

Spritzbetonverstärkte Stahlbetonstützen

Der Fakultät Bauwesen
der Universität Dortmund
genehmigte

DISSERTATION

zur Erlangung des Grades eines
Doktors der Ingenieurwissenschaften

von
Li Bing
aus der VR China

Dortmund
2001

Tag der Einreichung:

Februar 2001

Tag der mündlichen Prüfung:

22. November 2001

Vorsitzender der Prüfungskommission:

Prof. Dr.-Ing. D. Ungermann

1. Gutachter:

Prof. Dr.-Ing. Horst G. Schäfer

2. Gutachter:

Prof. Dr.-Ing. P. Noakowski

Vorwort

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als Stipendiat und wissenschaftlicher Hilfskraft am Lehrstuhl für Beton- und Stahlbetonbau der Universität Dortmund. Wesentliche Teile der experimentellen Arbeit wurden im Rahmen eines Forschungsvorhabens vom Deutschen Betonverein e.V. und der AIF gefördert.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Horst G. Schäfer für die Betreuung und Förderung dieser Arbeit sowie die in jeder Hinsicht gewährte Unterstützung.

Herrn Prof. Dr.-Ing. P. Noakowski, Engineering & Forschung im Bauwesen der FaAA Düsseldorf, danke ich herzlich für die Übernahme des Korreferates sowie für viele Anregungen.

Allen Kolleginnen und Kollegen am Lehrstuhl für Beton- und Stahlbetonbau sowie am Institut für Bauforschung der Universität Dortmund möchte ich herzlich für das angenehme Arbeitsklima und für die stets vorhandene Bereitschaft zu Diskussion und Hilfestellung danken. Besonders hervorzuheben ist die Unterstützung von Herrn Dr.-Ing. Bätjer und Herrn Dipl.-Ing. Penter.

Ich möchte meiner Frau Xu Ya auch danken, die mir in dieser langen Zeit den Rücken freigehalten hat, und so erst das Gelingen dieser Arbeit ermöglicht hat.

Shanghai, im Oktober 2002

Li Bing

Lebenslauf

- 01.02.1962 geboren in Shenyang, Provinz Liaoning, VR. China
- 09.1968 – 07.1974 Grundschule in Shenyang
- 09.1974 – 07.1979 Mittelschule in Shenyang
- 09.1979 – 07.1984 Studium an der Tongji Universität in Fachrichtung Baustoffkunde
07.1984 Abschlußprüfung
- 09.1984 – 05.1990 Assistent am Lehrstuhl für Betontechnologie der Shenyang Architectural and Civil Engineering Institute
- 06.1990 – 09.1990 Sprachkurs am Goethe-Institut Freiburg
- 10.1990 – 06.1998 am Lehrstuhl für Beton- und Stahlbetonbau der Universität Dortmund
10.1990 – 02.1996 DAAD-Stipendiat
03.1996 – 06.1998 wissenschaftliche Hilfskraft
- 07.1998 – 12.2000 Regional Manager in der Abteilung Marketing Ausland der Sto AG in Stühlingen
- 01.2001 - Direktor der Division Product Management der Shanghai Sto Co., Ltd.

Shanghai, Oktober 2002

Inhaltsverzeichnis

1	Problemstellung und Zielsetzung	1
2	Sachstandsbericht	3
2.1	Vorbemerkung	3
2.2	Bisherige Versuche zur Stützenverstärkung und Bemessungsansätze	5
	2.2.1 Versuche von Eibl ([3], [14])	5
	2.2.2 Versuche von Krause [4]	11
	2.2.3 Bemessungsvorschlag von Schäfer ([16], [17])	17
	2.2.4 Versuche von Kerkeni [113]	21
	2.2.5 Versuche von Fiedler [18]	27
	2.2.6 Andere Versuche und bestehende Bemessungsansätze	29
2.3	Stand der Normen	32
3	Zu nachträglich verstärkten Stahlbetonstützen	36
3.1	Einleitung	36
3.2	Der Verbund zwischen Alt- und Neubeton	39
3.3	Spaltzugspannungen	45
	3.3.1 Allgemeines	45
	3.3.2 Monolithische Stützen	47
	3.3.3 Nachträglich verstärkte Stützen	51
3.4	Einflüsse der zeitabhängigen Betoneigenschaften	53
	3.4.1 Allgemeines	53
	3.4.2 Zeitabhängige Betoneigenschaften	55
	3.4.3 Verformungsverhalten bei veränderlicher Dauerlast	61
	3.4.4 Lastaufteilung und Spannungumlagerung nachträglich verstärkter Stahlbetonstützen im Gebrauchszustand	65
3.5	Tragverhalten umschnürter Stahlbetonstützen	78
	3.5.1 Allgemeines	78
	3.5.2 Materialverhalten des Betons	79
	3.5.2.1 Verformungsverhalten des Betons	79
	3.5.2.2 Betondruckfestigkeit	82
	3.5.3 Tragverhalten wendelbewehrter Stahlbetonstützen	85
	3.5.4 Tragverhalten bügelbewehrter Stahlbetonstützen	89
	3.5.5 Tragverhalten nachträglich verstärkter Stahlbetonstützen	92

4	Planung und Durchführung eigener Versuche	97
4.1	Versuchsprogramm	97
4.2	Versuchskörper	99
4.2.1	Kernstützen	99
4.2.2	Verbundquerschnitt	102
4.2.3	Ausbildung des Kraffeinleitungsbereichs	103
4.3	Baustoffe	104
4.3.1	Betonstahl	104
4.3.2	Spannstahl	105
4.3.3	Beton	105
4.3.4	Spritzbeton	108
4.4	Herstellen der Versuchskörper	109
4.4.1	Altbetonquerschnitt	109
4.4.2	Verbundquerschnitt	111
4.5	Belastungsgeschichte und zeitlicher Ablauf der Versuche	112
4.6	Durchführung der Messungen	114
5	Versuchsergebnisse und Diskussion	117
5.1	Vorversuch	117
5.2	Versuchsreihe K	119
5.2.1	Gebrauchslastfall	119
5.2.2	Bruchlastfall	126
5.2.2.1	Allgemeines zum Bruchversuch	126
5.2.2.2	Tragverhalten und Meßdaten der Versuchsstützen	127
5.3	Versuchsreihe Q	138
5.3.1	Gebrauchslastfall	138
5.3.2	Bruchlastfall	139
5.4	Zusammenfassung der Versuchsergebnisse	147

6	Bemessungsansatz und konstruktiver Vorschlag	150
6.1	Überblick	150
6.2	Bemessungsansatz für den Stützenmittelbereich	154
6.3	Bemessungsansatz für den Lasteinleitungsbereich	155
	6.3.1 Maßgeblicher Lastanteil	155
	6.3.2 Bemessung des Einleitungsbereichs spritzbetonverstärkter Stützen mit kreisförmigem Querschnitt	158
	6.3.3 Bemessung des Einleitungsbereichs spritzbetonverstärkter Stützen mit quadratischem Querschnitt	162
6.4	Vergleich des Bemessungsansatzes mit Versuchsergebnissen	164
6.5	Vorschlag zur konstruktiven Durchbildung	167
7	Zusammenfassung	169
	Literaturverzeichnis	171

1 Problemstellung und Zielsetzung

Die nachträgliche Verstärkung von Stahlbetonbauteilen gewinnt im Bauwesen zunehmend an Bedeutung. Verstärkungsmaßnahmen können notwendig werden, wenn die Standsicherheit von Betontragwerken durch Ausführungsmängel, Brandschäden oder Umwelteinflüsse beeinträchtigt ist. Häufig erfordern aber auch Nutzungsänderungen eine Erhöhung der Konstruktionstragfähigkeit. Auch im Bereich des Katastrophenschutzes kommen Verstärkungsmaßnahmen zur Anwendung. In erdbebengefährdeten Gebieten müssen ältere, nicht für Erdbeben bemessene Stahlbetonbauwerke so verstärkt werden, daß sie auch Erdbeben widerstehen können.

Zur nachträglichen Verstärkung von Stahlbetonbauteilen wird häufig Spritzbeton verwendet. Während dem Einsatz von Ortbeton für Verstärkungsarbeiten herstellungsbedingt Grenzen gesetzt sind, kann Spritzbeton auch bei geringen Schichtdicken, beengten Platzverhältnissen und bei Arbeiten über Kopf eingesetzt werden. Außerdem benötigt Spritzbeton keine Haftbrücken, um ausreichenden Verbund zwischen Altbeton und Ergänzungsbeton sicherzustellen.

Während für überwiegend biegebeanspruchte, nachträglich mit Spritzbeton verstärkte Platten und Balken einige Versuchsergebnisse bekanntgeworden sind (z.B. [1], [2], [3]), sind systematische Untersuchungen an querschnittsverstärkten Druckgliedern vergleichsweise selten durchgeführt worden [3], [4]. Eine Analyse des Tragverhaltens von verstärkten Stahlbetonstützen ist aber sowohl im Gebrauchs- als auch im Bruchzustand unumgänglich, um auch beim rechnerischen Nachweis nachträglich verstärkter Stahlbetonstützen das gleiche Sicherheitsniveau wie in DIN 1045 [5] zu erreichen. Mangels geeigneter Bemessungsansätze sind in der Neufassung von DIN 18551 [6] noch keine Bemessungsregeln für nachträglich mit Spritzbeton verstärkte Stahlbetonstützen angegeben. Jedoch ist die zuverlässige Vorhersage der Tragfähigkeit bei Stahlbetonstützen besonders wichtig, da sie im Gegensatz zu durchlaufenden Platten oder Unterzügen und abgesehen von Stützenreihen im allgemeinen keine Systemreserven aufweisen.

Stahlbetonstützen lassen sich nachträglich mit einer bewehrten Spritzbetonschicht verstärken. Eine Erhöhung der Tragfähigkeit durch eine bewehrte Spritzbetonummantelung ergibt sich

- aus der Vergrößerung des Stützenquerschnitts,
- durch zugelegte Längsbewehrung und
- aus der Umschnürung der alten Stütze (Kernstütze).

Obwohl derartige Verstärkungen in der Praxis bereits seit Jahren ausgeführt werden [7] - [9], bestehen hinsichtlich des Tragverhaltens und des Standsicherheitsnachweises noch Unklarheiten.

Nach DIN 18551 ist für die Verstärkung von Stahlbetonstützen ein zweiteiliger Nachweis zu führen. Neben dem Nachweis für den Gesamtquerschnitt in Stützenmitte ist die Tragfähigkeit der verstärkten Stützen im Krafteinleitungsbereich nachzuweisen. Es ist hierbei davon auszugehen, daß die gesamte Last nur über den alten Stützenquerschnitt in die verstärkte Stütze eingeleitet wird. Im Einleitungsbereich muß also allein die Kernstütze die zur Aufnahme der Gesamtlast notwendige Tragfähigkeit aufweisen. Die Zulagebügel sind daher so zu bemessen, daß in diesem Bereich die höhere, dreiaxiale Betondruckfestigkeit durch ausreichende Querdehnungsbehinderung aktiviert wird. Außerdem haben die Bügel Spaltzugkräfte aufzunehmen, die bei der Umlagerung der sogenannten "Überlast" von der Kernstütze in den Spritzbetonmantel entstehen. Ein geeignetes, allgemein anerkanntes Bemessungsverfahren für die im Einleitungsbereich insgesamt erforderlichen Bügel steht noch aus. Für Stützen mit quadratischem Querschnitt gibt es aber einen interessanten Bemessungsvorschlag von Krause [10]. Inwieweit sich der jüngere Spritzbeton durch sein stärkeres Schwinden und Kriechen bzw. seine Relaxation sowohl im Gebrauchs- als auch im Bruchzustand einem Mittragen entzieht ist noch wenig erforscht. Die wenigen bisher vorliegenden Versuchsergebnisse reichen nicht aus, die vorhandenen Wissenslücken zu schließen. Weitere, eingehende Untersuchungen sind deshalb erforderlich.

Um die rechnerische Vorhersage der Tragfähigkeit spritzbetonverstärkter Stahlbetonstützen durch experimentelle Untersuchungen abzusichern, wurden am Lehrstuhl für Beton- und Stahlbetonbau der Universität Dortmund in zwei Versuchsreihen insgesamt 10 Stützen geprüft. Da die Wirksamkeit einer Umschnürung offensichtlich stark von den Bügelformen abhängt, wurden in der ersten Versuchsreihe Stützen mit Kreisquerschnitt und in der zweiten Versuchsreihe Stützen mit quadratischem Querschnitt untersucht. Die Meßwertaufnahme erstreckte sich über ein Jahr, um den Einfluß des Betonschwindens und -kriechens sowohl im Gebrauchs- als auch im Bruchzustand mit zu erfassen. Die experimentellen Untersuchungen an spritzbetonverstärkten Stahlbetonstützen unter mittiger Belastung sollen Aufschluß geben über das Mitwirken des Spritzbetonmantels und über die Wirksamkeit der Umschnürungsbewehrung im Einleitungsbereich.

Wesentliches Ziel dieses Forschungsvorhabens ist es deshalb, anhand der Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen ein zuverlässiges und für die Praxis einfach zu handhabendes Bemessungsverfahren zu entwickeln.

2 Sachstandsbericht

2.1 Vorbemerkungen

Während die Bemessung monolithischer Bauteile einer kontinuierlichen Weiterentwicklung unterlag, um so die Sicherheit und Wirtschaftlichkeit der Konstruktionen zu erhöhen, haben Bemessungsansätze für Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen nicht die gleiche Entwicklung erfahren. Eine wesentliche Ursache liegt in der Schwierigkeit, das je nach Anwendungsfall unterschiedliche Trag- und Verformungsverhalten einer nachträglich verstärkten Konstruktion wirklichkeitsnah zu erfassen und allgemeingültig zu beschreiben.

