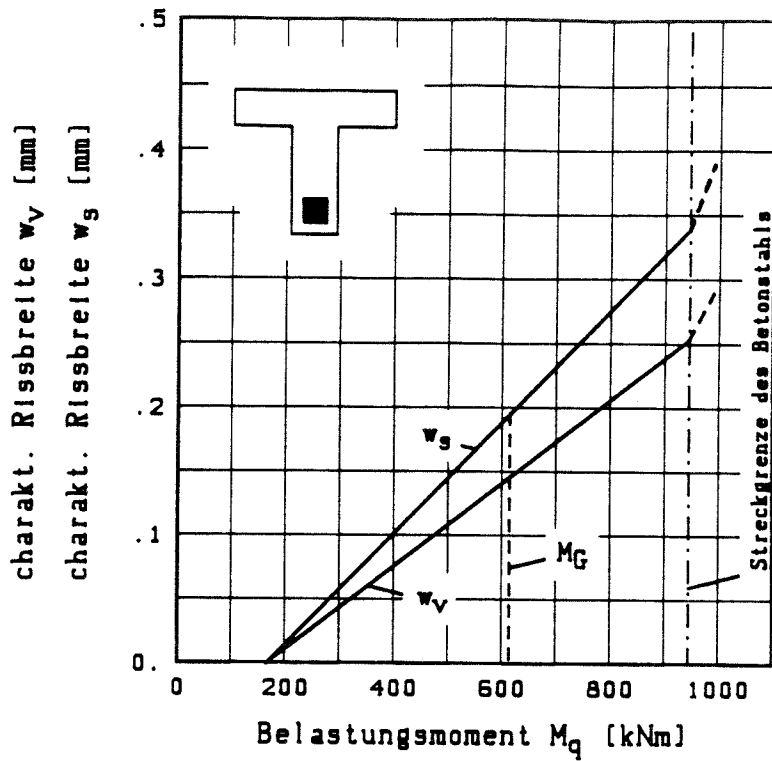


Bild 3.5: Charakteristische Rißbreiten von Träger 1 in Höhe der untersten Betonstahllage und in Höhe der Spann­stahllage

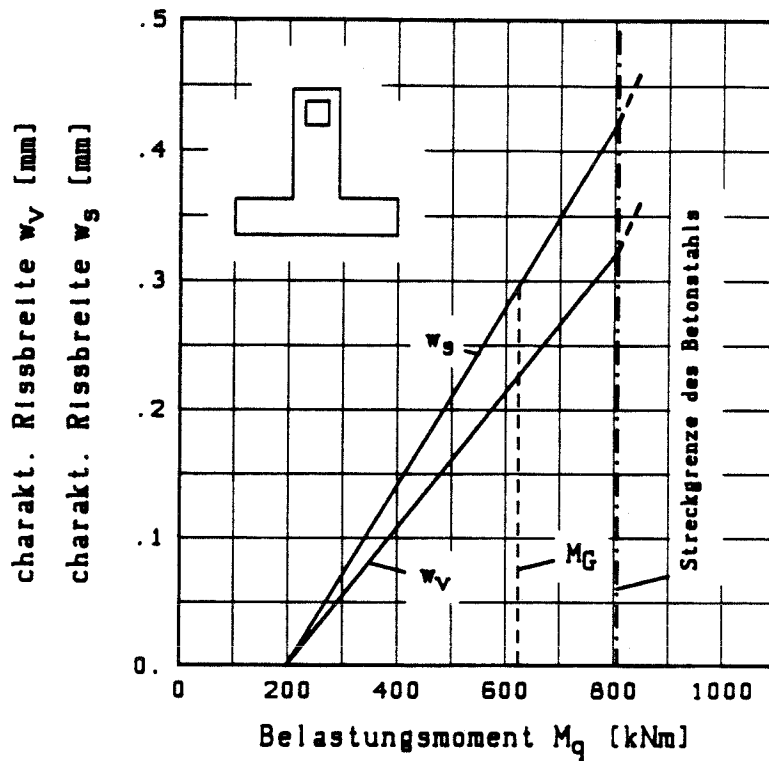


Bild 3.6: Charakteristische Rißbreiten von Träger 2 in Höhe der untersten Betonstahllage und in Höhe der Spann­stahllage

war davon auszugehen, daß die Betonstahlspannung im RiB höher als die so berechneten Werte sein würde, da in diesem Falle eine Spannungumlagerung vom Spannstahl zum Betonstahl zu erwarten war. TABELLE 3.2 enthält die zugehörigen maßgebenden Rechenwerte der beiden Versuchsbalken.

			Träger 1 (unten)			Träger 2 (oben)		
Querschnittestelle	x	(m)	4.00	6.00	8.00	4.00	6.00	8.00
Bruchzustand								
rechn. Bruchmoment <sup>1)</sup>	Mu	(kNm)	1008	1076	1021	1000	1094	997
rechn. Bruchmoment <sup>2)</sup>	Mu	(kNm)	1152	1256	1150	1066	1182	1060
Zustand bei Erreichen der Betonstahlstreckgrenze								
Belastungsmoment	Mq	(kNm)	994	1067	990	800	865	792
Spannstahlzuwachs <sup>3)</sup>	$\Delta\sigma_v$	(MN/m <sup>2</sup> )	367	411	364	357	388	355
Gebrauchszustand								
Gebrauchsmoment <sup>1)</sup>	Mg	(kNm)	576	614	583	571	625	570
Gebrauchsmoment <sup>2)</sup>	Mg	(kNm)	658	718	657	609	675	606
Betonstahlspannung	$\sigma_s$ <sup>1)</sup>	(MN/m <sup>2</sup> )	250	250	255	310	320	315
	$\sigma_s$ <sup>2)</sup>		300	300	295	335	360	340
Spannstahlzuwachs <sup>3)</sup>	$\Delta\sigma_v$ <sup>1)</sup>	(MN/m <sup>2</sup> )	190	201	186	225	245	227
	$\Delta\sigma_v$ <sup>2)</sup>		215	252	220	244	269	241
charakt. RiBbreite	ws	(mm)	0.18	0.20	0.22	0.27	0.30	0.32
charakt. RiBbreite	wv	(mm)	0.13	0.14	0.15	0.18	0.23	0.23

Tabelle 3.2: Zusammenstellung der berechneten Trägerkennwerte Bruchmoment, Spannstahlspannungszuwachs und charakteristische RiBbreite (1. mit Betonfestigkeit B35; 2. mit tatsächlicher Betonfestigkeit; 3. Zuwachs ab Dekompression)

### 3.3.2 AUSWAHL DER BAUSTOFFE

#### 3.3.2.1 BETONSTAHL

Die Längsbewehrung wurde unter Beachtung der in Abschnitt 3.2 und 3.3.1 erläuterten Gesichtspunkte festgelegt. In den BILDERN 3.7 und 3.8 ist deren Größe und Anordnung dargestellt. Es ist zu erkennen, daß Träger 2 mit 5  $\phi$  16 und 2  $\phi$  10 eine deutlich geringere Betonstahlbewehrung als Träger 1 mit 5  $\phi$  20 und 4  $\phi$  14 erhielt.

Die bei Träger 2 geringere Bügelbewehrung, Bild 3.8, orientierte sich im querkraftfreien Bereich, d.h. zwischen den Lasteinleitungsstellen, an der in /2/ vorgeschlagenen Mindestbewehrung:

$$a_{\text{sBü}} = \frac{c \cdot \beta_z}{\beta_s} \quad (3.1)$$

Bei Annahme einer Betonzugfestigkeit von  $\beta_z = 2,8 \text{ MN/m}^2$  (entspricht Betonfestigkeitsklasse B35) nach /8/ und einer Betondeckung von  $c_H = 0,6 \cdot d_H = 6,0 \text{ cm}$  betrug der Mindestbügelquerschnitt  $a_{\text{sBü}} = 3,36 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Bei der gewählten Betonfestigkeitsklasse entsprach dieser Wert gleichzeitig der nach DIN 4227 /13/ einzulegenden Größe:

$$a_{\text{sBü}} = 2 \cdot \mu \cdot b_0 \quad (3.2)$$

Der geringer bewehrte Träger 2, siehe Bild 3.8, wurde dementsprechend mit Bügeln  $\phi$  8/20 cm ( $a_{\text{sBü}} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) bewehrt. Unter dem Gesichtspunkt, daß bei Bauteilen in denen entsprechende Großspannglieder verwendet werden, in der Regel eine deutlich stärkere Bügelbewehrung vorhanden ist, erhielt Träger 1, vergleiche Bild 3.7, eine Querbewehrung von  $\phi$  12/20 cm ( $a_{\text{sBü}} = 11,31 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

Die Endbereiche beider Träger wurden aufgrund der nach DIN 4227, Punkt 12 /13/ geführten Nachweise zur Schubsicherung mit einer verstärkten Querbewehrung versehen.

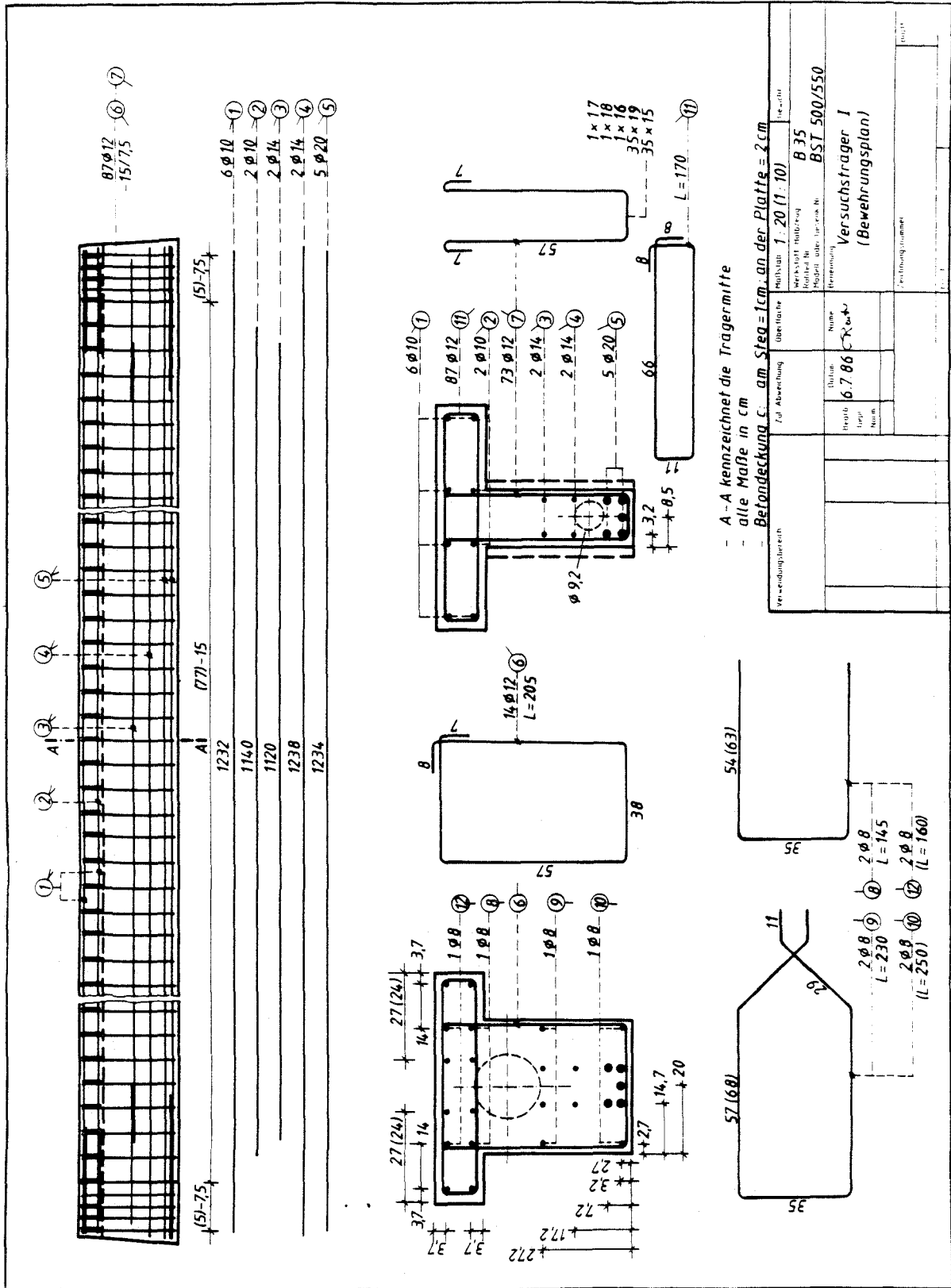


Bild 3.7: Bewehrungsplan Versuchsträger 1

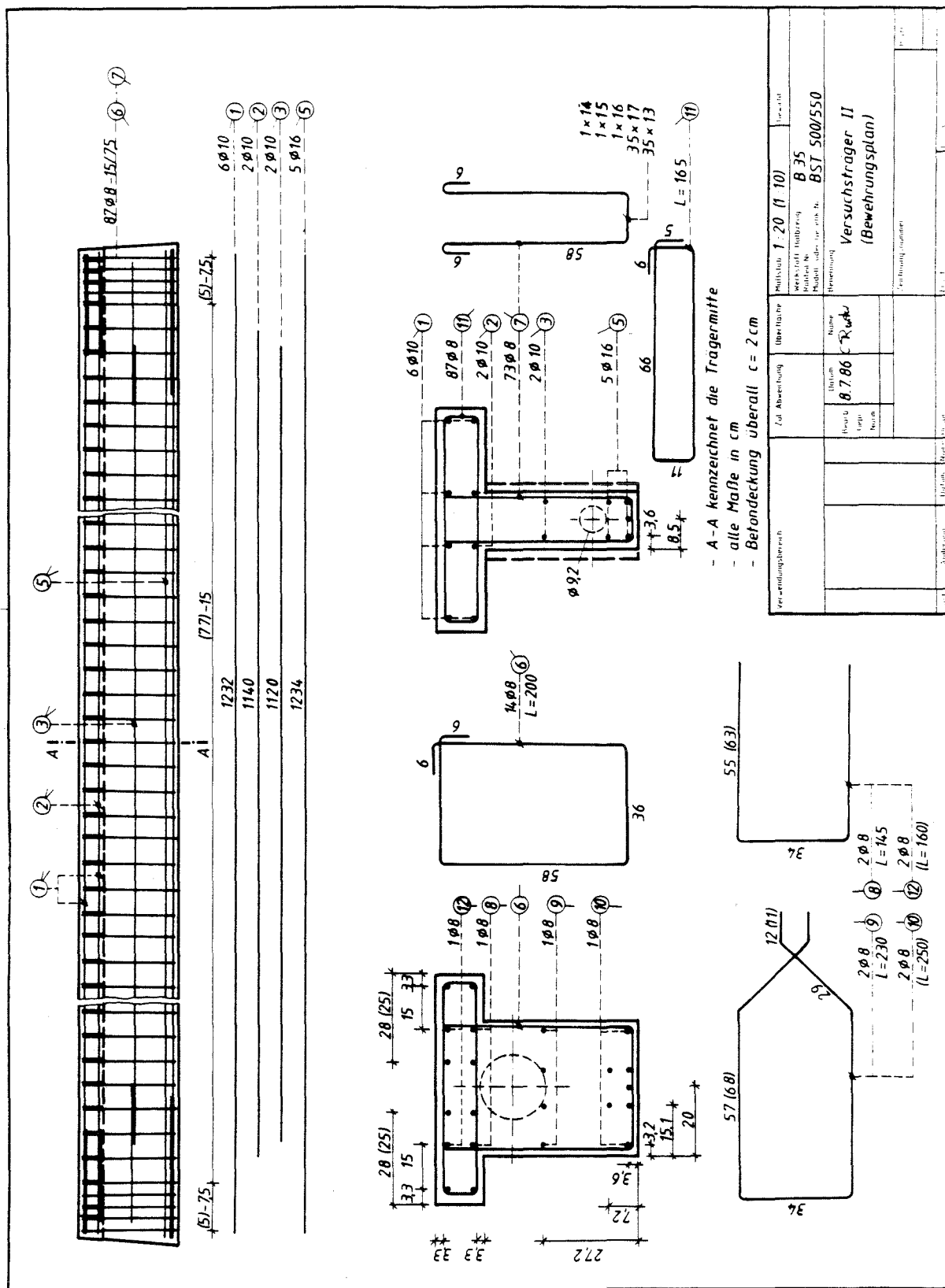


Bild 3.8: Bewehrungsplan Versuchsträger 2

### 3.3.2.2 SPANNSTAHL UND HÜLLROHR

Die Gefahr der Längsrißbildung steigt, wie in Abschnitt 2 erläutert, bei Verwendung von großen Spannstahldurchmessern und bei Spanngliedern mit guten Verbundeigenschaften. Litzenspannglieder, die durch ihre Verdrillung ein relativ gutes Verbundverhalten aufweisen, erzeugen durch die Keilwirkung der Einzellitzen hohe Querdruckkräfte, die eine Längsrißbildung hervorrufen können. Für die geplanten Untersuchungen wurden daher bei beiden Trägern handelsübliche VSL-Großspannglieder mit 22 Einzellitzen gewählt.

Als Hüllrohre wurden baustellenübliche Falzrohre nach DIN 18553 /27/ mit einer Wandstärke von  $a = 0,30$  mm eingesetzt. Weitere Angaben zum Spannglied enthält Tabelle 3.1. Einzelheiten über den Spanngliedverlauf und die Endverankerung sind den BILDERN 3.9 und 3.10 zu entnehmen.

### 3.3.2.3 BETON

Für beide Versuchskörper wurde ein Transportbeton der Festigkeitsklasse B35 mit einem Größtkorn von 32 mm verwendet. Durch sorgfältiges Arbeiten konnte trotz der ungünstigen Korngrößenverhältnisse bei beiden Trägern eine einwandfreie Verdichtung erreicht werden. Die Sieblinie des Zuschlaggemischs, die in BILD 3.11 dargestellt ist, liegt nach DIN 1045 /24/ zwischen den Regelsieblinien A und B im günstigen Bereich 3.

Als Zement wurde ein PZ 35 F gewählt. Bedingt durch die dichte Bewehrungsanordnung und die damit verbundene schwierige Einbauphase wurde ein Betonverzögerer mit einer Verzögerungszeit von  $VZ = 3$  Stunden vorgesehen. Eine Zusammenstellung der Betonzusammensetzung ist TABELLE 3.3 zu entnehmen.

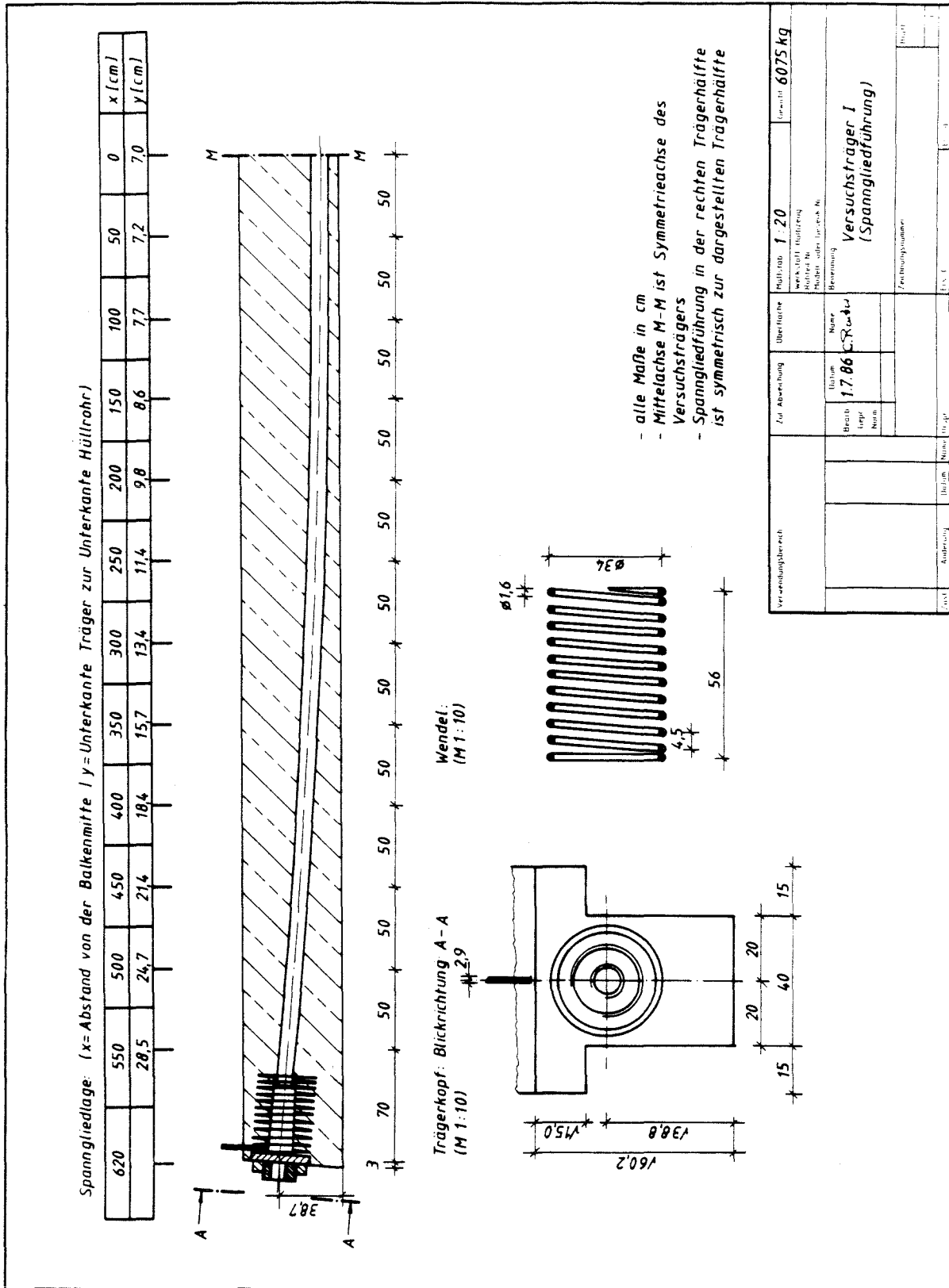


Bild 3.9: Spanngliedführung Versuchsträger 1

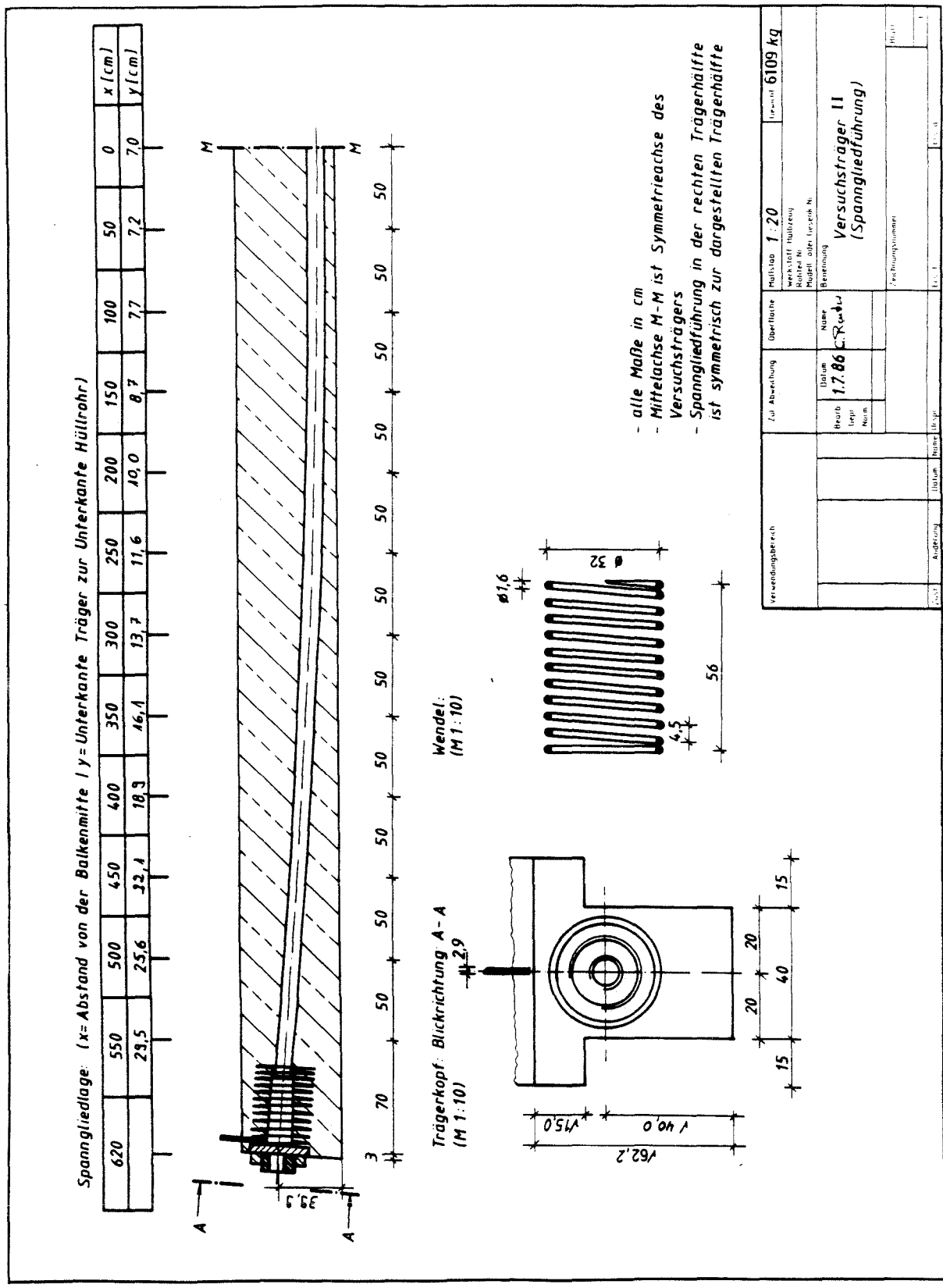


Bild 3.10: Spanngliedführung Versuchsträger 2



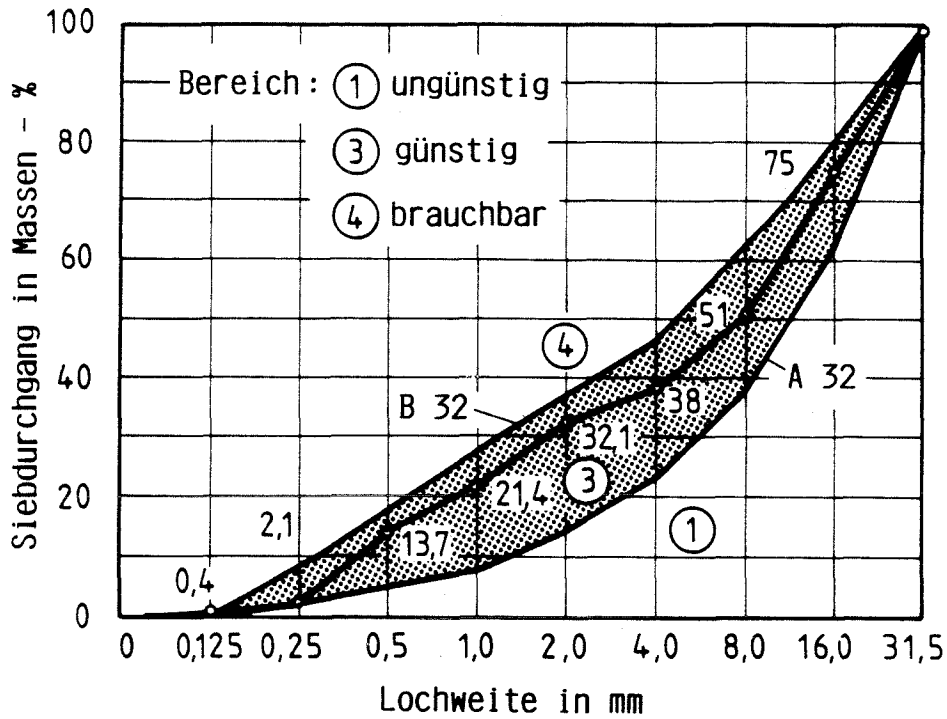


Bild 3.11: Sieblinie des Zuschlaggemischs

Das Betonieren von Träger 1 erfolgte in einer Mischung; dagegen mußten für Träger 2 zwei Mischungen verarbeitet werden. Die erste Mischung wurde im Plattenbereich, die zweite im Stegbereich eingebaut.

Die Prüfung der Mischungen erfolgte nach DIN 1048, Blatt 1 /25/. Die Ergebnisse der Frischbetonprüfungen sind ebenfalls in Tabelle 3.3 aufgeführt. Zu jeder Mischung wurden drei Probewürfel von 20 cm Kantenlänge hergestellt, nach DIN 1048 /25/ gelagert und nach 28 Tagen zur Güteprüfung abgedrückt. Für die Erhärtungsprüfungen, die zum Zeitpunkt des Vorspannens und am Versuchstag erfolgten, wurden jeweils drei weitere Probewürfel hergestellt und bis zum jeweiligen Prüftermin neben den Versuchsbalken gelagert.

Mischung	Träger 1 (unten)			Träger 2 (oben)		
	1			2a	2b	
Betonzusammensetzung	Anteil %	Stoffe dm <sup>3</sup>	Dichte kg/dm <sup>3</sup>	Menge t kg	Feuchte %	Menge kg
- Zement PZ 35 F		103	3.10	320		
- Zusatzstoffe HIB 30 S-B/E		13	2.40	30		
- Zusatzmittel BV PLASTIMENT 40	0.30 v. ZG.			0.96		
- Wasser		166		166		
- Zuschlag						
Sand 0/2a	33	234	2.62	612	6.0	37 649
Kies 2/8	15.5	110	2.62	287	3.0	9 296
Kies 8-16	25.8	182	2.62	478	2.0	10 488
Kies 16/32	25.8	183	2.62	479	1.0	5 484
<b>Frischbetonprüfung</b>						
Wasserzementwert w/z		0.50		0.50		0.50
Rohdichte $\rho_s$ (MN/m <sup>2</sup> )		2.37		2.39		2.37
Ausbreitmaß a (cm)		45		44		50
Verdichtungsmaß v		1.06		1.05		1.04

Tabelle 3.3: Betonzusammensetzung und Ergebnisse der Frischbetonprüfung

Weiterhin wurden für die Durchführung der Erhärtungsprüfungen spezielle Prüfkörper zur Ermittlung der Spaltzug- und Biegezugfestigkeit sowie zur Berechnung des statischen Druck-Elastizitätsmoduls betoniert. Die Prüfkörper, die neben den Versuchskörpern lagerten, wurden sowohl zum Vorspannzeitpunkt als auch am Versuchstag untersucht.

Die dabei ermittelten Werte sowie die statistische Auswertung der Druckfestigkeitsprüfungen sind in TABELLE 3.4 zusammengefaßt.

		Träger 1 (unten)	Träger 2 (oben)	
Mischung		1	2a	2b
Güteprüfung $\beta_{w 28}$				
Betonalter Einzelwert	(d) (MN/m <sup>2</sup> )	28 57.55	28 52.38	28 44.50
		57.30	51.48	47.45
		58.37	51.10	49.11
Mittelwert	(MN/m <sup>2</sup> )	57.74	51.65	47.02
Standardabweichung	(MN/m <sup>2</sup> )	0.56	0.66	2.33
Erhärtungsprüfung $\beta_w$				
a) Vorspannzeitpunkt Betonalter Einzelwert	(d) (MN/m <sup>2</sup> )	15 49.42	14 44.51	14 41.08
		50.15	44.14	41.44
		52.36	42.43	40.22
Mittelwert	(MN/m <sup>2</sup> )	50.64	43.69	40.91
Standardabweichung	(MN/m <sup>2</sup> )	1.53	1.11	0.63
b) Versuch Betonalter Einzelwert	(d) (MN/m <sup>2</sup> )	30 53.71	30 47.33	30 50.52
		55.18	47.82	48.56
		55.92	51.01	39.24
Mittelwert	(MN/m <sup>2</sup> )	54.94	48.72	46.11
Standardabweichung	(MN/m <sup>2</sup> )	1.12	2.00	6.03

Tabelle 3.4: Druckfestigkeiten des Betons

Innerhalb einer Mischung sind die Druckfestigkeiten nahezu identisch. Dagegen unterscheiden sich die drei Mischungen untereinander, wobei die Abweichungen jedoch noch innerhalb des baustellenüblichen Toleranzbereichs liegen. Festzustellen ist, daß die gemessenen Druckfestigkeiten jeweils über der geforderten Festigkeitsklasse B35 liegen.

Die Einzelwerte der ergänzenden Erhärtungsprüfungen, d.h. der Spalt- und Biegezugfestigkeit und des E-Moduls, sind in TABELLE 3.5 dokumentiert.

		Träger 1 (unten)		Träger 2 (oben)	
Mischung		1		2a	2b
Spaltzugfestigkeit $\beta_{sz}$					
Betonalter	(d)	30	30	30	
Einzelwert	(MN/m <sup>2</sup> )	2.40	2.85	1.67	
		3.32	2.57	1.84	
		3.38	2.00	1.92	
Mittelwert	(MN/m <sup>2</sup> )	3.03	2.47	1.81	
Standardabweichung	(MN/m <sup>2</sup> )	0.55	0.43	0.13	
Biegezugfestigkeit $\beta_{Bz}$					
a) Vorspannzeitpunkt					
Betonalter	(d)	15	14	14	
Einzelwert	(MN/m <sup>2</sup> )	3.50	2.00	2.91	
		-	-	-	
		-	-	-	
Mittelwert	(MN/m <sup>2</sup> )	3.50	2.00	2.91	
Standardabweichung	(MN/m <sup>2</sup> )	-	-	-	
b) Versuch					
Betonalter	(d)	30	30	30	
Einzelwert	(MN/m <sup>2</sup> )	4.85	4.18	4.59	
		5.94	4.03	4.88	
		-	-	-	
Mittelwert	(MN/m <sup>2</sup> )	5.40	4.11	4.74	
Standardabweichung	(MN/m <sup>2</sup> )	0.77	0.11	0.21	
E - Modul $E_B$					
Betonalter	(d)	30	30	30	
Einzelwert	(MN/m <sup>2</sup> )	31743	29589	28222	
		31743	29589	29773	
Mittelwert	(MN/m <sup>2</sup> )	31743	29589	28998	
Standardabweichung	(MN/m <sup>2</sup> )	0	0	1097	

Tabelle 3.5: Ergebnisse der Erhärtungsprüfungen zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit, der Biegezugfestigkeit und des E-Moduls des Betons

### 3.3.2.4 EINPRESSMÖRTEL

Zum Herstellen des Einpreßmörtels kam ein spezieller Injektionsmischer zum Einsatz. Das Mischen und Prüfen des Einpreßmörtels richtete sich nach dem Zulassungsbescheid /26/ der ausführenden Firma, unter Beachtung der in der DIN 4227 /13/ aufgeführten Bestimmungen. Als Zement wurde ein PZ 45 F mit einem zugehörigen Wasserzementwert von  $w/z = 0,28$  verwendet. Als Einpreßhilfe wurde zusätzlich 0,5% Tricosal H181, bezogen auf das Zementgewicht, zugeben.

Weitere Angaben sind im Einpreßprotokoll dokumentiert, das als ANHANG A beigelegt ist. Die Ergebnisse zur Bestimmung des Fließvermögens, der Raumänderung sowie verschiedener Festigkeiten und des E-Moduls sind TABELLE 3.6 zu entnehmen.

## 3.4 KONSTRUKTION UND AUFBAU DES PRÜFSTANDS

### 3.4.1 KONSTRUKTION DES PRÜFRAHMENS

Die beiden Prüfraahmen mußten neben der im Abschnitt 3.2 genannten Bedingung, nämlich beide Versuchsbalken an den Trägerebenen gegeneinander zu fixieren und zu verspannen, folgende weitere Funktionen erfüllen:

- Auflagerung der Einfeldträger vor und während des Belastungsversuchs
- Schaffung einer versuchstechnisch sinnvollen Auflagerhöhe (Meßmöglichkeit der Träger)

Zusätzlich war im Hinblick auf den geplanten Einbau an der Betonierstelle eine schnelle Montierbarkeit und einfache Handhabung zu gewährleisten. BILD 3.12 zeigt die dementsprechend konzipierte Prüfraahmenkonstruktion.