Verstärkungsmaßnahmen zur Nutzlasterrhöhung und Instandsetzungsmaßnahmen zur Wiederherstellung eines planmäßigen Zustandes sind immer dann erforderlich, wenn eine statische Berechnung bestehender Konstruktionen keine Tragreserven mehr aufweist. Charakteristisch für Stützenverstärkungen ist das Vorhandensein von Vertikalfugen. Da die für ein Zusammenwirken der Einzelquerschnitte notwendige Lastübertragung vom Alt- auf den Neuquerschnitt im wesentlichen über diese Verbundfuge verläuft, bestimmen ihre mechanischen Eigenschaften auch das Tragverhalten der Gesamtkonstruktion.

Für eine nachträgliche Verstärkung von Stützen steht eine Reihe von Methoden zur Verfügung. Werden zum Beispiel Stützenquerschnitte zur Aufnahme zusätzlicher Druckkräfte vergrößert, kann dies durch eine Ummantelung mit Ortbeton oder Spritzbeton erfolgen. In der Regel wird eine solche Ummantelung allseitig ausgeführt; daneben kann eine Verstärkung nach Westerberg [11] auch durch das Anordnen zusätzlicher separater Stützen in Ortbeton oder Fertigteilbauweise erfolgen, die dann jedoch zur besseren Kraftübertragung mit dem Altbetonquerschnitt zusammengespannt werden sollten. Eine weitere Variante, die vorwiegend der Erhöhung der Biegesteifigkeit einer Stütze dient, ist die Ummantelung mit Profilstahl und anschließendem Verguß des Zwischenraumes zwischen Stütze und Profilstahl. Somit ist die Größe der Ausmitte ein wesentliches Entscheidungskriterium für die Wahl der jeweiligen Verstärkungsmethoden.

Als Baustoffe zur Durchführung von Stützenverstärkungen bei überwiegender Druckbeanspruchung werden in der Regel Ortbeton sowie Spritzbeton verwendet, deren Herstellung, Zusammensetzung und Verarbeitung in DIN 1045 [5] und für den Spritzbeton zusätzlich in DIN 18551 [6] bauaufsichtlich geregelt ist. Stützenummantelungen in Ortbeton erfordern jedoch in der Regel bei mehrgeschossigen Bauwerken einen höheren konstruktiven Aufwand, da zum Beispiel der

fließfähig eingestellte Beton durch Bohrungen in der Decke eingebracht werden muß. Wegen der verfahrensmäßigen Vorteile beim Betonieren senkrechter Flächen und wegen seines besseren Verbundverhaltens wird Spritzbeton bei entsprechendem Bauvolumen bevorzugt. Als weitere Baustoffe für die Verstärkung von tragenden Gebäudeteilen sind prinzipiell auch Kunstharzbetone sowie kunststoffmodifizierte Betone einsetzbar. Ihre Verwendung ist jedoch dadurch eingeschränkt, daß die Landesbauordnungen für tragende Teile von Gebäuden mit mehr als drei Geschossen eine Feuerbeständigkeit von mindestens F90 fordern, so daß diese Baustoffe wegen brennbarer organischer Bestandteile nicht ohne besondere bauaufsichtliche Zulassung eingesetzt werden dürfen. Sollen diese Werkstoffe im Rahmen von Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen eingesetzt werden, die auf der Grundlage der DAfStb-Richtlinie "Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen" [12] durchgeführt werden, ist darüber hinaus - im Gegensatz zu Beton nach DIN 1045 - ihre grundsätzliche Eignung im Rahmen einer Grundprüfung nachzuweisen.

Die Mindestdicke bügelbewehrter stabförmiger Druckglieder, die in Ortbeton stehend hergestellt werden, beträgt nach DIN 1045, Abschnitt 25.2.1, $b_{\min} = 20$ cm. Sollen die Druckglieder gleichzeitig die Feuerwiderstandsklasse F90-A nach DIN 4102 [13], Abschnitt 3.13.2, erfüllen, erhöhen sich die Mindestabmessungen auf $b_{\min} = 24$ cm. Bei einer nachträglichen Verstärkung ergeben sich bei der Verwendung von Ortbeton oder Spritzbeton Schichtdicken des Mantels von $t_{\min} \geq 5$ cm. Diese Schichtdicken resultieren sowohl aus statischen Erfordernissen als auch aus Gründen des Korrosionsschutzes entsprechend DIN 1045, Abschnitt 13.2, für die üblicherweise angeordnete Zusatzbewehrung im Mantel. Bei einer allseitigen Verstärkung ergeben sich für die Seitenverhältnisse von Altbetonquerschnitt (Abmessung a) und Verbundquerschnitt (Abmessung d) in der Regel Werte von $a/d \geq 2/3$.

Die Art der Lasteinleitung in die verstärkte Stütze ist vor allem von der Ausbildung der Deckenkonstruktion und der Ausführung der Verstärkungsmaßnahmen abhängig. In der Praxis liegt die Art der Lasteinleitung in die nachträglich verstärkte Stütze meistens zwischen den beiden Grenzfällen, nämlich der relativ ungünstigeren Teilflächenbelastung, wobei die Last ausschließlich über die Altstütze in den Verbundquerschnitt eingeleitet wird, und der vergleichsweise günstigeren Vollflächenbelastung mit Lasteinleitung über den Gesamtquerschnitt. Da eine vollflächige Lasteinleitung wegen der Vorbelastung der Altstütze und des stärkeren Schwindens von jüngerem Spritzbeton in der Praxis nicht zu erreichen ist, muß bei den experimentellen Untersuchungen die ungünstigere Bedingung - Teilflächenbelastung - angesetzt werden.

2.2 Bisherige Versuche zur Stützenverstärkung und Bemessungsansätze

2.2.1 Versuche von Eibl ([3], [14])

Erste systematische Untersuchungen zur Tragfähigkeit zentrisch belasteter und nachträglich mit Spritzbeton verstärkter Stahlbetonstützen sind von Eibl/Bachmann [3] durchgeführt worden. Wesentlicher Untersuchungsparameter war neben dem Einfluß der Bügelbewehrung im Lasteinleitungsbereich die Art der Lasteinleitung. Die Altstütze mit den Abmessungen $b/d/h = 0,20\text{m}/0,20\text{m}/2,50\text{m}$ wies eine Schlankheit $\lambda < 45$ auf und war damit als Innenstütze im üblichen Hochbau nicht knickgefährdet. Der Längsbewehrungsgrad ρ_L entsprach im Kernquerschnitt mit $\rho_L = 2,5\%$ üblichen Bewehrungsgehalten. Da vor einer Verstärkungsmaßnahme Stützen aus baupraktischen Gründen mit Ausnahme des Verkehrslastanteils nicht entlastet werden, erhielten die Probekörper eine Vorbelastung in Höhe von 60% der für den Altquerschnitt zulässigen Gebrauchslast. Die Vorbelastung wurde vor der Verstärkung im Probekörperalter von 28 Tagen durch eine zentrische Vorspannung aufgebracht. Die Dicke der aufgetragenen allseitigen Spritzbetonummantelung betrug 4,5 cm, so daß der verstärkte Querschnitt Abmessungen von $b/d = 0,29\text{m}/0,29\text{m}$ aufwies. Ausgehend von der Tatsache, daß sich infolge von Schwindeinflüssen im jungen Beton eine direkte Lasteinleitung in die aufgespritzte Schale kaum erreichen läßt, erfolgte die Lasteinleitung in den Verbundquerschnitt nur über den Kernquerschnitt.

Die in den Versuchen gemessene Längsstauchungsdifferenz zwischen den Bewehrungsstäben im Kern- und im Verstärkungsquerschnitt zeigte, daß sich der Verbund zwischen der Spritzbetonschale und dem Altquerschnitt im Bruchzustand gelöst hatte. Die gleichzeitig gemessenen Bügeldehnungen zeigten eine gegenläufige Tendenz: Im Lasteinleitungsbereich waren die Bügeldehnungen des Spritzbetonmantels wesentlich größer als die vergleichbaren Bügeldehnungen im Altquerschnitt. Bei allen Versuchen war die Tragfähigkeit der Stützen durch ein Versagen im Lasteinleitungsbereich begrenzt. Die im Versuch erreichten Traglasten zeigten dabei eine deutliche Abhängigkeit vom Querbewehrungsgrad des Spritzbetonmantels. Somit wurde die Traglaststeigerung im wesentlichen mit der - durch die Umschnürungswirkung der Querbewehrung ermöglichten - höheren Druckfestigkeit des Stützenkerns begründet.

In [3] wird als mechanisches Modell für die Beanspruchung des Spritzbetonmantels ein auf Innendruck belasteter Hohlkörper vorgeschlagen. Für die rechnerische Erfassung dieses Innendrucks p_h

wird gemäß der Beanspruchung durch Längskraft N und Biegemoment M die Formel

$$p_h = \left(\left| \frac{N}{A} \right| + \left| \frac{M_i}{W_i} \right| \right) \cdot \lambda_h \quad (i = x, y) \quad (2.1)$$

angegeben. Dieser Innendruck p_h bildet die Bemessungsgrundlage für die erforderliche Querbewehrung. Mit einem sogenannten Querdruckbeiwert $\lambda_h = 0,15$, der in Anlehnung an die Erddrucktheorie formuliert wird, ergibt sich die erforderliche Querbewehrung von quadratischen Stützen im Krafterleitungsbereich. Als konstruktive Empfehlung soll diese Bewehrung in den Stützenendbereichen auf einer Länge des 1,5-fachen der kleineren Querschnittsseite angeordnet werden, während für den Stützenmittbereich die halbe Bewehrungsmenge ausreichend ist. Da die Umschnürungswirkung mit zunehmender Lastexzentrizität abnimmt, bleibt der Ansatz auf Ausmitten $e \leq d/6$ bzw. $e \leq b/6$ beschränkt.

In einer weiteren experimentellen Untersuchung von Eibl/Wörner/Braun [14] wurden 11 Stützen geprüft. Davon wurden 6 verstärkte Stützen und 2 monolithisch hergestellte Stützen unter planmäßig zentrischer Last geprüft. Die Geometrie und Bewehrung der zu verstärkenden Kernstützen wurden bei allen zentrischen Versuchen konstant gehalten. Sie hatten eine Seitenlänge von 20 cm und eine Höhe von 2,50 m und somit bei Annahme einer beiderseitigen Einspannung eine Schlankheit von $\lambda = 21,6$. Die Längsbewehrung bestand aus 4 Bewehrungsstäben $\varnothing = 18$ mm ($\rho_L = 2,54\%$). Für die Querbewehrung wurden Bügel $\varnothing 8$ mm mit einem Abstand von 5 bis 7 cm im Lasteinleitungsbereich und 15 cm in Stützenmitte verwendet. Diese Kernstützen wurden durch das Aufspritzen einer 4,5 cm dicken Spritzbetonhülle nachträglich ergänzt. Mit 4 zugelegten Längsstäben $\varnothing 14$ mm in der Hülle hatten die verstärkten Stützen einen Längsbewehrungsgrad von 1,94%. Der Querbewehrungsgrad, $\rho_q = 2a_{Bü}/b_K$, bezogen auf den Kernquerschnitt der verstärkten Stütze, lag zwischen 0,34% und 1,7%. Bei 5 Versuchskörpern wurde die Last ausschließlich über den Altquerschnitt eingeleitet. Um die Wirkung von eventuell vorhandenen horizontalen Schwindrissen in der Spritzbetonhülle zu untersuchen, wurden mit Hilfe spezieller Bleche im Stützenmittbereich von 3 Versuchskörpern jeweils zwei umlaufende Fugen von 5 mm Dicke erzeugt. Die Fugen wurden so ausgelegt, daß ein Überdrücken der Fugenöffnung durch die äußere Normalkraft ausgeschlossen war.

Bei den Versuchen mit zentrischer Belastung wurde gezeigt, daß die Traglast und Duktilität der verstärkten Stützen durch eine Erhöhung des Querbewehrungsgrades der Spritzbetonhülle gesteigert werden konnten. Dabei war ein deutlich nichtlinearer Zusammenhang zwischen Bügelquerschnitt

und Traglast zu beobachten. Im Lasteinleitungsbereich waren die Längsdehnungen der Hülle zunächst wesentlich kleiner als die des Kernes. Die Meßwerte glichen sich über eine Lastüberleitungslänge $l_{\bar{u}}$ aneinander an und sind in Stützenmitte annähernd identisch. Die Differenz zwischen ε_s^K und ε_s^H (K = Kern bzw. Altstütze; H = Hülle) nahm mit anwachsendem Querbewehrungsgrad ab. In allen Versuchen konnte der Ausfall des Haftverbundes zwischen Kern und Hülle weit vor Erreichen der Traglast beobachtet werden. Dadurch stieg die Lastüberleitungslänge $l_{\bar{u}}$ stark an. Zur tatsächlichen Größe von $l_{\bar{u}}$ konnte infolge der relativ groben Rasterung der Meßstellenanordnung keine eindeutige Aussage getroffen werden. Als grober Richtwert wurde zunächst $l_{\bar{u}} = 2,0 b_K$ angenommen. Es ist jedoch zu vermuten, daß $l_{\bar{u}}$ mit wachsender Bügelmenge reduziert wird. Im Lasteinleitungsbereich waren im Kern und in der Hülle relativ hohe Bügeldehnungen zu beobachten, die zur Stützenmitte hin abnahmen. Die Meßwerte waren dabei in der Hülle grundsätzlich höher als im Kern, glichen sich aber mit wachsendem Querbewehrungsgrad einander an. Am Ende der Lastüberleitungslänge $l_{\bar{u}}$ waren die Bügeldehnungen annähernd identisch. Im Bereich der künstlichen Fugen stiegen die Längsdehnungen in der Hülle im Vergleich zu denen im Kern überproportional an. Ursache war die Übertragung der freiwerdenden Betondruckkraft der Hülle auf die Längsbewehrung der Hülle bzw. auf den Kernquerschnitt. Als Folge der Überlastung des Kernes wuchsen auch die Bügeldehnungen und damit die Umschnürungswirkung in diesem Bereich wieder an. Da ein Teil der äußeren Last von der Hüllenslängsbewehrung aufgenommen wurde, blieben die Querdehnungen in diesem Bereich deutlich kleiner als im Lasteinleitungsbereich.