		Träger 1 (unten)	Träger 2 (oben)
Zusammensetzung			
- Zement PZ 45 F	(kg)	100.00	
- Wasser	(kg)	38.00	
- Einpreßhilfe TRICOSAL H181	(kg)	0.50	
Wasserzementwert w/z	(-)	0.38	
Tauchzeit	(sec)		
- nach Mischen		121.00	
- nach Durchfluß des Spannkanaals		73.00	
- nach 30 min		107.00	
Absetzmaß	(%)		
- nach 24 Stunden		0.76	
- Versuchszeitpunkt		1.06	
Druckfestigkeit $\beta_c$			
Betonalter	(d)	14.00	
Einzelwert	(MN/m <sup>2</sup> )	43.40	
		42.60	
		50.00	
Mittelwert	(MN/m <sup>2</sup> )	45.33	
Standardabweichung	(MN/m <sup>2</sup> )	4.06	
Spaltzugfestigkeit $\beta_{sz}$			
Betonalter	(d)	14.00	
Einzelwert	(MN/m <sup>2</sup> )	4.30	
		3.60	
		3.70	
Mittelwert	(MN/m <sup>2</sup> )	3.87	
Standardabweichung	(MN/m <sup>2</sup> )	0.38	
E - Modul $E_M$			
Betonalter	(d)	20	
Einzelwert	(MN/m <sup>2</sup> )	15016	
		16868	
		15822	
Mittelwert	(MN/m <sup>2</sup> )	15902	
Standardabweichung	(MN/m <sup>2</sup> )	929	

Tabelle 3.6: Zusammensetzung und Eigenschaften des frischen Einpreßmörtels sowie die Ergebnisse der Erhärtungsprüfungen

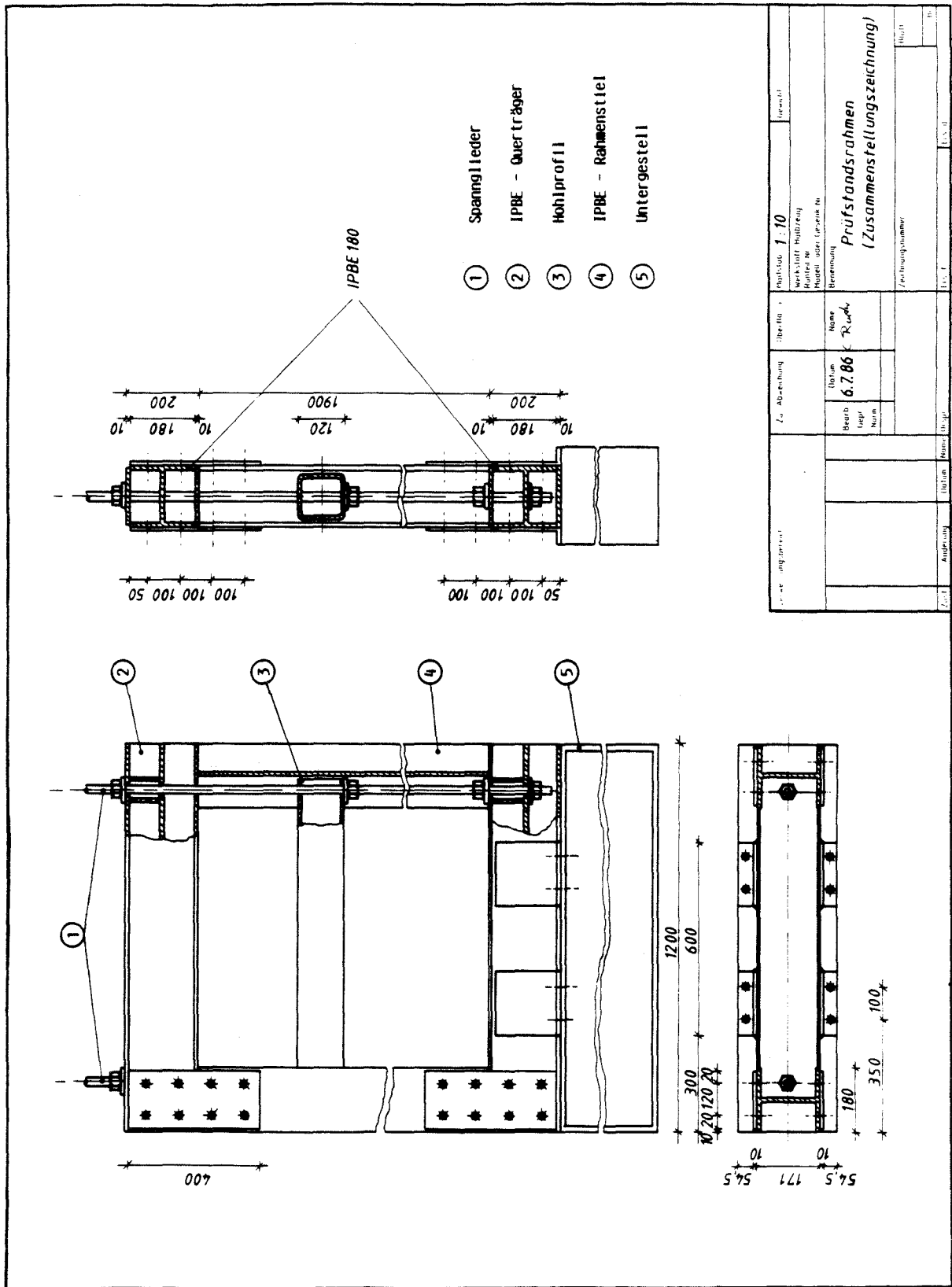


Bild 3.12: Zusammenstellungszeichnung des Prüfrahmens

Die beiden Träger wurden an beiden Auflagern durch je zwei Einzelspannglieder, die rechts und links von den Rahmenstielen angebracht wurden, gegeneinander verspannt. Der obere Prüfkörper lagerte bis zur Belastung durch die Prüfsylinder auf dem Hohlprofil der Quertraverse. Während der Belastungsphase stützten sich beide Balken gegen die versteiften IPBE-Querträger ab, die mit den Einzelspanngliedern zusammengespannt waren. Die Standsicherheit der gesamten Konstruktion wurde durch Verschrauben des Rahmens mit den breit angelegten Untergestellelementen gewährleistet.

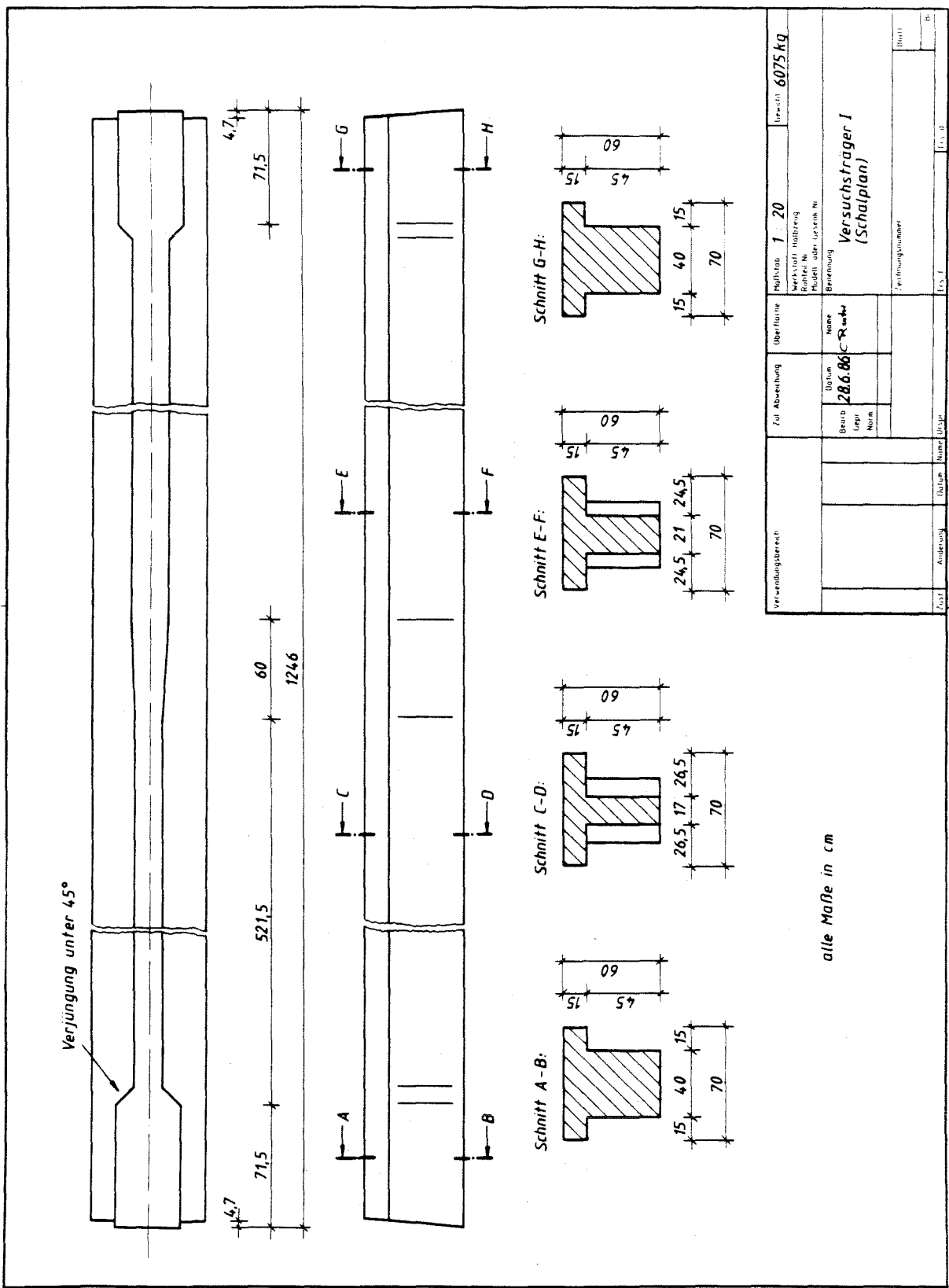
Der Festigkeitsnachweis und die damit verbundene Querschnittswahl der einzelnen Rahmenbauteile ist im ANHANG B zusammengestellt.

#### 3.4.2 KONSTRUKTION DER SCHALUNG UND BETONIEREN DER PRÜFKÖRPER

Durch die großen Abmessungen der beiden Träger ergaben sich sowohl für den Betoniervorgang als auch für die anschließende Versuchsdurchführung äußerst beengte Platzverhältnisse in der zur Verfügung stehenden Versuchshalle. Es war daher erforderlich, die beiden Träger unmittelbar nebeneinander am Ort des späteren Versuchs, und zwar direkt in der benötigten Stellung einzuschalen und zu betonieren, um ein aufwendiges Drehen des oberem Trägers zu vermeiden. BILD 3.13 zeigt den hierfür erstellten Schalungsplan.

Die Schalung bestand aus phenolharzverleimten Spanplatten (Dicke: 22 mm) mit Isolieranstrich. Die Bodenplatte wurde auf Kanthölzern gelagert und erlaubte damit die spätere Anbringung einer Vorrichtung zum Transport der Balken. Hierzu wurden an den zum Transport vorgesehenen Aufhängepunkten durch PVC-Leerrohre Aussparungen zur späteren Montage der Gewindestangen vorgesehen. Zum Versteifen der Schalung und zur Aufnahme des Schalungsdruckes wurden im Abstand von  $a = 0,6$  m Querschotte und Sternspreizen eingebaut.





Verwendungsbereich		Zul. Abweichung	Überfläche	Hauptmaß	Gewicht
				1 : 20	6075 kg
			Werkstoff / Maßstab		
			Richtl. Nr.		
			Modell oder Zeichn. Nr.		
			Bezeichnung		
			<b>Versuchsträger I</b>		
			<b>(Schalplan)</b>		
Zust.	Anfertigung	Datum	Name	Urspr.	Blatt

alle Maße in cm

Bild 3.13: Darstellung des Schalplans am Beispiel von Versuchsträger 1

Nach dem Zusammenbau der Schalung erfolgte der Einbau der Betonstahlbewehrung und die Verlegung der Spannglieder, die im Abstand von  $a = 0,50$  m durch Quertraversen fixiert wurden. Das Spannglied von Träger 2 erhielt zusätzlich eine Entlüftungsmöglichkeit in der Feldmitte. Die Fotos in BILD 3.14 zeigen Teile der Bewehrung sowie der Schalung vor dem Betoniertermin.

Das Betonieren der beiden Versuchsbalken erfolgte an zwei aufeinander folgenden Tagen. Trotz der schwierigen Betonierlage konnte auch der unten liegende Plattenbereich des Trägers 2 optimal betoniert werden, da durch Weglassen der äußeren Stegchalung (siehe Bild 3.14) eine gezielte Verdichtung durchgeführt werden konnte. Zur Verdichtung wurden Rüttelflaschen eingesetzt. BILD 3.15 zeigt das Einbringen des Betons in den Plattenbereich von Versuchskörper 2.

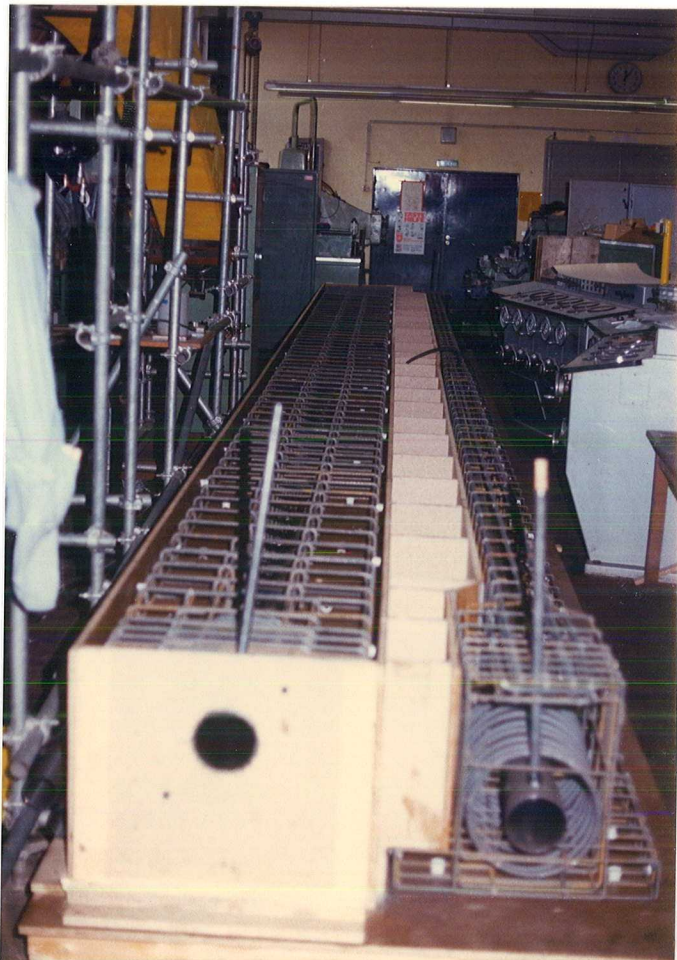


Bild 3.14: Aufbau der Schalung mit Bewehrung und Hüllrohr

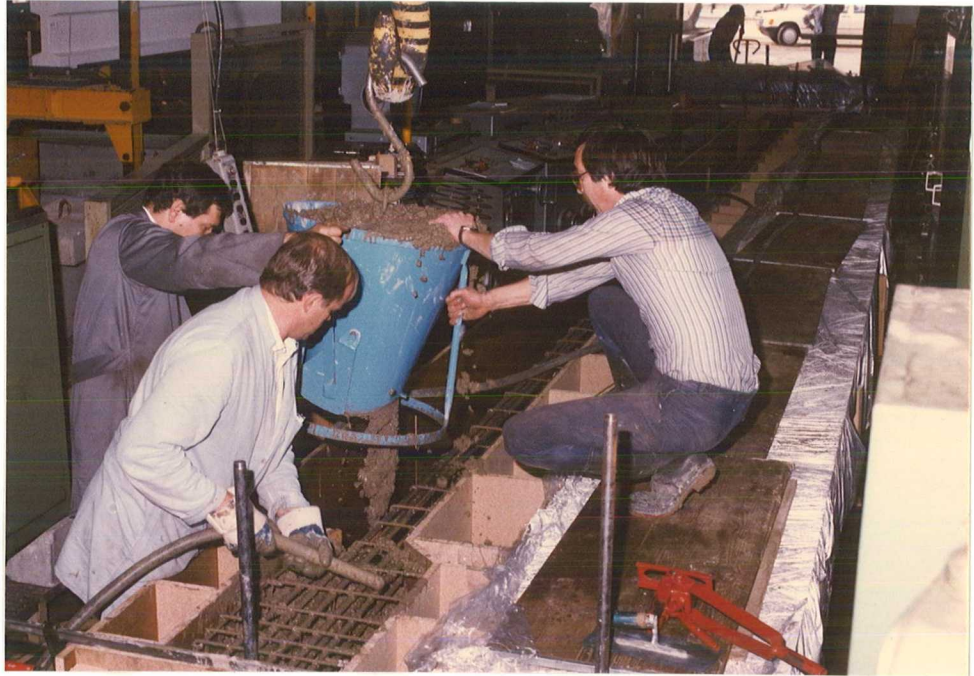


Bild 3.15: Durchführung der Betonierarbeiten

Die Seitenschalung der Prüfkörper wurde 24 Stunden nach dem jeweiligen Betoniertermin entfernt. Die Träger lagerten dann bis zum Vorspanntermin unter feuchten Tüchern und Folie, um so in unmittelbarer Umgebung des Betons eine relative Luftfeuchte von ca.  $\varphi = 95\%$  bei einer Raumtemperatur von ca.  $\theta = 22^\circ$  konstant zu gewährleisten. Nach 12 bzw. 13 Tagen wurden die Balken für den anschließenden Einbau in die Prüfraumen ausgepackt und die Schalung soweit wie möglich entfernt.

#### 3.4.3 TRANSPORT UND EINBAU DER TRÄGER

Der Prüfstand konnte wegen der Trägerlänge nur am Schalungsort aufgebaut werden. Dementsprechend war ein zweimaliges Transportieren der Versuchsbalken (Schalungsort-Zwischenlagerung-Prüfraumen) erforderlich. Es wurde daher ein Transportsystem benötigt, welches ein Anheben und Bewegen der Prüfkörper ohne vorzeitige Rißbildung erlaubte.

Die Auslegung des Transportsystems orientierte sich an den nachfolgend genannten Kriterien:

- Die maximal auftretende Betonzugspannung sollte einen Wert von  $\beta_{BZ} = 1,6 \text{ MN/m}^2$  nicht überschreiten, um eine vorzeitige Rißbildung auszuschließen. (Dieser Wert, der auf der Grundlage eines zusätzlich durchgeführten Biegezugversuchs festgelegt wurde, stellte auch für die bis zum Versuch noch folgenden Belastungsfälle eine Richtgröße dar.)
- Die Gesamtbauhöhe des Montagesystems war durch die maximale Hubhöhe des zur Verfügung stehenden Krans und durch die Einbauhöhe des oberen Trägers vorgegeben.

Weitere Kriterien bei der Auslegung waren die maximale Belastung des Hallenkrans und die Verwendung von genormten und damit kostengünstig zu beschaffenden Hebetteilen. In BILD 3.16 ist das unter diesen Gesichtspunkten entwickelte

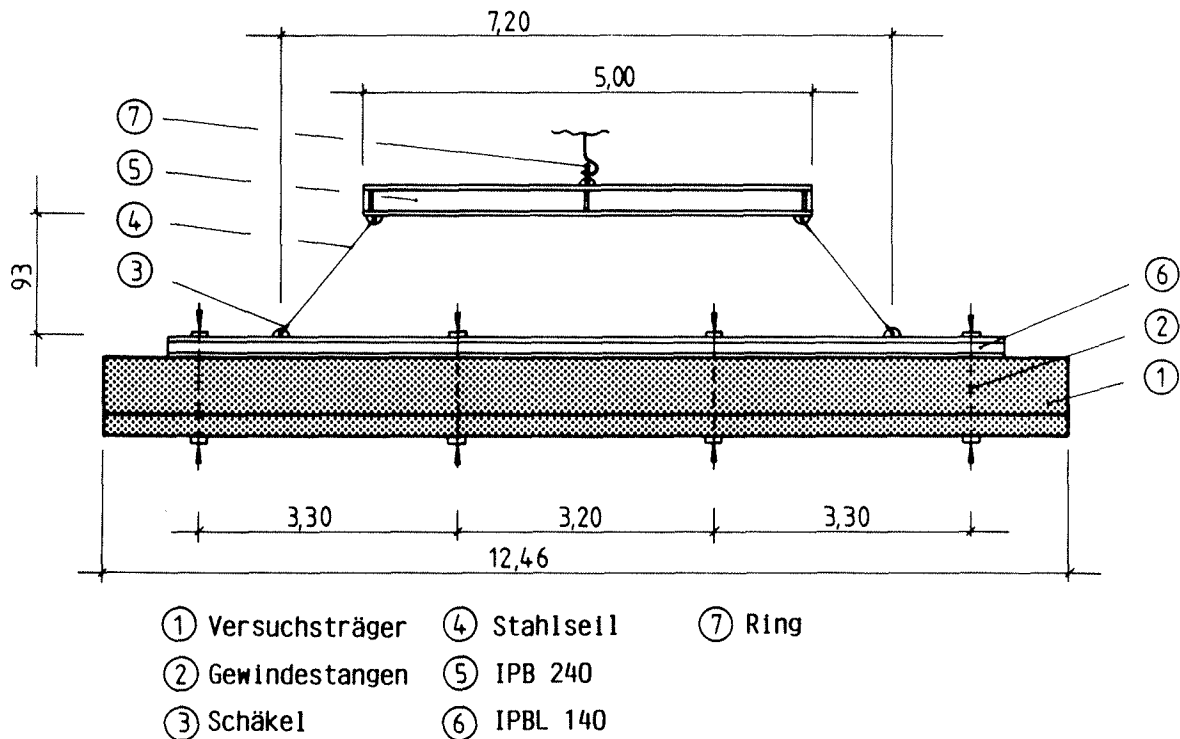


Bild 3.16: Skizze des Transportsystems

Transportsystem skizziert. Die dazu durchgeführten Berechnungen und Spannungsnachweise sind dem Anhang B zu entnehmen.

Die Stahlbetonbalken wurden an vier Stellen mittels Gewindestangen an den darüberliegenden IPBL-Träger befestigt. Der sich bei dieser Transportaufhängung im Prüfkörper einstellende Biegemomentenverlauf ist in den BILDERN 3.17 und 3.18 dargestellt. Die zugehörigen maximalen Betonzugspannungen lagen bei dem statischen System (elastisch aufgelagerter Dreifeldträger mit beidseitigem Kragarm) unter dem einzuhaltenden Grenzwert. Durch Verwenden eines weiteren IPB-Trägers, der durch einen Ring direkt in den vorhandenen Kran eingehängt werden konnte, wurde die geforderte Bauhöhe eingehalten, siehe BILD 3.19.

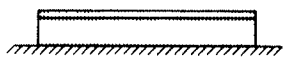
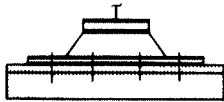
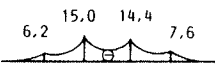
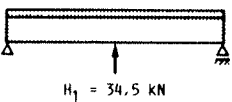
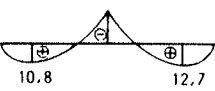
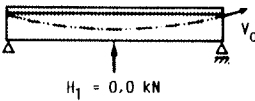
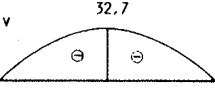
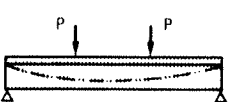

Phase [ - ]	System [ - ]	Zeit [ d ]	Momentenverlauf $M_b$ [ kNm ]	$\sigma_{b,max}$ [ MN/m <sup>2</sup> ]
Betonieren		1-14	—	—
Transport		14		+0.56
Zwischenlagerung	 $H_1 = 34,5 \text{ kN}$	14-16		+0.88
Vorspannen	 $H_1 = 0,0 \text{ kN}$	16-31		—
Versuch		31-33 Lage	 $M_b = M_{g+v} + M_p$	Zustand II

Bild 3.17: Zeitlicher Ablauf der Belastungsfälle von Träger 1 mit Momentenverlauf und max. Betonzugspannung

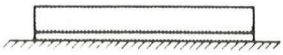
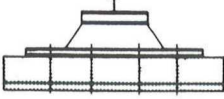
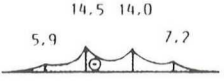
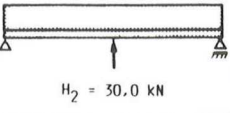
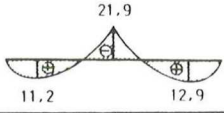
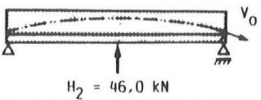
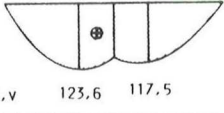
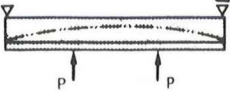
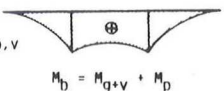
Phase [ - ]	System [ - ]	Zeit [ d ]	Momentenverlauf $M_b$ [ kNm ]	$\sigma_{t,max}$ [ MN/m <sup>2</sup> ]
Betonieren		1-15	—	—
Transport		15		+1,15
Zwischenlagerung	 $H_2 = 30,0 \text{ kN}$	15-15		+1,55
Vorspannen	 $H_2 = 46,0 \text{ kN}$	15-30 Tage	 $+ N_{b,v} \quad 123,6 \quad 117,5$	+1,30
Ver such	 $P \quad P$	30-32	 $+ N_{b,v} \quad 123,6 \quad 117,5$ $M_b = M_{g+v} + M_p$	Zustand II

Bild 3.18: Zeitlicher Ablauf der Belastungsfälle von Träger 2 mit Momentenverlauf und max. Betonzugspannung

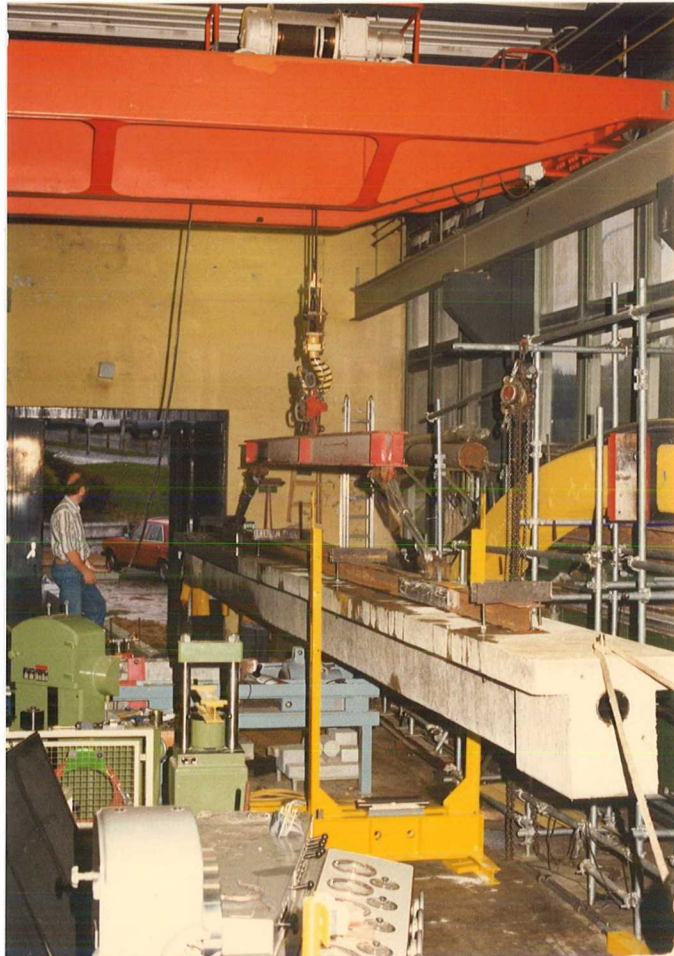


Bild 3.19: Einfahren von Träger 1 in die Prüfraumen

Der Aufbau der Prüfrahmen erfolgte nachdem beide Träger transportiert und zur quasi elastischen Bettung auf einem Sandbett zwischengelagert waren. Da ein alleiniges Auflagern im Prüfrahmen (statisch bestimmte Einfeldträger) bei beiden Trägern bis zum Vorspannzeitpunkt zu unzulässigen Betonzugspannungen geführt hätte, wurde bei beiden Versuchsbalken jeweils ein Hilfsauflager in Feldmitte vorgesehen. BILD 3.20 zeigt die Konstruktion dieser Hilfsauflager, die zur gezielten Beeinflussung der Auflagerkraft über ein Spindel-Mutter-System in der Höhe verstellbar werden konnten. Die vorhandene Kraft wurde dabei über eine Kraftmeßdose ( $F_{\max} = 100 \text{ kN}$ ) aufgenommen und angezeigt.

Beim Absetzvorgang der Träger auf die beiden Prüfrahmenauflager wurde die Auflagerkraft des betreffenden Mittelauflegers jeweils auf 15 und 30 kN eingestellt. Bevor der obere Träger abgelassen werden konnte, wurden die Prüfrahmen-Spannglieder zur Versteifung des Prüfrahmens vorgespannt auf  $V = 150 \text{ kN}$ .

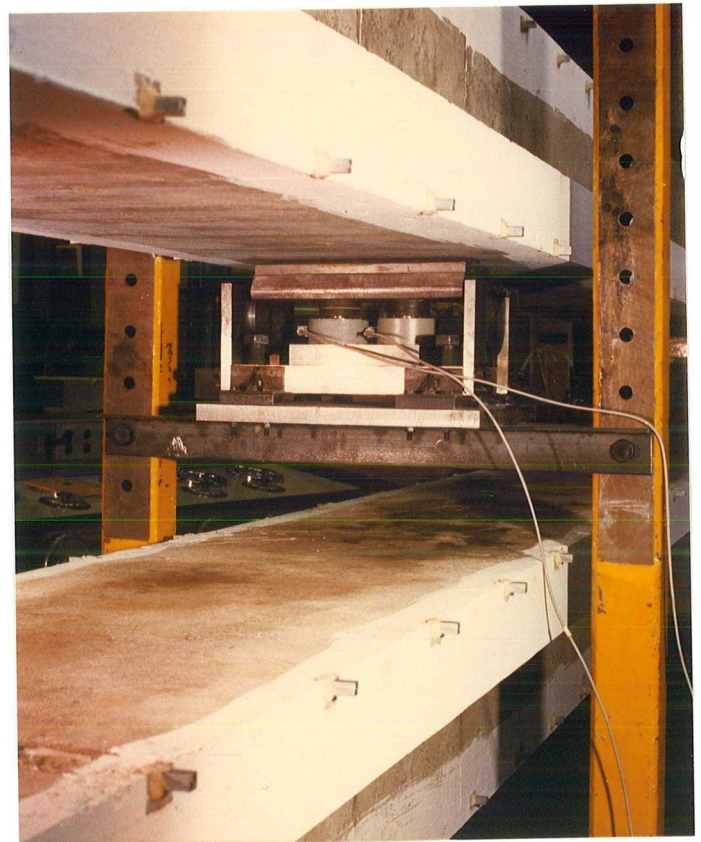


Bild 3.20: Konstruktion der Hilfsauflager

In den Bildern 3.17 und 3.18 ist das statische System für die Zeit der Zwischenlagerung bis zum Vorspannen mit der jeweiligen Mittelauflegerkraft  $H$  dargestellt, die während dieser Phase ständig kontrolliert und ggf. korrigiert wurde. Der zugehörige Momentenverlauf und die maximalen Randspannungen im Beton sind ebenfalls den Bildern 3.16 und 3.17 zu entnehmen.

Dabei ist zu erkennen, daß durch die gewählten Hilfsauflagerkräfte die Betonzugspannung unter dem Grenzwert von  $\beta_{BZ} = 1,6 \text{ MN/m}^2$  lagen, womit eine vorzeitige Querrißbildung ausgeschlossen werden konnte.

#### 3.4.4 VORSPANNEN UND VERPRESSEN

Das Vorspannen der Träger mit  $V_0 = 436 \text{ kN}$  entspricht 20 % von zul.  $V$  für Träger 1 und  $V_0 = 500 \text{ kN} = 23 \%$  von zul.  $V$  für Träger 2 konnte wegen der geringen Vorspannkraft nur durch zusätzliche konstruktive Maßnahmen bei der Spannvorrichtung realisiert werden. Die üblicherweise durchgeführte Vorgehensweise, den vorhandenen Keilschlupf durch Überspannen zu kompensieren, konnte hier nicht genutzt werden, da dies zu einer unzulässigen Erhöhung der Betonzugspannungen und damit zu Rissen geführt hätte. Anstelle der herkömmlichen Ankerbüchse kam daher am Spannanker die in BILD 3.21 skizzierte Sonderanfertigung mit Gewinde und Stützmutter zum Einsatz. Am Festanker wurden die Spanndrähte durch die Bohrungen der Ankerplatte geführt und mit VSL-Preßhülsen verankert, siehe BILD 3.22.

Das Vorspannen mittels einer ölhydraulischen Zentrumslochpresse mit Nachspannzylinder erfolgte in den Schritten:

- Vorspannen auf die gewünschte Vorspannkraft  $V_0$  und verkeilen,



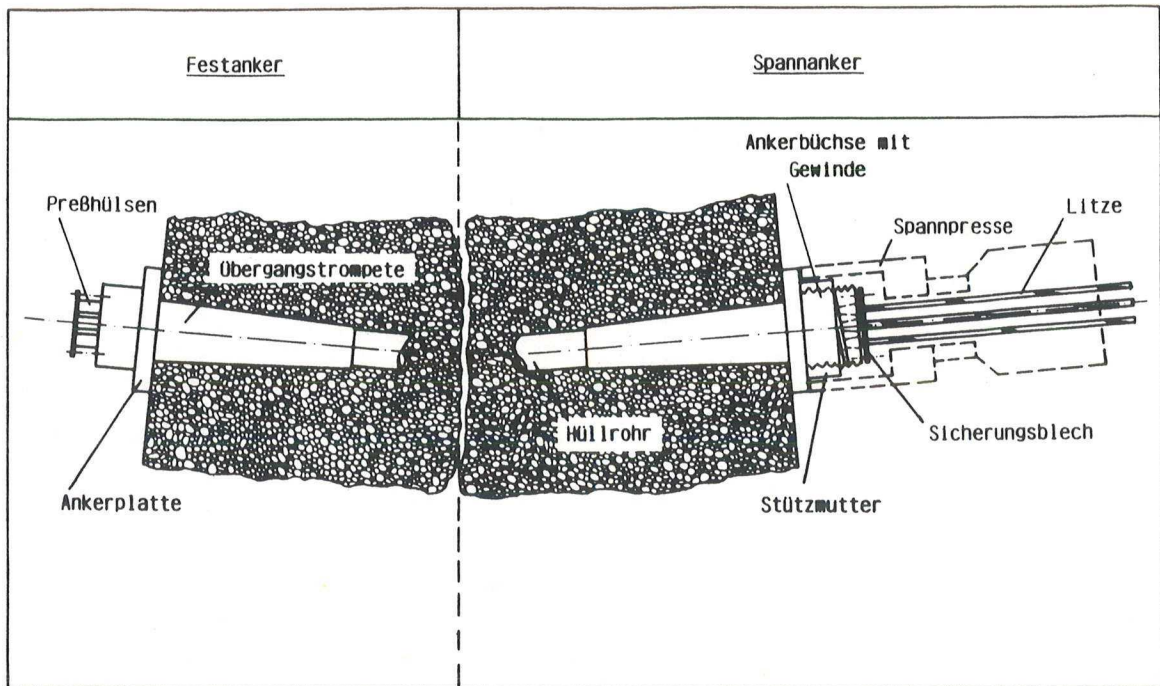


Bild 3.21: Skizze der speziell angefertigten Spann-  
vorrichtung (Fest- und Spannanker)

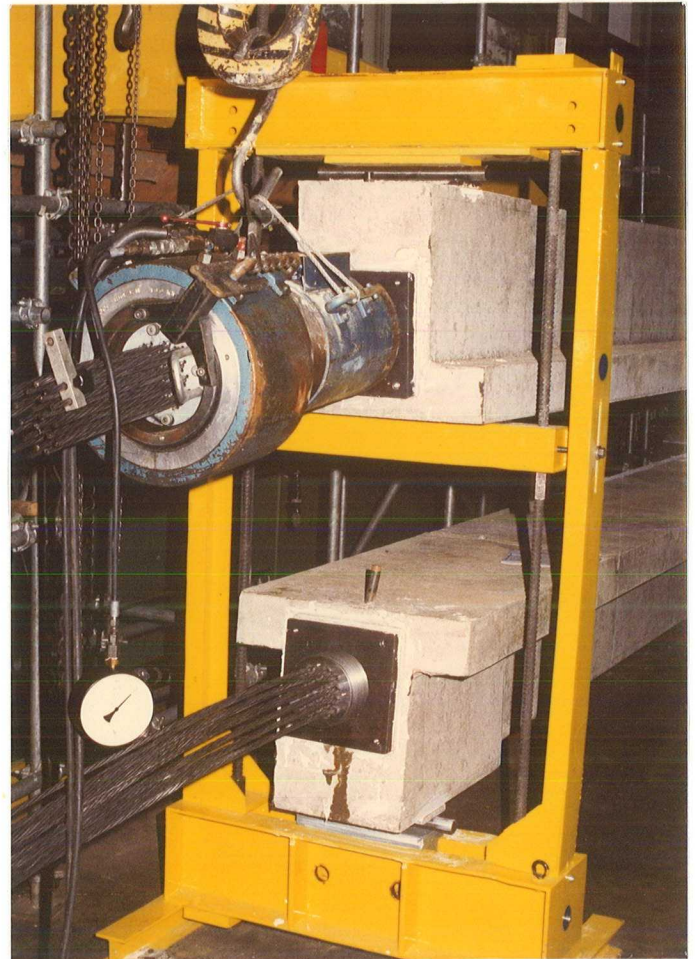


Bild 3.22: Ausführung des Spann- und Festankers

- Sicherungsblech montieren,
- erneutes Anspannen auf  $V_0$ , wodurch sich die Ankerplatte samt Sicherungsblech vom Beton löst,
- Stützmutter montieren, um diesen Zustand zu fixieren.

Gleichzeitig mit dem Vorspannen mußte die jeweilige Mittelauflagerkraft verändert werden. Bei Träger 1 konnte das Hilfsauflager nach dem Vorspannen entfallen, da infolge der Lastfälle Eigengewicht und Vorspannung der gesamte Querschnitt überdrückt wurde. Bei Träger 2 mußte dagegen die Hilfsauflagerkraft erhöht werden, da sich hier die o.g. Lastfälle aufgrund der Trägeranordnung im Prüfrahmen addierten und somit, ohne die Wirkung der erhöhten Auflagerkraft  $H_2$ , zu einer vorzeitigen Ribbildung geführt hätten.

Der Verlauf der Mittelauflagerkraft ( $H_1$ ,  $H_2$ ) während des Vorspannens ist in den BILDERN 3.23 und 3.24 dargestellt.

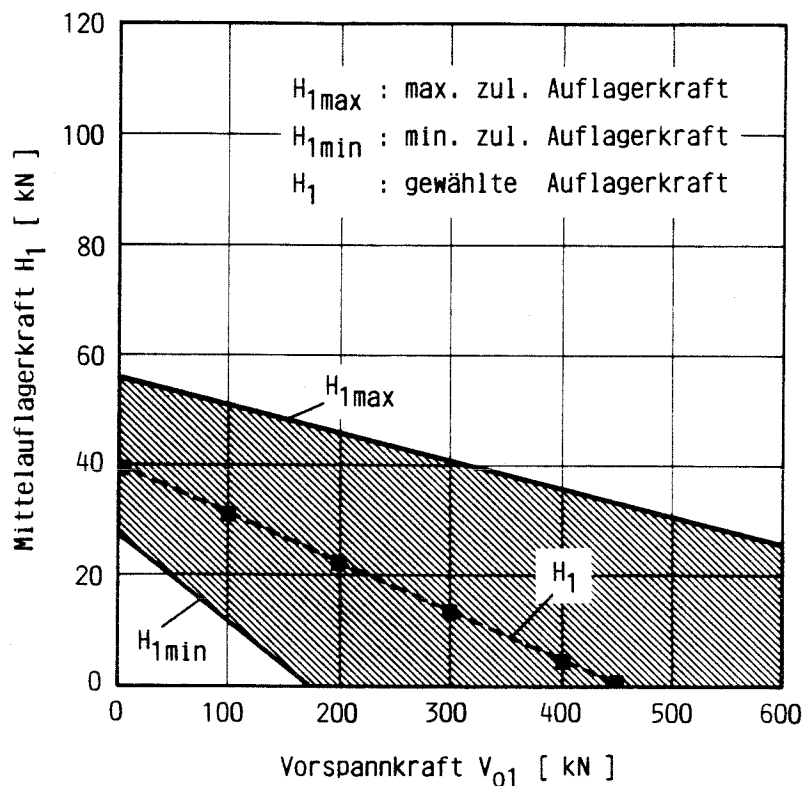


Bild 3.23: Verlauf der Mittelauflagerkraft  $H_1$  von Träger 1 über der Vorspannkraft  $V_{01}$

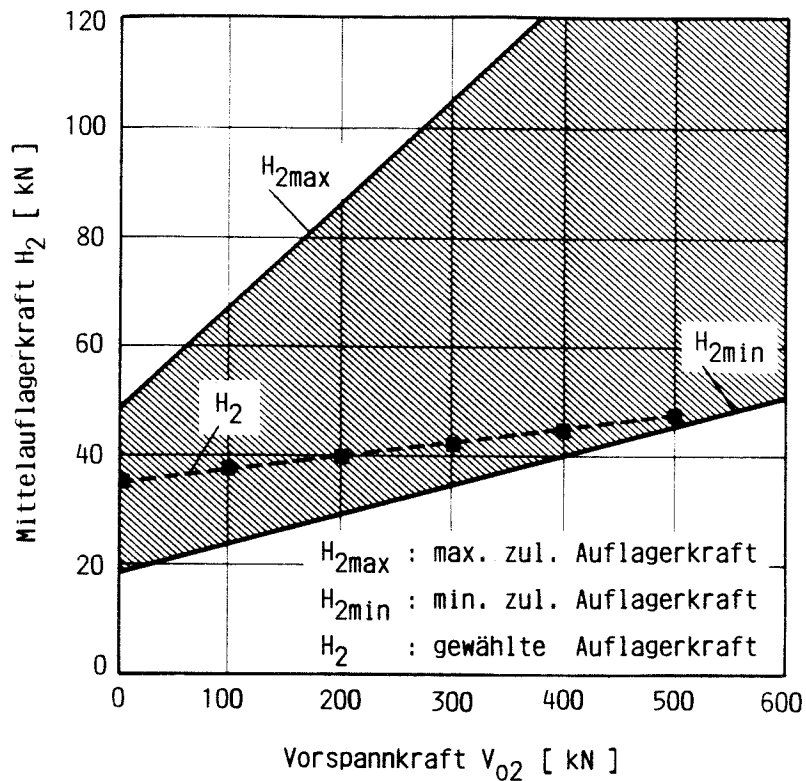


Bild 3.24: Verlauf der Mittelauflagerkraft  $H_2$  von Träger 2 über der Vorspannkraft  $V_{02}$

Der in den Bildern schraffiert dargestellte Bereich kennzeichnet die jeweils einzuhaltende Auflagergröße, so daß die Betonzugspannungen unter dem zur Rißvermeidung gewählten Grenzwert lagen. Der nach dem Vorspannen vorhandene Momentenverlauf sowie die entsprechenden Betonrandspannungen zeigen die Bilder 3.17 und 3.18 auf den vorangegangenen Seiten.

Beide Träger sollten zu Beginn des Belastungsversuchs unter Eigengewicht eine Vorspannung von  $V_0 = 20\%$  von zul.  $V$  aufweisen. Bei Träger 2 war daher die aufzubringende Vorspannkraft  $V_{02}$  um den Teil der Spannstahlspannung zu erhöhen, der durch die Wegnahme des Mittelaufagers ( $H_2 = 0$  kN) bei Versuchsbeginn wieder verloren ging (vgl. auch hier Bild 3.18).

Das Verpressen der Spannkanäle erfolgte unmittelbar im Anschluß an den Vorspannvorgang. Der Mörtel wurde mittels eines "Swibo-Mixers" hergestellt und eingepreßt. Der Verpreßdruck erreichte bei beiden Trägern einen Wert, der im Vergleich zur Praxis, im oberen Teil des baustellenüblichen Bereichs lag.

Ein Absetzen des Einpreßmörtels wurde durch die im Dauerbetrieb laufenden Rührwerke des Aufbereitungs- und Vorratsbehälters verhindert, so daß bei beiden Trägern die gleiche Konsistenz vorhanden war. Der Verpreßdruck und die am Auslaufstutzen ausgepreßte Flüssigkeitsmenge waren ebenfalls bei beiden Trägern gleich, so daß für spätere Versuchsauswertungen einheitliche Einpreßmörtelschichten vorausgesetzt werden konnten.

Um Erkenntnisse über eine Vorschädigung des Betons im Hüllrohrbereich zu erlangen, wurden quer zum Spannglied Setzdehnungsmessungen mit einem BAM-Setzdehnungsmessers an mehreren maßgeblichen Stellen der Träger durchgeführt, siehe BILD 3.25.

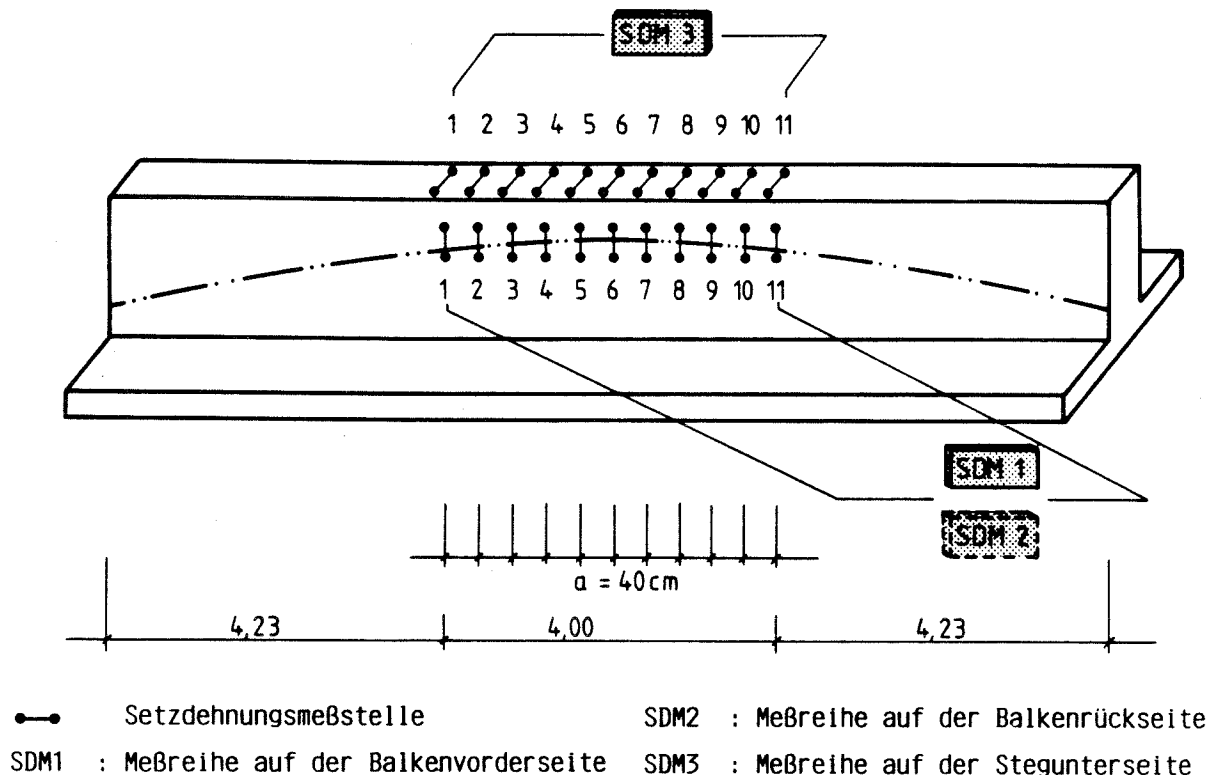


Bild 3.25: Erfassung der Betondehnung im Hüllrohrbereich

Es konnte daher geprüft werden, ob beim Spann- bzw. Verpreßvorgang entweder durch die Wirkung der Umlenkraft /8/, die vor dem Verpressen der Hüllrohre von der bewehrten Betonschale alleine aufgenommen werden mußte oder durch die Wirkung des erhöhten Verpreßdrucks /27/ unzulässige Zugspannungen aufgetreten sind. Die Auswertung der entsprechenden Setzdehnungsmessungen (Messungen vor dem Vorspannen und unmittelbar nach dem Verpressen) ergab bei allen drei Meßreihen geringe positive Betondehnungen. Der dabei aufgetretende Maximalwert von  $\epsilon_b = 0,035$  o/oo lag jedoch deutlich unter der in /7/ angegebenen maximal aufnehmbaren Zugdehnung von  $\epsilon_b = 0,1$  o/oo des Betons, so daß mit großer Wahrscheinlichkeit an der Betonoberfläche eine vorzeitige Rißbildung infolge der Vorspannung und des Verpreßdrucks nicht initiiert wurde.

Weiterhin konnten durch die bis zum Belastungsversuch kontinuierlich weitergeführten Messungen die Auswirkungen anderer möglicher Rißursachen, wie z.B. Quellen des Einpreßmörtels, Schwind- und Temperaturbeanspruchung des Betons, untersucht werden. Zur Erfassung des Temperatur- und Schwindeinflusses erfolgten zusätzliche Kompensationsmessungen an einem Altbetonkörper. Der Einfluß von Temperatur und Handwärme auf das Meßgerät wurde durch Kontrollmessungen an einen Invar- und einem Eichstab kompensiert. Auch die Auswertung dieser Meßserie ließ auf keine vorzeitige Rißbildung schließen.

### 3.5 VERSUCHSDURCHFÜHRUNG

#### 3.5.1 VERSUCHSEINRICHTUNG

Zusammen mit den Prüfrahen ergaben die vorgespannten und verpreßten Versuchskörper den Prüfstand, so wie er in Bild 3.1 skizziert ist. Die Balken wurden über Stahlrolle und Stahlblock statisch bestimmt gelagert. Da der obere Träger bedingt durch seine Anordnung im Prüfrahen ständig durch eine Minimalkraft belastet werden mußte, wurden

neben den eigentlichen Prüfzylindern ( $P_{\max} = 400 \text{ kN}$ ) Notunterstützungen angebracht, siehe BILD 3.26, so daß bei einem Ausfall der Prüfzylinder oder bei längeren Standzeiten immer eine definierte Belastung vorhanden war.

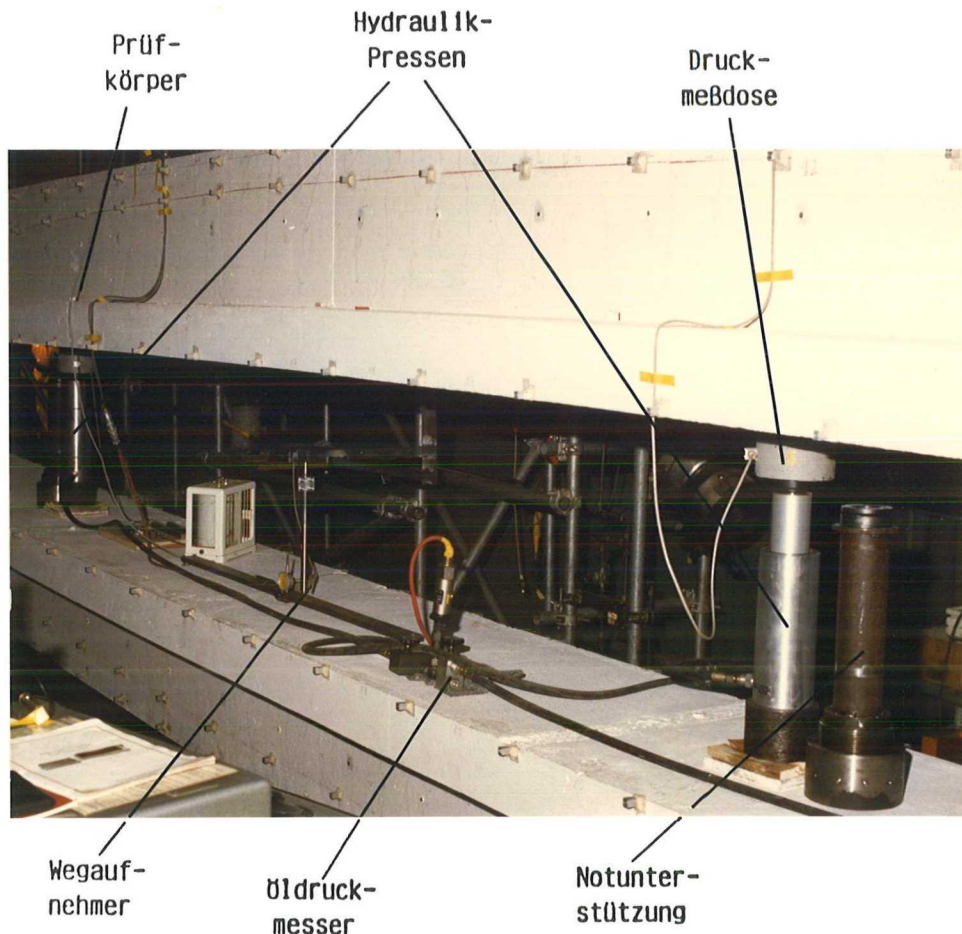


Bild 3.26: Belastungs- und Kraft/Wegmeßeinrichtung im Mittelbereich der Träger (mit Notunterstützungen)

### 3.5.2 MESSEINRICHTUNG UND MESSWERTERFASSUNG

Während des Versuchs mußte die Belastung und die Durchbiegung beider Träger kontinuierlich erfaßt werden. Bild 3.26 zeigt die Anordnung der hierbei eingesetzten Meßeinrichtungen im mittleren Trägerdrittel. BILD 3.27 zeigt den schematischen Aufbau der Meßwertterfassung. Die Kraftmessung erfolgte durch die 500 kN-Kraftmeßdosen, die zwischen den Pressen und den lastverteilenden Stahlplatten angeordnet waren. Der aufgebrauchte Öldruck wurde über einen Druck-

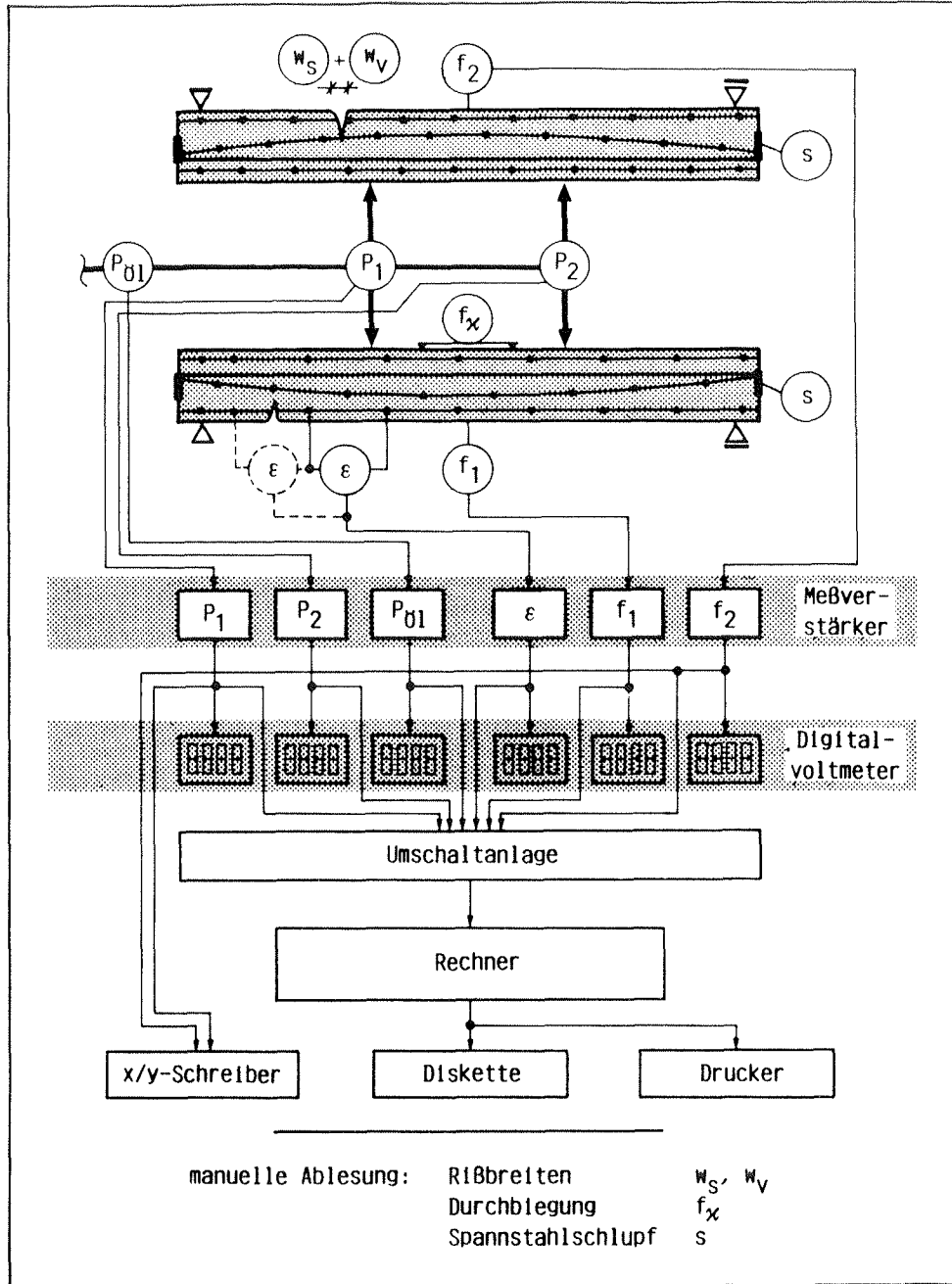


Bild 3.27: Schematischer Aufbau der Meßwerterfassung

aufnehmer ermittelt, der ein elektrisches Signal zur Auswertung lieferte. Die Messung der Gesamtdurchbiegung in Feldmitte erfolgte induktiv. Alle genannten Meßsignale wurden verstärkt, von einer Umschaltanlage erfaßt, angezeigt und dem Meßrechner übergeben. Zur sofortigen Kontrolle von Kraft und Durchbiegung diente ein analog arbeitender X/Y-Schreiber. BILD 3.28 beinhaltet die reale Ausführung der geschilderten Meßdatenerfassung.

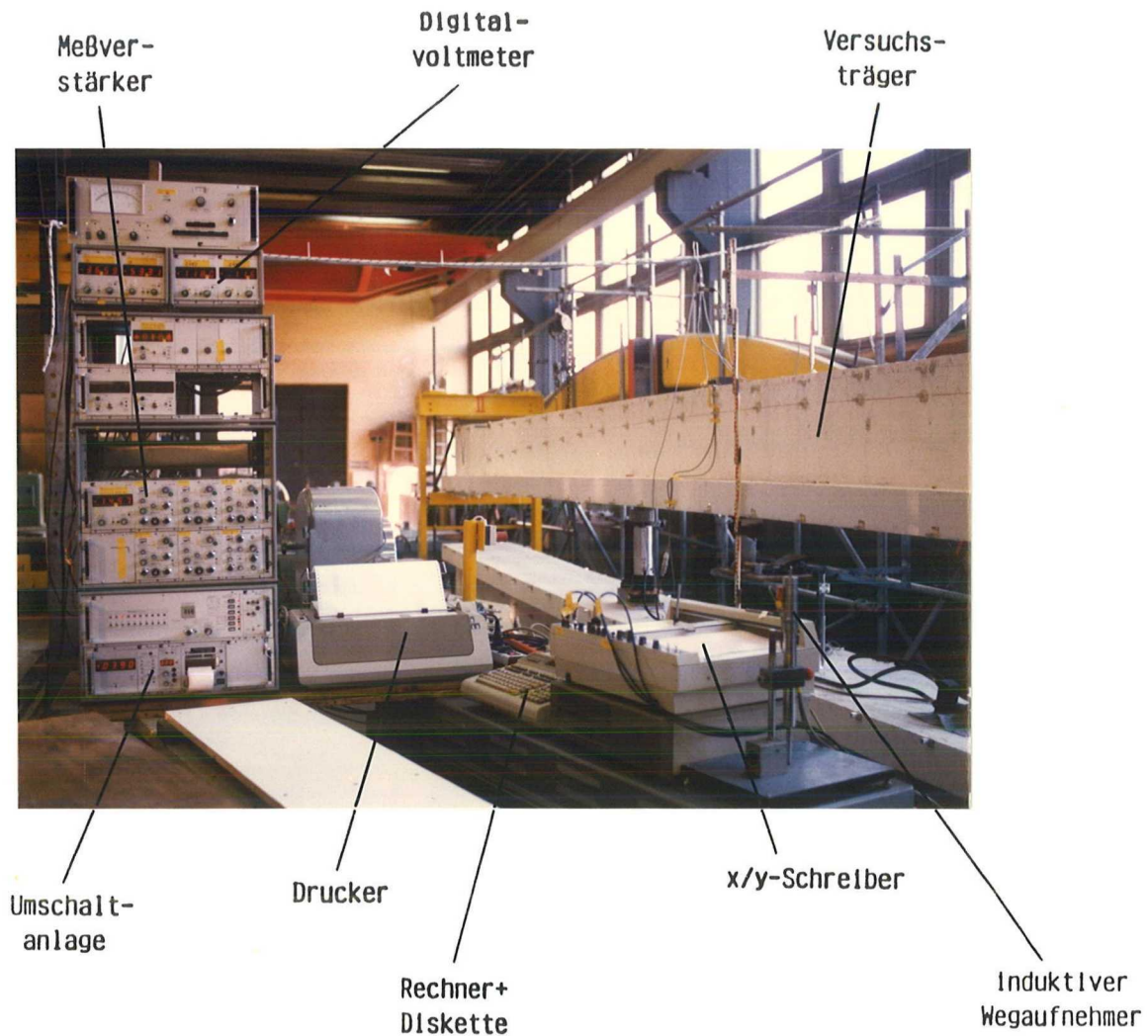
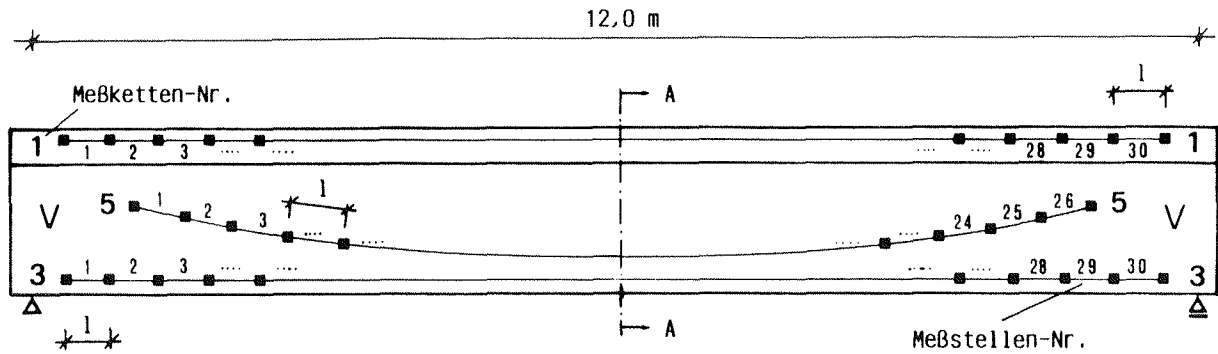


Bild 3.28: Meßdatenerfassungseinrichtung in der Versuchshalle

Mit Hilfe dieses Meßaufbaus wurde ein umfangreiches Meßprogramm durchgeführt. Innerhalb dieses Meßprogramms erfolgte die Ermittlung der Betonlängsdehnungen in der Zugzone sowohl in Höhe des Spannstahls (Meßkette 5 und 6) als auch in Höhe der untersten Betonstahllage (Meßkette 3 und 4). Die Längsdehnungen der Druckzone wurden jeweils 1 cm unterhalb des Betonrandes (Meßkette 1 und 2) gemessen. Lage und Bezeichnungen der Meßstellen sind in BILD 3.29 wiedergegeben.

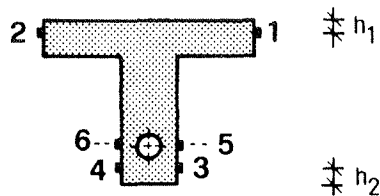
Ein eigens für diesen Versuch entwickeltes Programm registrierte die Meßwerte der Betondehnung  $\epsilon$ , der Prüflasten  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_{Ö1}$  und der Durchbiegungen  $f_1$  und  $f_2$  jeweils für





Meßkette	Meßstelle	Meßlage
1 + 2	1 - 30	Dehnungsmessung im Druckbereich
3 + 4	1 - 30	Dehnungsmessung im Zugbereich
5 + 6	1 - 26	Dehnungsmessung im Spanngliedbereich

Schnitt A - A:



- l : Meßbasis (l = 40,0 cm)
- $h_1$  : Meßkettenrandabstand ( $h_1 = 1,0$  cm)
- $h_2$  : Meßkettenrandabstand (Träger 1/2:  $h_2 = 2,2/2,8$  cm)
- V : Trägervorderseite (Meßketten: 1,3,5)
- R : Trägerrückseite (Meßketten: 2,4,6)

Bild 3.29: Anordnung der Meßstellen zur Erfassung der Betonlängsdehnung

Laststufe und Träger. Zur abschnittswisen Messung der Betonverformungen wurde ein spezieller, mit einem Taster zur Meßwertübernahme durch den Rechner versehener induktiver Wegaufnehmer, wie er in BILD 3.30 dargestellt ist, als Meßelement genutzt. Durch Auslösen des Tasters erfolgte die Übernahme eines Meßwertes durch den Meßrechner HP9825B. Zur Beurteilung wurden jeweils drei Meßwerte an einer Meßstelle aufgenommen und auf dem Rechner dargestellt. Bei Fehlmessungen konnten Wiederholungsmessungen erfolgen, bevor die Meßwerte auf Diskette abgespeichert wurden. Der gesamte Meßablauf wurde über den Drucker protokolliert.

Zur Berücksichtigung des Temperatureinflusses erfolgte vor und nach jeder Laststufe eine Kompensationsmessung an

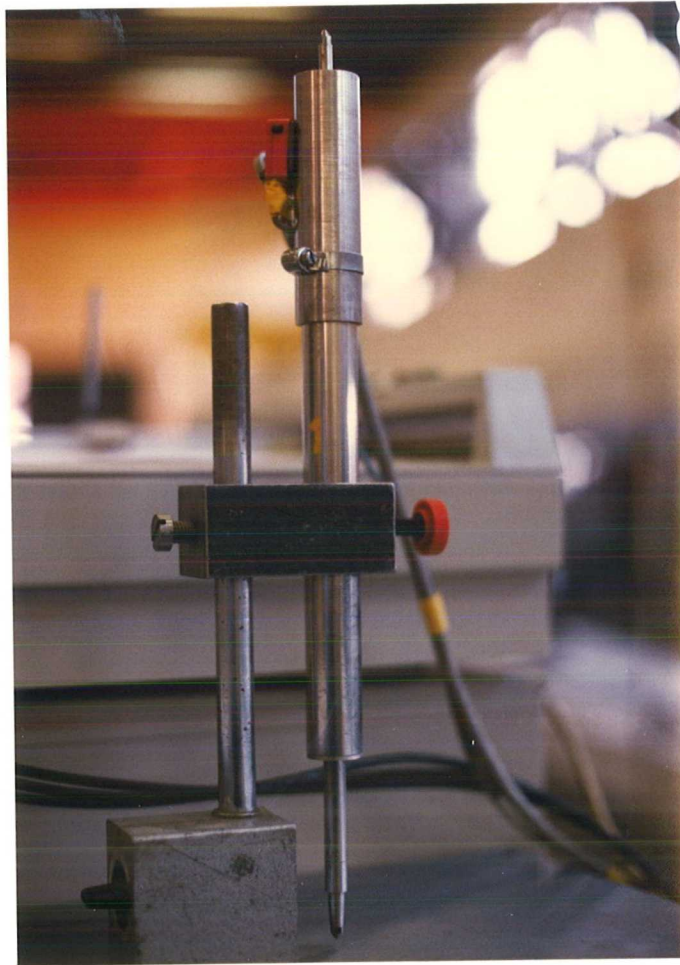


Bild 3.30: Zur Dehnungsmessung eingesetzter induktiver Wegaufnehmer mit Schaltimpulsgeber

einem Altbetonkörper. Die Schwindmessungen wurden an einem Prüfkörper, der hinsichtlich Alter, Abmessungen und Betonzusammensetzung den Versuchskörpern entsprach, vorgenommen.

Die Meßwerte der Prüflast und der Durchbiegung wurden ebenfalls programmgesteuert vom Rechner vor und nach jeder Meßkette abgespeichert und auf dem Drucker ausgegeben.

Zusätzlich erfolgte beim unteren Balken eine Krümmungsdurchbiegungsmessung  $f_{\chi}$  über eine in Feldmitte angebrachte Meßplatte ( $l = 1,40 \text{ m}$ ) und einer Meßuhr.

Eine Überprüfung der gewählten Spannstahlverankerung erfolgte durch Meßuhren, die an einigen überstehenden Litzen des Spannankers angebracht waren.

Die bei dem Belastungsversuch aufgetretende Querrißbreitenentwicklung wurde sowohl durch die Dehnungsmessungen als auch durch zusätzliche Messungen mit Meßblupen erfaßt und aufgezeichnet. Die Ermittlung der Rißbreite mit einem Meßmikroskop (Meßgenauigkeit von 0,025 mm) erfolgte an der Vorder- und Rückseite auf der gesamten Bauteillänge in Höhe der untersten Bewehrungslage und in Höhe der Spannstahllage.

Zur frühzeitigen Erfassung einer Längsrißentwicklung infolge der Verbundbelastung im Hüllrohrbereich wurde das in Bild 3.25 dargestellte Meßverfahren nach jeder Laststufe fortgeführt. Die Ermittlung der Betondehnungen erfolgte mit einem BAM-Setzdehnungsmesser, wie bereits in Abschnitt 3.4.4 beschrieben. Zusätzlich wurden die entstandenen Längsrisse auf der ganzen Bauteillänge mit dem Meßmikroskop vermessen und registriert.

Während des Versuchs wurde die Entwicklung der Risse (Quer- und Längsrisse) durch Nachzeichnen und durch die Angabe der betreffenden Laststufe festgehalten. Nach Versuchsende wurden alle Risse mit schwarzer Tusche nachgezeichnet und fotografiert, so daß eine anschließende Messung der Rißabstände möglich wurde.

### 3.5.3 BELASTUNGSGESCHICHTE

Das Aufbringen der Belastung begann vierzehn Tage nach dem Vorspannen (vgl. Bilder 3.17 und 3.18) der gegeneinander verspannten Prüfkörper mit einer stufenweisen statischen Laststeigerung. Insgesamt wurden 10 Laststufen angefahren, wobei am Anfang jeder Laststufe durch mehrere Lastwechsel eine Stabilisierung der jeweils vorhandenen Querrißbildung gewährleistet wurde. TABELLE 3.7 gibt die zu den Laststu-

		Träger 1 (Unter)			Träger 2 (Ober)		
Laststufe	Prüflast P	$\sigma_c$	$\sigma_s$	$\Delta\sigma^{1)}$	$\sigma_c$	$\sigma_s$	$\Delta\sigma^{1)}$
	kN	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
1	30	100	20	10	41	45	-
2	50	115	31	16	152	155	-
3	66	137	150	113	164	165	14
4	114	157	160	160	174	165	114
5	142	161	160	160	187	165	71
6	170	163	160	160	190	165	104
7	198	175	490	310	212	415	202
8	226	187	500	310	224	510	284
9	254	199	500	300	231	500	269
10	300	1965	500	300	1195	500	384

1) Zuwachs ab Dekompression

Tabelle 3.7: Prüflast, Betonstahlspannung und Spannstahlspannungszuwachs während der Versuchsdurchführung

fen gehörenden Prüflasten, die rechnerisch ermittelten Betonstahlspannungen und den Spannstahlspannungszuwachs der jeweiligen Versuchsträger an.

Die Durchführung des im vorangegangenen Abschnitt beschriebenen Meßprogramms erforderte eine Meßzeit von ca. sechs bis acht Stunden bei jeder Laststufe. Der Versuch (1.-9. Laststufe) wurde ohne Unterbrechung an mehreren Tagen durchgeführt. Das Anfahren der zehnten Laststufe erfolgte nachdem die Versuchsträger zur Beobachtung von Langzeiteinflüssen ca. 25 Tage unter einer mittleren Belastung von  $P = 50$  kN gestanden hatten.

## 4. VERSUCHSERGEBNISSE

### 4.1 ALLGEMEINES

Im Hinblick auf die Untersuchung der Längsrißbildung an Biegerträgern ist eine Unterteilung in die verschiedenartig verbundbeanspruchten Bauteilbereiche sinnvoll. Zu unterscheiden ist hierbei der Biegebereich, bei dem längsrißverursachende Verbundspannungen infolge Querrißbildung auftreten können und der Schubbereich, bei dem Verbundspannungen infolge Rißbildung und Querkraft vorhanden sind. Daher erfolgt die Auswertung der Versuchsergebnisse getrennt nach Biegebereich und Schubbereich.

### 4.2 QUERRISSVERHALTEN IM BIEGEBEREICH

#### 4.2.1 DURCHBIEGUNGEN

BILD 4.1 zeigt die Durchbiegungen in Feldmitte ( $f_1$  und  $f_2$ ) für beide Versuchsträger in Abhängigkeit von der Prüflast bzw. der Laststufe. Bis zum Zeitpunkt der Erstrißbildung ist der Verlauf beider Kurven geradlinig und nahezu identisch. Die einsetzende Rißbildung und damit der Übergang vom Zustand I in Zustand II wird durch den abknickenden Kurvenverlauf angezeigt. Die Querrißbildung setzte demnach bei Träger 2 bei der dritten Laststufe ein, während bei Träger 1 schon bei Laststufe 2 erste Risse zu vermuten sind.

Bei Träger 2 nimmt die Durchbiegung im Vergleich zu Träger 1 etwas stärker zu, was auf eine verstärkte Querrißbildung schließen läßt.

Aus versuchstechnischen Gründen (Meßbereichsüberschreitung des Induktiv-Weggebers) mußte die Meßwerterfassung der Durchbiegung bei Laststufe 10 eingestellt werden. Stattdessen erfolgte eine manuelle Messung des gegenseitigen Abstandes beider Träger in Feldmitte, siehe BILD 4.2.

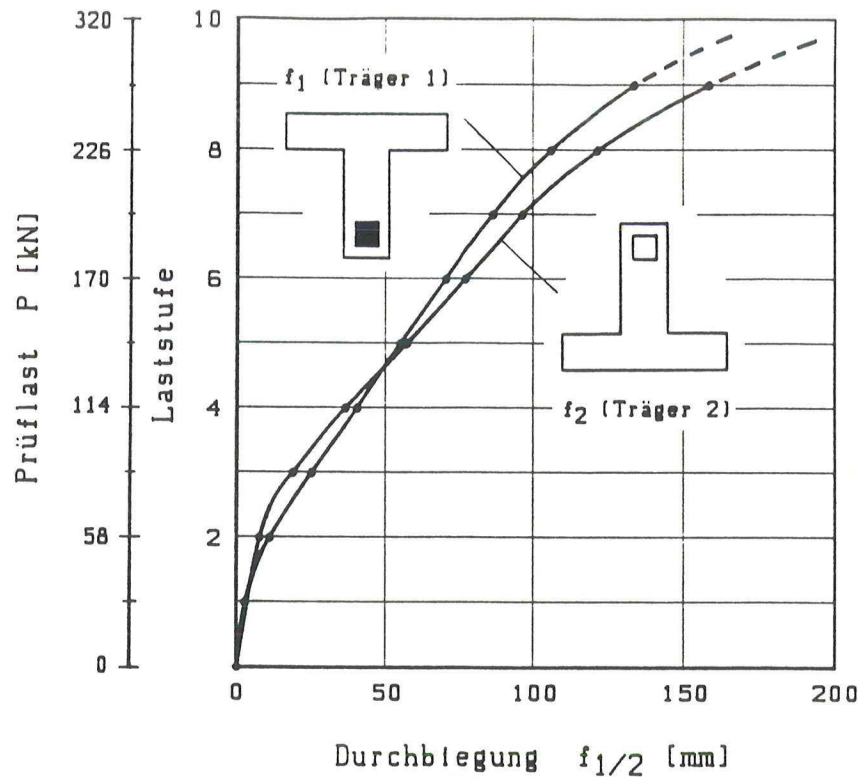


Bild 4.1: Durchbiegungen in Feldmitte für beide Versuchsträger

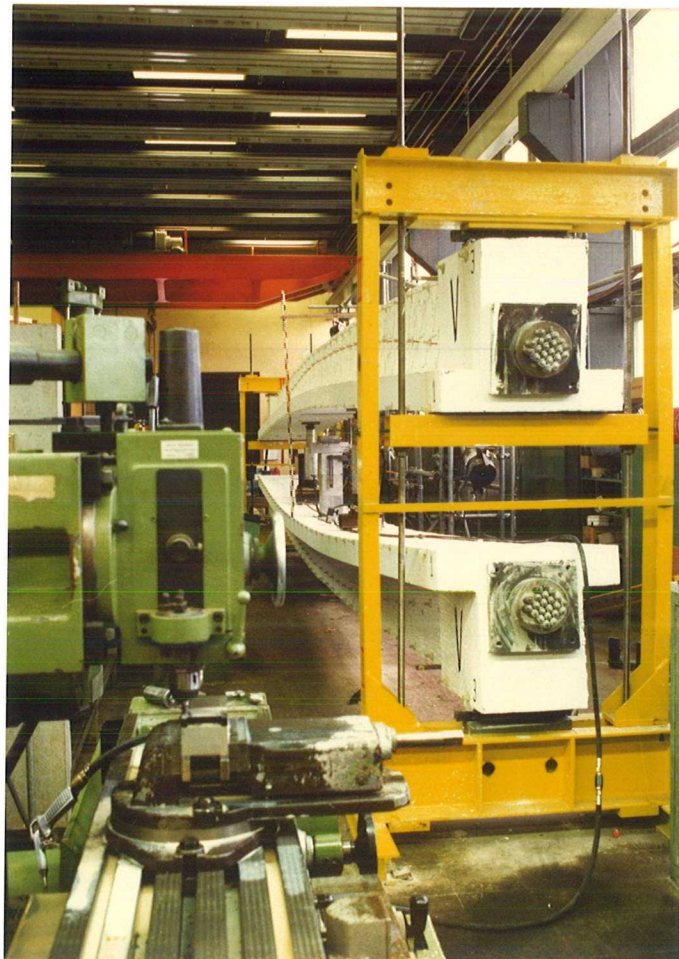


Bild 4.2: Durchbiegungen der Versuchsträger bei Laststufe 10

Bei dem in Bild 4.2 dokumentierten Zustand (Laststufe 10) haben beide Versuchsbalken eine Gesamtdurchbiegung von  $f_1 + f_2 = 50$  cm. Vergleicht man bei beiden Trägern die letzten beiden Laststufen (LS 9 und LS 10) miteinander, so wird deutlich, daß bei Versuchsende (LS 10) eine starke Zunahme der Durchbiegung stattgefunden hat. Diese manuell ermittelten Durchbiegungen sind in Bild 4.1 durch eine gestrichelte Linie gekennzeichnet.

#### 4.2.2 BETONLÄNGSDEHNUNGEN

Neben den zuvor gezeigten Prüflast-Durchbiegungskurven können genauere Ergebnisse über das Querrißverhalten beider Biegeträger durch die Auswertung der während des Versuchs gemessenen Betonlängsdehnungen gewonnen werden. Die BILDER 4.3 bis 4.8 zeigen daher die Betondehnungen  $\epsilon$  im Biegebereich von Träger 1 in Abhängigkeit von der Laststufe. Die Auswertung erfolgte jeweils getrennt nach Trägervorder- und -rückseite entsprechend den Meßketten 1 - 6, vgl. Bild 3.29. Während diese Bilder eine numerische Auswertung der einzelnen Betondehnungen über der Trägerlänge zulassen, zeigt BILD 4.9 am Beispiel der Meßkette 4 für Träger 1 eine räumliche Darstellung des Dehnungsfeldes im Biegebereich. Anschaulich ist dabei zu erkennen, wie sich der Dehnungsverlauf im Biegebereich ausgebildet hat. Die Darstellung ergibt sich durch Linearinterpolation der Dehnungswerte der einzelnen Meßstellen zwischen den im Versuch angefahrenen Laststufen.