Aufbauend auf den Erkenntnissen aus den Versuchen und zusätzlichen FE-Berechnungen wird in [15] ein Bemessungsverfahren vorgeschlagen. Grundlage des Verfahrens ist die Annahme, daß im Traglastzustand eine getrennte Betrachtung von Kern und Hülle möglich ist. Infolge der Entkoppelung der Teilsysteme müssen für die Spannungen in der Kontaktfläche, die aus der Interaktion zwischen Kern und Hülle, d. h. aus der Querdehnungsbehinderung des Kernes resultieren, bestimmte Annahmen getroffen werden. Danach können die Traglaststeigerung des Kernes sowie die Tragfähigkeit und der erforderliche Bügelbewehrungsgrad der Hülle unabhängig voneinander bestimmt werden. Die Umschnürungswirkung der Querbewehrung in der Spritzbetonhülle wird dabei durch eine Querdruckspannung p_r ausgedrückt, deren Verlauf aus einer FE-Berechnung abgeleitet wurde. Die einzelnen Querspannungsfelder erzeugen gemäß Bild 2.1 die Bereiche ($A_0 - A_4$) mit unterschiedlich großen Querpressungen. Unter der Annahme, daß die betragsmäßig kleinste Querdruckspannung σ_q maßgebend ist, wird mit dem Bruchkriterium von Ottosen [89] für jeden Querschnittsteil i die ausnutzbare Druckfestigkeit bestimmt:

$$\beta_{con}^i = \left[\sqrt{2,8078 + 22,546 \cdot \frac{\sigma_q}{\beta_c} - 0,6757} \right] \cdot \beta_c + \sigma_q \quad (2.2)$$

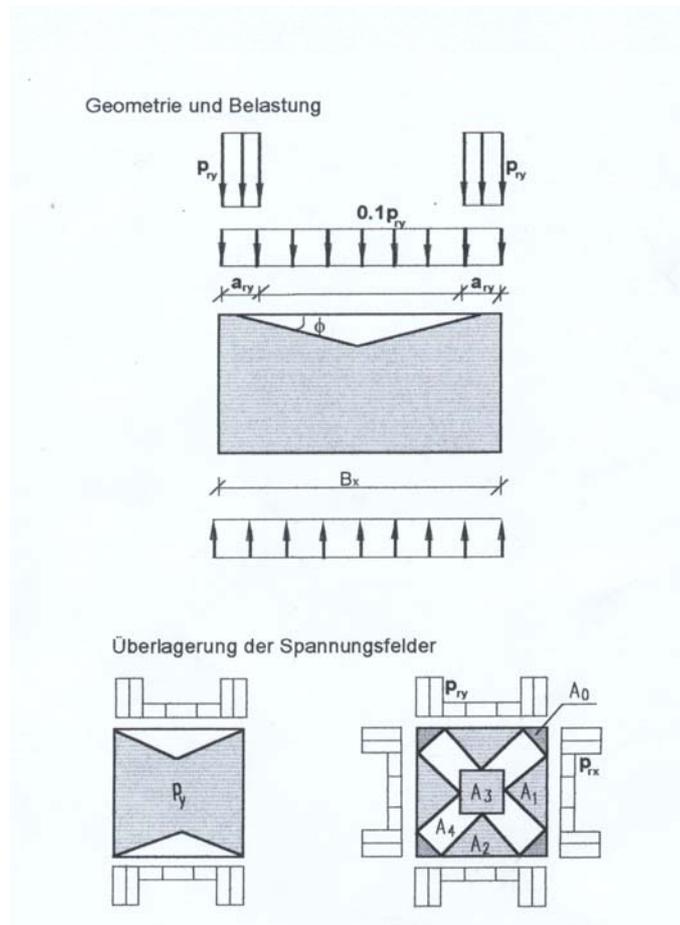


Bild 2.1: Spannungsfelder und ihre Überlagerung [15]

Die Bruchlast N_u des Gesamtquerschnittes bzw. die mittlere Bruchspannung $\beta_{con} = N_u / A_k$ ergibt sich unter der Annahme, daß in allen Querschnittsbereichen gleichzeitig der Bruchzustand erreicht wird, aus der Summation der Querschnittsanteile:

$$\beta_{con} = \sum_i \frac{A_i}{A_k} \cdot \beta_{con}^i \quad (2.3)$$

Die Ausdrücke zur Berechnung der Teilquerschnitte und die anzusetzenden Querdruckspannungen sind in Tabelle 2.1 zusammengefaßt. Die Spannung p_{rx} wird bei vorgegebener Bügelbewehrung aus Gl.(2.4) bestimmt.

$$p_{rx} = \frac{2 \cdot a_{s,bü}^H}{B_y} \cdot \beta_s \cdot \frac{1}{0,130 + \frac{0,158}{k_h} + \frac{0,036 \cdot C}{k_h \cdot k_{th}}} \quad (2.4)$$

darin bedeuten $C = \frac{B_x}{B_y} \geq 1$, $k_h = \frac{h}{t_h}$ und $k_{th} = \frac{t_h}{B_y}$.

B_x/B_y	Bez.	A_i/A_k [-]	$\sigma_{q,eff}$ [MN/m ²]
$\leq 2,5$	A1	0,16/C	0,1 p_{rx}
	A2	0,16·C	0,1 p_{rx}/C
	A3	1,16-0,4/C-0,4C	0,3 p_{rx}/C
	A4	0,24C-0,16+0,24/C	0,433 p_{rx}/C
$\geq 2,5$	A1	0,16/C	0,1 p_{rx}
	A2	0,8-1/C	0,1 p_{rx}/C
	A3	-	-
	A4	0,84C+0,2	$\frac{0,11C + 0,05}{0,1C + 0,5} \cdot p_{rx} / C$

Tabelle 2.1: Querschnittswerte und Querdruckspannungen nach [15]

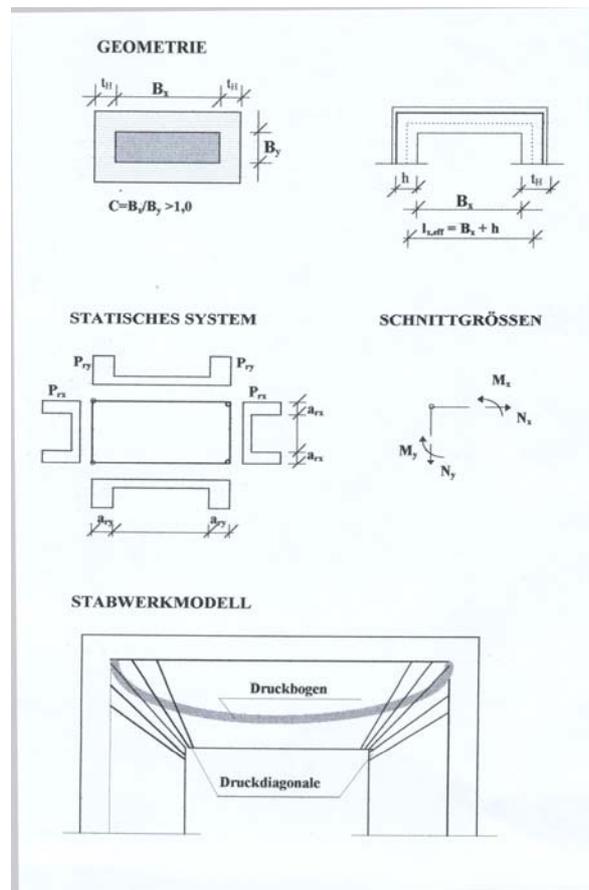


Bild 2.2: Tragverhalten der Hülle nach [15]

Das Tragverhalten der Hülle wird mit dem in Bild 2.2 dargestellten Stabwerkmodell beschrieben. Die Bügelzugkräfte bzw. die erforderliche Bügelmenge $a_{s,bü}^H$ in der Spritzbetonhülle können wie folgt berechnet werden:

$$Z_{s,x} = \left[0,65 + \frac{0,79}{k_h} + \frac{0,18 \cdot C}{k_h \cdot k_{th}} \right] \cdot P_{rx} \cdot a_{rx} \quad (2.5)$$

$$erf a_{s,bü}^H = \frac{Z_{s,x}}{\beta_s} \quad (2.6)$$

Der erforderliche Bügelbewehrungsgrad $erf \rho_{s,bü}^H = 2 \cdot a_{s,bü}^H / B_y$ ergibt sich schließlich zu:

$$erf \rho_{bü}^H = \frac{2 \cdot a_{s,bü}^H}{B_y} = \left[0,130 + \frac{0,158}{k_h} + \frac{0,036 \cdot C}{k_h \cdot k_{th}} \right] \cdot \frac{p_{rx}}{\beta_s} \quad (2.7)$$

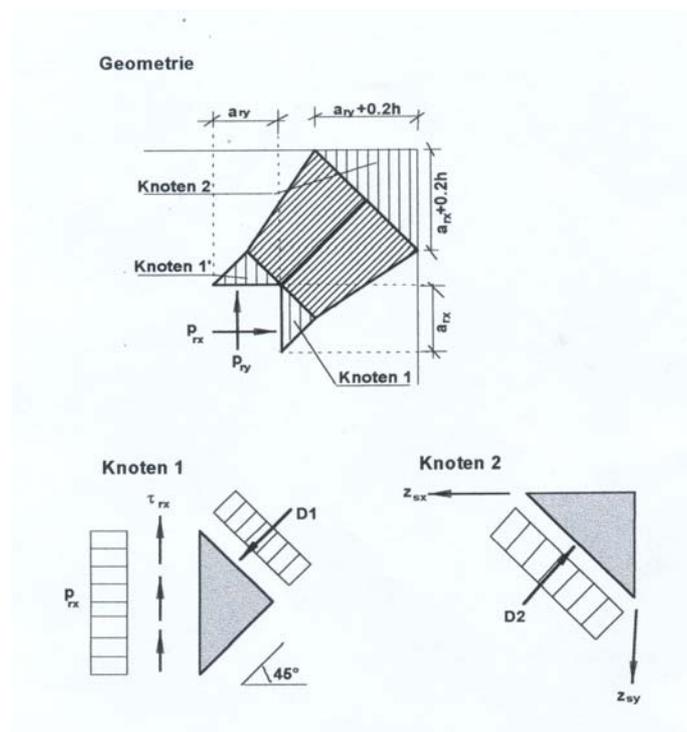


Bild 2.3: Nachweis der Druckstrebe nach [15]

Zusätzlich zur Ermittlung der erforderlichen Bügelbewehrung muß die Tragfähigkeit der Druckstreben nachgewiesen werden. Die maximal mögliche Traglast ist erreicht, wenn hier die Druckfestigkeit β_c überschritten wird. Eine weitere Erhöhung der Bügelmenge hat dann keine Traglaststeigerung mehr zur Folge. Die Beanspruchung der Druckstreben bzw. ihrer Knoten ist im

Bild 2.3 dargestellt. Aus dem Nachweis der Druckspannung in den beiden Endknoten errechnen sich die aufnehmbaren kritischen Querdruckspannungen $p_{rx,cr}^1$ und $p_{rx,cr}^2$, wobei der kleinere Wert maßgebend wird.

$$p_{rx,cr}^1 = 0,5 \cdot \beta_c$$

$$p_{rx,cr}^2 = \frac{1 + 2,0 \cdot k_h \cdot k_{th}}{0,65 + 0,79 / k_h + 0,18 \cdot C / (k_h \cdot k_{th})} \quad (2.8)$$

Das Bemessungsverfahren ist gültig für quadratische und rechteckige Betonquerschnitte, die durch eine bügelbewehrte Spritzbetonhülle umschnürt sind. Der Lasteinleitungsbereich und die Stützenmitte werden dann getrennt bemessen.

2.2.2 Versuche von Krause [4]

Experimentelle Untersuchungen zur Tragfähigkeit zentrisch belasteter und nachträglich mit Spritzbeton verstärkter Stützen sind auch von Krause/Cordes/Trost [4] durchgeführt worden. Untersucht wurde dabei neben dem Querbewehrungsgrad des Verstärkungsmantels auch die Art der Lasteinleitung zwischen den Grenzfällen der vollflächigen Belastung des Verbundquerschnitts und der Belastung ausschließlich über den Altquerschnitt. Geprüft wurden insgesamt 16 quadratische, nicht knickgefährdete Versuchsstützen, von denen 11 Stützen eine Spritzbetonverstärkung erhielten. Die Altstütze mit den Abmessungen von $b/d/h = 0,23\text{m}/0,23\text{m}/1,16\text{m}$ und dem Längsbewehrungsgrad $\rho_L = 1,52\%$ ($4 \varnothing 16$) entspricht einer Innenstütze im üblichen Hochbau. Um eine in der Baupraxis vorhandene Vorbelastung zu simulieren, erhielten die Altstützen eine Vorspannung von rund 80% der zulässigen Gebrauchslast. Nach dem Sandstrahlen der Altbetonoberflächen und dem Einbau der Bewehrung des Verstärkungsquerschnitts wurden die Stützen dann im Trockenspritzverfahren verstärkt. Die Schichtdicke des Spritzbetonmantels entsprach mit 5 cm üblichen Abmessungen und Anforderungen an die Betondeckung. Der verstärkte Querschnitt wies damit die Abmessungen von $b/d = 0,33\text{m}/0,33\text{m}$ auf. Zwischen der oberen Stützenkopfverbreiterung und dem Spritzbetonmantel wurde eine umlaufende Fuge angeordnet, um die Kräfteinleitungssituation einer sogenannten teilflächigen Belastung nachzubilden, so daß die Lasteinleitung in den Verbundquerschnitt nur über den Kernquerschnitt erfolgte.