Wie schon in Abschnitt 3 erwähnt, ist für die Querrißbildung nur der Spannungszuwachs ab Dekompression der Betonrandfaser von Bedeutung, d. h. es war erforderlich, die Betondehnungen  $\epsilon_D$  zum Zeitpunkt der Dekompression zu ermitteln. Diese Betondehnungen  $\epsilon_D$  stellten dann die Bezugswerte für die Betondehnungen aller nachfolgender Laststufen dar. Die in den Bildern 4.3 bis 4.9 angegebenen Betondehnungen  $\epsilon$  ergeben daher den für die Rißbildung interessierenden Dehnungszuwachs ab Dekompression.

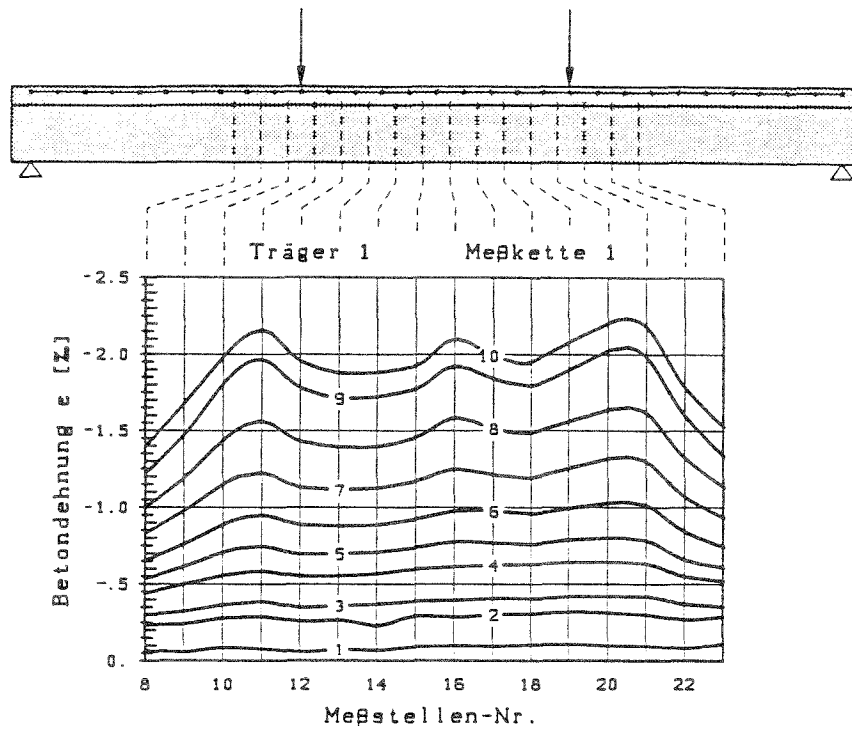


Bild 4.3: Betondehnungen ab Dekompression von Träger 1 - Druckzone, Trägervorderseite, Meßkette 1 -

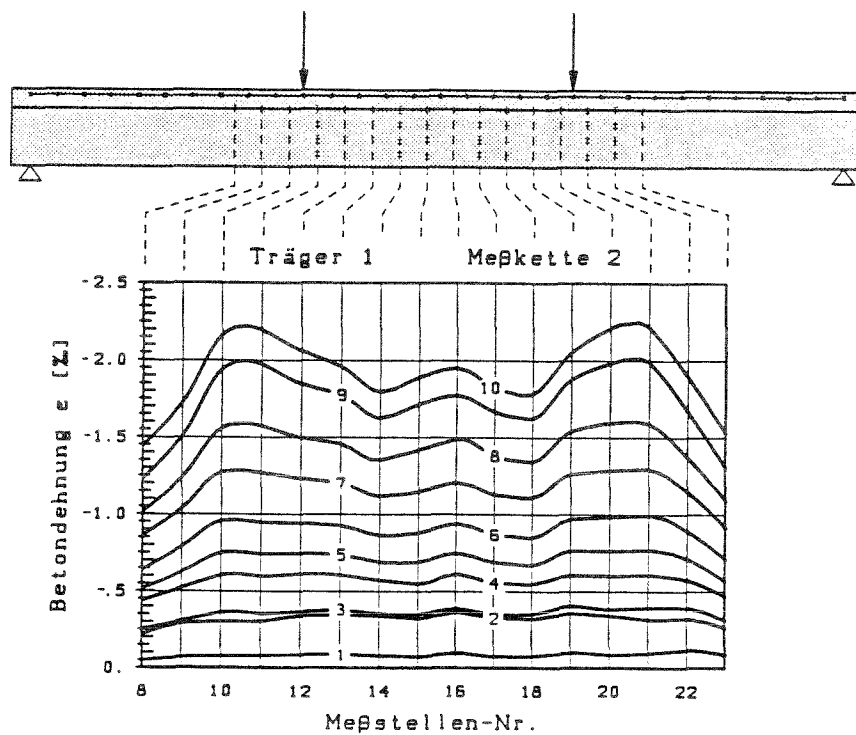


Bild 4.4: Betondehnungen ab Dekompression von Träger 1 - Druckzone, Trägerrückseite, Meßkette 2 -



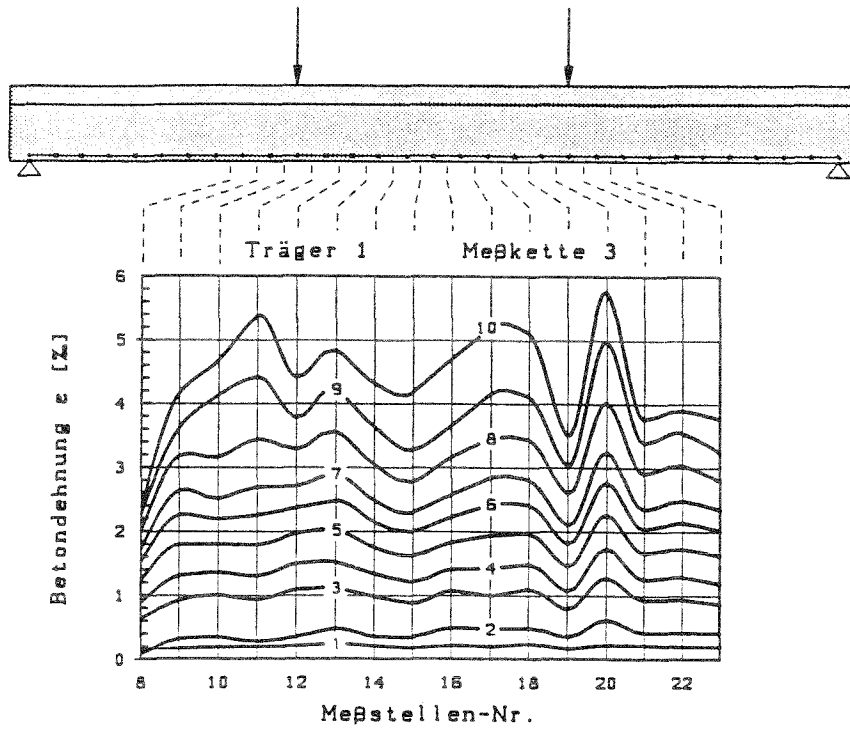


Bild 4.5: Betondehnungen ab Dekompression von Träger 1  
- Zugzone, Trägervorderseite, Meßkette 3 -

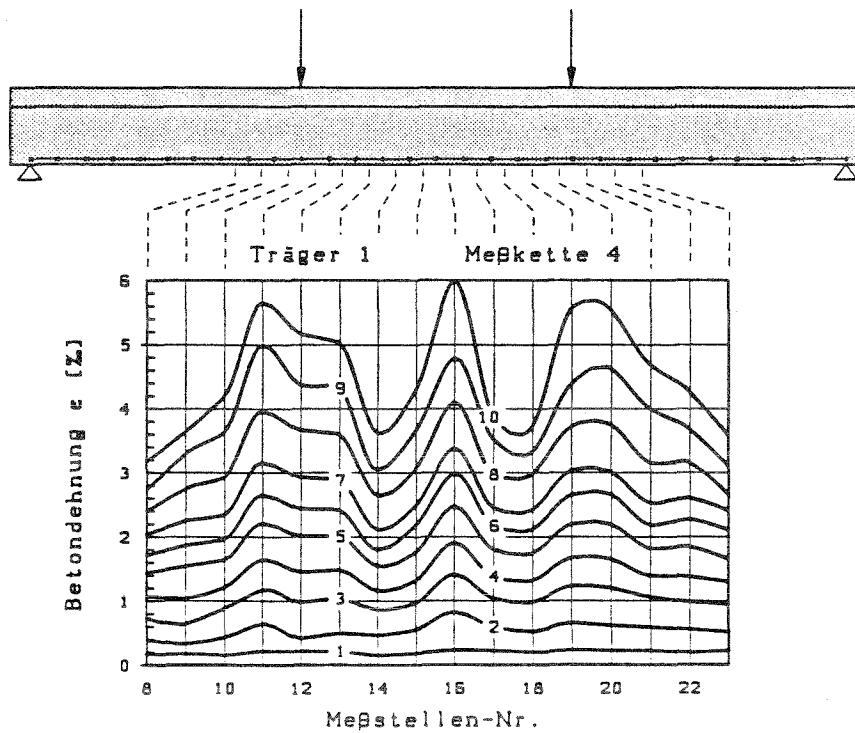


Bild 4.6: Betondehnungen ab Dekompression von Träger 1  
- Zugzone, Trägerrückseite, Meßkette 4 -

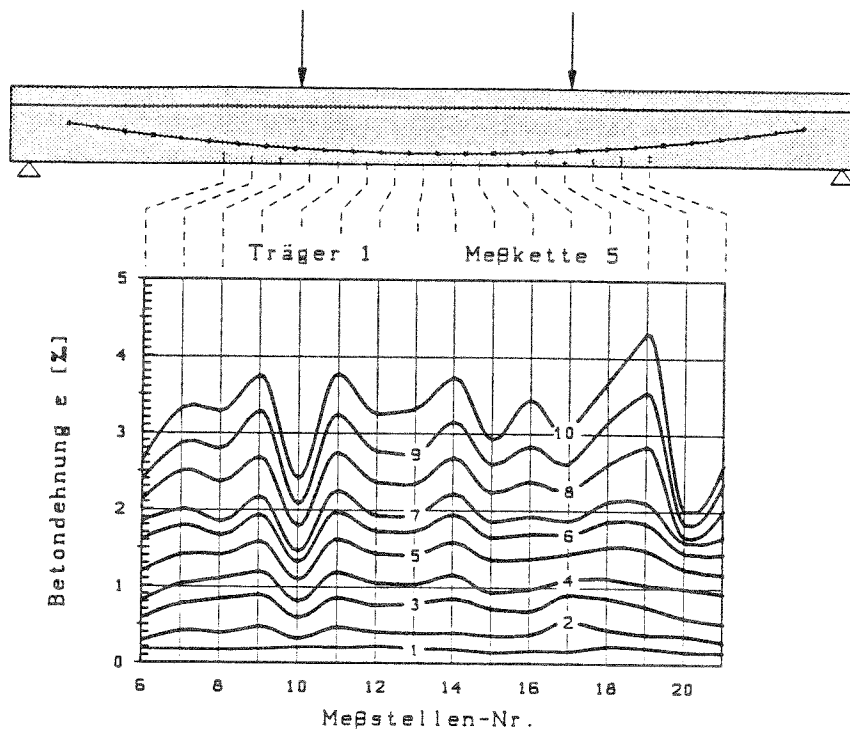


Bild 4.7: Betondehnungen ab Dekompression von Träger 1  
- Spanngliedlage, Trägervorderseite, Meßkette 5 -

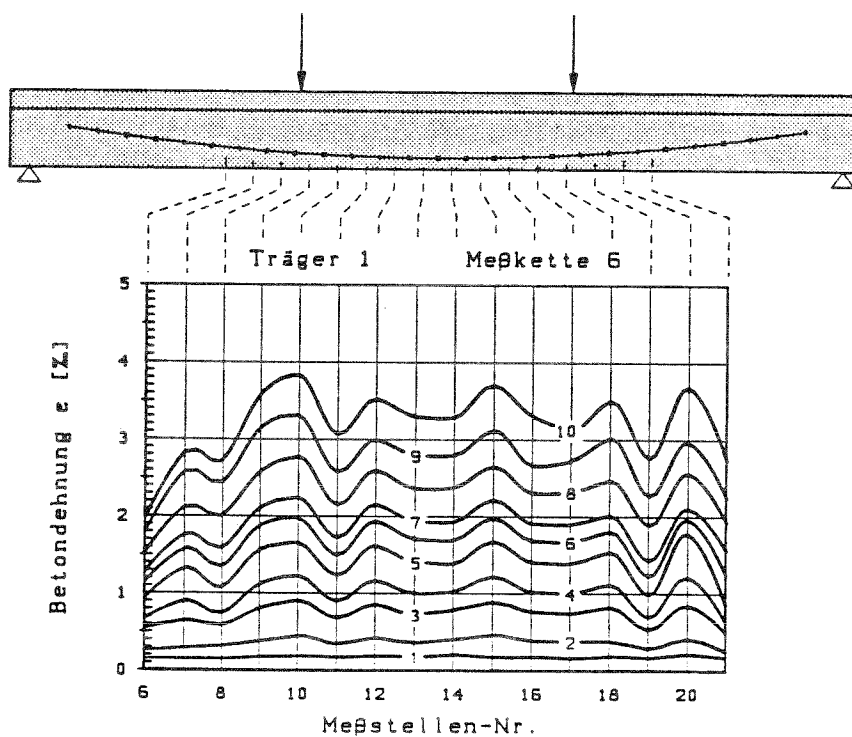


Bild 4.8: Betondehnungen ab Dekompression von Träger 1  
- Spanngliedlage, Trägerrückseite, Meßkette 6 -

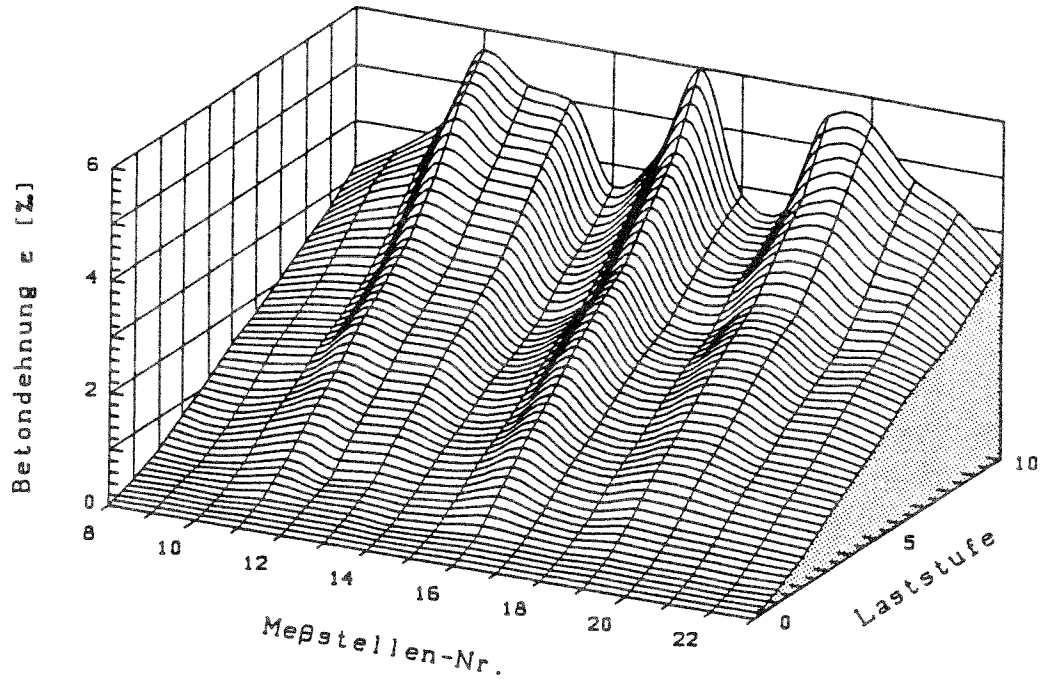


Bild 4.9: Zeitliches Dehnungsfeld ab Dekompressionszustand - Träger 1, Zugzone, Rückseite, Meßkette 4 -

Bei allen sechs Meßketten zeigt sich bei der ersten Laststufe ein noch nahezu geradliniges Dehnungsverhalten. Bei Erreichen der zweiten Laststufe ist dann bei allen Meßketten eine stärkere Dehnungszunahme zu verzeichnen. Besonders deutlich zeigt sich dieses Verhalten bei den Meßketten 3 und 4 (Bilder 4.5 und 4.6), wo eine auffällige Dehnungszunahme an der Betonzugseite im Bereich der Lasteinleitung zu erkennen ist. Neben dieser sprunghaften Zunahme deutet auch die Größe der Betondehnung ( $\epsilon \geq 0,5$  o/oo) eindeutig daraufhin, daß die Querrißbildung schon ab der zweiten Laststufe eingesetzt hat. Die vom Beton aufnehmbare Zugdehnung muß hier einen Wert von  $\epsilon = 0,2$  o/oo überschritten haben.

Bei der weiteren Laststeigerung wird bei den Meßketten 3 und 4, (Bilder 4.5 und 4.6) der Einfluß der Lasteinleitungsstelle bzw. der Einfluß der Momentenverteilung auf das Dehnungs- und damit auf das Rißverhalten immer deutli-

cher. Besonders im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich und in Feldmitte ist eine verstärkte Dehnungszunahme zu verzeichnen, so daß hier mit einer besonders ausgeprägten Ribbildung zu rechnen ist. Verfolgt man das Dehnungsverhalten der Meßketten 3 und 4, vgl. z. B. Bild 4.9, über den Laststufen, so ist bis zur siebten Laststufe eine nahezu konstante Dehnungszunahme von einer Laststufe zur anderen feststellbar. Beim Anfahren der achten Laststufe ist dagegen ein größerer Zunahmebetrag zu verzeichnen, der auf ein Überschreiten der Betonstahlstreckgrenze schließen läßt.

Ein Vergleich mit den für die Versuchsauslegung rechnerisch ermittelten Betonstahlspannungen, BILD 4.10, bestätigt diese Vermutung. Dabei ist zu beachten, daß die in Bild 4.10 angegebene Betonstahlspannung für eine gemittelte Lage der verschieden angeordneten Betonstahllängsbewehrungen errechnet wurde und demnach nicht direkt der Betonstahlspannung der untersten Lage (Meßketten 3 und 4) entspricht. Im Diagramm ist deshalb der Zeitpunkt gekenn-

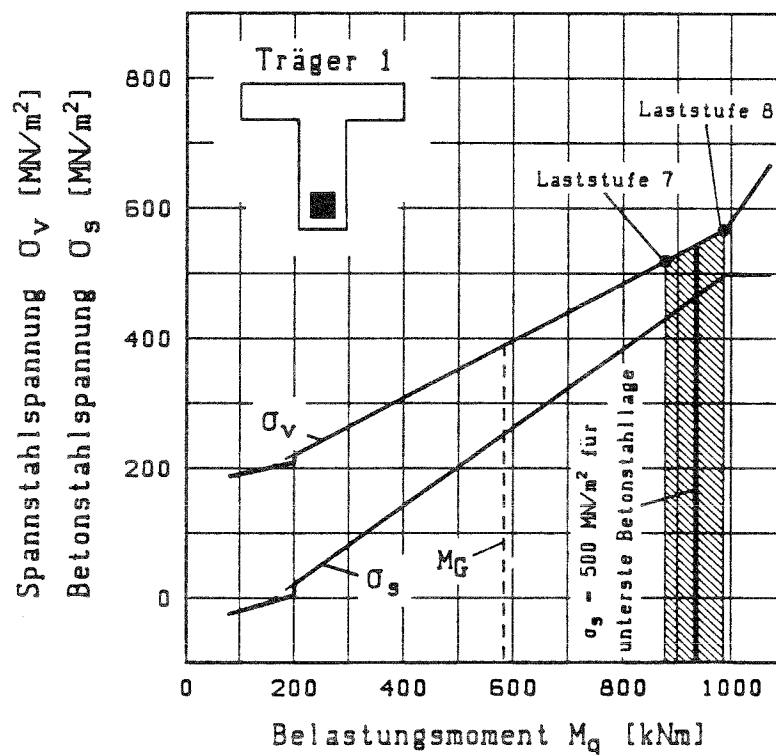


Bild 4.10: Berechnete Betonstahl- und Spann Stahlspannung von Träger 1 in Abhängigkeit vom Belastungsmoment

zeichnet, bei dem die unterste Betonstahlfaser die Streckgrenze erreicht hat. Diese Grenze wurde zwischen Laststufe 7 und Laststufe 8 erreicht bzw. überschritten, so daß die verstärkte Dehnungszunahme bei Laststufe 8 damit zu erklären ist.

Die in Bildern 4.5 und 4.6 dargestellten gemessenen Betondehnungen zeigen ferner, daß bei Laststufe 10 ebenfalls die Grenzdehnung des Stahls von  $\epsilon = 5,0$  o/oo erreicht bzw. überschritten wurde. Es kann davon ausgegangen werden, daß die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen aufgrund der ständigen Lastwechsel von geringer Bedeutung ist, so daß die über die Risse hinweg gemessenen Betondehnungen die Größe der reinen Stahldehnungen wiedergeben.

Die Betondehnungen im Druckbereich (Meßkette 1 und 2, Bilder 4.3 und 4.4) verlaufen im Gegensatz zu den Dehnungen im Zugbereich von Träger 1 wesentlich gleichmäßiger. Dennoch ist auch hier der Einfluß der Lasteinleitung deutlich erkennbar.

Ähnliches gilt auch für die Betondehnungen im Spanngliedbereich, Bilder 4.7 und 4.8. Analog zum Dehnungsverhalten des Betonstahls ist auch beim Spannstahl ein größerer Dehnungszuwachs bei Laststufe 8 erkennbar. Da der Betonstahl nach Überschreiten der Streckgrenze keine weiteren Spannungen mehr aufnimmt, kommt es im Spannstahl zu einem vergrößerten Spannungszuwachs und damit zu einer starken Dehnungszunahme, wodurch sich das verstärkte Anwachsen der gemessenen Dehnungen in diesen Bildern erklärt. Bei Laststufe 10 fallen die Dehnungen der Meßstellen im Spanngliedbereich bis auf Meßstelle 19 bei Meßkette 5 geringer als  $\epsilon = 4,0$  o/oo aus. Im Mittel erreichen sie im gesamten Biegebereich einen Wert von  $\epsilon = 3,5$  o/oo.

Das Dehnungsverhalten von Träger 2 ab Dekompressionszustand ist in den BILDERN 4.11 bis 4.16 wiedergegeben. Analog zu Träger 1 ist hier das Dehnungsfeld am Beispiel von Meßkette 3 räumlich dargestellt, BILD 4.17. Bei Träger 2

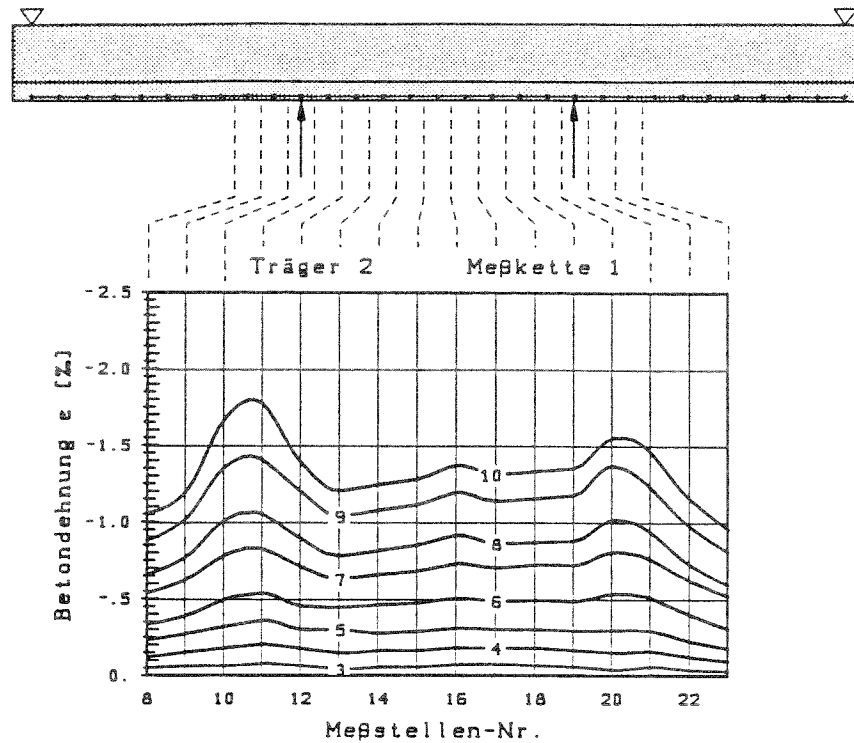


Bild 4.11: Betondehnungen ab Dekompression von Träger 2  
- Druckzone, Trägervorderseite, Meßkette 1 -

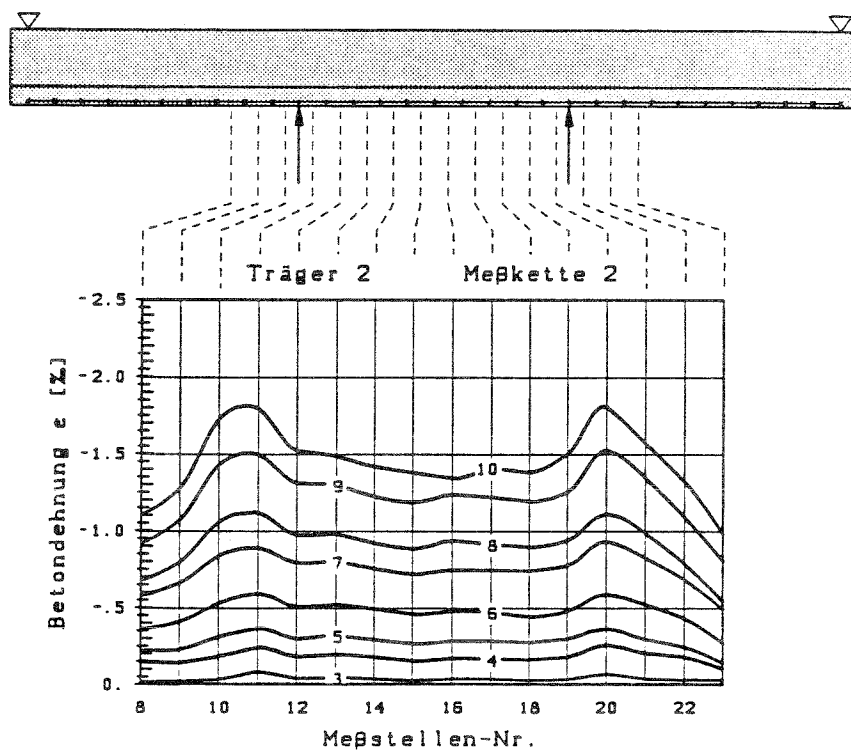


Bild 4.12: Betondehnungen ab Dekompression von Träger 2  
- Druckzone, Trägerrückseite, Meßkette 2 -

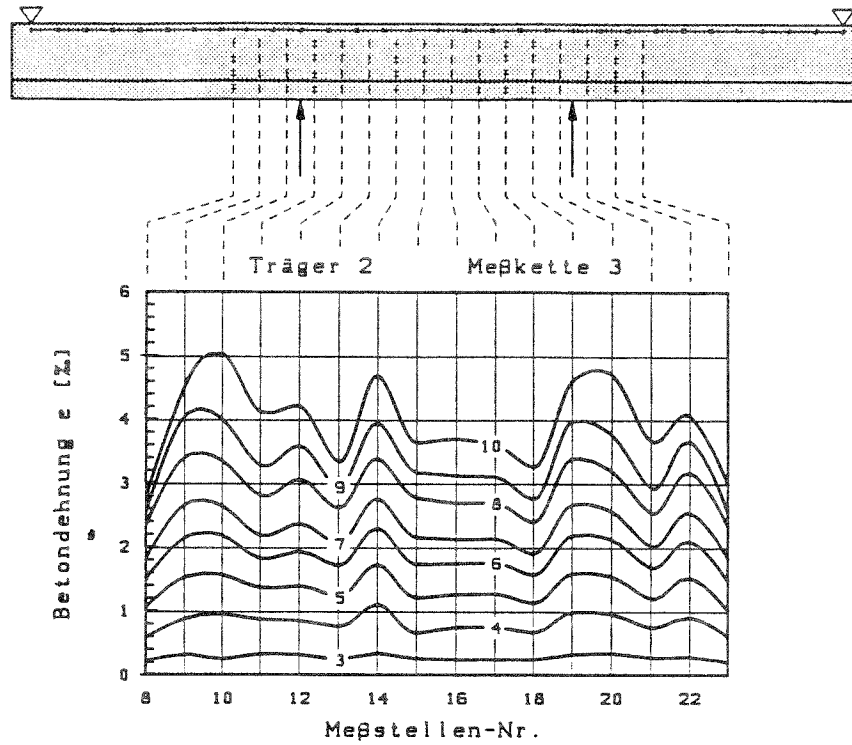


Bild 4.13: Betondehnungen ab Dekompression von Träger 2  
- Zugzone, Trägervorderseite, Meßkette 3 -

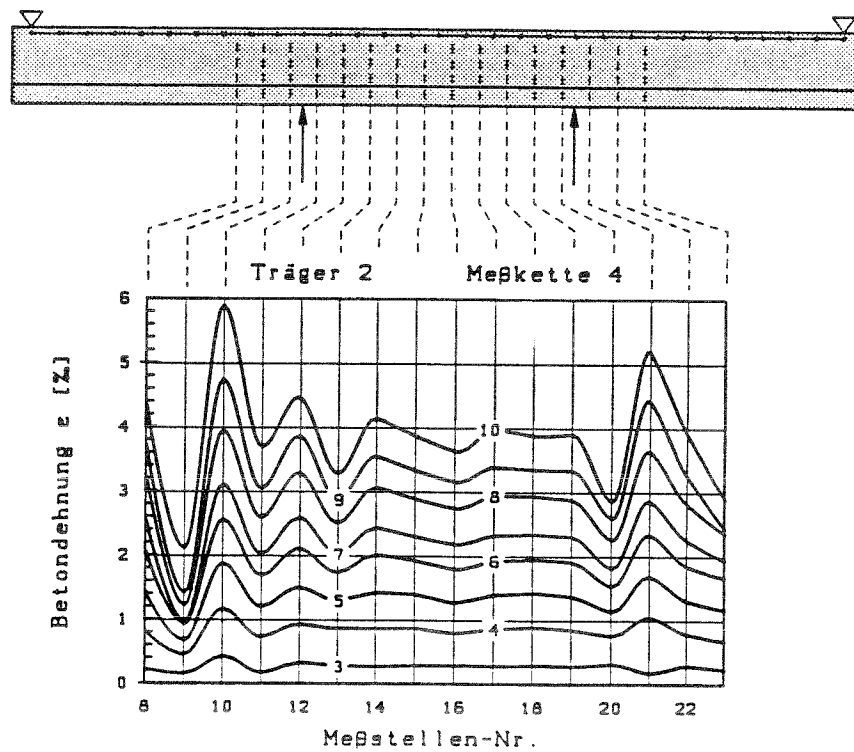


Bild 4.14: Betondehnungen ab Dekompression von Träger 2  
- Zugzone, Trägerrückseite, Meßkette 4 -

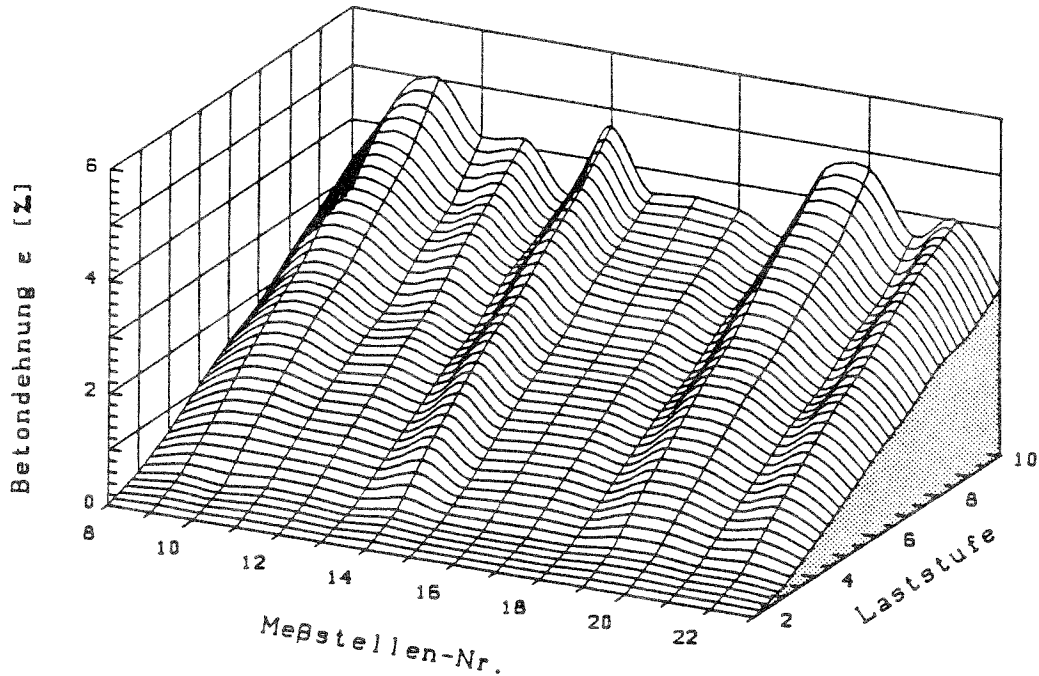


Bild 4.17: Zeitliches Dehnungsfeld ab Dekompressionszustand - Träger 2, Zugzone, Vorderseite, Meßkette 3 -

wirken die Lastfälle Prüflast und Eigengewicht wegen der besonderen Prüflage entgegengesetzt, vgl. Abschnitt 3. Durch diese Belastungsverhältnisse wird der Dekompressionszustand im Vergleich zu Träger 1 erst bei einer höheren Belastung, d. h. im Versuch zwischen Laststufe 2 und 3 erreicht.

Größe und Verlauf der dokumentierten Betondehnungen von Meßkette 3 und 4, Bilder 4.13 und 4.14, verdeutlichen, daß die Querrißbildung bei diesem Versuchsträger bei Laststufe 3 einsetzte. Analog zu Träger 1 ist auch bei Träger 2 zwischen der siebten und achten Laststufe eine progressive Dehnungszunahme in Höhe der untersten Betonstahllage (Meßkette 3 und 4) zu verzeichnen. Ein Vergleich mit den errechneten Betonstahlspannungen zeigt auch hier, daß diese Dehnungszunahme auf das Überschreiten der Betonstahlstreckgrenze zurückzuführen ist, siehe BILD 4.18.



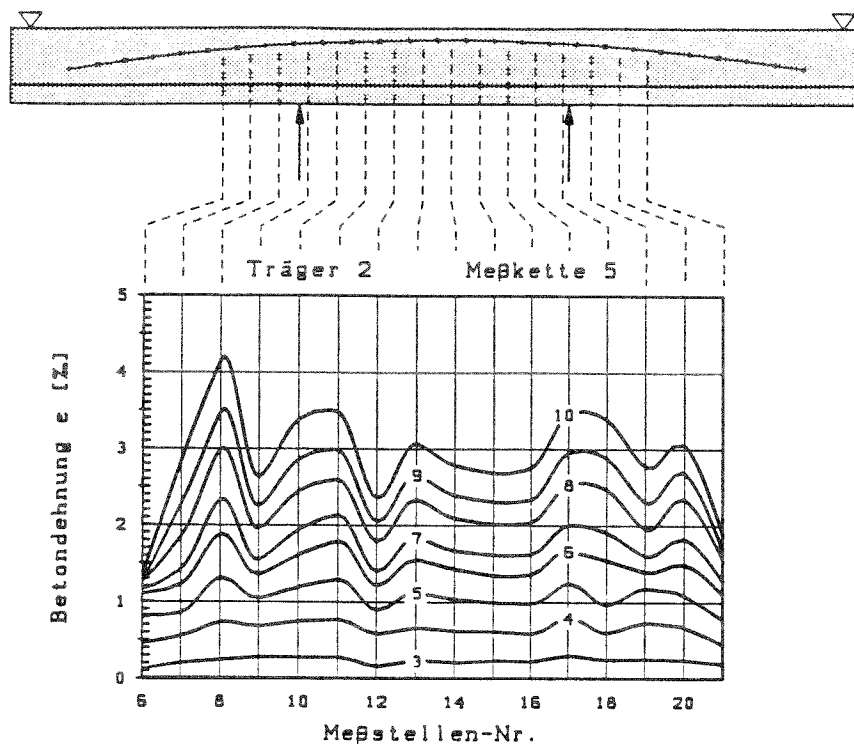


Bild 4.15: Betondehnungen ab Dekompression von Träger 2  
- Spanngliedlage, Trägervorderseite, Meßkette 5 -

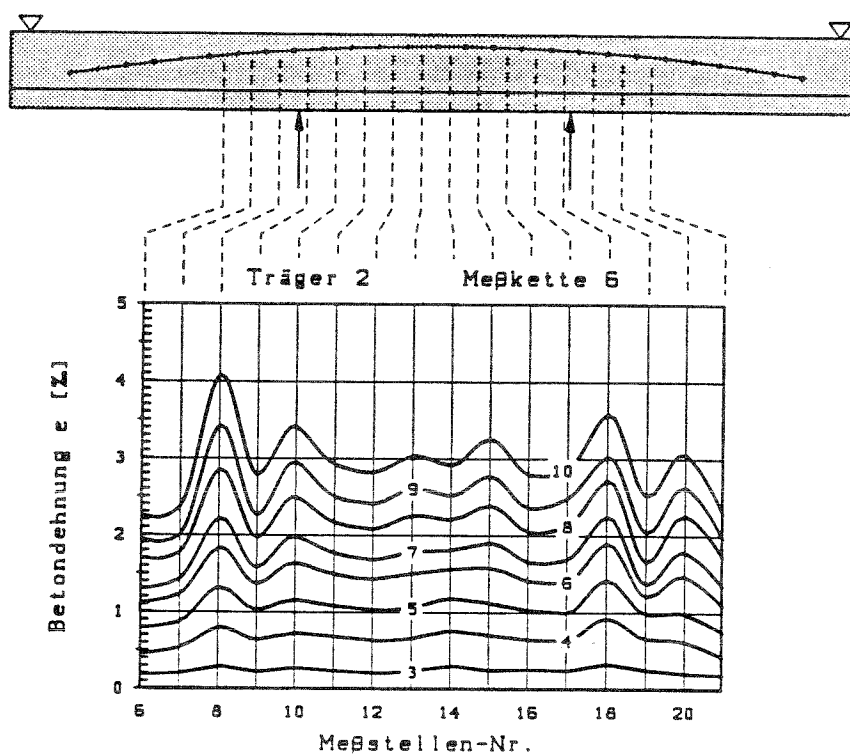


Bild 4.16: Betondehnungen ab Dekompression von Träger 2  
- Spanngliedlage, Trägerrückseite, Meßkette 6 -

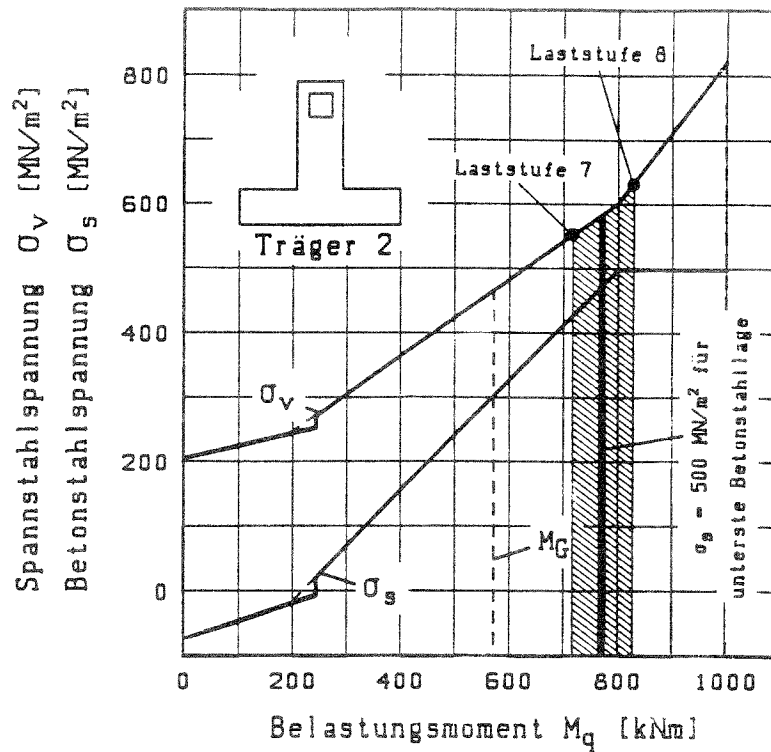


Bild 4.18: Berechnete Betonstahl- und Spannstahlspannung von Träger 2 in Abhängigkeit vom Belastungsmoment

Mit Erreichen der zehnten Laststufe wird bei Träger 2 im Lasteinleitungsbereich die 5,0 o/oo-Grenzdehnung überschritten. Im Gegensatz zu Träger 1, wo neben den Lasteinleitungsstellen zusätzlich in Feldmitte ein weiterer Bereich mit hoher Dehnungszunahme feststellbar ist, treten bei Träger 2 die Maximalwerte nur unmittelbar im Lasteinleitungsbereich auf.