Die Tragfähigkeit war bei allen Versuchsstützen durch Versagen des Krafeinleitungsbereichs begrenzt. Eine Traglaststeigerung durch die Ummantelung konnte gegenüber der unverstärkten Vergleichsstütze in jedem Fall erreicht werden. Die in den Versuchen gemessenen Längsstauchungen zeigten, daß sich im Lasteinleitungsbereich größere Dehnungen in der Kernstütze als im Spritzbetonmantel einstellten. Die Dehnungsdifferenz nahm dabei lastabhängig zu. Die Stelle, an der gleiche Dehnungen in Kern und Mantel gemessen wurden, war aber nicht ortsfest, sondern verschob sich mit zunehmender Belastung in Richtung Stützenmitte. Die Lastaufnahme des Spritzbetonmantels nahm nur bis zu einer gewissen Laststufe stetig zu; bei weiterer Laststeigerung nahmen die Dehnungen im oberen Lasteinleitungsbereich dagegen deutlich ab und hatten im Bruchzustand nur noch geringe Werte, was auf ein Verbundversagen zwischen den Betonschichten hindeutete. Mit Annäherung an den Bruchzustand zeigten alle Versuchskörper Stauchungen, die mit mindestens 10% deutlich über den Werten lagen, die üblicherweise für eine mittige Druckbeanspruchung angesetzt werden. Die Größenordnung der gemessenen Längsstauchungen verdeutlichte dabei das ausgesprochen duktile Verformungsverhalten des Altquerschnitts; dies war eindeutig auf die Umschnürungswirkung der Querbewehrung des Verstärkungsmantels zurückzuführen.

Die Stauchungszunahme des Altbetons war dabei jeweils ab derjenigen Laststufe besonders ausgeprägt, bei der die Längsstauchungen im Spritzbeton wegen des Verbundversagens erstmals abnahmen und der Altbetonquerschnitt somit zusätzlich belastet wurde. Die größte Tragfähigkeit der Versuchsstützen wurde in dem Moment erreicht, als die im Spritzbeton gemessenen Bügeldehnungen die Streckgrenze überschritten. Für die bis zum Erreichen der Streckgrenze erzielte Traglaststeigerung gegenüber der unverstärkten Vergleichsstütze spielte die Dehnsteifigkeit der Querbewehrung eine entscheidende Rolle. Die größten Querdehnungen wurden in dem Stützenbereich gemessen, in dem der Altbeton infolge des Verbundversagens die Gesamtbelastung nahezu alleine aufnehmen mußte. Die gleichzeitig im Altbetonquerschnitt gemessenen Bügeldehnungen wiesen im übrigen hinsichtlich Verlauf und Größenordnung Übereinstimmung mit den Bügeldehnungen im Spritzbeton auf; die Tragfähigkeit der Querbewehrung war auch hier mit Erreichen der Höchstlast erschöpft.

Der von Krause [10] vorgeschlagene Bemessungsansatz baut im wesentlichen auf der Analogie zu monolithischen bügelbewehrten Stützen auf. Dabei wird in Anlehnung an DIN 1045 die Beziehung zwischen Querdruckspannung σ_3 und Spannungszuwachs $\Delta\sigma_1$ verwendet, die der Bemessung wendelbewehrter Druckglieder nach Abschnitt 17.3.2 zugrunde liegt. Für annähernd gleich große

Querdruckspannungen $\sigma_2 \approx \sigma_3$ kann die Hauptdruckspannung σ_1 näherungsweise aus der einaxialen Druckfestigkeit β_c durch die Beziehung

$$\sigma_1 = \beta_c + k \cdot \sigma_3 = \beta_c + \Delta\sigma_1 \quad (2.9)$$

ermittelt werden. Für mittlere Querdruckspannungen ergibt sich der Spannungszuwachs in der Form

$$\Delta\sigma_1 = 4,6 \cdot k_\beta \cdot \sigma_3, \quad (2.10)$$

wobei der Faktor k_β mit

$$k_\beta = 1 + \frac{\beta_c - 20}{100} \geq 1,0 \quad (2.11)$$

den Einfluß der Betonfestigkeit auf die Umschnürungswirkung angibt.

Die maximalen Querdruckspannungen ergeben sich bei Ausnutzung der Streckgrenze der Bügelbewehrung β_{sq} zu

$$\sigma_3 = \frac{2 \cdot Z}{d_k \cdot s_{b\ddot{u}}} = \frac{2 \cdot A_{sq} \cdot \beta_{sq}}{d_k \cdot s_{b\ddot{u}}}. \quad (2.12)$$

Hierin bedeutet Z die Bügelzugkraft, d_k die Seitenlänge des Betonkernquerschnittes, $s_{b\ddot{u}}$ den Bügelabstand und A_{sq} die Bügelquerschnittsfläche.

Wird die Querbewehrung analog zu dem Vorgehen bei wendelbewehrten Druckgliedern gleichmäßig über den Bügelabstand verschmiert angenommen, ergibt sich z.B. für eine quadratische Stütze die fiktive Stahlquerschnittsfläche

$$A_q = \frac{4 \cdot d_k \cdot A_{sq}}{s_{b\ddot{u}}} \quad (2.13)$$

im Horizontalschnitt. Damit kann Gl.(2.12) umgeformt werden, so daß unter Berücksichtigung der Betonkernquerschnittsfläche A_k der Querdruck

$$\sigma_3 = \frac{1}{2} \cdot \frac{A_q \cdot \beta_{sq}}{A_k} \quad (2.14)$$

in Abhängigkeit der Querschnittsflächen von Querbewehrung und Betonkernquerschnitt dargestellt werden kann. Wird nun Gl.(2.14) in Gl.(2.10) eingesetzt, ergibt sich der Spannungszuwachs schließlich mit

$$\Delta\sigma_1 = 2,3 \cdot k_\beta \cdot \frac{A_q \cdot \beta_{sq}}{A_k} = 2,3 \cdot k_\beta \cdot \rho_q \cdot \beta_{sq} \quad (2.15)$$

in direkter Proportionalität zum Querbewehrungsgrad $\rho_q = A_q / A_k$.

Wegen des nicht vernachlässigbaren Bügelabstandes in Stützenlängsrichtung und der durch die Bügelform bedingten ungleichmäßigen Einleitung der Querdruckspannungen in der Bügelebene muß berücksichtigt werden, daß der durch die Querbewehrung erzeugte dreiaxiale Druckspannungszustand nicht in der gesamten Betonquerschnittsfläche vorhanden ist. Mit der Modellvorstellung der "effektiv umschnürten Fläche" werden die Stützenbereiche, in denen der dreiaxiale Druckspannungszustand erzeugt wird, von den Bereichen mit ein- bzw. zweiachsigem Druckspannungszustand getrennt. Nach Bild 2.4 ist die umschnürte Fläche die von den Druckbögen eingeschlossene Fläche und kann als Verhältniswert

$$\lambda = 1 - \frac{\sum w_i^2}{5,5 \cdot A_k}, \quad (2.16)$$

bezogen auf den Kernquerschnitt A_k , ausgedrückt werden, wobei w_i der Abstand der Stützstellen ($w_i = b_k - \varnothing_L$) ist.

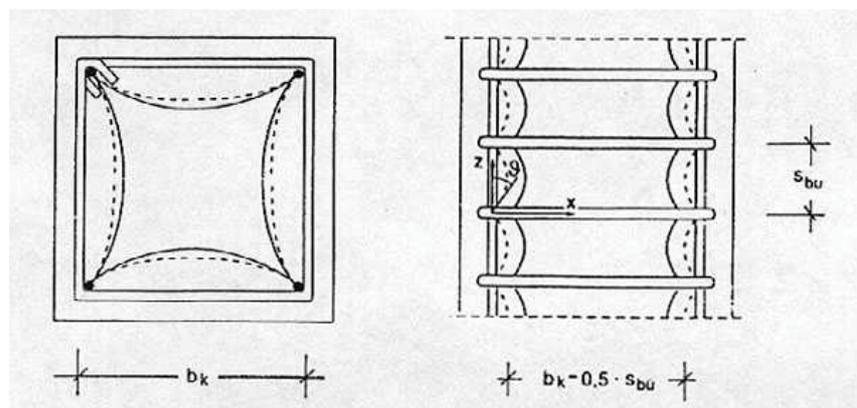


Bild 2.4: Darstellung der effektiv umschnürten Querschnittsfläche zwischen zwei Bügelebenen [10]

Zur Berücksichtigung des Bügelabstandes in Längsrichtung wird eine reduzierte Kernquerschnittsfläche in der Mitte zwischen den Bügelebenen angesetzt von:

$$A_{k,red} = (b_k - 0,5 \cdot s_{bü}) \cdot (d_k - 0,5 \cdot s_{bü}) \quad (2.17)$$

Werden die bisher in Horizontal- und Vertikalschnitt getrennt betrachteten Abminderungen in ihrer Wirkung überlagert, ergibt sich die im Bild 2.5 mit der durchgezogenen Linie umrandete, effektiv umschnürte Fläche zu

$$A_{eff} = \lambda \cdot (b_k - 0,5 \cdot s_{bü}) \cdot (d_k - 0,5 \cdot s_{bü}) = \lambda^* \cdot A_k \quad (2.18)$$

Die effektiv umschnürte Fläche beschreibt somit die minimale Stützenquerschnittsfläche, deren dreiaxialer Druckspannungszustand für die rechnerische Tragfähigkeitserhöhung angesetzt werden darf.

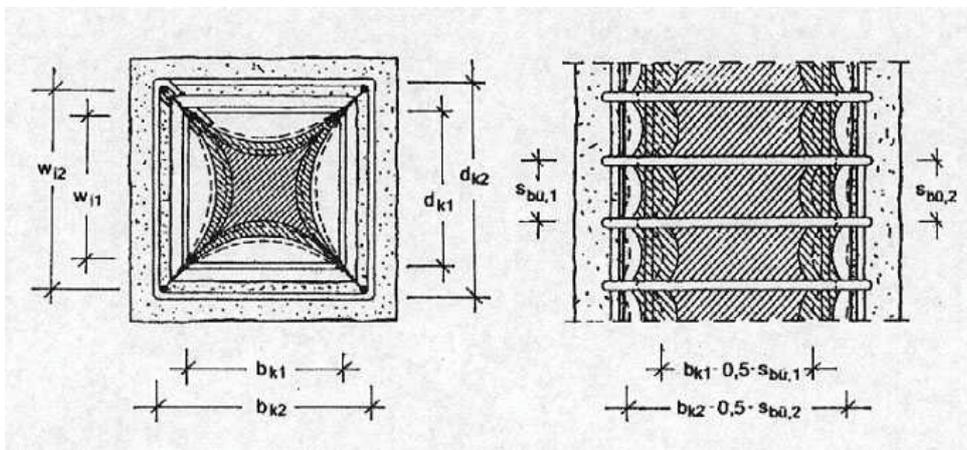


Bild 2.5: Umschnürte Flächen in Bügelebene (gestrichelte Linie) und effektiv umschnürte Flächen zwischen zwei Bügelebenen (durchgezogene Linie) bei nachträglich verstärkten Stützen mit Bewehrungslagen im Alt- und Spritzbeton [10]

Der gesuchte Traganteil infolge der Umschnürungsbewehrung ergibt sich damit als Produkt aus dem Spannungszuwachs nach Gl.(2.15) und der effektiv umschnürten Fläche nach Gl.(2.18) zu

$$\Delta N = \Delta \sigma_1 \cdot A_{eff} = 2,3 \cdot k_\beta \cdot \rho_q \cdot \beta_{sq} \cdot A_k \cdot \left(1 - \frac{\sum w_i^2}{5,5 \cdot A_k}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_{bü}}{2 \cdot b_k}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_{bü}}{2 \cdot d_k}\right) \quad (2.19)$$

bzw. in verkürzter Schreibweise

$$\Delta N = 2,3 \cdot k_\beta \cdot \rho_q \cdot \beta_{sq} \cdot A_k \cdot \lambda^* \quad (2.20)$$

Bei nachträglich verstärkten Stützen mit Querbewehrungslagen in Alt- und Spritzbeton sind die Querdruckspannungen beider Bewehrungslagen in ihrer Wirkung zu überlagern. Werden die zuge

hörigen Querschnittsabmessungen in Gl.(2.18) eingesetzt, ergibt sich die zu jeder Bewehrungslage zugehörige effektiv umschnürte Fläche mit den beiden Verhältniswerten

$$\lambda_1^* = \frac{A_{eff,1}}{A_{k1}} = \left(1 - \frac{\sum w_{i,1}^2}{5,5 \cdot A_{k1}}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_{b\ddot{u}}}{2 \cdot b_{k1}}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_{b\ddot{u}}}{2 \cdot d_{k1}}\right)$$

und

$$\lambda_2^* = \frac{A_{eff,2}}{A_{k2}} = \left(1 - \frac{\sum w_{i,2}^2}{5,5 \cdot A_{k2}}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_{b\ddot{u}}}{2 \cdot b_{k2}}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_{b\ddot{u}}}{2 \cdot d_{k2}}\right),$$

wobei der Index 1 für die Bewehrungsanordnung der Altbetonstütze und der Index 2 für die des Spritzbetonmantels gewählt wird. Bei geringem Querbewehrungsgrad in der Altbetonstütze kann dieser Anteil häufig vernachlässigt werden.

Wegen der linearen Beziehung zwischen Querdruckspannung und Spannungszuwachs kann der Traglastzuwachs für jede Bewehrungslage getrennt ermittelt werden. Der gesuchte Traglastzuwachs $\Delta N = \Delta N_1 + \Delta N_2$ ergibt sich zu

$$\Delta N = 2,3 \cdot k_\beta \cdot A_{k1} \cdot \lambda_1^* \cdot \frac{A_{q1}}{A_{k1}} \cdot \beta_{sq1} \cdot \left(1 + \frac{\lambda_2^*}{\lambda_1^*} \cdot \frac{A_{k2}}{A_{k1}} \cdot \frac{\rho_{q2}}{\rho_{q1}} \cdot \frac{\beta_{sq2}}{\beta_{sq1}}\right). \quad (2.22)$$

Unter der Annahme, daß die Tragfähigkeit im Krafteinleitungsbereich aufgrund des Verbundversagens nur von der umschnürten Altbetonstütze abhängt, läßt sich bei zentrischer Belastung die Gesamttragfähigkeit aus der Addition der Lastanteile des Altbetons N_{ba} , der Längsbewehrung N_{sa} sowie des zusätzlichen Traganteils infolge der Querbewehrung ΔN wie folgt ermitteln:

$$\begin{aligned} N_u &= N_{ba} + N_{sa} + \Delta N \\ &= A_{ba} \cdot \beta_{ba} + A_{sa} \cdot \beta_{sa} + 2,3 \cdot k_\beta \cdot \lambda_1^* \cdot A_{q1} \cdot \beta_{sq1} \cdot (1 + k_{q2}) \end{aligned} \quad (2.23)$$

mit $k_{q2} = \left(\frac{\lambda_2^*}{\lambda_1^*} \cdot \frac{A_{k2}}{A_{k1}} \cdot \frac{\rho_{q2}}{\rho_{q1}} \cdot \frac{\beta_{sq2}}{\beta_{sq1}}\right).$

2.2.3 Bemessungsvorschlag von Schäfer ([16], [17])

Im Rahmen der Neufassung der DIN 18 551 “Spritzbeton” hat Schäfer [16] einen theoretischen Bemessungsvorschlag für nachträglich mit Spritzbeton verstärkte, vorwiegend durch Normalkraft beanspruchte Druckglieder formuliert. Das Bemessungsverfahren wird am Modell einer Rundstütze (s. Bild 2.6) abgeleitet und sinngemäß auf Stützen mit quadratischem Querschnitt übertragen. Der Nachweis der Tragfähigkeit ist ebenfalls in zwei Teilen zu führen, nämlich in Stützenmitte für den Gesamtquerschnitt und im Krafeinleitungsbereich.

Bei entsprechender Stützenschlankheit und zentrischer Belastung kann die Gesamttragfähigkeit im Stützenmittelbereich prinzipiell aus der Addition der Traganteile der Längsbewehrung ($A_{s,a} + A_{s,n}$), des Altbetons ($A_{b,a}$) und des Neubetons ($A_{b,n}$) ermittelt werden. Bei nachträglich verstärkten Stahlbetonstützen stellt sich aber einerseits aus der Vorbelastung des Altquerschnitts und andererseits aus den Spannungsumlagerungen infolge des unterschiedlichen zeitabhängigen Materialverhaltens eine Dehnungsdifferenz ein, so daß bei Einhaltung der Grenzdehnung für den Altbeton und für den Neubeton nicht mehr eine gemeinsame Bruchdehnung zur Verfügung steht. Da die maximal mögliche Ausnutzung des jüngeren Spritzbetons bei Erreichen der Traglast der verstärkten Stütze offenbar nicht mehr zur Verfügung steht, ist für den Stützenmittelbereich eine gegenüber dem Additionsgesetz abgeminderte Tragfähigkeit zu berechnen:

$$N_u = A_{b,a}\beta_{R,a} + A_{s,a}\beta_{s,a} + \kappa A_{b,n}\beta_{R,n} + A_{s,n}\beta_{s,n} \quad (2.24)$$

Der Abminderungsfaktor κ wurde vorläufig zu $\kappa = 0,50$ gewählt.

Da bei der Bemessung allseits verstärkter Stützen wegen der nicht kraftschlüssigen Ausbildung der horizontalen Anschlußfugen der bewehrte Spritzbetonmantel im Lasteinleitungsbereich der Stützen nicht berücksichtigt werden darf, ist die daraus resultierende Überlast des Altquerschnitts (gegenüber der Last auf den Altquerschnitt im Stützenmittelbereich bzw. der rechnerisch zulässigen Gebrauchslast des Altquerschnittes) durch geeignete Maßnahmen aufzunehmen. Die Überlast ΔN_u ist nach Gl.(2.25) zu berechnen:

$$\Delta N_u = (\kappa \cdot \beta_{R,n} + \sigma_{M,u}) \cdot A_{b,n} + \beta_{s,n} \cdot A_{s,n} \quad (2.25)$$

Die Länge des Überlastbereiches bzw. des Lasteinleitungsbereiches l_e wird näherungsweise wie folgt bestimmt,

$$l_e = \begin{cases} 30d_{sl} \\ d_M \end{cases} \quad (2.26)$$

wobei d_{sl} der Durchmesser der Längsbewehrung und d_M der Durchmesser der verstärkten Stütze ist. Der größere der beiden Werte ist maßgebend. Die Aufnahme der Überlast wird durch geschlossene Bügel sichergestellt. Sie werden zum einen in Anlehnung an DIN 1045, Abschnitt 17.3.2, so bemessen, daß die dreiaxiale Betondruckfestigkeit aktiviert wird; zum anderen sollen sie die Spaltzugkräfte aufnehmen, die sich aus der Umlenkung der Lastanteile der Zulagebewehrung und des Spritzbetonmantels in den Altquerschnitt ergeben. Zur Vereinfachung - und wegen der zahlreichen getroffenen Annahmen - wird die Gesamtbügelbewehrung (*ges* $a_{s,Bü}$) im Verstärkungsquerschnitt aus dem Anteil ($a_{s,Bü}^{(s)}$) zur Aufnahme der Spaltzugkräfte und dem Anteil ($a_{s,Bü}^{(t)}$) zur Querdehnungsbehinderung über die gesamte Eintragungslänge l_e gleichmäßig verteilt. Als Verteilungslänge wird der größere Wert aus Gl.(2.26) angesetzt. Das mechanische Modell ist in Bild 2.6 dargestellt, wobei d_0 gleich dem Durchmesser der verstärkten Stütze d_M ist.

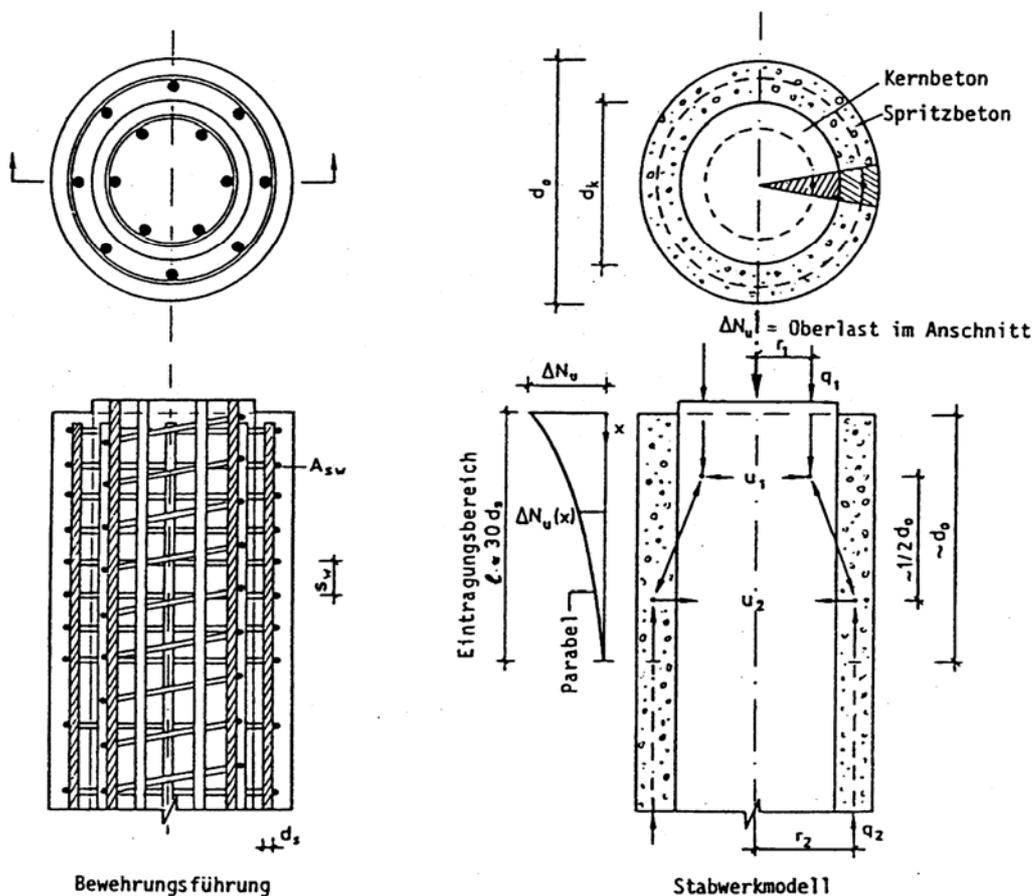


Bild 2.6: Mechanisches Modell für spritzbetonverstärkte Stützen nach [16]

Für den nachträglich verstärkten Altquerschnitt kann der Bewehrungsanteil zur Aufnahme der - infolge der Lastumlenkung entstehenden - Spaltzugkräfte aus einer Gleichgewichtsbetrachtung am Stützenabschnitt mit einem räumlichen Stabwerkmodell ermittelt werden. Das durch den Lastübergang in den Spritzbetonmantel - unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Schwerpunktlagen und Lastkonzentrationen von Alt- und Ummantelungsquerschnitt - hervorgerufene Versatzmoment bedingt aus Gleichgewichtsgründen oben eine Ringdruckkraft in der Altstütze und unten eine Ringzugkraft

$$N_{\varphi} = \frac{\Delta N_u}{3\pi} \cdot \frac{d_M}{d_M + d_K} \quad (2.27)$$

im Spritzbeton, wenn der Abstand zwischen Ringdruck- und Ringzugkraft mit $d_M/2$ angesetzt wird. Der zur Aufnahme dieser Ringzugkraft notwendige Bewehrungsquerschnitt

$$\text{erf } a_{s,Bü}^{(s)} = \frac{\Delta N_u}{\beta_{s,Bü}} \cdot \frac{1}{3\pi} \cdot \frac{d_M}{d_M + d_K} \quad (2.28)$$

kann dann unter Ansatz der im Bruchzustand zulässigen Stahldehnung ermittelt werden.

Zur Aufnahme einer Überlast ΔN_u im Lasteinleitungsbereich durch eine Wendelbewehrung in der Spritzbetonummantelung wird in Anlehnung an DIN 1045, Abschnitt 17.3.2, ein Wendelquerschnitt A_{sw} benötigt:

$$\text{erf } A_{sw} = \frac{\Delta N_u}{\beta_{sw}} \cdot \frac{s_{sw}}{v\pi d_K} \quad (2.29)$$

Dabei ist s_{sw} die Wendelganghöhe und v die Wirksamkeit der Querdruckspannung. Wenn über einen Bereich l_e eine konstante Überlast ΔN_u wirken würde und die Wendelbewehrung durch ringformige Bügel ersetzt wird, betrüge demnach die erforderliche Gesamtbügelbewehrung $a_{s,Bü}^{(\mu)}$:

$$a_{s,Bü}^{(\mu)} = A_{sw} \frac{l_e}{s_{Bü}} = \frac{\Delta N_u}{\beta_{s,Bü}} \cdot \left(\frac{1}{v\pi}\right) \cdot \left(\frac{l_e}{d_K}\right) \quad (2.30)$$

Wird jedoch berücksichtigt, daß die Überlastung des Kernquerschnittes im Lasteinleitungsbereich wegen der stetig zunehmenden Lastaufnahme des Spritzbetonmantels nicht konstant ist, sondern einen parabolisch abnehmenden Verlauf aufweist, ist der tatsächliche Gesamtbedarf an Bügelbewehrung nur ein Drittel des Wertes nach Gl (2.30), nämlich

$$\text{erf } a_{s,Bü}^{(\mu)} = \frac{1}{3} \cdot \frac{\Delta N_u}{\beta_{s,Bü}} \cdot \left(\frac{1}{v\pi} \right) \cdot \left(\frac{l_e}{d_K} \right) \quad (2.31)$$

Die erforderliche Gesamtmenge an Bügelbewehrung im Verstärkungsquerschnitt zur Aufnahme von Spaltzugkräften und zur Aktivierung der dreiaxialen Festigkeit beträgt somit:

$$\text{ges } a_{s,Bü} = \frac{\Delta N_u}{\beta_{s,Bü}} \left(\frac{1}{3\pi} \cdot \frac{d_M}{d_M + d_k} + \frac{1}{3v\pi} \cdot \frac{l_e}{d_K} \right) \quad (2.32)$$

In Gl. (2.32) wird näherungsweise gesetzt $\frac{d_M}{d_M + d_K} \approx 0,60$ und $l_e \approx 30 d_{sL}$, so daß für nachträglich verstärkte Stützen mit Kreisquerschnitt bei $v = 1,6 = \text{const.}$ gilt

$$\text{erf ges } a_{s,Bü} = \frac{\Delta N_u}{\beta_{s,Bü}} \left(0,0637 + 1,989 \frac{d_{sL}}{d_K} \right) \quad (2.33)$$

Gl.(2.33) soll wegen der zahlreichen getroffenen Annahmen auf eine Form gebracht werden, in der nur "abgerundete" Zahlen Verwendung finden. Deshalb wird als Faustformel vorgeschlagen:

$$\text{erf ges } a_{s,Bü} = \frac{\Delta N_u}{\beta_{s,Bü}} \cdot \frac{1}{15} \left(1,0 + 30 \frac{d_{sL}}{d_K} \right) \quad (2.34)$$