Dieses Dehnungsverhalten läßt sich ebenfalls auf den Einfluß der Momentenverteilung bei Träger 2 zurückführen. Entsprechend dem Momentenverlauf, vergleiche Bild 3.2, der von den Lasteinleitungsstellen zur Trägermitte hin abfällt, sind bei Träger 2 keine weiteren Maximaldehnungsstellen in Feldmitte zu erwarten.

Wie bei Träger 1 führt das Überschreiten der Betonstahlstreckgrenze bei Laststufe 8 zu einer verstärkten Dehnungszunahme im Bereich des Spanngliedes, Bilder 4.15 und 4.16.

Dieses Verhalten ist besonders ausgeprägt in Bild 4.16 erkennbar, in dem die Dehnungen für die Spannstahllage der Trägerrückseite aufgezeichnet sind. Die während des Versuchs gemessenen maximalen Dehnungen der Spannstahllage liegen bei Laststufe 10 im Bereich von  $\epsilon = 3,0 - 4,0$  o/oo.

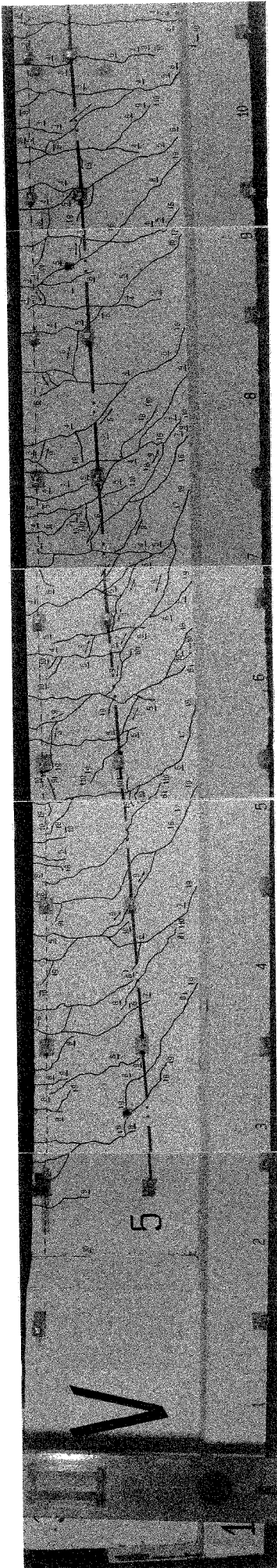
#### 4.2.3 RISSBILD

Die im vorangegangenen Abschnitt vorgestellte Auswertung der Betonlängsdehnungen erläuterte vorwiegend das zeitliche Rißverhalten, d. h. das Auftreten der Rißbildung während der einzelnen Laststufen. Im folgenden soll die räumliche Entwicklung der Querrisse anhand des nach Versuchsende aufgenommenen Rißbildes untersucht werden. Da beide Versuchsträger nach Versuchsende ein durchaus vergleichbares Gesamtrißbild aufwiesen, zeigt BILD 4.19 stellvertretend das Rißbild der Vorderseite von Träger 2.

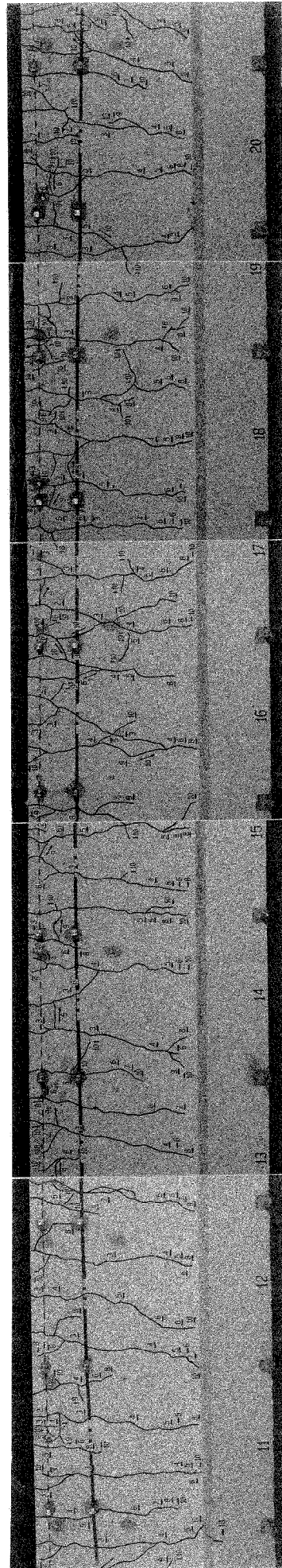
Die Entwicklung der Querrisse ist durch Markierung der jeweiligen Rißwurzel mit der Laststufenangabe festgehalten. Der Spanngliedverlauf wird durch eine strichpunktierte Linie und die Lage der untersten Betonstahlbewehrung durch eine gestrichelte Linie symbolisiert.

Das Gesamtrißbild von Träger 2 läßt eine ausgeprägte Querrißbildung mit geringen Rißabständen sowohl in Höhe der Betonstahllage als auch in Höhe der Spannstahllage erkennen. Dies gilt analog für die hier nicht dargestellten Rißbilder. Im Biegebereich werden zwei verschiedene Querrißarten sichtbar, die zusammen das ausgeprägte Rißbild ergeben.

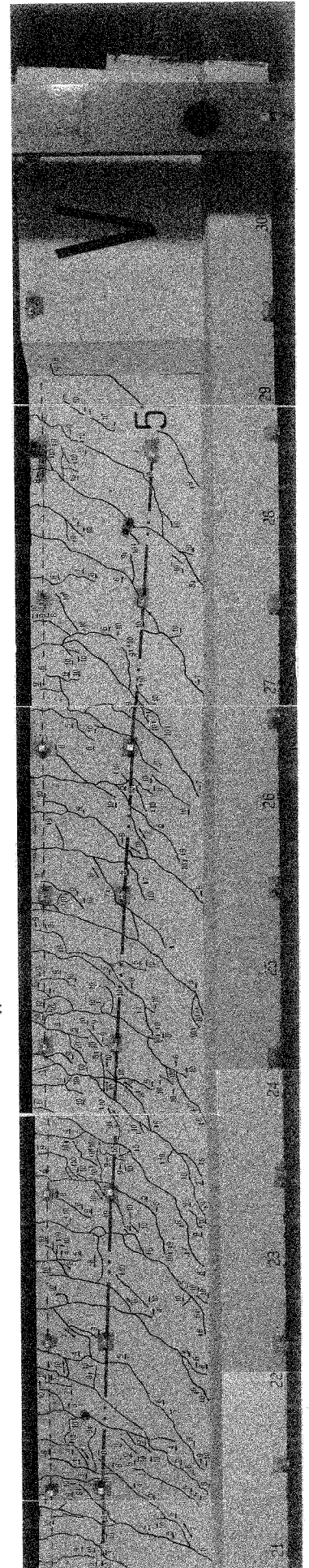
Zum einen findet man die von der Unterseite des Trägers kommenden primären Querrisse, die schon direkt bei Rißbeginn vorhanden sind und sich bei Laststeigerung nahezu senkrecht nach oben hin verlängern. Diese primäre Querrißbildung ist auf die rißverteilende Wirkung der in beiden Trägern vorhandenen Betonstahllängsbewehrung zurückzuführen.



Schubbereich :  $c_H = 6 \text{ cm}$



$c_H = 6 \text{ cm}$  ← Biegebereich →  $c_H = 4 \text{ cm}$



Schubbereich :  $c_H = 4 \text{ cm}$

Bild 4.19 : Reißbild von Träger 2 (vorne)

zum anderen ist eine weitere Querrißbildungszone in Höhe des Spanngliedes erkennbar. Bei dieser sekundären Querrißbildung sind in Abhängigkeit von der Laststufe verschiedene Querrißbildungsmechanismen feststellbar. Bei beiden Trägern bildeten sich diese sekundären Querrisse erstmals bei Laststufe 5. In den weiteren Laststufen verlängerten sie sich sowohl nach oben zum Betondruckrand hin wie auch nach unten zum Betonzugrand hin. In den meisten Fällen erreichten diese Risse bei Anfahen der zehnten Laststufe den unteren Betonzugrand. Besonders beim oberen Träger konnte die Rißneubildung im Spanngliedbereich (sekundäre Rißbildung) beobachtet werden. Ab der sechsten Laststufe ist im Spanngliedbereich neben dieser sekundären Rißneubildung bei beiden Trägern eine Rißverzweigung der von der Betonzugseite ausgehenden primären Querrisse zu verzeichnen.

Diese im Spanngliedbereich festzustellenden Rißbildungsvorgänge lassen erkennen, daß das Spannglied aufgrund seiner guten Verbundeigenschaften in der Lage war, neben der vom Betonstahl ausgelösten Querrißbildung, eine zusätzliche Rißbildung in Spanngliedhöhe zu erzeugen.

#### 4.2.4 QUERRISSVERTEILUNG - UND -GEOMETRIE

Im folgenden wird eine systematische Auswertung der Meßwerte zur Querrißentwicklung vorgestellt, hinsichtlich:

- der Querrißanzahl,
- der Querrißbreite,
- des Querrißabstands
- und der Querrißhöhe

In Analogie zu den in Abschnitt 2 und 3 beschriebenen Untersuchungen an zentrisch gezogenen Dehnkörpern /2/ wird im folgenden neben der Laststufe der zugehörige Spannstahtspannungszuwachs ab Dekompression als Bezugsgröße verwendet. Eine Zuordnung zwischen Laststufe und Spannungszu-

wachs kann der bereits vorgestellten Tabelle 3.7 entnommen werden. Da bei der teilweisen Vorspannung besonders das Rißverhalten im Gebrauchszustand interessiert, wird wo sinnvoll als weitere Kenngröße das jeweilige Gebrauchsmoment  $M_G$  (mit der tatsächlichen Betonfestigkeit berechnet) angegeben.

#### 4.2.4.1 QUERRISSANZAHL UND QUERRISSBREITE

Die Anzahl der aufgetretenen Risse ist in den BILDERN 4.20 bis 4.23 für beide Träger in Abhängigkeit von der Laststufe aufgetragen. Gleichzeitig wurde in diesen Histogrammen eine Klassifizierung der Risse in verschiedene Rißbreitenklassen vorgenommen. Dargestellt sind die Rißbreiten beider Balkenvorderseiten, getrennt nach Rissen in Höhe der Betonstahllage und nach Rissen in Höhe der Spannstahllage.

Bei der Rißanzahl in Höhe der Betonstahllage von Träger 1, Bild 4.20, fällt auf, daß schon bei der dritten Laststufe ( $\Delta\sigma_v = 110 \text{ MN/m}^2$ ) fast 80 % aller insgesamt aufgetretenen Querrisse vorhanden sind. In den weiteren Laststufen haben sich nur noch wenige neue Risse im Betonstahlbereich gebildet. Der etwas größere Zuwachs bei Laststufe 9 erklärt sich dadurch, daß die zu Beginn nur im Spanngliedbereich vorhandenen sekundären Querrisse bei Laststufe 9 bis zur Betonstahllage durchgeschlagen sind, vgl. Rißbild in Abschnitt 4.2.3.

In Höhe der Spannstahllage, Bild 4.21, ist die gleiche Tendenz hinsichtlich der Querrißanzahlentwicklung erkennbar, jedoch zeitlich etwas verzögert. Bei der fünften Laststufe ( $\Delta\sigma_v = 210 \text{ MN/m}^2$ ) sind wie in der Betonstahllage ca. 80 % der Querrisse vorhanden. Hier ist die Zunahme bei Laststufe 9 überwiegend auf eine verstärkte Rißverzweigung zurückzuführen.

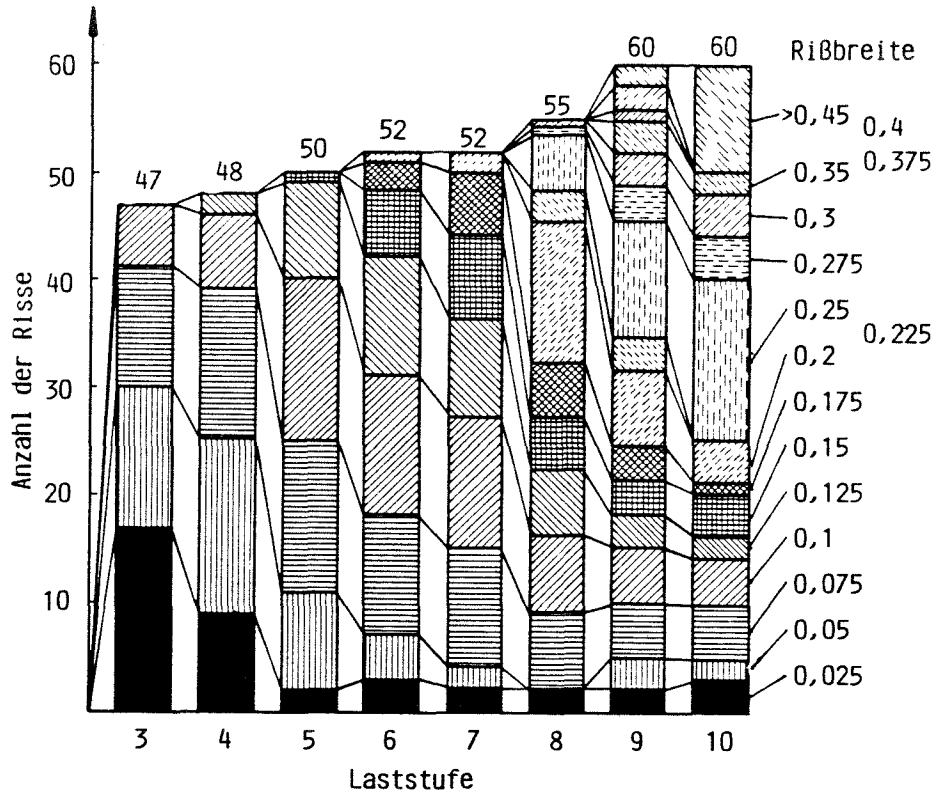


Bild 4.20: Querrißanzahl und -verteilung in Höhe der untersten Betonstahllage von Träger 1

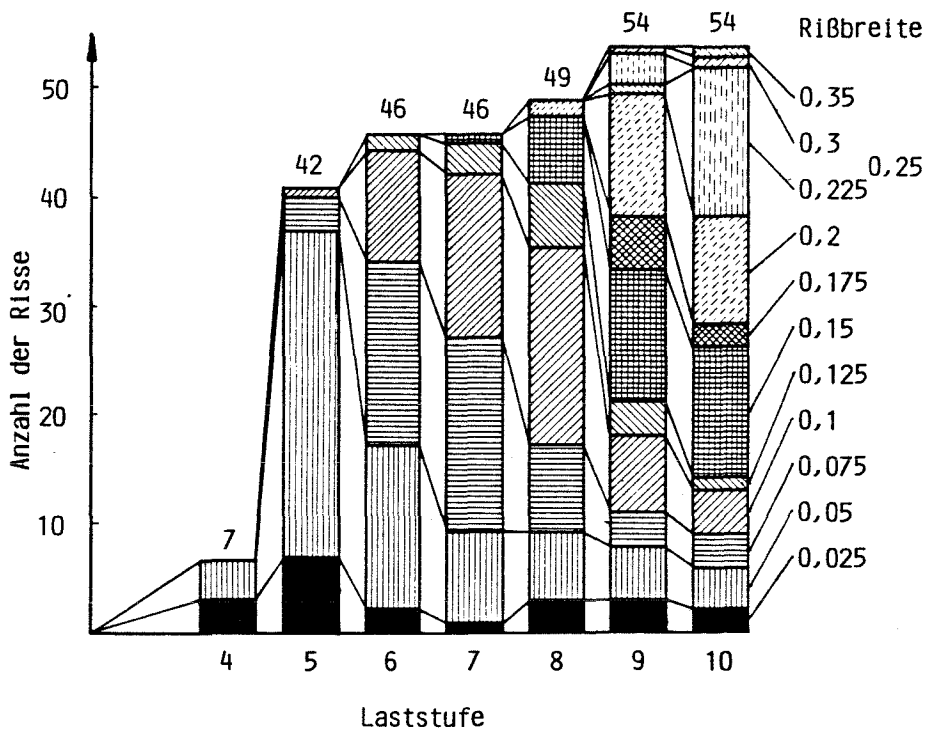


Bild 4.21: Querrißanzahl und -verteilung in Höhe der Spannstahllage von Träger 1

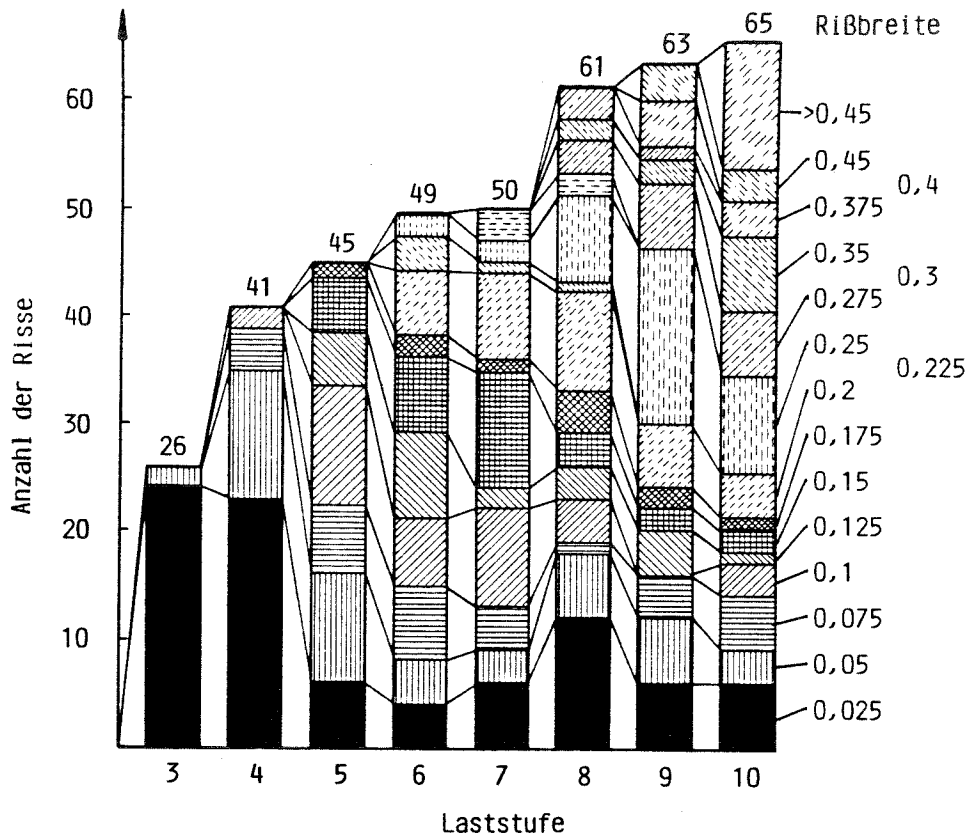


Bild 4.22: Querrißanzahl und -verteilung in Höhe der untersten Betonstahlage von Träger 2

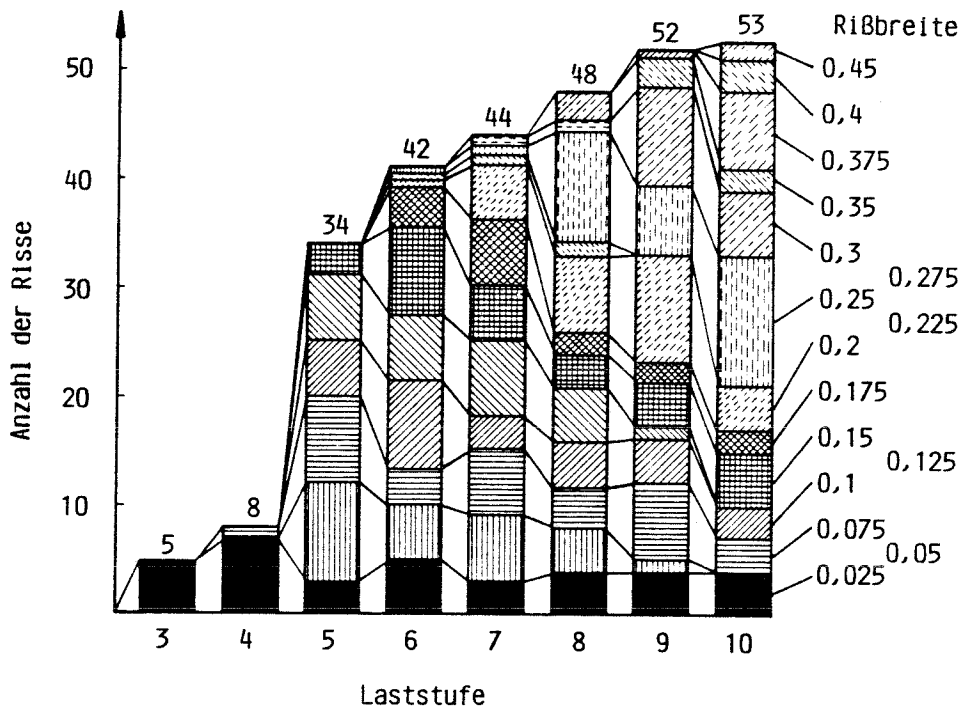


Bild 4.23: Querrißanzahl und -verteilung in Höhe der Spannstahlage von Träger 2



Bei Träger 2 kann das oben geschilderte Rißverhalten, bei dem kurz nach Rißbeginn schon ein nahezu vollständiges Querrißbild vorhanden ist, ebenfalls, jedoch in etwas abgeschwächter Form, wiedergefunden werden. Bei Laststufe 4 ( $\Delta\sigma_v = 104 \text{ MN/m}^2$ ) haben sich fast 70% der aufgetretenen Querrisse der Betonstahllage gebildet, Bild 4.22.

Wie bei Träger 1 steigt die Anzahl der Risse in der Spannstahllage vorwiegend durch Bildung der sekundären Querrisse bei Laststufe 5 ( $\Delta\sigma_v = 174 \text{ MN/m}^2$ ) auf ca. 70 % der Gesamtsumme an, vgl. Bild 4.23.

In den BILDERN 4.24 bis 4.31 sind die statistischen Auswertungen der maximalen Querrißbreiten  $w_{\max}$  und der mittleren Querrißbreiten  $w_m$  sowohl für die Betonstahllage als auch für die Spannstahllage beider Träger aufgetragen. Die Auswertung erfolgte für beide Versuchsträger getrennt nach Vorder- und Rückseite. Mit Hilfe dieser Darstellungen ist es möglich, die spannungsabhängige Entwicklung der Rißbreite in einer übersichtlichen Form zu verfolgen und zu charakterisieren.

Ein Vergleich der mittleren Rißbreiten von Vorderseite und Rückseite von Träger 1 zeigt bis zu einem Spannungszuwachs von  $\Delta\sigma_v = 320 \text{ MN/m}^2$  auf beiden Trägerseiten ein nahezu identisches Rißverhalten. Im Gebrauchszustand beträgt die mittlere Rißbreite der Betonstahllage  $w_{ms} = 0,10 \text{ mm}$  und in Spanngliedhöhe  $w_{mv} = 0,06 \text{ mm}$ .

Ab einem Spannstahlspannungszuwachs von  $\Delta\sigma_v \geq 320 \text{ MN/m}^2$  ist zunächst auf beiden Seiten eine Rißbreitenzunahme in beiden Lagen feststellbar. Im Vergleich mit den Betonlängsdehnungen ist dieser Anstieg auf das Überschreiten der Streckgrenze zurückzuführen. Das Erreichen der Betonstahlstreckgrenze führte demnach zu einem verstärkten Öffnen der vorhandenen Querrisse. In Bild 4.20 ist diese Rißbreitenvergrößerung ebenfalls deutlich erkennbar. So steigt z. B. bei den Querrissen der Betonstahllage beim Übergang

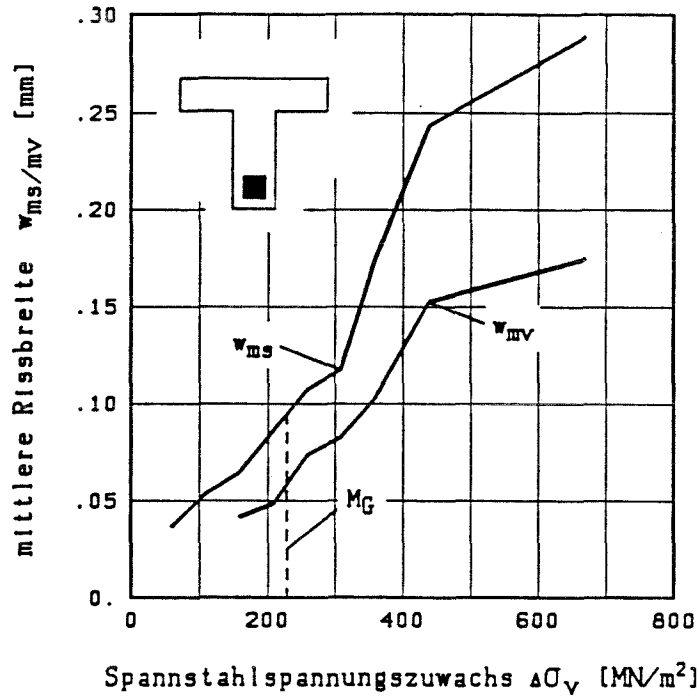


Bild 4.24: Mittlere Querrissbreite in Höhe der untersten Betonstahllage  $w_{ms}$  und in Höhe des Spannungsglieds  $w_{mv}$  der Vorderseite von Träger 1

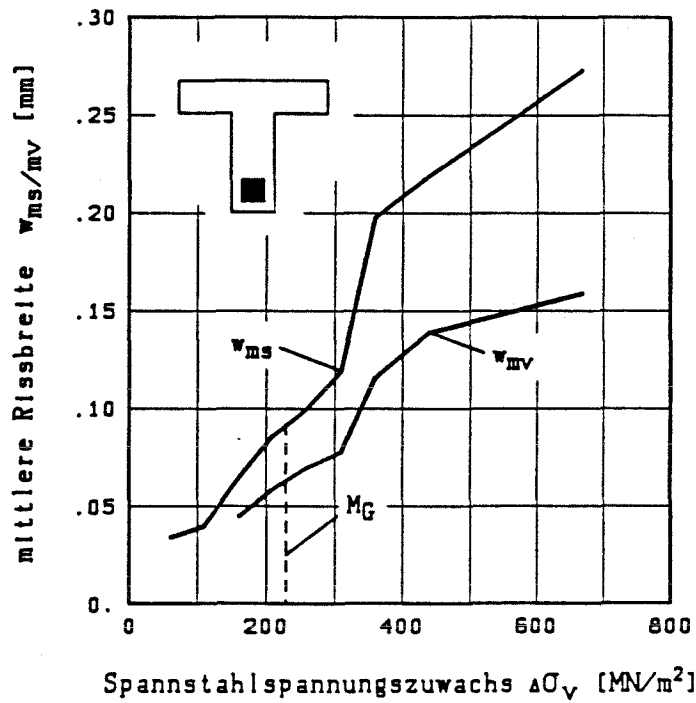


Bild 4.25: Mittlere Querrissbreite in Höhe der untersten Betonstahllage  $w_{ms}$  und in Höhe des Spannungsglieds  $w_{mv}$  der Rückseite von Träger 1

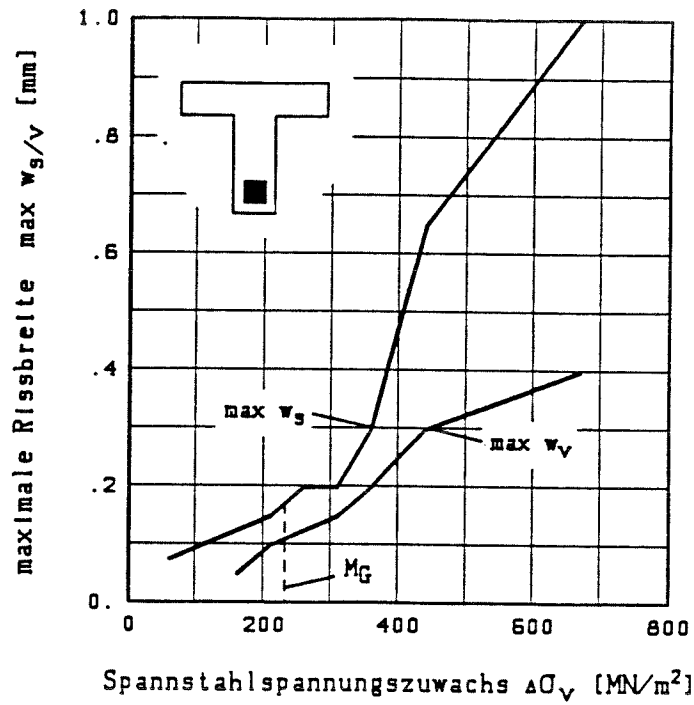


Bild 4.26: Maximale Querrissbreite in Höhe der untersten Betonstahllage  $\text{max } w_s$  und in Höhe des Spannglieds  $\text{max } w_v$  der Vorderseite von Träger 1

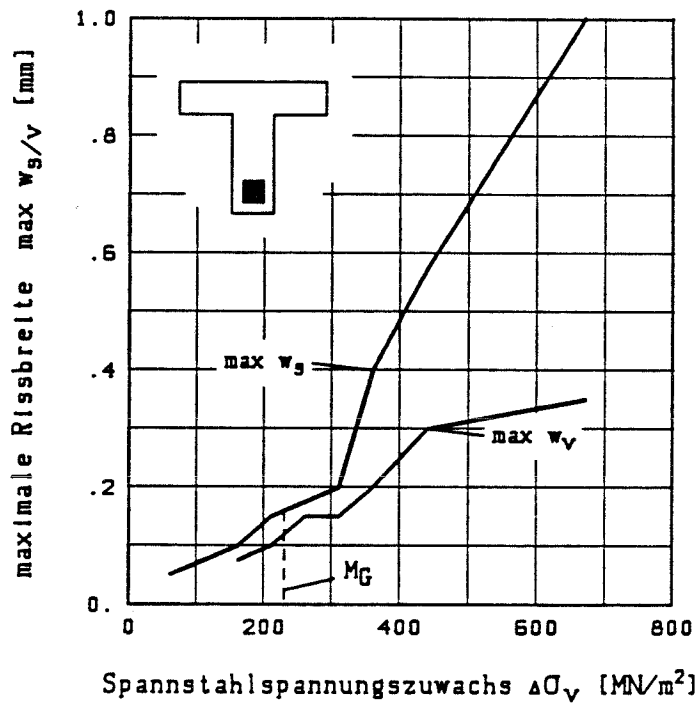


Bild 4.27: Maximale Querrissbreite in Höhe der untersten Betonstahllage  $\text{max } w_s$  und in Höhe des Spannglieds  $\text{max } w_v$  der Rückseite von Träger 1

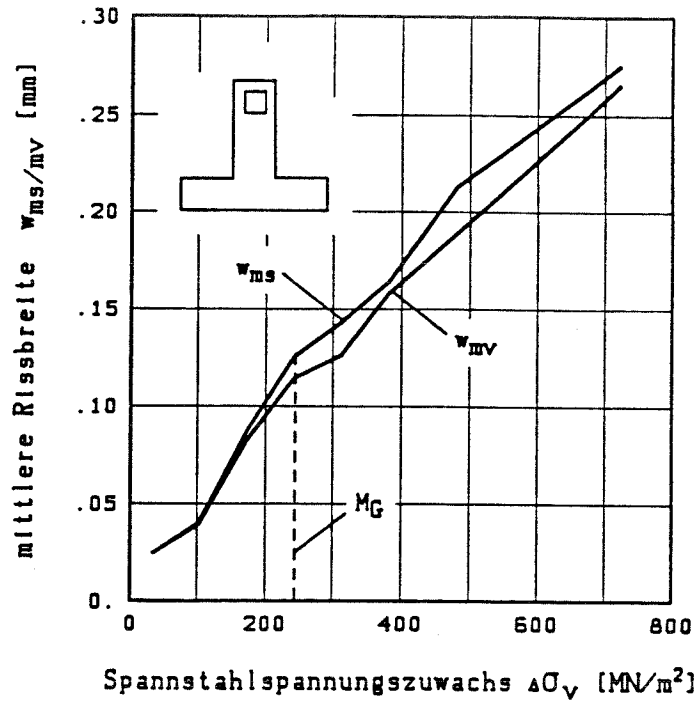


Bild 4.28: Mittlere Querrißbreite in Höhe der untersten Betonstahllage  $w_{ms}$  und in Höhe des Spannungsglieds  $w_{mv}$  der Vorderseite von Träger 2

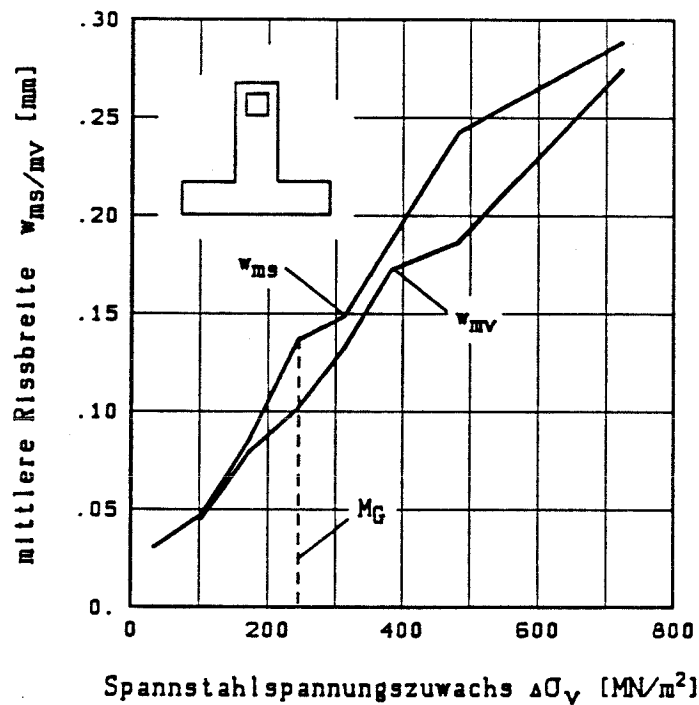


Bild 4.29: Mittlere Querrißbreite in Höhe der untersten Betonstahllage  $w_{ms}$  und in Höhe des Spannungsglieds  $w_{mv}$  der Rückseite von Träger 2

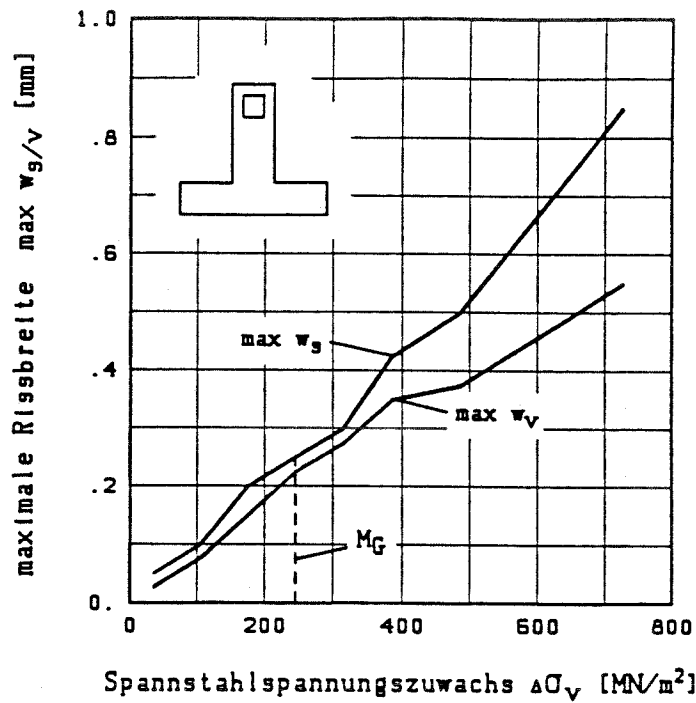


Bild 4.30: Maximale Querrissbreite in Höhe der untersten Betonstahllage  $\text{max } w_s$  und in Höhe des Spann­glieds  $\text{max } w_v$  der Vorderseite von Träger 2

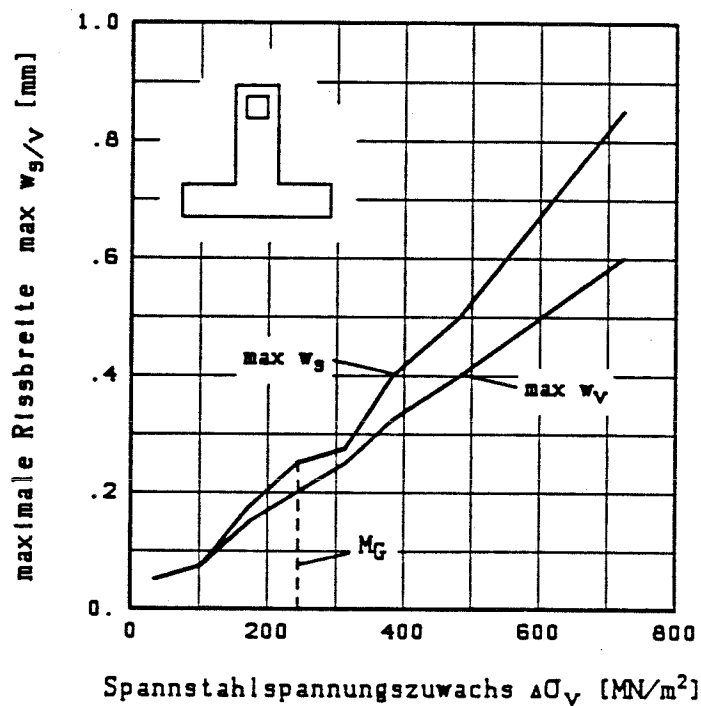


Bild 4.31: Maximale Querrissbreite in Höhe der untersten Betonstahllage  $\text{max } w_s$  und in Höhe des Spann­glieds  $\text{max } w_v$  der Rückseite von Träger 2

von LS 7 zu LS 8 die Anzahl der Risse, die größer sind als  $w_s = 0,2$  mm überproportional an. Für die Spannsthallage gilt dieses analog.