Die erforderliche Bügelbewehrung für Stützen mit Quadratquerschnitt kann wie für Stützen mit Kreisquerschnitt ermittelt werden, wenn näherungsweise der Durchmesser eines flächengleichen Kreises angesetzt wird. Die Gesamtüberlast ΔN_u des Kernquerschnittes einer nachträglich verstärkten quadratischen Stütze ist ebenfalls nach Gl.(2.25) zu berechnen. Die bei der Einleitung der Überlast ΔN_u vom Altquerschnitt in die Spritzbetonschicht entstehenden Umlenkkräfte sind in den Ecken der quadratischen Bügel konzentriert, weil die Bügel nur dort steif genug sind, um nennenswerte Kräfte übernehmen zu können. Zur Abschätzung einer quadratischen Bügelbewehrung wird der quadratische Querschnitt zunächst in einen flächengleichen Kreisquerschnitt mit einem Ersatzdurchmesser von

$$d = \frac{2}{\sqrt{\pi}} b$$

umgewandelt. Die erforderliche Bügelbewehrung wird zunächst für die Ersatzdurchmesser anhand der Gleichungen für den Kreisquerschnitt bestimmt. Hinsichtlich der ungünstigeren Wirkungsweise der Quadratbügel wird überschläglich angenommen, daß der so ermittelte Querschnitt eines

Ersatzkreisbügels mit dem Faktor 1,50 zu vergrößern ist. Mit Gl.(2.34) ergibt sich der erforderliche Querschnitt quadratischer Bügel dann zu

$$\text{erf ges } a_{s,\text{Bü}} = \frac{\Delta N_u}{\beta_{s,\text{Bü}}} \cdot \frac{1,5}{15} \cdot \left(1,0 + 30 \frac{d_{sL}}{d_K}\right)$$

$$\text{erf ges } a_{s,\text{Bü}} = \frac{\Delta N_u}{\beta_{s,\text{Bü}}} \cdot \frac{1}{10} \cdot \left(1,0 + 30 \frac{d_{sL}}{d_K}\right) \quad (2.35)$$

Um die Güte des abgeleiteten theoretischen Bemessungsansatzes beurteilen zu können, ebenfalls um diesen Ansatz zu verbessern, wurde eine experimentelle Untersuchung [17] (vgl. hier in dieser Arbeit Kapitel 4 und 5) durchgeführt. Über diesen Bemessungsansatz wird im Kapitel 6 weiter diskutiert.

2.2.4 Versuche von Kerkeni [113]

Kerkeni [113] hat die Wirksamkeit der Querbewehrung bei Stützen mit quadratischem und rechteckigem Querschnitt (Querschnittsabmessungen nach Tabelle 2.2) unter mittiger und ausmittiger Belastung sowohl experimentell als auch theoretisch untersucht. Weitere Untersuchungsparameter waren die Fugenbreite t zwischen Stützenkopf und Verstärkungsmantel sowie die Wirkung zusätzlicher Zwischenverankerungen bei einem Seitenverhältnis von $b/d \geq 1,50$.

Stölze	S1	S2	S3	S4	S5	S5E	S6	S7	S8	S8E	S9	S10	S11	S12	S13	S14	S15
Querschnitt																	
Lasteinleitung																	
t [mm]	1	1	1	0	10	10	1	1	10	10	1	1	1	1	1	1	1
Anker	-	-	-	-	-	-	-	X	X	X	X	-	-	-	-	-	-
ex [cm]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,8	5,5	3,5	-	4,2	-
ey [cm]	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,8	-	2,8
$\beta_{W,As}$	47	47	49	40	32	42	40	40	32	42	42	46	42	42	48	46	46
Traglast [kN]	3084	3022	5042	4405	3400	4102	5299	5264	4296	5727	7404	2869	2396	3785	3353	4374	4078

Tabelle 2.2: Bruchversuche unter mittiger (S1 – S9) und ausmittiger (S10 – S15) Belastung

Die Versuchskörper mit einer Länge von 2,0 m wurden allseitig mit 5 cm Spritzbeton im Trockenspritzverfahren verstärkt. Das Seitenverhältnis b/d der verstärkten Querschnitte variierte zwischen 1,0 und 1,75. Zur Berücksichtigung einer Vorbelastung des Altbetons wurde 90 Tage vor dem Verstärken eine zentrische Vorspannung von etwa 60% der rechnerisch zulässigen Gebrauchslast aufgebracht.

Alle Versuche unter zentrischer Belastung zeigten prinzipiell ein einheitliches Trag- und Verformungsverhalten. Dabei war eine Erhöhung der Betondruckfestigkeit des Altbetons auf im Mittel 150% der einaxialen Druckfestigkeit festzustellen. Diese Erhöhung ist auf die Umschnürungswirkung der Querbewehrung im Spritzbeton zurückzuführen, die einen dreiaxialen Spannungszustand im Altbeton erzeugt. Die Duktilität wird maßgeblich von der Fugenbreite zwischen Betonkranz und Verstärkungsmantel beeinflusst. Während bei Stütze ohne Fuge eine mittlere Bruchdehnung von 1,4‰ erreicht wurde, wiesen die Stützen mit einer Fugenbreite von 10 mm ein wesentlich duktileres Verhalten auf. Hier betrug die mittlere Bruchdehnung bis zu 7‰. Bei den übrigen Stützen mit einer Fugenbreite von 1 mm schloß sich die Fuge vor dem Erreichen der Bruchlast vollständig; hier wurden mittlere Bruchdehnungen von 2,0 bis 2,8‰ erreicht.

Bis zum Erreichen der Bruchlast wurden im Lasteinleitungsbereich Stauchungen im Altbeton von bis zu -20 ‰ erreicht, während an der gleichen Stelle im Verstärkungsmantel keine nennenswerten Dehnungen festzustellen waren. Dies deutet auf ein völliges Versagen des Verbunds zwischen Altbeton und Verstärkungsmantel in diesem Bereich hin, d.h., die gesamte Belastung wird ausschließlich durch den Altbetonquerschnitt aufgenommen. Die im Altbetonquerschnitt gemessenen großen Längsstauchungen können nur in stark umschnürtem Beton auftreten und deuten auf die große Duktilität von spritzbetonverstärkten Stützen im Lasteinleitungsbereich hin. Die größten Längsverschiebungen traten nach der Zerstörung des Verbundes zwischen Altbeton und Verstärkungsmantel im oberen Lasteinleitungsbereich auf. Gleichzeitig waren hier auch die größten Querdehnungen des Altbetons zu verzeichnen, wodurch die Querbewehrung sowohl im Altquerschnitt als auch im Verstärkungsmantel aktiviert wurde. Die Beanspruchung der Querbewehrung wurde mit wachsender Querdehnung immer größer, bis die Fließdehnung erreicht wurde. Nach Überschreiten der Fließdehnung stiegen die seitlichen Druckspannungen auf den Altbeton nicht mehr an und war eine weitere Festigkeitssteigerung des Altbeton nicht mehr möglich. Die Längsverformungen nahmen stark zu und führten schließlich zum Bruch. Alle untersuchten Stützen versagten erwartungsgemäß im Lasteinleitungsbereich. Der Bruch kündigte sich weit vor Erreichen der Traglast, jedoch oberhalb der Gebrauchslast, durch feine Längsrisse im Lasteinleitungsbereich

in der Mitte der Seitenflächen an. Diese Risse pflanzten sich in Längsrichtung mit zunehmender Last von oben nach unten fort und erstreckten sich auf eine Länge von 40 bis 50 cm. Während die Breite dieser Risse bis zum Versagen des Versuchskörpers klein blieb, nahm die Rißbreite der an den Ecken erst später aufgetretenen Risse schnell zu. Kurz vor dem Bruch erreichten die Risse im Eckbereich Breiten von 5 bis 10 mm. Die ersten Risse auf den Seitenmitten verdeutlichen die Querdehnung der Spritzbetonschale und deren Umschnürungswirkung. Bei den breiten Rissen entlang der Ecken handelt es sich dagegen um Spaltrisse, die auf eine hohe Querdruckspannung hindeuten, da sich die umschnürte Kernfläche in erster Linie auf die Eckbereiche abstützt. Mit zunehmender Querverformung traten im Bruchlastbereich großflächige Abplatzungen der Betondeckung auf, die dann schließlich zum Bruch führten.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens [114] wurde das FE-Programm „LIMFES“ entwickelt, welches das nichtlineare Betonverhalten durch eine hypoelastische Formulierung abgebildet. Das implementierte dreiaxiale Betonstoffgesetz, das auf der Formulierung von Ottosen aufbaut, beschreibt die experimentell gewonnenen Ergebnisse gut. Die Betonelemente werden durch isoparametrische Volumenelemente mit 8 Knoten, der Betonstahl durch räumliche Fachwerkelemente abgebildet. Zur Beschreibung des Verbundes zwischen Beton und Stahl können isoparametrische Verbundelemente mit zwei Doppelknoten eingeschaltet werden, für die Verbundfuge zwischen Altbeton und Spritzbeton sind räumliche Kontaktelemente (sog. Gap- bzw. Interfacelemente) vorgesehen. Mit dem entwickelten Programm wurden sowohl die eigenen als auch die aus der Literatur bekannten Versuche nachgerechnet. Dabei zeigte sich stets eine gut Übereinstimmung mit den Versuchswerten. Um allgemeine Aussagen zum Tragverhalten von Spritzbetonverstärkten Stützen zu gewinnen, wurden anschließend umfangreiche Parameterstudien durchgeführt:

- Einfluß des Querbewehrungsgrades

Für geringe und mittlere Querbewehrungsgrade ist eine deutliche Festigkeitszunahme des Altbetons in Abhängigkeit der Bügelbewehrung festzustellen. Oberhalb eines Querbewehrungsgrades ρ_q von etwa 3,0 [Vol. %] (hier ca. $30 \text{ cm}^2/\text{m}$) erreicht die Bügelbewehrung nicht mehr die Streckgrenze, da vorher ein Querdruckversagen des Spritzbetons infolge der Umschnürung auftritt. Eine weitere Festigkeitssteigerung durch Vergrößern des Querbewehrungsgrades ist dann nicht mehr möglich.

- Einfluß der Querschnittsform und der Schichtdicke des Spritzbetons

Während bei Stützen mit kreisförmigem Querschnitt ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen dem Querbewehrungsgrad und der Festigkeitssteigerung besteht, ist bei Stützen mit quadratischem oder rechteckigem Querschnitt ein ausgeprägter nichtlinearer Zusammenhang festzustellen. Dies ist in erster Linie auf das Druckstrebenversagen im Eckbereich der Spritzbetonschale zurückzuführen. Bei größeren Schichtdicken nimmt die Druckstreben-tragfähigkeit zu, so daß auch oberhalb eines Querbewehrungsgrades von $\rho_q > 3,0$ [Vol.-%] noch ein Traglastzuwachs möglich ist.

- Einfluß einer zusätzlichen Zwischenverankerung

Nach DIN 18 551, Abschnitt 8.7 ist bei einem Seitenverhältnis der verstärkten Stütze von $b/d > 1,5$ eine Zwischenverankerung anzuordnen. Angaben über die Größe dieser Zwischenverankerungen sind jedoch in der Norm nicht enthalten. Der Einfluß einer Zwischenverankerung ist in Bild 2.7 deutlich zu erkennen. Ohne Zwischenverankerung kann maximal eine Festigkeitssteigerung von 35% erreicht werden. Bei Anordnung einer Zwischenverankerung sind abhängig von ihrer Größe Festigkeitssteigerungen von bis zu 65% möglich. Allerdings ist die konstruktive Ausbildung der Zwischenverankerungen maßgebend für deren Effektivität. Die Zwischenverankerungen müssen einen möglichst großen Teil des oberen Lasteinleitungsbereiches erfassen. Dies kann erreicht werden, indem Stahllaschen mit einer Mindestdicke hierdurch wird sichergestellt, daß die Anker nicht nur lokal wirken, sondern gleichzeitig mehrere Bügel erfassen. Außerdem sollten die Zwischenverankerungen auf eine Länge verteilt werden, die mindestens der kleinsten Querschnittsbreite nach dem Verstärken entspricht. Damit der Altbeton im Ankerbereich keine Schwachstelle darstellt, empfiehlt es sich, den verbleibenden Hohlraum der Ankerbohrung mit Zementmörtel oder Epoxidharz zu verpressen.

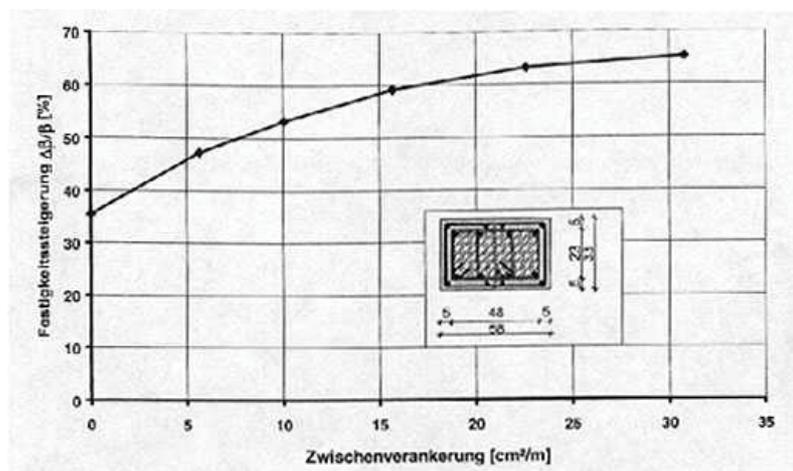


Bild 2.7: Festigkeitssteigerung in Abhängigkeit von Bewehrungsgrad der Zwischenverankerung

- Einfluß einer Lastausmitte

Bei ausmittig belasteten Stützen läßt sich wie bei mittiger Belastung eine Umschnürungswirkung der Querbewehrung feststellen. Allerdings ist dieser günstige Einfluß in Abhängigkeit von der Exzentrizität e nur auf einer Teilfläche des Altbetonquerschnitts wirksam. Die Bügelkräfte sind unterschiedlich groß, wobei sie am weniger gedrückten Rand aufgrund der niedrigen Längsdruckspannungen sehr kleine Werte annehmen.