Im Gegensatz zur Vorderseite, Bild 4.24, wo bei einer weiteren Spannungszunahme ( $\Delta\sigma_v > 360$  MN/m<sup>2</sup>) der stark ansteigende Kurvenverlauf ein weiteres Anwachsen der Rißbreite kennzeichnet, ist auf der Balkenrückseite, Bild 4.25, bei dieser Spannungsgröße ein degressiv steigender Kurvenverlauf erkennbar. Dieser Verlauf ist auf ein Aufspalten der vorhandenen Querrisse sowohl in der Betonsthallage als auch in der Spannsthallage zurückzuführen.

Als Kriterium für die Untersuchung der Längsrißbildung sind besonders die in den Bildern 4.26 und 4.27 dargestellten maximalen Querrißbreiten anzusetzen. Diese betragen unter Gebrauchslast in der Betonsthallage  $\max w_s = 0,17$  mm und in der Spannsthallage  $\max w_y = 0,12$  mm. Mit Erreichen der Streckgrenze ( $\Delta\sigma_v > 320$  MN/m<sup>2</sup>) steigt die maximale Rißbreite der Betonsthallage im Vergleich zur Spannsthallage besonders stark an.

Für Träger 2 sind die Versuchsergebnisse bezüglich der mittleren und maximalen Querrißbreite in den Bildern 4.28 bis 4.31 aufgetragen. Im Vergleich zum Träger 1 ist bei der Betrachtung des mittleren Rißbreitenverlaufs, vgl. Bilder 4.28 und 4.29, ein abweichendes Rißverhalten zu erkennen. Bei Träger 2 weisen die im Spanngliedbereich vorhandenen Querrisse schon bei ihrer Entstehung eine weitaus größere Rißbreite als die von Träger 1 auf. Bis zu einem Spannungszuwachs von  $\Delta\sigma_v = 210$  MN/m<sup>2</sup> besitzen diese Querrisse eine annähernd gleiche mittlere Rißbreite wie die Risse in der Betonsthallage. Hierbei handelt es sich um die schon in Abschnitt 4.2.3 erwähnten sekundären Querrisse, die zuerst im Spanngliedbereich mit einer relativ grossen Rißbreite entstehen. Die Querrißbreite der Betonsthallage nimmt im Gebrauchszustand den Wert  $w_s = 0,14$  mm und die der Spannsthallage den Wert  $w_v = 0,12$  mm an.

Im Vergleich mit den Betonlängsdehnungen zeigt sich, daß auch bei Träger 2 bei einem Spannstahlspannungszuwachs von  $1\sigma_v > 320 \text{ MN/m}^2$  die Betonstahlstreckgrenze überschritten war. Das Erreichen der Betonstahlstreckgrenze ruft jedoch auf beiden Balkenseiten ein andersartiges Rißverhalten hervor. Auf der Trägerrückseite bewirkt die Überschreitung der Streckgrenze eine Erhöhung der mittleren Rißbreite  $w_{ms}$  und  $w_{mv}$ , vgl. Bild 4.29. Dagegen kommt es auf der Vorderseite, vorwiegend in der Betonstahllage, zu einer Rißverzweigung schon vorhandener Querrisse. Diese Rißverzweigung erklärt den in Bild 4.22 bei der achten Laststufe zu verzeichnenden starken Anstieg der Querrißanzahl.

Im Gegensatz zum Träger 1 fällt auf, daß oberhalb der Streckgrenze bei Träger 2 die mittlere Rißbreite der Spannstahllage auffallend stark zunimmt und geringfügig kleiner ausfällt als die mittlere Rißbreite der Betonstahllage, Bild 4.28 und 4.29.

Auch bei den maximalen Rißbreiten für Träger 2, Bild 4.30 und 4.31, ist das o. g. typische Rißbreitenverhalten der Querrisse im Spannstahlbereich wiederzufinden. Im Gebrauchszustand beträgt die maximale Betonstahlrißbreite  $\max w_s = 0,25 \text{ mm}$  und die maximale Querrißbreite in Spannstahlhöhe  $\max w_v = 0,22 \text{ mm}$ .

Bei den bisherigen Betrachtungen wurden die charakteristischen Rißverhaltensweisen für jeden Träger separat beschrieben. Im folgenden soll eine direkte Gegenüberstellung der aufgetretenen Querrisse beider Träger vorgenommen und die gemessenen Werte mit den bei der Versuchsauslegung rechnerisch ermittelten Rißbreiten verglichen werden.

In BILD 4.32 ist die mittlere Querrißbreite  $w_{ms}$  in der Betonstahllage für Träger 1 wie für Träger 2 über dem Spannstahlspannungszuwachs aufgetragen. Bis zur Betonstahlstreckgrenze, die bei beiden Trägern bei einem Spannungszu-

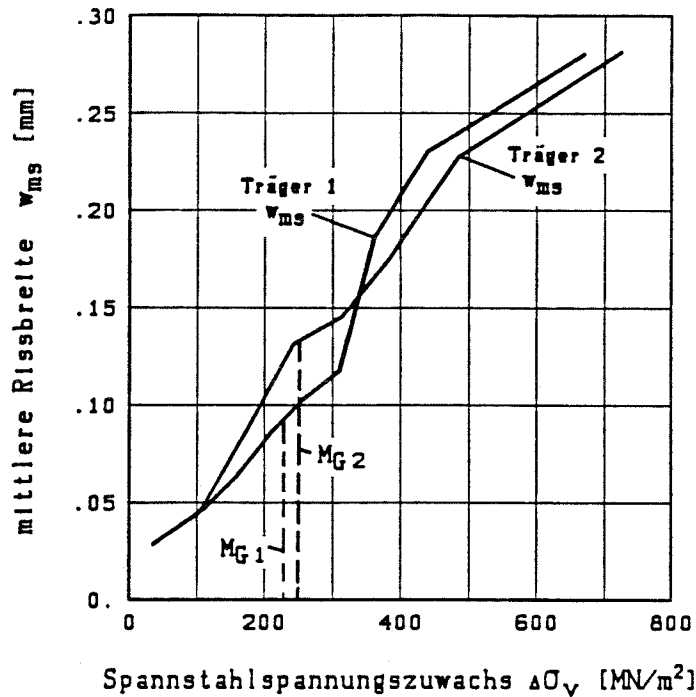


Bild 4.32: Vergleich der mittleren Querrißbreite  $w_{ms}$  beider Träger in Höhe der untersten Betonstahllage

wachs von  $\Delta\sigma_v > 320 \text{ MN/m}^2$  vorliegt, sind die Querrisse von Träger 2 stets größer als die von Träger 1. Im Zustand der Gebrauchslast beträgt die mittlere Rißbreite bei:

- Träger 1 :  $w_{ms} = 0,09 \text{ mm}$ ,
- Träger 2 :  $w_{ms} = 0,14 \text{ mm}$ .

Dieses Rißbreitenverhalten entspricht damit den Versuchserwartungen und ist auf die unterschiedliche Größe der Betonstahlbewehrung in der Zugzone zwischen beiden Trägern zurückzuführen. Entsprechend der größeren Bewehrungsmenge von Träger 1 ( $5\phi 20$  und  $4\phi 14$ ) fallen die Rißbreiten bei diesem Träger geringer aus als bei Träger 2 mit einer Längsbewehrung von  $5\phi 16$  und  $2\phi 10$ . Zum Vergleich sind in BILD 4.33 die gemessenen mittleren Rißbreiten und die bei der Versuchsauslegung nach CEB rechnerisch ermittelten mittleren Querrißbreiten für die Betonstahllage gegenübergestellt.



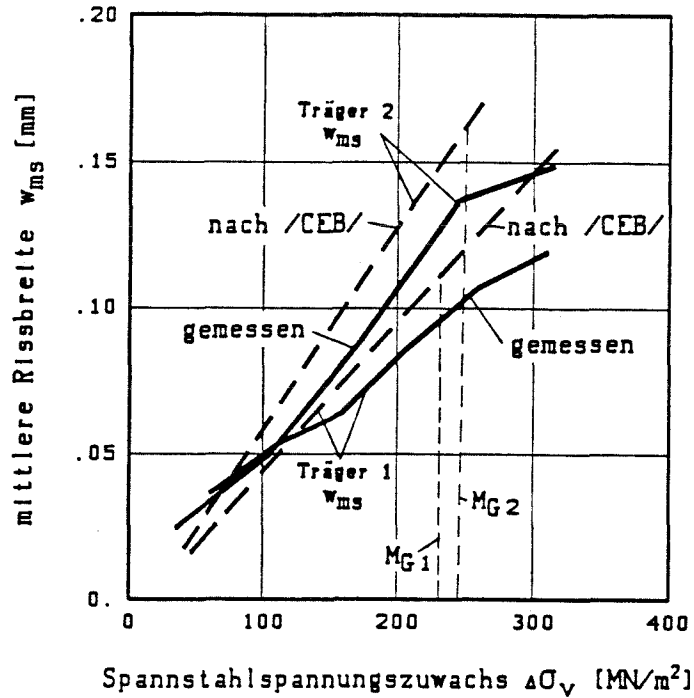


Bild 4.33: Vergleich der rechnerisch ermittelten Rißbreiten  $w_s$  mit den gemessenen Versuchswerten der Betonstahllage

Der Verlauf der Kurven zeigt, daß die nach CEB ermittelten Querrißbreiten stets größer ausfallen, als die im Versuch gemessenen. Eine Erklärung für diese Differenz ist in der Größe der Betonzugzone zu sehen. Bei der rechnerischen Ermittlung der Rißbreiten wurde nicht die Wirkungszone der Bewehrung angesetzt, sondern die ganze Biegezugzone, die größer ausfällt als die entsprechende Wirkungszone der Bewehrung und damit zu einer Vergrößerung der Rißbreiten beiträgt. Eine weitere mögliche Ursache resultiert aus den Restriktionen bei der Spannungsermittlung mit dem Programmsystem EINQU1, vgl. Abschnitt 3.2. Durch den Ansatz einer gemittelten Betonstahllage können die Spannungen der untersten Bewehrungslage nicht direkt ermittelt werden, sondern müssen durch Extrapolation abgeschätzt werden. Diese Berechnungsweise führt zu höheren Betonstahlspannungen in der untersten Bewehrungslage. Dies machte sich besonders bei der Rißbreitenermittlung für Träger 1 (drei verschie-

dene Betonstahllagen) bemerkbar und bewirkt dort im Vergleich zu Träger 2 (zwei verschiedene Betonstahllagen) entsprechend größere Abweichungen.

Wie aus Bild 4.32 weiter hervorgeht, ändert sich das Rißverhalten beider Träger oberhalb der Betonstahlstreckgrenze. Die mittleren Querrißbreiten von Träger 2 fallen nun geringer aus als die von Träger 1. Dieses Verhalten läßt sich folgendermaßen erklären. Das Erreichen der Streckgrenze bewirkt bei Träger 1 zunächst ein weiteres Öffnen der vorhandenen Querrisse. Folglich steigt die mittlere Rißbreite stark an. Im Gegensatz dazu kommt es bei Träger 2 direkt zu einer vermehrten Querrißverzweigung, die zu einem verringerten Anstieg der mittleren Rißbreiten führt.

BILD 4.34 zeigt den Verlauf der maximalen Querrißbreite in der Betonstahllage. Prinzipiell ist hier das gleiche Rißverhalten zu erkennen wie bei der mittleren Rißbreite,

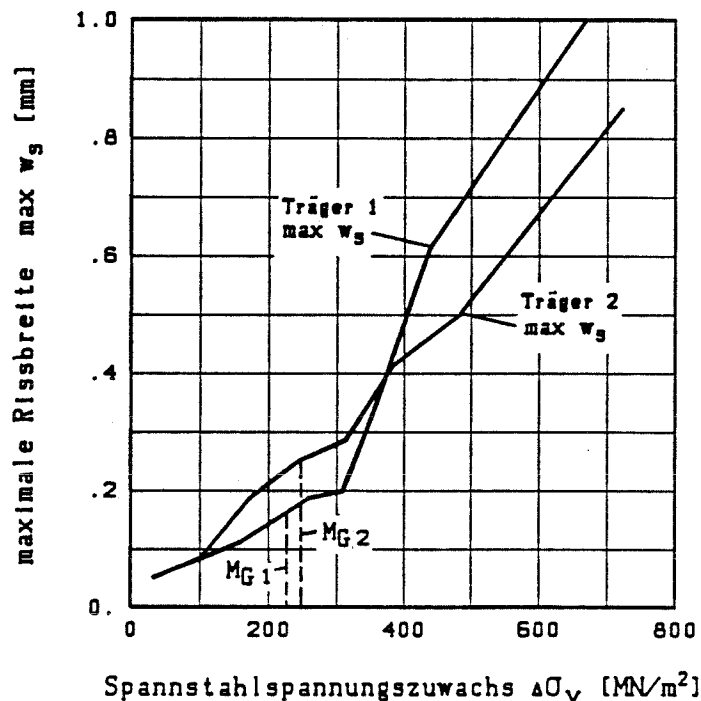


Bild 4.34: Vergleich der maximalen Querrißbreite max  $w_s$  beider Träger in Höhe der untersten Betonstahllage

vgl. Bild 4.33. Unter Gebrauchslast wurden folgende maximalen Rißbreiten gemessen:

- bei Träger 1 :  $\max w_s = 0,16 \text{ mm}$ ,
- bei Träger 2 :  $\max w_s = 0,25 \text{ mm}$ .

Zur Untersuchung der Längsrißbildung interessieren vor allem die in der Spanngliedlage vorhandenen Querrißbreiten; diese sind in BILD 4.35 für die mittleren und in BILD 4.36 für die maximalen Rißbreiten aufgetragen. Im Gegensatz zur Betonstahllage zeigt die Querrißbildung der Spannstahllage in beiden Darstellungen ein eindeutiges Verhalten. Unabhängig vom Spannstahlspannungszuwachs ist sowohl die mittlere als auch die maximale Rißbreite von Träger 2 erheblich größer als die von Träger 1. Im Gebrauchszustand betragen die gemessenen Rißbreiten:

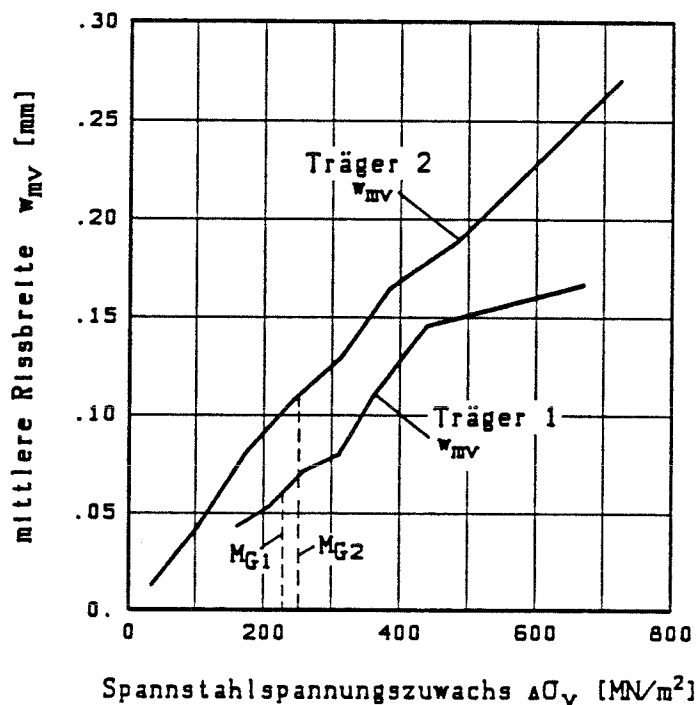


Bild 4.35: Vergleich der mittleren Querrißbreite  $w_v$  beider Träger in Höhe der Spanngliedlage

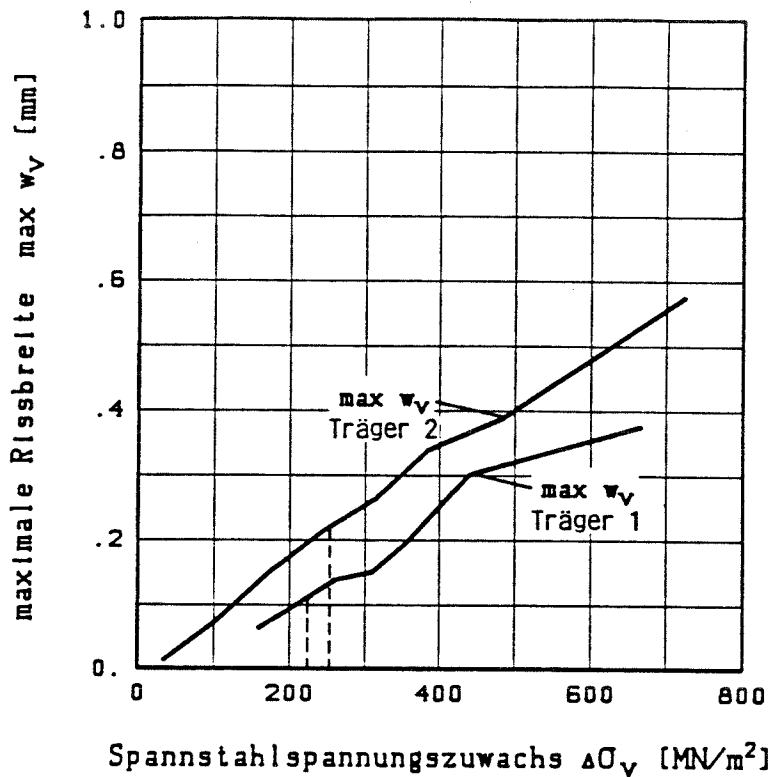


Bild 4.36: Vergleich der maximalen Querrißbreite  $\max w_v$  beider Träger in Höhe der Spannliedlage

- bei Träger 1 :  $w_v = 0,06$  mm,  
 $\max w_v = 0,11$  mm,
- bei Träger 2 :  $w_v = 0,11$  mm,  
 $\max w_v = 0,22$  mm.

Auch für die Spannstahllage zeigt ein Vergleich zwischen den gemessenen und den rechnerisch ermittelten Querrißbreiten, daß die gemessenen Rißbreiten geringer ausfallen als die bei der Versuchsauslegung theoretisch ermittelten, siehe BILD 4.37.

#### 4.2.4.2 QUERRISSABSTAND

Die nach Versuchsende gemessenen Querrißabstände wurden statistisch ausgewertet. In BILD 4.38 ist der mittlere Rißabstand in der Betonstahllage und in BILD 4.39 der mittlere Rißabstand in der Spannstahllage für beide Träger in Abhängigkeit vom Spannstahlspannungszuwachs gegenüberge-

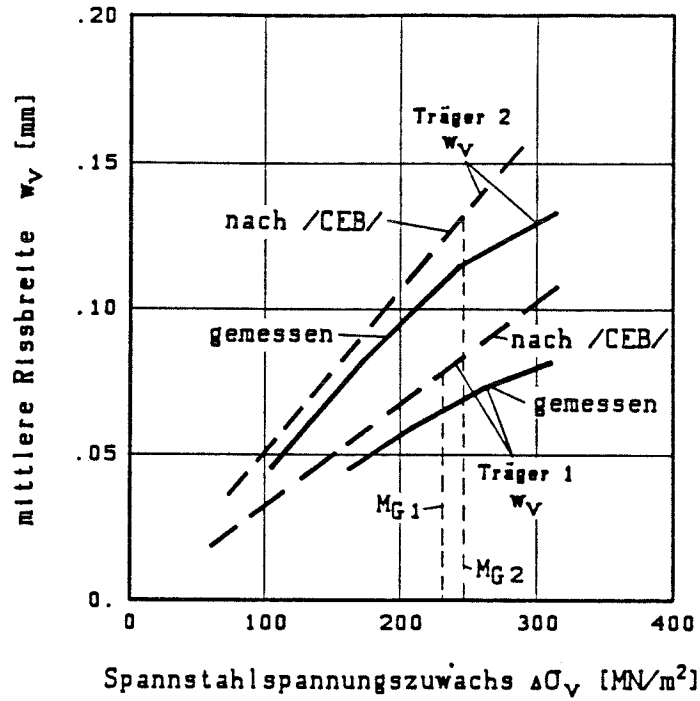


Bild 4.37: Vergleich der rechnerisch ermittelten Rißbreiten  $w_v$  mit dem gemessenen Versuchswerten in Höhe der Spannstahllage

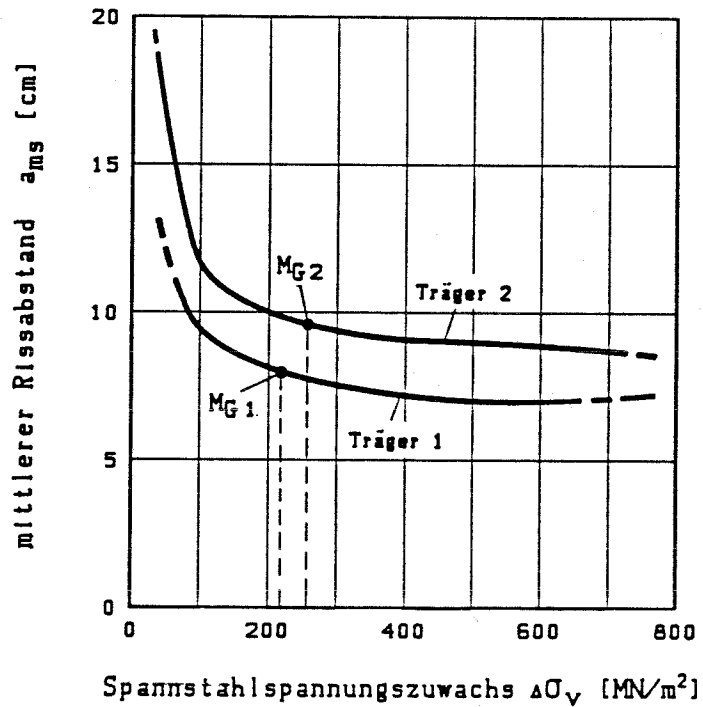


Bild 4.38: Mittlerer Querrißabstand  $a_{ms}$  in Höhe der Betonstahllage beider Träger

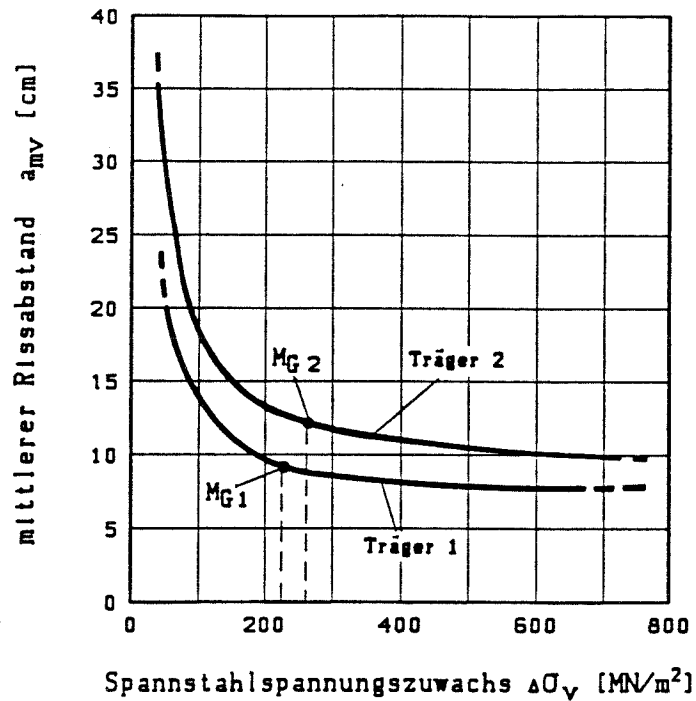


Bild 4.39: Mittlerer Querrissabstand  $a_{mv}$  in Höhe des Spannglieds beider Träger

stellt. Es handelt sich dabei jeweils um die zwischen beiden Trägerseiten gemittelten Werte. Die in beiden Bildern 4.38 und 4.39 skizzierten Kurvenverläufe spiegeln ebenfalls die bisherigen Ergebnisse zum Rißverhalten wieder. Bei beiden Trägern ist unter Gebrauchslast in der Spannstahllage wie auch in der Betonstahllage ein nahezu vollständiges Rißbild vorhanden. Unter Gebrauchslast betragen die mittleren Rißabstände in der Beton- bzw. Spannstahllage bei :

- Träger 1 :  $a_{ms} = 7,8$  cm,  $a_{mv} = 8,6$  cm,
- Träger 2 :  $a_{ms} = 9,6$  cm,  $a_{mv} = 12,6$  cm.

Durch den geringeren Betonstahlbewehrungsgrad von Träger 2 fallen die Rißabstände dieses Trägers erwartungsgemäß größer aus als die von Träger 1.

#### 4.2.4.3 RISSHÖHE

Neben der Rißabstandsmessung erfolgte nach Versuchsende eine Erfassung der vorhandenen Rißhöhen bei den einzelnen Laststufen. Die Ergebnisse dieser Messungen sind in BILD 4.40 wiedergegeben. Für jeden Träger ist die mittlere Rißhöhe über dem Spannstahlspannungszuwachs aufgetragen. Die Rißhöhe von Träger 1 fällt stets geringer als die von Träger 2 aus. Im Gegensatz zu Träger 1 konnten beim Träger 2 während der zehnten Laststufe infolge der vermehrten Einschnürung der Druckzone Querrisse registriert werden, die besonders im Lasteinleitungsbereich bis in den Plattenbereich hinein liefen.

Unter Gebrauchslast betrug die mittlere Rißhöhe bei:

- Träger 1 :  $h_m = 27,5 \text{ cm}$ ,
- Träger 2 :  $h_m = 33,5 \text{ cm}$ .

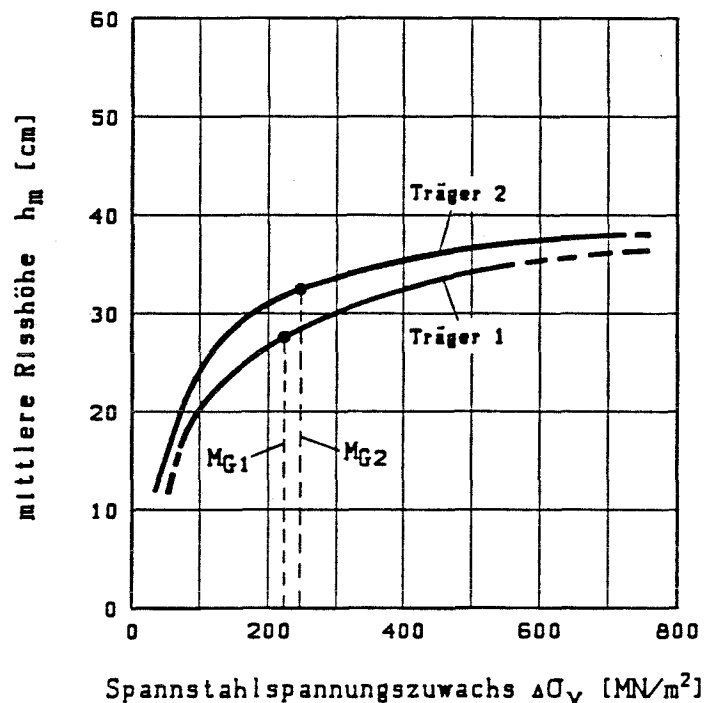


Bild 4.40: Mittlere Querrißhöhe  $h_m$  beider Träger

### 4.3 LÄNGSRISSBILDUNG IM BIEGEBEREICH

#### 4.3.1 SETZDEHNUNGSMESSUNGEN

In den BILDERN 4.41 und 4.42 sind für Träger 1 und in den BILDERN 4.43 und 4.44 für Träger 2 die während des Versuchs gemessenen Setzdehnungswerte der Meßreihen SDM 1 und SDM 2, vgl. Bild 3.25, in Abhängigkeit von der Laststufe aufgezeichnet. Aus meßtechnischen Gründen (Ausfall des Setzdehnungsmessers) konnte diese Messung nur bis Laststufe 9 erfolgen.

Die Setzdehnungsmessungen geben sowohl Aufschluß über den Entstehungszeitpunkt, als auch über den Entstehungsmechanismus der Längsrißbildung. Die o. g. Bilder zeigen Betondehnungen, die weit über der nach /7/ maximal aufnehmbaren Betonzugdehnung von  $\epsilon = 0,1$  o/o liegen.

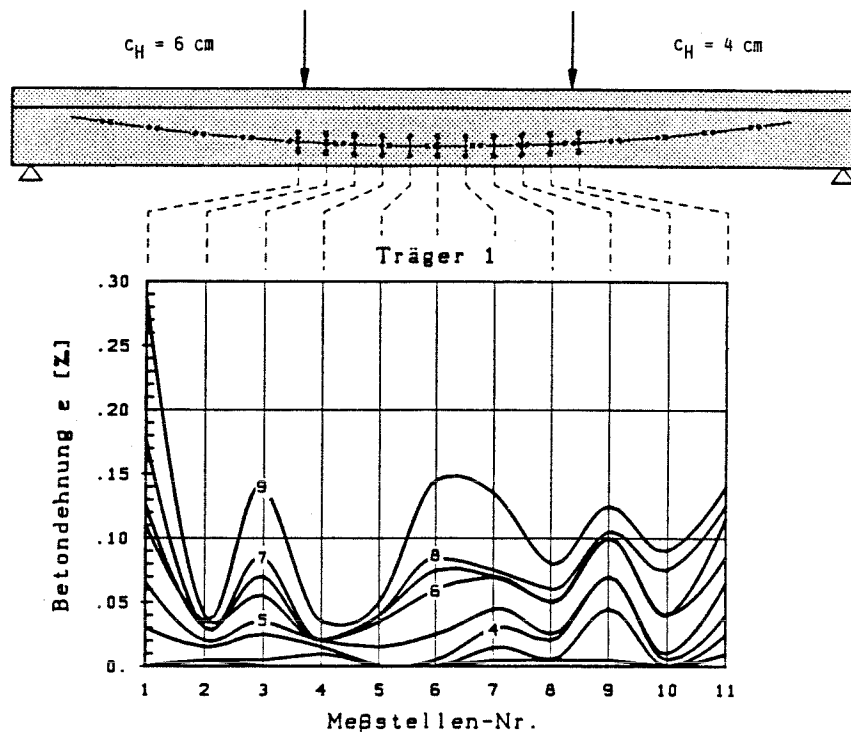


Bild 4.41: Setzdehnungen im Spanngliedbereich von Träger 1, Vorderseite



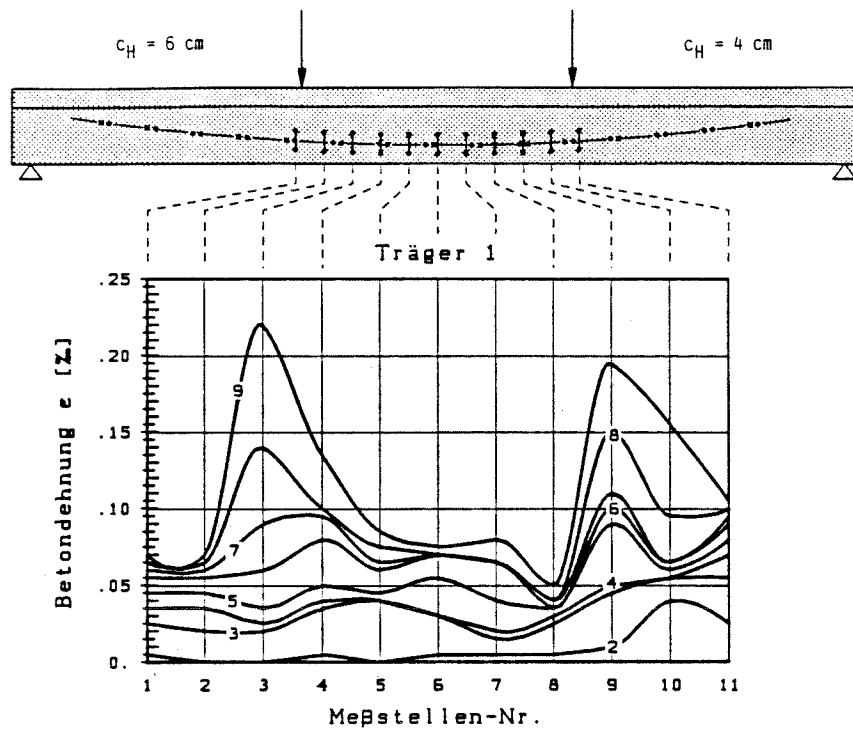


Bild 4.42: Setzdehnungen im Spannliedbereich von Träger 1, Rückseite

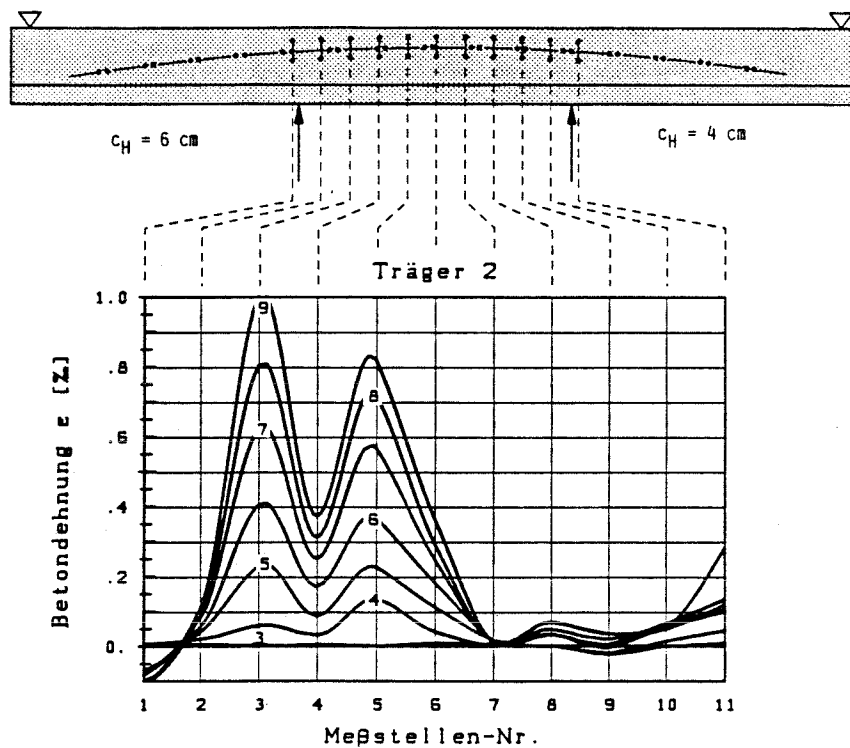


Bild 4.43: Setzdehnungen im Spannliedbereich von Träger 2, Vorderseite

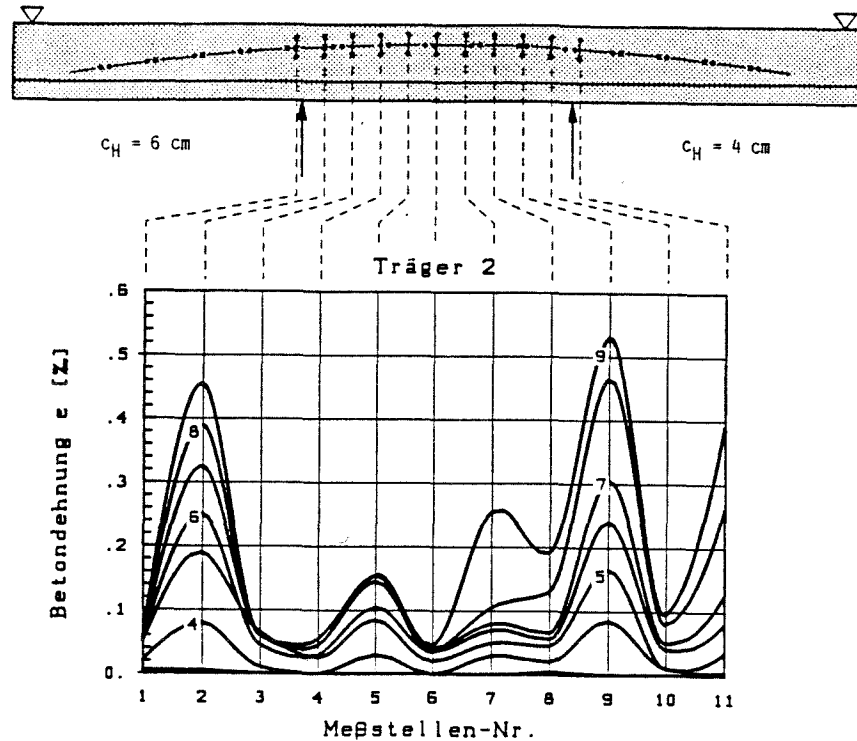


Bild 4.44: Setzdehnungen im Spanngliedbereich von Träger 2, Rückseite

Es muß darauf verwiesen werden, daß die Dehnungsspitzen von Meßstelle 1, Bild 4.41, Meßstelle 2, Bild 4.44 und von den Meßstellen 3 und 5, Bild 4.43, aus Längsrissen resultieren, die in Höhe der untersten Bewehrungslage entstanden sind. Zu erkennen ist dies auch im Rißbild, Bild 4.19. Diese Längsrisse im Betonstahlbereich wurden bei der Setzdehnungsmessung durch die große Meßbasis ( $l = 20 \text{ cm}$ ) mit-erfaßt. Bei der Versuchsauswertung hinsichtlich der Längsrißbildung im Spanngliedbereich wurden diese Risse nicht berücksichtigt.