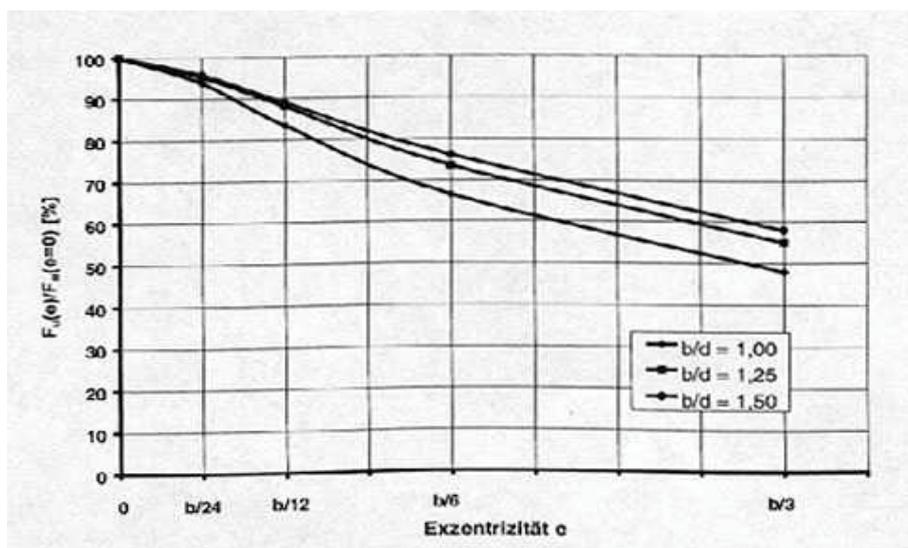


Bild 2.8: Einfluß der Lastausmitte für quadratische und rechteckige Querschnitte

In Bild 2.8 ist die Abnahme der aus den FE-Berechnungen ermittelten Traglasten in Abhängigkeit der Ausmitte dargestellt, indem die Traglasten bei exzentrischer Belastung auf die bei mittiger Belastung bezogen werden. Die Querbewehrung in der Verstärkung wurde in allen Fällen konstant mit $\varnothing 10/5$ angenommen und die Ausmitte wirkt jeweils um die starke Stützenachse. Während kleine Exzentrizitäten von bis zu $b/24$ die Traglast wenig beeinflussen, fällt diese mit steigender Exzentrizität stark ab, so daß bei einer Exzentrizität von $b/3$ im Mittel nur noch 50% der Traglast einer mittig belasteten Stütze erreicht werden können. Bei rechteckigen Stützen werden insbesondere für große Exzentrizitäten höhere bezogene Traglasten erreicht als bei quadratischen Stützen.

Für die Entwicklung eines Bemessungsansatzes wurde folgender Weg eingeschlagen. Aus den FE-Berechnungen und den Versuchsergebnissen wurde zunächst eine Beziehung zwischen dem Querbewehrungsgrad in der Spritzbetonschicht und der mittleren Festigkeitssteigerung des Altbetons bei einer mittig belasteten quadratischen Stütze hergeleitet. Die Einflußgrößen

Querschnittsform, Ausmitte, Bügelabstand und Zwischenverankerung werden durch einen Produktansatz bzw. durch additive Terme erfaßt. Die ausführliche Herleitung der Bemessungsgleichungen kann [114] entnommen werden. Für Stützen mit quadratischem bzw. rechteckigem Querschnitt läßt sich die erforderliche Bügelbewehrung wie folgt ermitteln, wenn die Dicke der Spritzbetonschicht, der Bügelabstand und die aufzunehmende Traglast N_u vorgegeben werden.

$$\text{erf } a_{s,\text{Bü}} = e^{(A/B-1,9)} [\text{cm}^2 / \text{m}] \quad (2.36)$$

mit $A/B \leq 5,1$ zur Vermeidung eines Druckstrebenversagens in den Ecken der Spritzbetonschale. Hierin bedeuten:

$$A = \frac{\frac{N_U}{\lambda_e} - \sum A_{sla} \cdot \beta_{sla}}{A_K \cdot \beta_{Ra}} - \left(\frac{\Delta\beta}{\beta_{Ra}} \right)_{Zv} - 1 \quad (2.37)$$

$$B = 0,13 \cdot \alpha_{b/d} \cdot \alpha_{s_{Bü}} \quad (2.38)$$

$N_u = \gamma \cdot N$, mit $\gamma = 2,1$ (vertikale Bruchlast der Stütze)

$A_{s/a}$ Querschnittsfläche der Altbetonlängsbewehrung

$\beta_{s/a}$ Streckgrenze der Altbetonlängsbewehrung

β_{RA} Rechenfestigkeit des Altbetons

$$\lambda_e = \frac{N_U(e)}{N_U(e=0)} = 2,5 \cdot \left(\frac{e}{b} \right)^2 - 2,4 \cdot \left(\frac{e}{b} \right) + 1,0 \quad (2.39)$$

(Einfluß der Ausmitte e)

$$\alpha_{s_{Bü}} = \frac{(b - s_{Bü} - b_M) \cdot (d - s_{Bü} - d_M)}{b_K \cdot d_K} \leq 1,0 \quad (2.40)$$

(Einfluß des Bügelabstandes)

$$\alpha_{b/d} = 1,6 - 0,6 \cdot \frac{b}{d} \quad \text{mit } b \geq d \quad (2.41)$$

(Einfluß des Seitenverhältnisses)

$$\left(\frac{\Delta\beta}{\beta_{Ra}} \right)_{Zv} = 0,015 \cdot \partial_{Zv} \quad (2.42)$$

(Einfluß der Zwischenverankerung ∂_{Zv} in $[\text{cm}^2/\text{m}]$)

$s_{Bü}$ Abstand der Bügel

Für den Stützenmittbereich ist die Traglast N_u wie folgt zu ermitteln:

$$N_U = A_{ba} \cdot \beta_{ba} + A_{sla} \cdot \beta_{sla} + 0,8 \cdot A_{bn} \cdot \beta_{Rn} + A_{sln} \cdot \beta_{sln} \quad (2.43)$$

Hierin bezeichnen die Indizes a und n den Alt- bzw. den Neuquerschnitt. Die Abminderung des Traganteils aus dem Ergänzungsquerschnitt um 20% resultiert aus der Vordehnung des Altbetons, die zu einem Versagen vor Erreichen der Bruchdehnung im ergänzten Querschnitt führt.

2.2.5 Versuche von Fiedler [18]

Versuche zur nachträglichen Verstärkung von Stützenquerschnitten sind auch von Fiedler [18] durchgeführt worden. Wesentliche Untersuchungsparameter waren die Querbewehrungsgrade von Alt- und Ergänzungsquerschnitt. Dabei wurden zwei Varianten der Verstärkung des quadratischen Altquerschnittes untersucht: Zum einen die Verstärkung in ebenfalls quadratischer Form und zum anderen die Ausbildung des Verbundquerschnittes als Rundquerschnitt. Die Versuchskörper wurden hier nicht mit Spritzbeton, sondern durch nachträgliches Anbetonieren an eine entsprechend vorbehandelte Altbetonfläche verstärkt. Wegen der mit $h = 0,54 \text{ m}$ geringen Höhe der Versuchskörper konnte dabei nur der Stützenkopf mit dem Lasteinleitungsbereich und nicht auch der Stützenmittbereich nachgebildet werden. Der Altquerschnitt hatte bei beiden Varianten die Abmessung $b/d = 0,15\text{m}/0,15\text{m}$; der quadratische Verbundquerschnitt hatte eine Seitenlänge von $0,21 \text{ m}$ und der runde Verbundquerschnitt einen Durchmesser von $0,25 \text{ m}$. Zur Simulierung einer Vorbelastung wurde der Altquerschnitt vorgespannt; die Vorspannkraft betrug ungefähr 35% der rechnerischen Tragfähigkeit. Bei allen Versuchen erfolgte die Lasteinleitung am Stützenkopf als Teilflächenbelastung nur über den Altquerschnitt.

Als Ergebnis läßt sich feststellen, daß bei bügelbewehrten Querschnitten die Tragfähigkeit um 30 ~ 60% gesteigert werden konnte. Die wendelbewehrten Querschnitte erreichten jedoch gegenüber dem Altquerschnitt eine wesentlich höhere Steigerung der Bruchlast um 80 ~ 121%, wobei ein

deutlicher Einfluß der Wendelganghöhe bzw. des Querbewehrungsgrades auf die Traglast erkennbar war. Die Traglast war bei allen Versuchskörpern durch ein Versagen des Krafteinleitungsbereiches begrenzt. In allen Versuchen konnte vor Erreichen des Bruchzustandes ein Versagen des Haftverbundes zwischen Alt- und Verstärkungsbeton beobachtet werden, was auch durch die gemessenen Längsdehnungen in dem ergänzten Querschnitt bestätigt wurde. Die Längsbewehrung im Altquerschnitt erreichte in allen Fällen in Stützenmitte die Grenze von $\varepsilon_s = -2\text{‰}$, während die Meßwerte für die Längsbewehrung im Neuquerschnitt am Stützenkopf vor Erreichen der Bruchlast stark abfielen. Die Querbewehrung blieb in Stützenmitte im elastischen Bereich, während im Lasteinleitungsbereich die Streckgrenze deutlich überschritten wurde.

Auf der Grundlage der Versuchsergebnisse leitete Fiedler [18] einen zweiteiligen Bemessungsansatz für nachträglich verstärkte, nicht knickgefährdete, zentrisch belastete Stahlbetonstützen ab. Er geht dabei davon aus, daß die Last ausschließlich über den Altbetonquerschnitt eingeleitet werden kann, so daß eine Traglaststeigerung im Einleitungsbereich nur durch die Aktivierung eines dreiaxialen Spannungszustandes möglich ist. Dabei wird auch angenommen, daß die Lasteinleitungslänge - in Anlehnung an das St. Venant'sche Prinzip - gleich der Stützenbreite bzw. des Stützendurchmessers ist und die Querpressungen sich gleichmäßig über die Fuge verteilen können. Die aus dieser Modellvorstellung resultierenden Bemessungsformeln für den Lasteinleitungsbereich wird durch Korrekturfaktoren für Bügelform und Bügelspannung an die Versuchsergebnisse angepaßt. Damit ergibt sich für die erforderliche Bügelbewehrung im Lasteinleitungsbereich:

$$\text{erf } A_{s,bü} = \frac{N_u}{m_s \cdot \beta_s} \cdot \left[\frac{r_u - r_0}{2 \cdot B_{ges}} + \frac{0,215 \cdot B_{ges}}{4,2 \cdot m_{ST} \cdot B_K} \right] \quad (2.44)$$

Dabei sind m_s und m_{ST} die Anpassungsfaktoren für Abstand und Form der Bügel bzw. für die Wirksamkeit der Umschnürung. Außerhalb des Krafteinleitungsbereiches kann die Traglast nach dem Additionsgesetz ermittelt werden:

$$N_u = \frac{m_G}{\Psi} \cdot (A_{ba} \cdot \beta_{Ra} + A_{sa} \cdot \beta_{sa} + A_{bn} \cdot \beta_{Rn} + A_{sn} \cdot \beta_{sn}) \quad (2.45)$$

Dabei ist m_G ein Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung der verminderten Tragfähigkeit im Vergleich zu einer monolithischen Stütze und Ψ nach TGL 33405/01 [19] ein Ausweichfaktor, mit dem der Einfluß der Stützenschlankheit - ähnlich wie beim Knicksicherheitsnachweis - berücksichtigt werden soll.