Unter Berücksichtigung des Grenzwertes von  $\epsilon = 0,1 \text{ ‰}$  für die Dehnung, kann davon ausgegangen werden, daß bei Träger 1 die ersten Längsrisse im Bereich der geringeren Betondeckung ( $c_H = 4 \text{ cm}$ ) bei Laststufe 7 aufgetreten sind. Ein Vergleich der beiden Balkenseiten von Träger 1 zeigt ein nahezu gleichartiges Dehnungsverhalten auf beiden Balkenseiten. Längsrisse haben sich demnach an den entspre-

chenden Meßstellen der Trägervorder- und -rückseite gleichzeitig ausgebildet. Ein diesem Rißverhalten entsprechender Entstehungsmechanismus ist in BILD 4.45, Fall a, skizziert. Diese Rißbildungsart, in der Literatur auch als Side Split Failure bekannt, ist gekennzeichnet durch eine positive Dehnungszunahme auf beiden Querschnittsseiten, die ein vollständiges Aufspalten des gesamten Betonquerschnitts in Höhe des Spanngliedes bewirkt.

Auf einen anderen Längsrißbildungsmechanismus deutet dagegen das Setzdehnungsverhalten von Träger 2, Bilder 4.43 und 4.44 hin. Hier sind besonders im Trägerbereich mit der geringeren Betondeckung ( $c_H = 4$  cm) auffallend große Dehnungszunahmen auf der Balkenrückseite erkennbar (Bild 4.44 Meßstellen 7 und 9). Bei Träger 2 setzte demnach die Längsrißbildung dieser Balkenseite schon bei Laststufe 5 ein. Auf der gegenüberliegenden Balkenseite sind dagegen bei den entsprechenden Meßstellen 7 und 9, Bild 4.43, keine derartigen Dehnungsspitzen zu erkennen. Im Gegensatz zur Trägerrückseite nehmen hier die Dehnungen nur geringfügig zu und überschreiten den o. g. Grenzwert

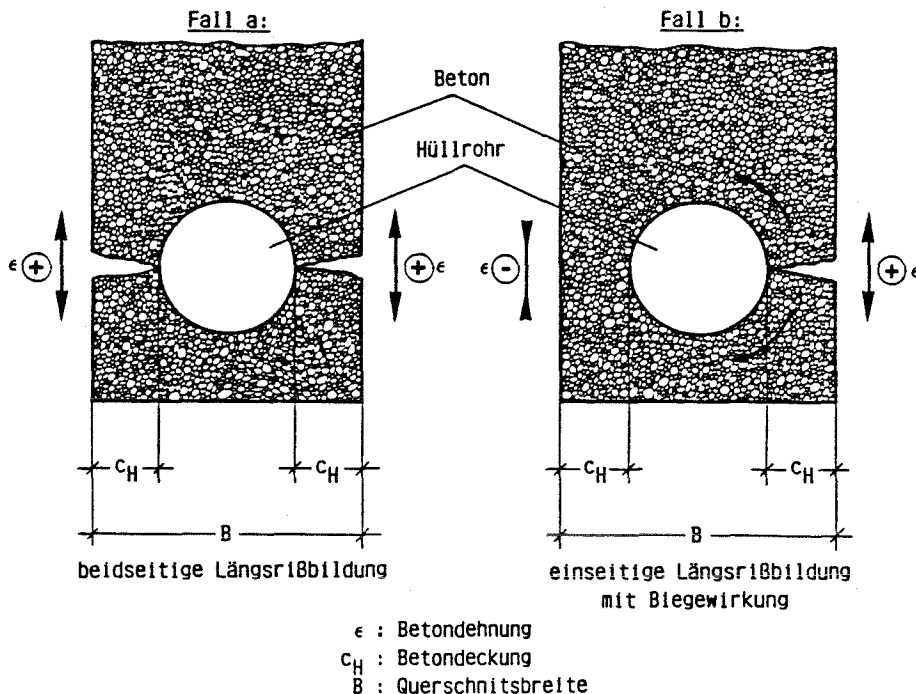


Bild 4.45: Mögliche Rißbildungsmechanismen für Längsrisse

von  $\epsilon = 0,1$  o/oo nur wenig, so daß an diesen Stellen der Balkenvorderseite zunächst nicht unbedingt eine Längsrißbildung zu erwarten ist.

Ein diesem Längsrißbildungsverhalten entsprechender Mechanismus ist in Bild 4.45, Fall b, skizziert. Eine zunächst nur auf einer Querschnittsseite (hier auf der Rückseite von Träger 2) entstehende Längsrißbildung bewirkt eine Art Biegewirkung im Beton, die auf der gegenüberliegenden Querschnittsseite (hier die Trägervorderseite) eine Betonstauung hervorruft und dort eine Rißbildung zunächst verhindert.

#### 4.3.2 LÄNGSRISSEVERTEILUNG UND -GEOMETRIE

##### 4.3.2.1 RISSBILD

Neben der Querrißbildung kann die Entwicklung der Längsrisse ebenfalls dem Rißbild, Bild 4.19, entnommen werden. Dargestellt ist als Beispiel das Rißbild von Träger 2 (Vorne). Der neben den Längsrissen angegebene Zahlenwert gibt die Laststufe an, bei der dieser Längsriß aufgetreten ist.

Wie das Rißbild zeigt, setzte die Längsrißbildung im Biegebereich von Träger 2 überwiegend bei Laststufe 6 ein. Bei Träger 1 konnten dagegen erst bei Laststufe 9 erste Längsrisse mit dem Mikroskop registriert werden. Der Ursprung der Längsrisse ist wie auch bei den in /2/ untersuchten Zugkörpern jeweils immer bei einem Querriß zu suchen.

Da ein Längsriß in seinem Verlauf mehrere Querrisse kreuzen kann, vgl. Bild 4.19, ergaben sich im Hinblick auf die Auswertung der Längsrißbildung Probleme. In der Regel ist in diesen Fällen nicht von einer Vielzahl von Längsrissen auszugehen, da es sich nur um einen Längsriß handelt, der sich bei Laststeigerung weiter ausbreitet und dabei mehrere Querrisse kreuzt.

Ein weiteres Problem bei der Längsrißmessung stellt die Ermittlung der Rißbreiten dar. Im Gegensatz zur Querrißbildung, wo durch die Betonstahl- bzw. Spannstahllage eine in Bezug auf die Trägerhöhe vordefinierte Meßstelle vorhanden war, war bei der Längsrißbreitenmessung im voraus kein Meßort vorgebar. Während des Versuchs wurden die Längsrißbreiten daher jeweils unmittelbar am Querriß gemessen.

#### 4.3.2.2 LÄNGSRISSANZAHL UND -RISSBREITE

Für Träger 1 ist die Anzahl aller aufgetretenen Längsrisse und deren Breite in Abhängigkeit von der Laststufe für die Trägerhälfte mit der geringeren Betondeckung ( $c_H = 4$  cm) in BILD 4.46 und für die Trägerhälfte mit der größeren Betondeckung ( $c_H = 6$  cm) in BILD 4.47 aufgetragen. Die Auswertung wurde hier nur für die Balkenvorderseite durchgeführt, da, wie schon erwähnt, auf Vorder- und Rückseite von Träger 1 ein nahezu identisches Längsrißverhalten zu verzeichnen war.

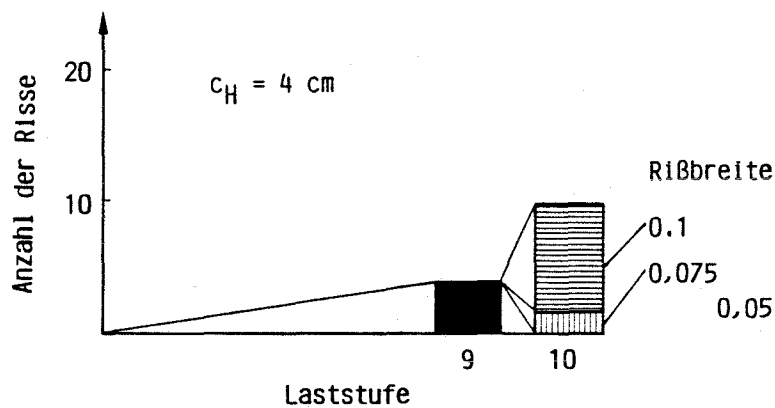


Bild 4.46: Längsrißanzahl und -verteilung  
- Träger 1, Vorderseite,  $c_H = 4$  cm -

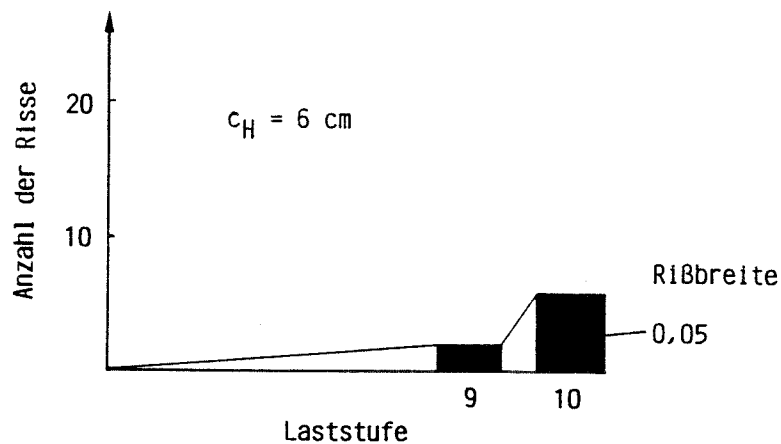


Bild 4.47: Längsrißanzahl und -verteilung  
- Träger 1, Vorderseite,  $c_H = 6 \text{ cm}$  -

Die Entwicklung der Längsrisse von Träger 2 ist in den BILDERN 4.48 bis 4.51 wiedergegeben. Wegen des unterschiedlichen Längsrißverhaltens auf beiden Trägerseiten, wurde für Träger 2 eine getrennte Darstellung für Vorder- und Rückseite gewählt.

Erste erfaßbare Längsrisse entstanden bei Träger 2, d. h. beim insgesamt schwächer bewehrten Versuchsbalken, ab der sechsten Laststufe ( $\Delta\sigma_V = 244 \text{ MN/m}^2$ ). Dagegen konnte beim stärker bewehrten Träger 1 eine Längsrißbildung erstmals bei Laststufe 9, d. h. bei einem im Vergleich zu Träger 2 fast doppelt so großen Spannungszuwachs von  $\Delta\sigma_V = 440 \text{ MN/m}^2$  registriert werden. Ähnlich große Differenzen zwischen beiden Trägern sind auch bei der Rißbreite und der Rißanzahl ablesbar. Bei Träger 2 wurden insgesamt wesentlich mehr und größere Längsrisse beobachtet.

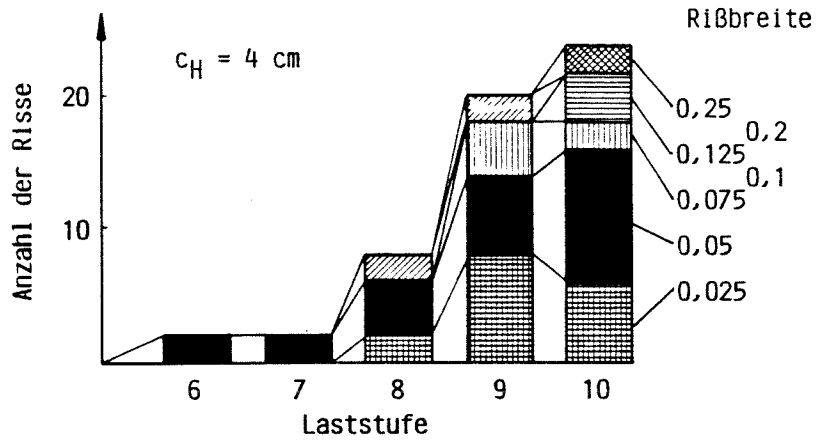


Bild 4.48: Längsrißanzahl und -verteilung  
 - Träger 2, Vorderseite,  $c_H = 4 \text{ cm}$  -

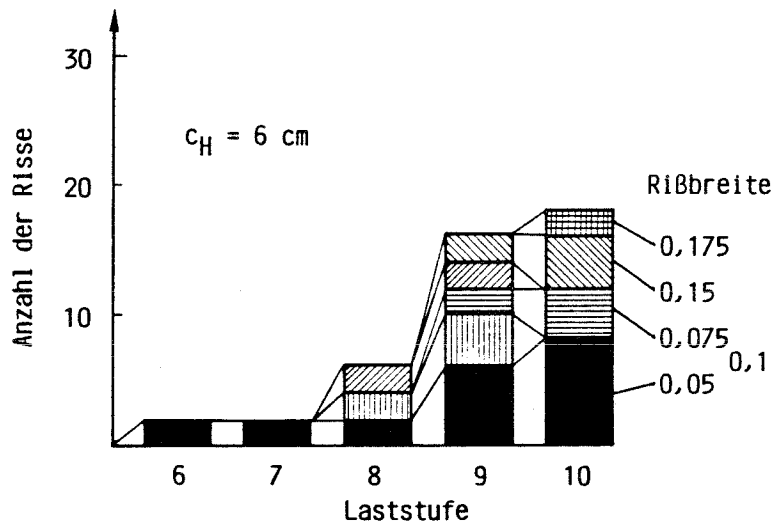


Bild 4.49: Längsrißanzahl und -verteilung  
 - Träger 2, Vorderseite,  $c_H = 6 \text{ cm}$  -

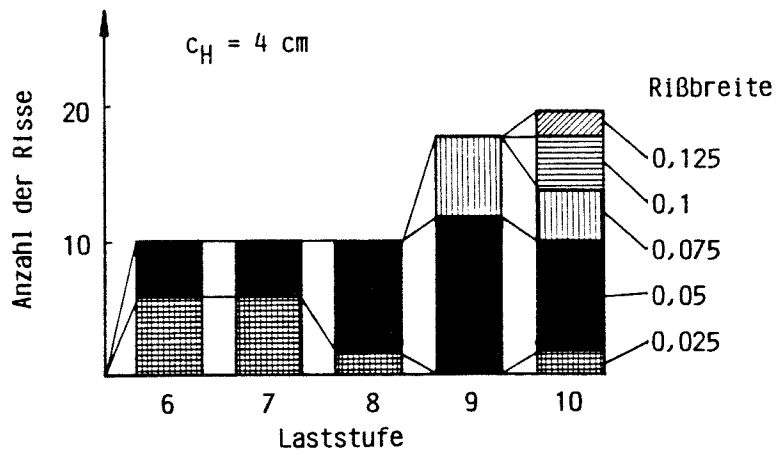


Bild 4.50: Längsrißanzahl und -verteilung  
- Träger 2, Rückseite,  $c_H = 4 \text{ cm}$  -

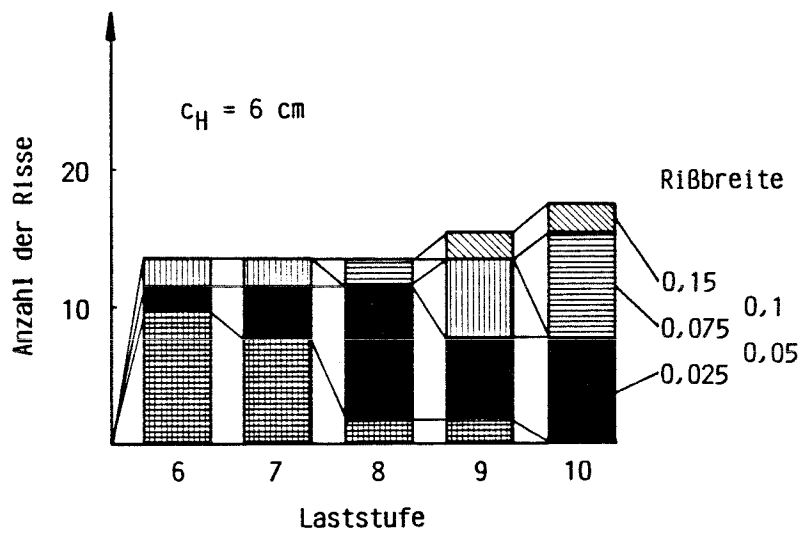


Bild 4.51: Längsrißanzahl und -verteilung  
- Träger 2, Rückseite,  $c_H = 6 \text{ cm}$  -



Ein Vergleich der beiden Balkenseiten von Träger 2, Bilder 4.48 bis 4.51, zeigt, daß zu Beginn der Längsrißbildung diese auf der Trägerrückseite deutlich ausgeprägter ausfiel als auf der Trägervorderseite. Damit kann auch bei der Auswertung der Längsrißbreiten der schon bei der Betrachtung der Setzdehnungswerte festgestellte Rißensteigungsmechanismus, bei dem sich zunächst nur auf einer Balkenseite eine Längsrißbildung bemerkbar macht, wiedergefunden werden. Zu erklären ist dieses Verhalten folgendermaßen:

Eine verringerte Betonzugfestigkeit der Balkenrückseite bewirkt auf dieser Seite die ersten Längsrisse, während auf der anderen Trägerseite (Vorderseite) eine noch intakte Betonschale vorhanden ist. Die infolge der Längsrißbildung geteilte Betonschale der Rückseite wird sich durch die weiterhin wirkende Innendruckbelastung der radialen Verbundspannungskomponente um einen Punkt drehen (Biegewirkung), der an der Bügelbewehrung der intakten Querschnittshälfte (Vorderseite) liegt.

Daraus ergeben sich im äußeren Bereich der noch intakten Betonschale Druckspannungen, die zunächst durch eine weitere Laststeigerung überwunden werden müssen, bevor auch hier Längsrisse auftreten. Auf diese Weise erklärt sich die erst bei den letzten Laststufen zunehmende Längsrißbildung der Trägervorderseite.

#### 4.4 EINFLUSS DER VERSUCHSPARAMETER AUF DIE LÄNGSRISSEBILDUNG

##### 4.4.1 BETONDECKUNG

Die Bilder 4.46 bis 4.51 geben einen ersten Hinweis auf das Längsrißverhalten der unterschiedlichen Trägerhälften (Betondeckung:  $c_H = 4$  cm,  $c_H = 6$  cm). Bei beiden Trägern wirkte sich die unterschiedliche Betondeckung der beiden Trägerhälften auf den Entstehungszeitpunkt der Längsrisse

nur geringfügig aus. Im Versuch konnte dennoch beobachtet werden, daß die ersten Längsrisse immer zuerst im Bereich der geringeren Betondeckung entstanden, und zwar direkt zu Beginn der Laststufe. Gleichzeitig ist anhand der o. g. Bilder ein Einfluß der Betondeckung in Bezug auf die Rißbreite erkennbar. Um diesen Einfluß anschaulich darzustellen, sind in den BILDERN 4.52 und 4.53 die maximalen und die mittleren Längsrißbreiten  $\max w_L$  bzw.  $w_m$  der jeweiligen Trägerhälften beider Versuchsbalken in Abhängigkeit vom Spannstahlspannungszuwachs gegenübergestellt.

Die Längsrißbildung im Spanngliedbereich kann dabei eindeutig auf die von der Querrißbildung hervorgerufenen Verbundspannungen zurückgeführt werden, da eine Längsrißbildung infolge Temperatur- oder Schwindbeanspruchung während der Versuchsdurchführung ausgeschlossen werden kann.

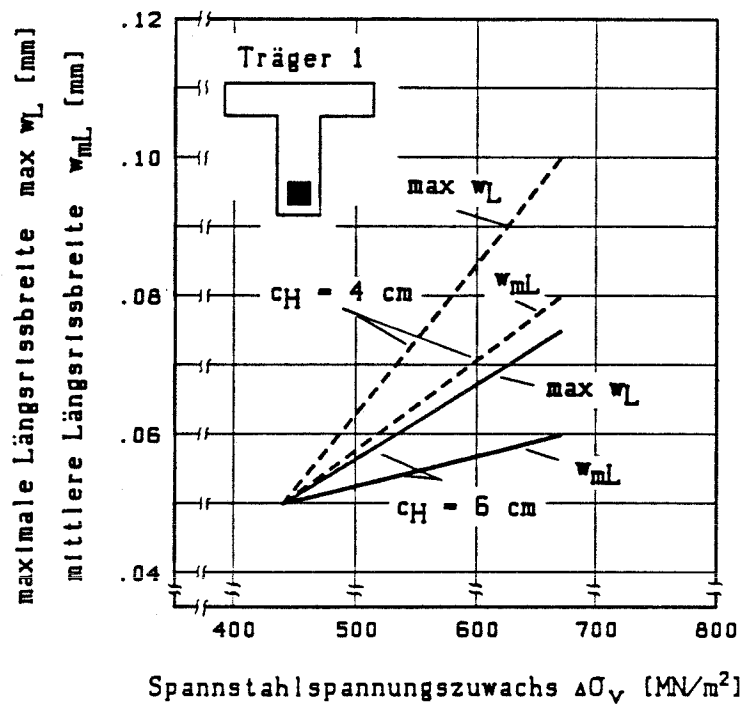


Bild 4.52: Maximale und mittlere Längsrißbreite von Träger 1 in Abhängigkeit vom Spannstahlspannungszuwachs

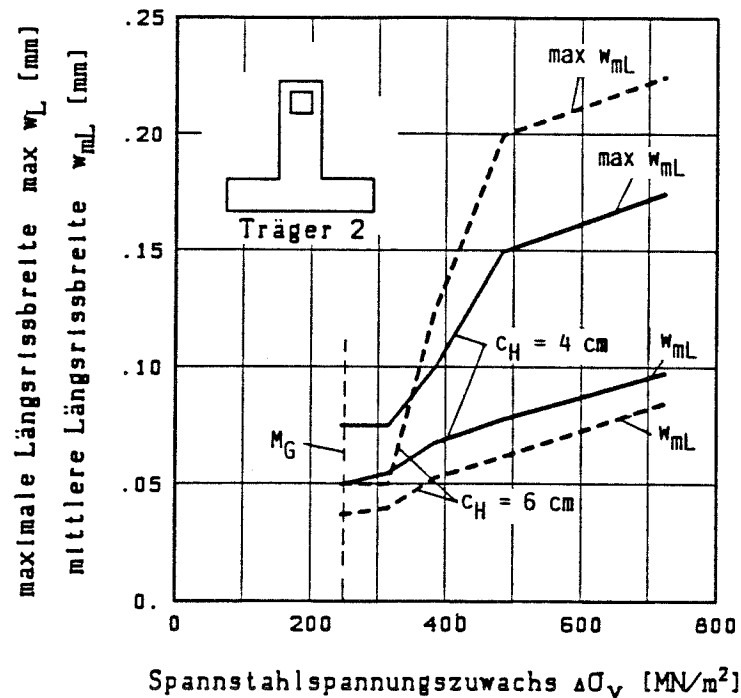


Bild 4.53: Maximale und mittlere Langsrissbreite von Träger 2 in Abhängigkeit vom Spannstahlspannungszuwachs

Bei Träger 1, Bild 4.52, ist abzulesen, daß bei der geringeren Betondeckung (rechte Trägerhälfte,  $c_H = 4$  cm) grosere Langsrissbreiten  $max w$  und  $w_m$  entstehen. Diese Aussage ist jedoch unter einem gewissen Vorbehalt zu sehen, da die sehr geringe Rianzahl, Bild 4.46, und die schon anfangs erläuterte problematische Ribreitenmessung eine gewisse Unsicherheit mit sich bringen. Auf die Problematik der örtlichen, nicht eindeutig festgelegten Ribreitenmessung ist auch die Diskrepanz zwischen der mittleren und maximalen Langsrissbreitenentwicklung von Träger 2 zurückzuführen, siehe Bild 4.53. Auch bei diesem Träger kann dennoch davon ausgegangen werden, daß im Bereich der geringeren Betondeckung grosere Rißbreiten vorhanden sind.

Als weiteres Beurteilungskriterium wurde neben der Rißbreite die jeweilige Länge der Längsrisse herangezogen. In den beiden Tragerhalfen ergaben sich überschlägig folgende Langsrisslangen:

- Träger 1 :  $c_H = 4 \text{ cm} : l = 10 \text{ cm}$   
 $c_H = 6 \text{ cm} : l = 7 \text{ cm}$
  
- Träger 2 :  $c_H = 4 \text{ cm} : l = 15 \text{ cm}$   
 $c_H = 6 \text{ cm} : l = 10 \text{ cm}$

Diese Gegenüberstellung belegt, daß bei der geringeren Betondeckung neben größeren Rißbreiten auch größere Längsrißlängen vorhanden sind und damit größere Trägerbereiche auftreten, bei denen die weitere Verbundkraftübertragung beeinträchtigt oder sogar verhindert ist. Es wäre daher unzureichend bei der Längsrißuntersuchung nur von einer lokal sehr unterschiedlich ausfallenden Rißbreite auszugehen. Vielmehr muß die Länge des Risses und damit der gestörte Verbundbereich zur Beurteilung des Einflusses der unterschiedlichen Betondeckung mit herangezogen werden.

#### 4.4.2 BETONSTAHLBEWEHRUNG

##### 4.4.2.1 LÄNGSBEWEHRUNG

Zur Verdeutlichung des Einflusses der unterschiedlichen Betonstahlbewehrung sind in BILD 4.54 zum Vergleich die gemessenen mittleren und maximalen Längsrißbreiten für beide Träger über dem Spannstahlspannungszuwachs aufgetragen. Es handelt sich dabei um die gemittelten Rißbreiten des gesamten Biegebereichs, die trotz der genannten Probleme bei der Rißbreitenmessung das Verhalten der beiden Träger hinreichend genau demonstrieren. Zur Charakterisierung des Längsrißverhaltens im Gebrauchszustand dient das zusätzlich angegebene Gebrauchsmoment  $M_G$ .

Bei Träger 1 traten im Gebrauchszustand ( $\Delta\sigma_V = 225 \text{ MN/m}^2$ ) keine Längsrisse auf. Erst bei einem Spannungszuwachs, fast doppelt so hoch wie unter Gebrauchslast, konnten erste Längsrisse beobachtet werden. Im Gegensatz dazu sind bei Träger 2 schon im Gebrauchszustand ( $\Delta\sigma_V = 245 \text{ MN/m}^2$ ) Längsrisse vorhanden.

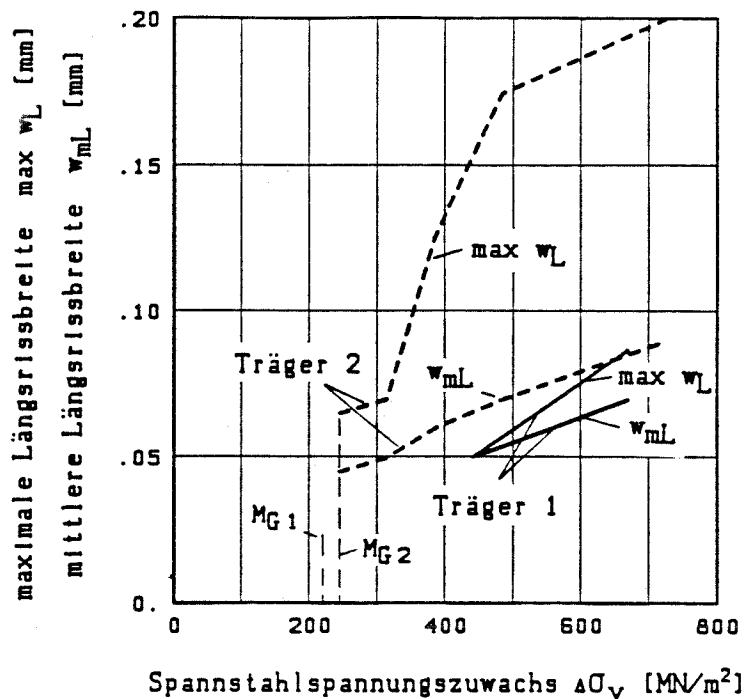


Bild 4.54: Vergleich der maximalen und mittleren Längsrißbreiten beider Träger in Abhängigkeit vom Spannstahlspannungszuwachs

Die Längsrißbreiten von Träger 1 fallen wesentlich geringer aus als die von Träger 2. Während bei Versuchsende die Rißbreiten von Träger 1 einen Wert von  $\max w = 0,1$  mm nicht überschritten, waren bei Träger 2 durchaus Rißbreiten von  $\max w = 0,2$  mm vorhanden.

In gleicher Weise dokumentiert ein Vergleich der gemessenen Längsrißlängen, die bei Träger 1 geringer ausfallen als bei Träger 2, das günstigere Längsrißverhalten des stärker bewehrten Trägers, vgl. Abschnitt 4.4.1.

Es kann daher davon ausgegangen werden, daß das festgestellte stark differierende Längsrißverhalten der beiden Träger auf den Einfluß der unterschiedlichen Betonstahlbewehrung zurückzuführen ist.

Da die Betonstahllängsbewehrung das Längsrißverhalten über die Querrißbildung steuert, ist in BILD 4.55 für jeden Träger die vorhandene Querrißentwicklung in Spanngliedhöhe  $w_{mQ}$

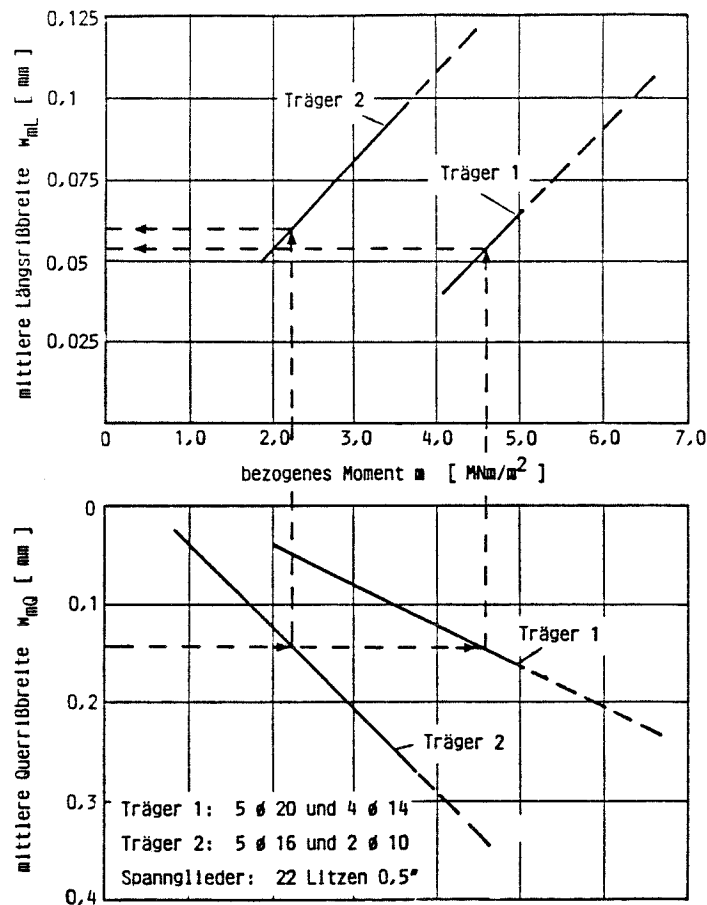


Bild 4.55: Zusammenhang zwischen gemessener Querrißbreite und zugehöriger Längsrißbreite in Abhängigkeit vom bezogenen Moment  $m = M_q/h_s^2$

und die dazugehörige Längsrißentwicklung  $w_{mL}$  aufgetragen. Als Bezugsgröße wurde das Belastungsmoment  $M_q$ , ausgedrückt durch das bezogene Moment  $m$  ( $m = M_q/h_s^2$ ) gewählt, um das unterschiedliche last- bzw. momentenabhängige Verhalten der beiden Träger zu charakterisieren. Durch die Einbeziehung der jeweils vorhandenen statischen Nutzhöhe  $h_s$  wird zugleich die unterschiedliche Betonstahlbewehrungsanordnung mitberücksichtigt.

Anhand des in der Darstellung zusätzlich angegebenen Beispiels kann der Zusammenhang zwischen der betonstahlabhängigen Querriß- und Längsrißbildung verdeutlicht werden. Geht man von einer für beide Träger gleichen Querrißbreite  $w_{mQ}$  aus, so stellt sich diese Querrißbreite entsprechend

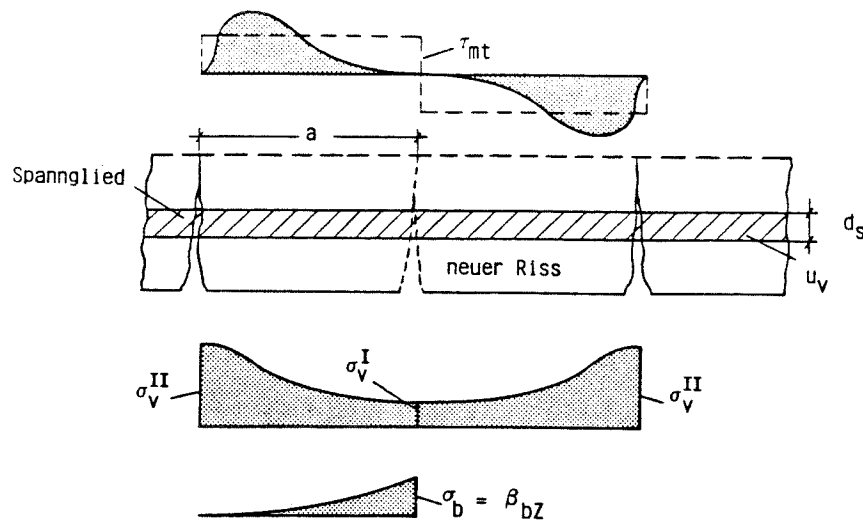
der stark unterschiedlichen Betonstahlbewehrung bei Träger 1 bei einem deutlich größeren Belastungsmoment  $m$  ein. Entsprechend dieser zeitlich versetzten, belastungsabhängigen Querrißbildung, findet die Längsrißentwicklung statt. Dabei weichen die Längsrißbreiten  $w_{mL}$  der beiden Träger bei derselben Querrißbreite geringfügig voneinander ab. Die Längsrißbreiten von Träger 2 sind etwas größer als die von Träger 1.

Zugleich ist an dieser Darstellung ablesbar, daß die ersten Längsrisse von Träger 1 im Vergleich zu Träger 2 bei einer geringfügig größeren Querrißbreite  $w_{mQ}$  auftraten. Dieses Verhalten ist vermutlich sowohl auf die unterschiedliche Betonzugfestigkeit als auch auf die unterschiedliche Querbewehrung zurückzuführen. Da Träger 1 eine größere Zugfestigkeit  $\beta_{bZ}$  besitzt, vgl. Tabelle 3.5, bilden sich die ersten Längsrisse entsprechend später aus, d. h. erst dann, wenn eine größere Verbundbeanspruchung und damit eine größere Querrißbreite vorhanden ist.

Eine rechnerische Abschätzung der jeweils aufgetretenen Verbundbeanspruchung im Spanngliedbereich soll das unterschiedliche Längsrißverhalten beider Träger belegen. Da bei Biegeträgern die radiale Verbundspannungskomponente von ausschlaggebender Bedeutung ist, vgl. Abschnitt 2, wurde die durch die radiale Komponente verursachte Querdrukbeanspruchung mit Hilfe der Versuchsergebnisse abgeschätzt. Der Abschätzung liegen entsprechend BILD 4.56 folgende Zusammenhänge zugrunde.

Neben einem vorhandenen Querriß mit der Spannstahlspannung  $\sigma_v^{II}$  wird auf einer Länge, die dem mittleren Rißabstand  $a$  entspricht, durch die tangentiale Verbundspannungskomponente  $\tau_t$  die Betonzugspannung bis zur Betonzugfestigkeit  $\beta_{bZ}$  wieder aufgebaut. Bevor sich an dieser Stelle ein neuer Querriß bildet, beträgt die Spannstahlspannung im Spannglied  $\sigma_v^I$ . Damit gilt:

$$\tau_t \cdot u_v \cdot a = (\sigma_v^{II} - \sigma_v^I) \cdot A_v \quad (4.1)$$



- $\tau_{mt}$  : mittlere tangentiale Verbundspannungskomponente
- $\sigma_v^{II}$  : Spannstahlspannung im Riss (Zustand II)
- $\sigma_v^I$  : Spannstahlspannung unmittelbar vor Rißbildung (Zustand I)
- $\sigma_b$  : Betonspannung
- $\beta_{bZ}$  : aufnehmbare Betonzugfestigkeit
- $a$  : mittlerer Rissabstand
- $d_s$  : Spannstahldurchmesser
- $u_v$  : wirksamer Verbundumfang des Spanngliedes

Bild 4.56: Spannungsverhältnisse im Bauteil unmittelbar vor Querrißneubildung

mit  $u_v$  : wirksamer Spanngliedumfang,  
 $A_v$  : Querschnittsfläche des Spanngliedes.

Aus dieser Beziehung läßt sich unter Annahme eines mittleren Abstrahlwinkels nach /2/ von  $\alpha = 15^\circ$  die radiale Verbundspannungskomponente  $\tau_r$  berechnen zu:

$$\tau_r = \tau_t \cdot \tan \alpha \quad (4.2)$$

Ein Maß für die Querdruckbeanspruchung der umhüllenden Betonschale stellt die Sprengkraft  $Z_{\tau_r}$  dar, die sich mit dem Spannstahldurchmesser  $d_s$  und dem im Versuch gemessenen Rißabstand  $a$  ergibt zu:

$$Z_{\tau_r} = a \cdot d_s / 2 \cdot \tau_r \quad (4.3)$$



Das Ergebnis dieser Sprengkraftermittlung ist in BILD 4.57 für jeden Träger über dem bezogenen Moment aufgetragen. Zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Betonzugfestigkeit wurde die Sprengkraft auf die jeweils vorhandene Zugfestigkeit  $\beta_{bz}$  bezogen. Zusätzlich wurde in der Darstellung der Belastungszeitpunkt (Spannstahlspannungszuwachs) gekennzeichnet, bei dem die ersten Längsrisse bei beiden Trägern aufgetreten sind.

Die stark voneinander abweichenden Kurven machen deutlich, daß die Entwicklung der Sprengkraft bei beiden Trägern sehr unterschiedlich verlief. Träger 2 weist mit steigender Belastung im Vergleich zu Träger 1 eine deutlich progressivere Sprengkraftzunahme auf.

Bei derselben Belastung ( $m_1 = m_2$ ) fällt die längsrißverursachende Sprengkraft bei Träger 2 erheblich größer aus als bei Träger 1. Damit erklärt sich das im Versuch festge-

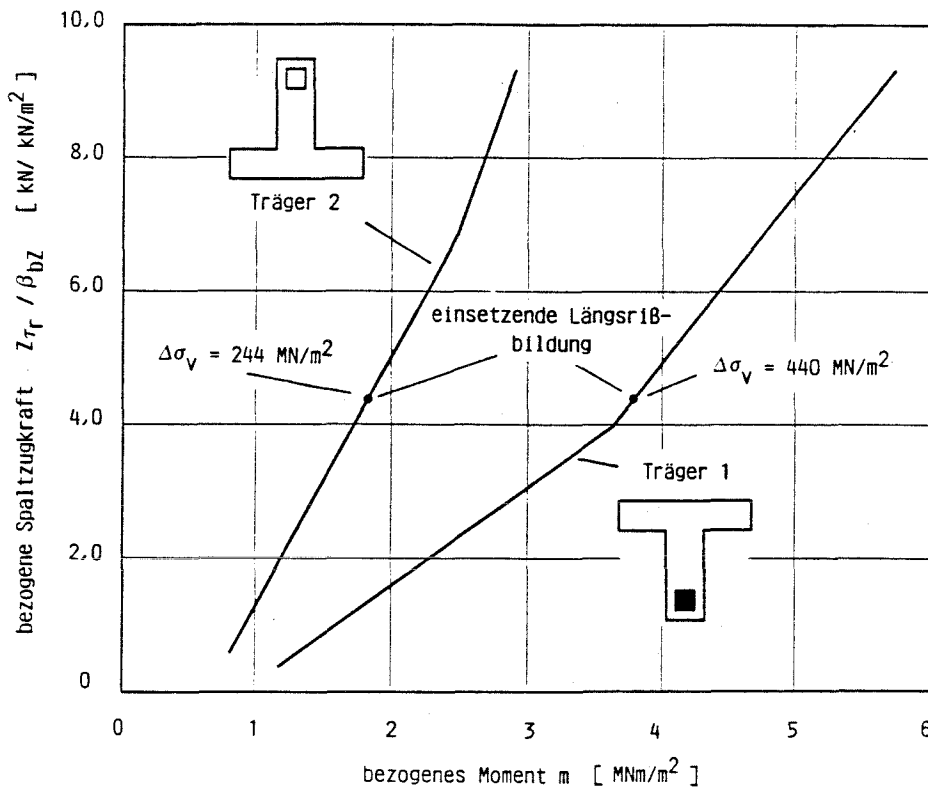


Bild 4.57: Vergleich der im Versuch vorhandenen Sprengkräfte beider Träger in Abhängigkeit vom bezogenen Moment  $m = \frac{M}{q \cdot h_s^2}$

stellte Verhalten, daß die ersten Längsrisse bei Träger 2 erheblich früher, d. h. bei einer geringeren Belastung auftraten, als die bei Träger 1.

#### 4.4.2.2 QUERBEWEHRUNG

Entsprechend den Untersuchungen von /2/ kann davon ausgegangen werden, daß sich die Bügelbewehrung bei beiden Trägern günstig auf die Längsrißbreite auswirkte.

Neben dem Einfluß der größeren Betonzugfestigkeit wird die stärkere Querbewehrung von Träger 1 ( $\phi 12/20$ ) mit dazu beigetragen haben, daß bei der gleichen Querrißbreite, d. h. bei  $w_{mQ1} = w_{mQ2}$ , vgl. Bild 4.55, bei Träger 1 im Vergleich zu Träger 2 etwas geringere Längsrißbreiten  $w_{mL}$  aufgetreten sind.

#### 4.5 RISSVERHALTEN IM SCHUBBEREICH

Im Schubereich der Biegeträger sind sowohl Verbundspannungen infolge einer Rißbildung als auch Verbundspannungen infolge einer Querkraft vorhanden. Es ist daher im Gegensatz zur Auswertung des Biegebereichs nicht ohne weiteres möglich, die Ursache einer Längsrißbildung eindeutig zubeimmen. Im folgenden wird, analog zum Biegebereich, zunächst das Schubrißverhalten charakterisiert.

##### 4.5.1 SCHUBRISSE

Wie aus dem Rißbild von Träger 2 hervorgeht, Bild 4.19, entwickelten sich im Querkraftbereich aus anfänglichen Biegerissen mehrere schräggerichtete Schubrisse. Die ersten ausgeprägten Schubrisse dieser Art entstanden bei beiden Trägern bei Laststufe 3. Dabei zeigt sich, daß die Schubrisse von Träger 1 im Mittel etwas weniger geneigt sind als die von Träger 2. Analog zum Biegebereich ist

auch im Schubbereich die rißverteilende Wirkung des Spanngliedes klar erkennbar. Mit zunehmender Belastung konnte in Spanngliedhöhe eine weitere Rißverzweigung bzw. der Rißversatz eines durchgehenden Biegeschubrisses beobachtet werden.

#### 4.5.1.1 SCHUBRISSBREITEN

Analog zum Biegebereich erfolgte auch im Schubbereich eine Messung der Rißbreite sowohl in Höhe des Spanngliedes als auch in Höhe der untersten Bewehrungslage. In den beiden BILDERN 4.58 und 4.59 sind die gemessenen mittleren und maximalen Rißbreiten beider Lagen für die Träger über dem Spannstahlspannungszuwachs aufgetragen.

Auch im Schubbereich fallen die Risse des stärker bewehrten Trägers 1 deutlich geringer aus als die des Trägers 2. Bis zu einem Spannungszuwachs von  $\Delta\sigma_v = 400 \text{ MN/m}^2$  für Träger 1 und Träger 2, sind die Risse im Spanngliedbereich (Steg) geringer als die in Höhe der Betonstahllage. Danach dreht sich das Verhältnis um. Besonders bei Träger 2 mit der geringeren Bügelbewehrung von  $\phi 8/20\text{cm}$  führt dies zu Stegrißbreiten, die erheblich größer sind als die Breiten der Risse in Höhe der Längsbewehrung. Dieses Verhalten deutet bei beiden Trägern auf ein Überschreiten der Streckgrenze der Bügelbewehrung hin. Im Versuch drangen zu diesem Zeitpunkt diese Schubrisse weiter in den Druckgurt vor und verliefen dort parallel zur Platte.

#### 4.5.2 LÄNGSRISSEVERHALTEN

Die Entwicklung der im Versuch gemessenen Längsrisse im Schubbereichs beider Träger ist in den BILDERN 4.60 und 4.61 wiedergegeben. Die Auswertung erfolgte auch hier getrennt für beide unterschiedlichen Trägerhälften. Bei Träger 2 traten die ersten Längsrisse im Schubbereich bei einem Spannungszuwachs von  $\Delta\sigma_v = 244 \text{ MN/m}^2$  auf. Damit be-

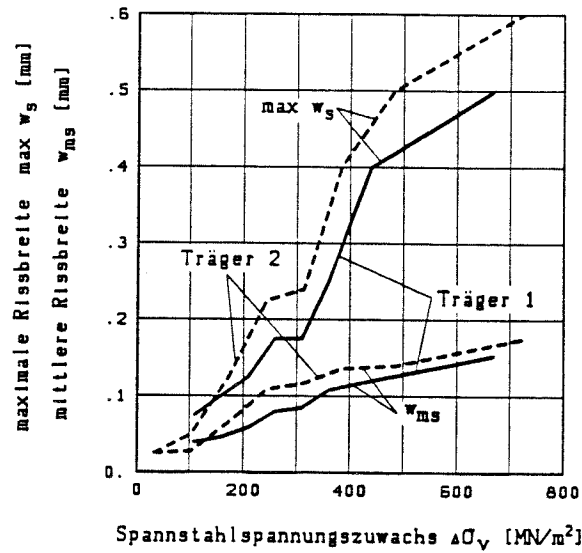


Bild 4.58: Maximale und mittlere Schubrißbreiten beider Träger in Höhe der untersten Betonstahllage in Abhängigkeit vom Spannstahlspannungszuwachs

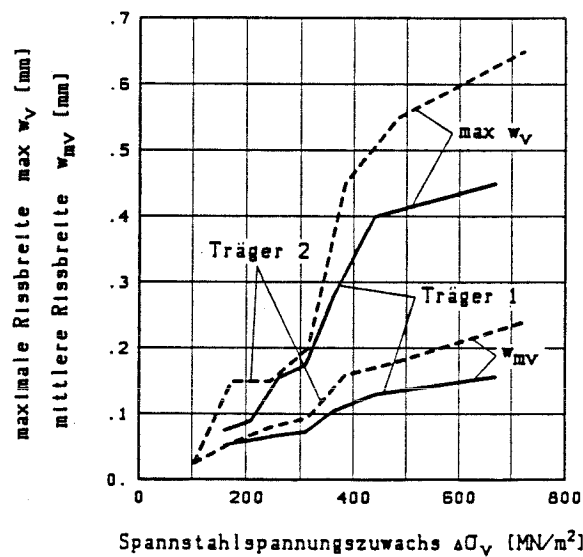


Bild 4.59: Maximale und mittlere Schubrißbreiten beider Träger in Höhe der Spannstahllagen in Abhängigkeit vom Spannstahlspannungszuwachs

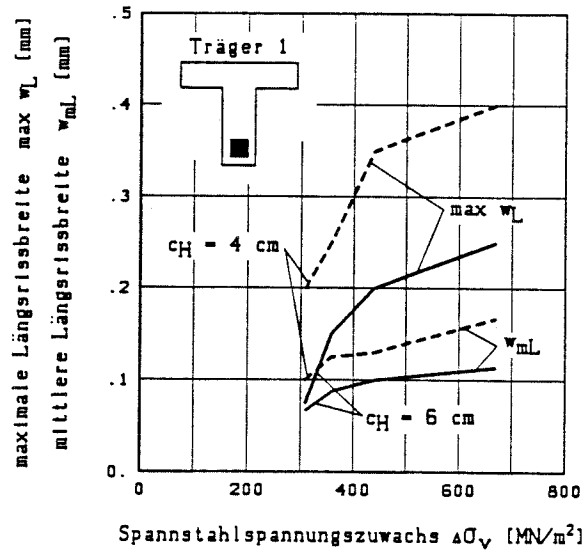


Bild 4.60: Maximale und mittlere Längsrißbreiten im Schubbereich von Träger 1

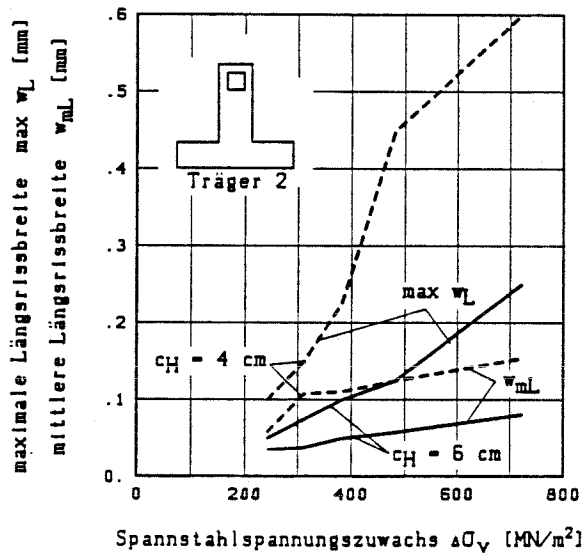


Bild 4.61: Maximale und mittlere Längsrißbreiten im Schubbereich von Träger 2

gann die Längsrißbildung im Schubbereich beim gleichen Spannungszuwachs wie im Biegebereich. Dagegen bildeten sich bei Träger 1 die ersten Längsrisse des Schubbereichs früher aus als die des Biegebereichs. Die Längsrißbildung im Schubbereich setzt schon bei einem Spannungszuwachs von  $\Delta\sigma_v = 310 \text{ MN/m}^2$ , die des Biegebereichs erst bei einem Zuwachs von  $\Delta\sigma_v = 440 \text{ MN/m}^2$ , vgl. Bild 4.52.

#### 4.5.2.1 EINFLUSS DER BETONDECKUNG AUF DIE LÄNGS- RISSBILDUNG

Im Vergleich zum Biegebereich macht sich der Einfluß der unterschiedlichen Betondeckung im Schubbereich bei beiden Trägern deutlicher bemerkbar. Im Bereich der geringeren Betondeckung ( $c_H = 4 \text{ cm}$ ), siehe Bild 4.61, wurden erheblich größere Längsrißbreiten registriert als im Bereich mit der größeren Betondeckung ( $c_H = 6 \text{ cm}$ ). Besonders bei Träger 2 trat bei der Rißuntersuchung des Schubbereichs mit der geringeren Betondeckung die Schwierigkeit auf, daß ein fast parallel zum Spannglied verlaufender Riß nicht immer eindeutig als Schubriß oder als Längsriß zu deklarieren war. Im Gegensatz dazu war dies bei der größeren Betondeckung immer eindeutig möglich.

#### 4.5.2.2 EINFLUSS DER QUERBEWEHRUNG

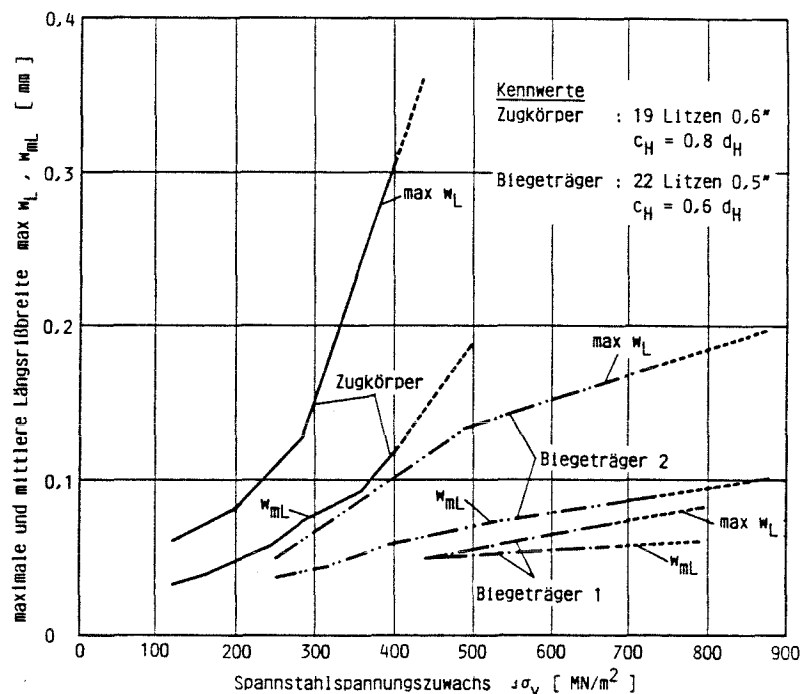
Ein Vergleich des Rißverhaltens beider Träger zeigt, daß bei Träger 1 ( $\phi 12/20 \text{ cm}$ ) im Vergleich zu Träger 2 ( $\phi 8/12 \text{ cm}$ ) geringere Längsrißbreiten im Spanngliedbereich aufgetreten sind, vgl. Bilder 4.60 und 4.61. Zurückzuführen ist dieses unterschiedliche Verhalten sowohl auf den Einfluß der größeren Bügelbewehrung, als auch auf die größere Längsbewehrung von Träger 1. Beide Bewehrungsarten tragen dazu bei, daß bei Träger 1 die Schubrißbreiten geringer ausfallen als die von Träger 2. Entsprechend der geringeren Schubriß-

breitenentwicklung ist auch die Entstehung und Ausbildung der Längsrisse von Träger 1 von geringerem Ausmaß als die von Träger 2.

#### 4.6 WERTUNG DER VERSUCHSERGEBNISSE UNTER BERÜCKSICHTIGUNG DES LÄNGSRISSVERHALTENS VON ZUGKÖRPERN

Ein Vergleich hinsichtlich der Entstehung und Ausbildung der Längsrisse zwischen den von /2/ untersuchten Zugkörpern und den hier untersuchten Biegeträgern zeigt BILD 4.62. In dieser Darstellung wurden die bei den Biegeträgern und bei einem mit einem vergleichbaren Spannglied (19 Litzen  $\phi 0,6''$ ) bewehrten Zugkörper gemessenen mittleren und maximalen Längsrißbreiten in Abhängigkeit vom Spannstahlspannungszuwachs aufgetragen.

Beim Zugkörper traten bereits bei einem Spannungszuwachs von  $\Delta\sigma_V = 120 \text{ MN/m}^2$  Längsrisse auf, während bei den Biegeträgern die ersten Längsrisse im Biegebereich erst bei



**Bild 4.62:** Vergleich der gemessenen maximalen und mittleren Längsrißbreiten zwischen Zugkörper und Biegeträger

einem Spannungszuwachs von  $\Delta\sigma_V = 240 \text{ MN/m}^2$  (Träger 2) bzw. bei einem Zuwachs von  $\Delta\sigma_V = 440 \text{ MN/m}^2$  (Träger 1) festgestellt wurden. Nicht nur der Entstehungszeitpunkt, sondern auch die Entwicklung der Rißbreiten verdeutlicht das erheblich günstigere Längsrißverhalten der Biegeträger. Während bei den Zugkörpern eine progressive Rißbreitenvergrößerung bei höherem Spannungszuwachs zu erkennen ist, zeigt der Verlauf der Rißbreitenentwicklung der Biegeträger ein gleichmäßigeres Verhalten. Zudem ist zu beachten, daß bei dieser Gegenüberstellung die Betondeckung des Zugkörpers einen Wert von  $c_H = 0,8 \cdot d_H$  aufweist, die der Biegeträger jedoch nur einen Wert von  $c_H = 0,6 \cdot d_H$ .

Aufgrund der Versuchsergebnisse in /2/ kann davon ausgegangen werden, daß bei dem Zugkörper eine Verringerung der Betondeckung auf einen Wert von ebenfalls  $c_H = 0,6 d_H$  zu einer Vergrößerung der Längsrißbreiten geführt hätte. Damit kann eindeutig festgehalten werden, daß bei Biegebauteilen mit entsprechenden Bewehrungsverhältnissen ein deutlich günstigeres Längsrißverhalten zu erwarten ist.

Die Versuchsergebnisse der untersuchten Biegeträger bestätigen damit die Vermutung, daß deren günstigeres Längsrißverhalten auf den Einfluß der unterschiedlichen Tragwerksform von Zugkörper und Biegeträger und vor allem auf die Größe der vorhandenen Betonstahllängsbewehrung zurückzuführen ist.

Ein Vergleich der unterschiedlich bewehrten Träger zeigt, Bild 4.62, daß mit zunehmender Betonstahlbewehrungsmenge die Wahrscheinlichkeit einer verbundspannungsbedingten Längsrißbildung weitgehend auszuschließen ist. Neben diesem gravierenden Einfluß der Längsbewehrung wurden durch die Untersuchung der Biegeträger, die bei den Zugkörperversuchen gewonnenen Erkenntnisse über den Einfluß von unterschiedlicher Betondeckung und Querbewehrung bestätigt.



Auch bei den Biegeträgern führte eine entsprechend der Bemessungsempfehlung nach /2/ ausgerichtete Betondeckung von  $c_H = 0,6 \cdot d_H$  ( $c_H = 6$  cm) dazu, daß im Vergleich zu der geringeren Betondeckung ( $c_H = 4$  cm) weniger Längsrisse mit geringerer Rißbreite und Rißlänge auftraten. Hinsichtlich der Querbewehrung bestätigte sich der in /2/ festgestellte Effekt, daß eine Bügelbewehrung im Biegebereich eine Längsrißbildung nicht verhindern kann, sondern lediglich zu einer Begrenzung der Längsrißbreiten beiträgt.

Darüberhinaus kommt bei Biegeträgern der Querbewehrung eine weit aus größere Bedeutung bei der Begrenzung der Schubrißbreiten im Querkraftbereich zu. Hier war anhand der Versuchsergebnisse abzulesen, daß in jedem Fall eine Mindestbügelbewehrung entsprechend dem Bemessungsvorschlag von /2/ vorhanden sein muß, um durch eine Schubrißbreitenbegrenzung eine Begrenzung der Längsrißentwicklung gewährleisten zu können. Eine derartig ausgelegte Bügelbewehrung führt erst in Verbindung mit der größeren Betondeckung ( $c_H = 0,6 \cdot d_H$ ) zu einer deutlich geringeren Längsrißbildung.

Die Mindestbügelbewehrung von Spannbetonbauteilen sollte daher mindestens den Wert des Bemessungsvorschlags nach /2/ annehmen, siehe BILD 4.63. Dies betrifft besonders die Tragwerksteile mit geringer Querschnittsbreite  $b_0$ , für die eine nach der DIN 4227, /13/ ausgewählte Mindestbügelbewehrung den Bemessungsvorschlag unterschreitet.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die für die Zugkörper abgeleiteten Bemessungsempfehlungen hinsichtlich der Betondeckung und der Querbewehrung auf Biegeträger übertragbar sind. Hierbei ist zu beachten, daß diese Empfehlungen nur in Verbindung mit einer ausreichenden Rißbreitenbegrenzung, d. h. in Verbindung mit einer entsprechend dimensionierten Betonstahllängsbewehrung wirksam werden können. Dabei bestimmt die Größe der Betonstahlbewehrung maßgeblich den Entstehungszeitpunkt der Längsrisse und die weitere Längsrißentwicklung (Länge und Breite). Durch die

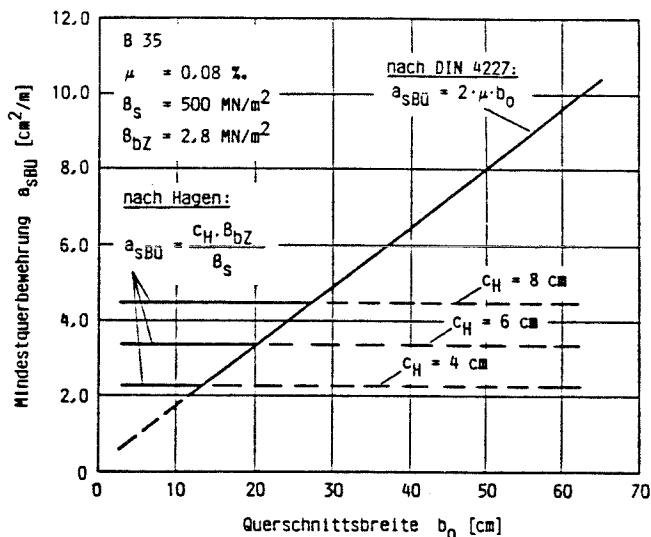


Bild 4.63: Vergleich der Mindestquerbewehrung bei Spannbetonbauteilen

Versuche wurde nachgewiesen, daß durch eine sinnvolle Querrißbreitenbegrenzung eine Längsrißentwicklung infolge der Verbundbeanspruchung bei der Querrißbildung auszuschließen ist.

#### 4.7 WERTUNG DER BEMESSUNGSEMPFEHLUNGEN IN BEZUG AUF SCHWIND- UND TEMPERATURBEANSPRUCHUNGEN

Im Hinblick auf nicht verbundspannungsbedingte Längsrißursachen, wie Temperatur und Schwinden, sind die zu überprüfenden Bemessungsempfehlungen der Betondeckung und der Querbewehrung folgendermaßen zu werten.

Die durchgeführten Berechnungen zur Ermittlung der Betonspannungen infolge Schwindbeanspruchung zeigen, daß die Wahrscheinlichkeit einer Längsrißbildung mit steigender Betondeckung vermindert wird. Daher wirkt sich bei einer

Schwindbeanspruchung, analog zur Verbundbelastung, eine entsprechend der Bemessungsempfehlung vergrößerte Betondeckung grundsätzlich günstig auf eine mögliche Längsrißbildung infolge Schwindens aus. Ein Vergleich praxisnaher Spanngliedausführungen ergab, daß ab einer Betondeckung von  $c_H = 6$  cm eine Längsrißbildung infolge Schwindens nahezu ausgeschlossen werden kann. Bei einer Beanspruchungskombination aus Schwind- und Verbundbelastung wird daher eine Betondeckung von  $c_H = 0,6 \cdot d_H$ , entsprechend dem Bemessungsvorschlag, die lediglich für den Einzelfall der Verbundbeanspruchung abgeleitet ist, eine Längsrißbildung nicht sicher verhindern, zumal sich bei dieser Belastungskombination die maximalen, zu Längsrissen führenden Betonzugspannungen am Innenrand der Betonschale überlagern. Aus diesem Grund ist es sinnvoll, eine Vergrößerung der Mindestbetondeckung über dem Bemessungswert von /2/ vorzusehen, die zugleich beide Beanspruchungsfälle abdeckt und eine Längsrißbildung demnach eher verhindern kann.

Zugleich zeigen die Berechnungen zur Schwindbehinderung, daß eine Querbewehrung, analog zur Verbundbeanspruchung, nur zu einer Begrenzung ungewollt auftretender Längsrißbreiten beitragen kann. Der Bemessungswert nach /2/ kann daher auch bei einer Beanspruchungskombination aus Schwinden und Verbundbelastung als unterer Grenzwert übertragen werden.

Im Gegensatz zur Schwindbeanspruchung ist bei einer Temperaturbeanspruchung die Größe der Betondeckung irrelevant. Hier ist vielmehr die Größe des Gesamtquerschnitts von ausschlaggebender Bedeutung. In BILD 4.64 soll dies anhand der skizzierten Querschnittsfälle und der dazugehörigen temperaturbedingten Eigenspannungen  $\beta_{bz}$  erläutert werden. Unter der Voraussetzung (Fall a), daß im Querschnitt ein einziges Spannglied mit einer beidseitigen Betondeckung von  $c_H$  vorhanden ist, ist eine Längsrißbildung aufgrund der geringen Querschnittsbreite  $B$  auszuschließen. Wie die Berechnungen zur Ermittlung der Eigenspannungen ergeben haben, vgl. Abschnitt 2.4, fallen die maßgebenden Zugspan-

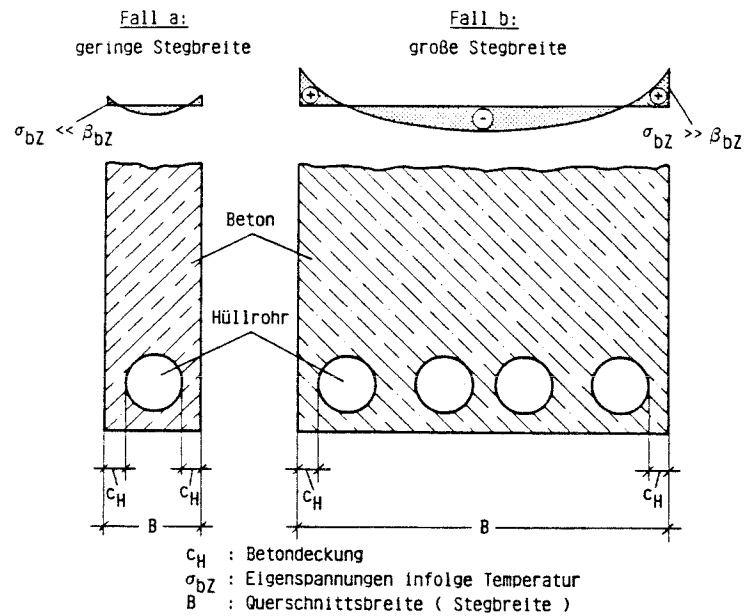


Bild 4.64: Einfluß der Querschnittsbreite auf die längsrißverursachende Temperaturbeanspruchung

nungen am Querschnittsrand selbst bei ungünstigsten Temperaturbedingungen ( $\Delta T^* = 30^\circ\text{C}$ ) so gering aus, daß keine Längsrißbildung zu erwarten ist.

Bei einer größeren Bauteilbreite ist eine temperaturbedingte Längsrißbildung nicht mehr auszuschließen, sofern die Querschnittsbreite eine Größenordnung von  $B \geq 0,8 \text{ m}$  annimmt. Bei dieser Querschnittsbreite wird im allgemeinen eine Vielzahl von Spanngliedern nebeneinander angeordnet sein, vgl. Fall b. Wegen der großen Querschnittsbreite treten in diesem Fall Eigenspannungen am Querschnittsrand auf, die weit über der Zugfestigkeit des Betons liegen und damit eine Längsrißbildung hervorrufen können. Für diesen Querschnittsfall ist aber die Größe der Betondeckung  $c_H$  bedeutungslos, da die längsrißverursachende Temperaturbeanspruchung nur von der Gesamtquerschnittsbreite bestimmt wird.

Bei einer Belastungskombination aus Temperatur- und Verbundbeanspruchung kann daher bei Bauteilen mit geringer

Querschnittsbreite eine Längsrißbildung infolge Verbundbeanspruchung durch die Anwendung der Bemessungsempfehlung von  $c_H = 0,6 \cdot d_H$  verhindert werden.

Auch bei großen Querschnittsbreiten ist eine verbundspannungsbedingte Längsrißbildung durch den o. g. Bemessungsvorschlag vermeidbar. Unvermeidbar sind dagegen temperaturbedingte Längsrisse, deren Rißbreite durch eine entsprechend dimensionierte Querbewehrung unbedingt begrenzt werden muß. Der Querbewehrung kommt daher bei einer Temperaturbeanspruchung eine weit aus größere Bedeutung zu als bei den anderen untersuchten Belastungsfällen.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die für die Verbundbeanspruchung abgeleiteten Bemessungsempfehlungen einer Längsrißbildung entgegenwirken. Bei einer Beanspruchungskombination aus Schwind-, Temperatur- und Verbundbelastung kann jedoch davon ausgegangen werden, daß die genannten Bemessungsempfehlungen nicht in jedem Fall ausreichen, um eine Längsrißbildung zu verhindern. Besonders bei der Dimensionierung der Querbewehrung bleibt zu prüfen, ob nicht eine Erhöhung über den Bemessungswert angebracht wäre, da durch sie die Längsrißbreiten so begrenzt werden müssen, daß die Verbundtragfähigkeit und der Korrosionsschutz der Spannglieder gewährleistet bleibt.

## 5. ZUSAMMENFASSUNG

Ausgangspunkt für die vorliegende Arbeit war die Frage, durch welche Beanspruchungen sich bei teilweise vorgespannten Biegeträgern die bei Schadensfällen häufig beobachteten Längsrisse parallel zum Spannglied einstellen können. Zur Klärung dieser Frage wurden zunächst im Rahmen einer theoretischen Betrachtung die maßgebenden Beanspruchungsfälle für die Betondeckung der Spannglieder behandelt. Dabei wurden sowohl die nur bei teilweiser Vorspannung mit einer planmäßigen Querrißbildung auftretenden Sprengkräfte infolge Verbundbeanspruchung als auch Temperatur- und Schwindbeanspruchungen erfaßt.

Als Grundlage für die Untersuchung des Einflusses von Verbundspannungen auf die Entstehung und Ausbildung von Längsrissen konnten die am Institut für Massivbau der RWTH Aachen zu diesem Problemkreis untersuchten zentrischen Zugversuche herangezogen werden. Aus den Ergebnissen dieser Untersuchungen wurden Bemessungsempfehlungen für die Betondeckung und Querbewehrung von teilweise vorgespannten Bauteilen ausgesprochen, die durch die vorliegende Arbeit abgesichert werden sollten.

Dazu wurden die für Zugkörper abgeleiteten theoretischen Zusammenhänge aufgezeigt, hinsichtlich ihrer Übertragbarkeit auf Biegeträger geprüft und sofern erforderlich erweitert. Insbesondere wurde dabei die Frage geklärt, wie sich eine außermittige Hüllrohrlage infolge gekrümmten Spanngliedverlaufs und die damit zusätzlich vorhandenen Umlenkräfte auf die durch Verbundbeanspruchung auftretenden Sprengkräfte auswirken. Es zeigte sich, daß die Umlenkräfte die Verbundspannungsverteilung beeinflussen können, indem sie eine erhöhte tangentialen Verbundkraftübertragung ermöglichen und damit zu einer Verringerung der Sprengwirkung beitragen.

Anschließend wurde die Widerstandsfähigkeit der Spanngliedumhüllung gegenüber den Verbundspannungskomponenten  $\tau_r$  und  $\tau_t$  und den Umlenkräften ausführlich behandelt. Für den Fall der tangentialen Verbundspannungskomponente ergaben sich hinsichtlich einer längsrißverursachenden Wirkung große Unterschiede zwischen Zugkörpern und Biegeträgern. Bedingt durch das verschiedene Tragverhalten wirkt sich die tangentialen Komponente bei Zugkörpern wesentlich ungünstiger aus als bei Biegeträgern.

Ergänzend dazu wurden die Beanspruchungen der Betonschale durch Temperatur- und Schwindeinflüsse untersucht. Mit Hilfe eines Rechenmodells konnte ihr Einfluß im Hinblick auf eine Längsrißbildung ebenfalls abgeschätzt werden. Es zeigte sich, daß unter bestimmten, durchaus praxisrelevan-

ten Temperatur- und Schwindannahmen, auch infolge dieser Beanspruchungsarten eine Längsrißbildung nicht auszuschließen ist.

Neben der Wirkung der Einzelbeanspruchungen Verbundbelastung, Temperatur und Schwinden auf die Längsrißbildung wurde auch der Fall möglicher Beanspruchungskombinationen untersucht. Hier zeigte sich, daß für den Fall einer Verbund- und Schwindbeanspruchung eine Längsrißbildung immer dann auszuschließen ist, falls eine hinreichend große Betondeckung vorhanden ist. Im Fall einer Kombination aus Verbund- und Temperaturbeanspruchung (und Schwindbeanspruchung) ist dagegen in baupraktisch relevanten Querschnittsfällen mit einer Längsrißbildung zu rechnen, sobald große Temperaturdifferenzen zwischen Bauteilquerschnitt und Außenluft vorhanden sind. Da in diesem Fall eine Längsrißbildung nicht verhindert werden kann, muß zur Gewährleistung der Gebrauchsfähigkeit des Bauteils immer eine ausreichend große Bügelbewehrung vorhanden sein, die eine Begrenzung der Längsrißbreiten garantiert.

Durch einen Großversuch an zwei teilweise vorgespannten Biegeträgern wurde geprüft, ob die für die Zugkörper abgeleiteten Bemessungsempfehlungen auch auf Biegeträger übertragbar sind. Im Vergleich zu den Zugkörpern zeigten die untersuchten Biegeträger ein bedeutend günstigeres Längsrißverhalten. Neben dem günstigen Einfluß der Betondeckung und der Querbewehrung wurde nachgewiesen, daß die Größe der Betonstahllängsbewehrung das Längsrißverhalten von Biegeträgern maßgeblich steuert. Eine Längsrißbildung im Spanngliedbereich wird demnach bei Biegeträgern erst dann auszuschließen sein, wenn sich die Größe der Längsbewehrung anhand eines zur Beschränkung der Querrrißbildung durchzuführenden Rißbreitennachweises orientiert.

Die Übertragbarkeit der Bemessungsempfehlungen zur Verhinderung einer verbundpannungsbedingten Längsrißbildung konnte durch eine eingehende Auswertung positiv beantwortet werden. Auch im Hinblick auf Temperatur - und Schwindbean-

spruchungen ergab sich, daß die Bemessungsempfehlungen bei diesen Beanspruchungsarten ebenfalls einer Längsrißbildung entgegenwirken.

Dennoch zeigten die Ausführungen, daß die Wirkung der Temperatur- bzw. Schwindbeanspruchung auf die Längsrißbildung nicht unterschätzt werden darf. Selbst wenn eine verbundspannungsspezifische Längsrißbildung durch eine entsprechend ausgelegte Betondeckung, Quer- und Längsbewehrung verhindert wird, ist besonders bei großen Bauteilquerschnitten ( $B \geq 0,80$  m) bei einem Temperaturgefälle von  $\Delta T^* = 30^\circ\text{C}$  zwischen Bauteilinnentemperatur und Außenluft eine Längsrißbildung nicht immer auszuschließen.



6. LITERATUR

- /1/ TROST, H., CORDES, H., THORMÄHLEN, U. und HAGEN, H.: Teilweise Vorspannung - Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Ribbildung und Ribbreitenbeschränkung.  
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 310,  
W. Ernst + Sohn, Berlin 1980
- /2/ HAGEN, H.: Ein Beitrag zum Verbundverhalten von Spanngliedern in Hüllrohren unter besonderer Berücksichtigung der Sprengwirkung.  
Dissertation an der Technischen Hochschule Aachen,  
März 1984
- /3/ LEONHARDT, F., KOLBE, G., PETER, J.: Temperaturunterschiede gefährden Spannbetonbauteile.  
Beton- und Stahlbetonbau, Heft 7, W. Ernst + Sohn,  
Berlin, 1965
- /4/ KÖNIG, G., MAURER, R., ZICHER, T.: Spannbeton:  
Bewährung im Brückenbau.  
Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York, 1986
- /5/ THORMÄHLEN, U.: Zum Einfluß von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund auf Ribbildung und Ribbreitenbeschränkung bei teilweise vorgespannten Konstruktionen.  
Dissertation an der Technischen Hochschule Aachen,  
Februar 1978
- /6/ TEPFERS, R.: A THEORY BOND applied to overlapped TENSILE REINFORCED Splices for deformed Bars.  
Dissertation an der Technischen Hochschule in Göteborg,  
Mai 1973

- /7/ MARTIN. H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung.  
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 228,  
W. Ernst + Sohn, Berlin 1980
- /8/ CORNELIUS, V: Zum Einfluß der Umlenkkräfte aus Vorspannung auf die Tragfähigkeit von Spannbetonbauteilen.  
Dissertation an der Technischen Hochschule Darmstadt,  
August 1980
- /9/ REINHARDT, H.W.: Verbundmodelle in numerischen Rechnungen.  
Technische Hochschule Delft
- /10/ BIERWIRTH, H.: Ein Beitrag zur Widerstandsfähigkeit der Betonschale gegen Sprengrißbildungen.  
Diplomarbeit an der Technischen Hochschule Aachen,  
Januar 1985, unveröffentlicht
- /11/ GIRKMANN, K.: Flächentragwerke.  
Springer-Verlag, Wien, New York 1963
- /12/ LEONHARDT, F.: Zur Behandlung von Rissen im Beton in den deutschen Vorschriften.  
Beton- und Stahlbetonbau, Heft 7, W. Ernst + Sohn,  
Berlin, 1985
- /13/ DIN 4227 : Spannbeton - Richtlinien für Bemessung und Ausführung. Ausgabe 1986
- /14/ DIN 1072 : Lastannahmen für Straßen- und Wegebrücken.  
Ausgabe 1986

- /15/ ZICHNER, T.: Temperaturunterschiede infolge Witterungseinfluß und Beheizung von massiven Brücken. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 212. 1976
- /16/ KELBECK, F.: Einfluß der Sonnenstrahlung bei Brückenbauwerken. Werner-Verlag, Düsseldorf 1975
- /17/ GRÖBER U., ERK E., GRIGULL A.: Grundgesetze der Wärmeübertragung. Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York, 1981
- /18/ FRIEDMANN, M.: Problem der Rissbildung infolge Hydratationswärme. Technische Akademie Esslingen, Dezember 1985
- /19/ MARKUS, G.: Theorie und Berechnung rotationssymmetrischer Bauwerke. Werner-Verlag, Düsseldorf 1967
- /20/ GRASSER, E: Bemessung von Beton- und Stahlbetonbauteilen nach DIN 1045. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 220, W. Ernst + Sohn, Berlin 1979
- /21/ CEB-FIP-Richtlinien, Eurocode 1984
- /22/ CAFLISCH, R. und THÜRLIMANN, B.: Biegeversuche an teilweise vorgespannten Betonbalken. Bericht Nr. 6504 des Instituts für Baustatik, ETH Zürich, März 1970
- /23/ BACHMANN H.: Von der vollen zur teilweisen Vorspannung. Bericht Nr. 132, ETH Zürich, August 1982

- /24/ DIN 1045: Beton- und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung.  
Ausgabe Dez. 1982
- /25/ DIN 1048, Teil 1: Prüfverfahren für Beton - Frischbeton, Festbeton gesondert hergestellter Prüfkörper.  
Ausgabe Dez. 1978
- /26/ SUSPA: Einpreßmörtel nach dem Aufbereitungsverfahren "SUSPA mit SWIBO Typ 1973".  
Zulassungsbescheid vom 1. Juli 1982
- /27/ LEONHARDT, F.: Spannbeton für die Praxis, 3. Auflage.  
W. Ernst + Sohn, Berlin 1973