2.2.6 Andere Versuche und bestehende Bemessungsansätze

Bei einer vollflächigen Lasteinleitung in die querschnittsverstärkte Stütze ist in der Regel der rechnerische Nachweis der Instandsetzung oder Verstärkung einfacher zu führen. Der Tragfähigkeitsnachweis für eine zentrische Beanspruchung des Verbundquerschnittes kann dabei unter Berücksichtigung der Materialeigenschaften erfolgen. Die Lastaufteilung auf Alt- und Neuquerschnitt für den Bruchzustand bzw. eine nach der Verstärkung mögliche Zusatzbelastung ergibt sich dabei nach Specht/Schade/Nehls [20] aus einem Vergleich der Dehnsteifigkeiten beider Querschnittsteile (vgl. dazu Bild 2.9). Die zusätzliche Lastaufnahme des Altquerschnittes

$$\Delta N_{ba} = \frac{\frac{E_{ba}^{(2-3)}}{E_{bn}} \cdot A_{ia}}{A_{in} + \frac{E_{ba}^{(2-3)}}{E_{bn}} \cdot A_{ia}} \cdot \Delta N = \frac{\frac{\Delta \beta_{Ra}}{\Delta \beta_{Rn}} \cdot A_{ia}}{A_{in} + \frac{\Delta \beta_{Ra}}{\Delta \beta_{Rn}} \cdot A_{ia}} \cdot \Delta N \quad (2.46)$$

wird demnach von dem Flächenverhältnis sowie dem Verhältnis der im Bruchzustand zulässigen Druckspannungen entscheidend beeinflusst. Voraussetzung für diese Nachweisform ist jedoch die Annahme des vollständigen Verbundes, so daß die Verträglichkeitsbedingung $\varepsilon_{bn} = \varepsilon_{ba}$ eingehalten wird. Eine in der Regel vorhandene Vorbelastung des Altquerschnitts kann dabei näherungsweise berücksichtigt werden, indem - wie in Bild 2.9 dargestellt - die Spannungs-Dehnungs-Linie des Altquerschnitts um den zu der Vorbelastung gehörenden elastischen Dehnungsanteil

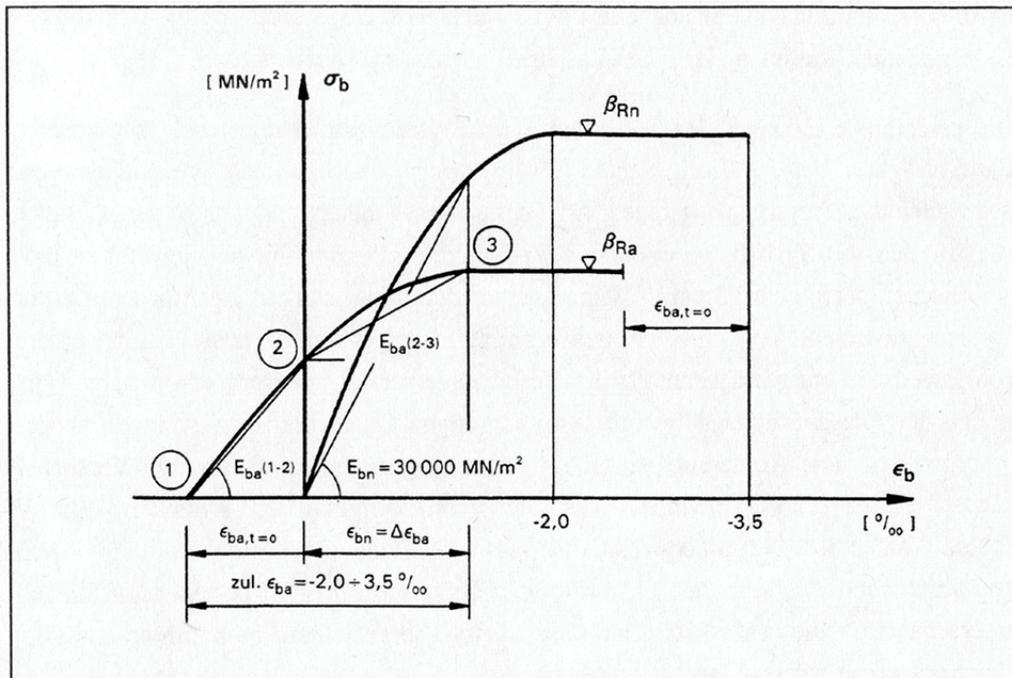


Bild 2.9: Verformungsbetrachtung zur Aufteilung einer Längsdruckkraft auf die Teilquerschnitte im rechnerischen Bruchzustand nach [20]

$$\varepsilon_{ba,t=0} = \frac{N_o}{E_{ba}^{(1-2)} \cdot A_{ia}} \quad (2.47)$$

horizontal verschoben wird.

Die Lastaufnahme des Neubetons wird dadurch begrenzt, daß bei zentrischer Belastung für den Altquerschnitt die Bemessungsbedingung

$$\varepsilon_{ba,t=0} + \varepsilon_{bn} \leq \text{zul } \varepsilon_{ba} \quad (\text{DIN 1045}) \quad (2.48)$$

eingehalten werden muß. Bei gleicher mathematischer Formulierung der nichtlinearen σ - ε -Beziehung von Altbeton und Neubeton ist die Steigungsdifferenz der Spannungs-Dehnungs-Linien, die der Differenz der Tangenten-E-Moduli entspricht, konstant und damit unabhängig vom betrachteten Spannungsniveau. Das bedeutet, daß die Lastaufteilung nach Gl.(2.38) nicht konstant, sondern für die Zusatzlast bzw. bis zum rechnerischen Bruchzustand veränderlich ist.

Weitere Versuche zur nachträglichen Verstärkung von Stahlbetondruckgliedern sind von Ortiz/Diez [21] durchgeführt worden. Untersucht wurden neben einer weiteren Verstärkungsvariante auch mit Ort beton ergänzte, nicht knickgefährdete quadratische Stützen mit nahezu gleich großen Flächen von Altquerschnitt und Neuquerschnitt. Um einen Ausschnitt aus einem Stahlbetonskelettbau nachzubilden, besteht der Altbetonkörper aus einem aus versuchstechnischen Gründen verkürzten Stützenschaft mit verbreitertem Stützenkopf und -fuß. Die Verbreiterungen an den Stützenendbereichen sollen dabei einen Teil der Deckenkonstruktion darstellen. Die Belastung des Verbundquerschnittes erfolgt über einen - über dem verbreiterten Stützenkopf angeordneten - Stützenschaft, der einen Ausschnitt der nicht verstärkten Stütze im darüber liegenden Stockwerk darstellt. Die Abmessungen der ursprünglichen Stützen werden mit $b/d/h = 0,25\text{m}/0,25\text{m}/1,60\text{m}$ angegeben; nach der Verstärkung betragen die Seitenabmessungen des Verbundquerschnittes $b/d = 0,35\text{m}/0,35\text{m}$. Die angestrebte Verdoppelung der Traglast konnte mit einem Steigerungsfaktor von rund 70% nicht erreicht werden. Bei allen Stützen wurde als Versagensursache ein Schubversagen des Stützenkopfes festgestellt. Bedingt durch das Versagen des Stützenkopfes war eine direkte Belastung des Verstärkungsmantels über Kontaktdruck nicht mehr möglich, und die Gesamtbelastung mußte ausschließlich über den Altbetonquerschnitt und die Verbundfuge in den Verbundquerschnitt eingeleitet werden. Bei allen Stützen war die Verbundfuge im Moment des Schubversagens des Stützenkopfes nicht in der Lage gewesen, diesen zusätzlichen Lastanteil ebenfalls zu übertragen.

Die prinzipielle Eignung des Spritzbetons für Stützenverstärkungen bei vollflächiger Lasteintragung wiesen Wierig/Scholz [22] in ihren Versuchen nach. Verglichen wurde dabei die Tragfähigkeit von Versuchsstützen, deren eine Hälfte aus Altbeton bestand und deren andere Hälfte nachträglich mit Spritzbeton ergänzt wurde, mit den jeweiligen monolithischen Vergleichskörpern. Wegen der in der Regel starken Beanspruchung der Stützenendbereiche sind diese bei den nachträglich ergänzten Stützen auf einer Länge von jeweils 30 cm nicht ebenfalls als Verbundquerschnitt, sondern schon beim Herstellen der ersten Stützhälfte mit den endgültigen Querschnittsabmessungen ausgeführt worden. Die Abmessungen der Stützen betragen einheitlich für alle Versuchskörper $b/d/h = 0,25\text{m}/0,25\text{m}/3,50\text{m}$. Aus den Versuchsergebnissen schließen Wierig/Scholz, daß sich Verbundquerschnitte aus Altbeton und Spritzbeton in ihrem grundsätzlichen Tragverhalten nicht von vollständig aus Altbeton bestehenden Stützen unterscheiden. Die vollständig aus Spritzbeton hergestellten monolithischen Vergleichskörper erreichten jedoch nur etwa 80% der durchschnittlichen Bruchlast der monolithischen Altbetonstützen sowie der Verbundstützen, obwohl die jeweils im Rahmen der Güteprüfung nach 28 Tagen nachgewiesene Zylinderdruckfestigkeit des Spritzbetons deutlich über der Würfeldruckfestigkeit des Altbetons lag. Wierig/Scholz führen dieses Versuchsergebnis im wesentlichen auf die unterschiedlichen Betonzusammensetzungen zurück, weisen aber auch auf die Problematik der Beanspruchung von Spritzbeton im unmittelbaren Einleitungsbereich hin.

Weitere Untersuchungen [23, 24, 25] wurden an dem Einsatzgebiet nachträglicher Verstärkung der erdbebengeschädigten Stahlbetonbauteile durchgeführt. Bett et.al. [23] beschäftigten sich zum Beispiel in ihrer Arbeit mit dem Tragverhalten von vorgeschädigten, nachträglich verstärkten Stahlbetonstützen unter kombinierter Längskraft und horizontaler Stützenkopfverschiebung. Dieser Beanspruchungszustand tritt insbesondere bei Erdbeben auf, und führt bei kurzen Stützen in der Regel zu einem Schubversagen. Es wurden drei verstärkte Stützen sowie eine unverstärkte Vergleichsstütze geprüft. Zwei Versuchskörper wurden mit einem Spritzbetonmantel verstärkt, in die Längsbewehrung und Umfassungsbügel in engem Abstand eingelegt wurden. Bei einer Stütze wurden zusätzliche Längsstäbe in den Seitenmitten angeordnet. Diese wurden mit Hakenbügeln, die durch vorgebohrte Löcher durch den Kern durchgesteckt wurden, gegen Knicken gesichert. Ein Versuchskörper wurde vor der Verstärkung bis zu seiner Maximallast beansprucht, die Verstärkungsbewehrung eingebaut und die Spritzbetonverstärkung aufgebracht. Nach Aufbringen der vorgesehenen Längskraft wurde eine zyklische Horizontalverschiebung des Stützenkopfes erzeugt. Durch die Verstärkung konnten sowohl die Traglast als auch das Arbeitsvermögen deutlich gesteigert werden. Die nicht vorgeschädigten Versuchskörper wiesen eine um mehr als 100%

gesteigerte Versagenslast auf. Selbst bei der stark vorgeschädigten Stütze wuchs die Tragfähigkeit um ca. 90% an. Die Ergebnisse dieser Versuche deuten an, daß ein Verstärkungsmantel nicht nur die Bruchlast unter zentrischer Last steigert, sondern auch zur Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit beitragen kann. Dies gilt offensichtlich auch dann, wenn keinerlei mechanische Verbindungsmittel angeordnet werden.

2.3 Stand der Normen

Mit Spritzbeton oder Ortbeton instandgesetzte und nachträglich verstärkte Beton- und Stahlbetonbauteile müssen in Bemessung und Ausführung grundsätzlich DIN 1045 [5] entsprechen. Für einen im Spritzverfahren aufgetragenen Beton, der von der baustofflichen Zusammensetzung ebenfalls ein Beton nach DIN 1045 ist, gelten darüber hinaus die Anforderungen nach DIN 18551 [6]. In der Neufassung von DIN 18551 sind zudem einige Bemessungsregeln vorgegeben, die im wesentlichen auf Angaben in der "Richtlinie für die Ausbesserung und Verstärkung von Betonbauteilen mit Spritzbeton" des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton aufbauen.

Wird bei dem rechnerischen Nachweis des Gesamtquerschnittes das Zusammenwirken von Alt- und Neubeton in Rechnung gestellt, darf entsprechend DIN 1045, Abschnitt 19.4, von einem einheitlich hergestellten Querschnitt ausgegangen werden, sofern die Fuge ausreichend profiliert oder rauh ausgeführt wird und die in der Fuge wirkenden Schubkräfte durch eine die Fuge kreuzende Bewehrung aufgenommen werden. Weisen dabei im gleichen Querschnitt Alt- und Neubeton unterschiedliche Festigkeiten auf, darf für die Bemessung des Gesamtquerschnittes vereinfachend die niedrigere Festigkeit angesetzt werden. Soll jedoch das unterschiedliche Tragverhalten rechnerisch berücksichtigt werden, ist entsprechend DIN 18551, Abschnitt 8.3.3, zu verfahren. Demnach müssen für ein Zusammenwirken von Beton im Druckbereich sowohl die Rechenwerte β_R nach DIN 1045, Tabelle 12, als auch die Grenzdehnungen ε_{b1} nach Bild 13 für jeden der zusammenwirkenden Betone eingehalten werden. Der Dehnungsanteil des Altbetons infolge der Vorbelastung darf für den Gebrauchszustand unter Benutzung der Rechenwerte für die Spannungs-Dehnungs-Linie des betrachteten Betons nach DIN 1045, Bild 11, ermittelt werden. Hierzu ist kritisch anzumerken, daß man statt dessen besser das Werkstoffgesetz gemäß EC 2 [26], Bild 4.1, ansetzen sollte.

Für Querschnitte, die mit Spritzbeton instandgesetzt oder verstärkt werden, bestehen bezüglich der Anordnung und Bemessung der erforderlichen Verbundmittel Unterschiede zu DIN 1045. Für

Platten und Balken betreffen diese Unterschiede dabei die Mindestquerschnitte sowie die Nachweisgrenzen der Bemessung. Für allseits verstärkte Stützen darf entsprechend DIN 18551 auf die Anordnung von mechanischen Verbundmitteln verzichtet werden, wenn in der Verstärkung ausreichend bemessene und mit Übergreifungslänge geschlossene Bügel angeordnet werden.

Für Stützenverstärkungen mit Spritzbeton ist die Tragfähigkeit in Stützenmitte für den Gesamtquerschnitt und zusätzlich im Einleitungsbereich nachzuweisen. Dabei sind die Bügel im Einleitungsbereich so zu bemessen, daß der alte Stützenkern einschließlich seiner Längsbewehrung die erforderliche Tragfähigkeit erreicht. Als konstruktive Vorgaben sind die Bügel im Einleitungsbereich $l_e = 30 d_s$ mit einem Höchstabstand von 8 cm anzuordnen und nach DIN 1045, Bild 26c oder 26d zugfest zu schließen, wobei für den Spritzbeton grundsätzlich die Werte des Verbundbereiches II gelten.

Der starken Zunahme von Instandsetzungs- bzw. Verstärkungsmaßnahmen und dem daraus entstehenden Normungsbedarf wurde in Österreich mit der Einführung der ÖNORM B 4200 Teil 6 "Instandsetzung, Umbau und Verstärkung" [27] Rechnung getragen. Besondere Bedeutung kommt dabei dem Kapitel 7 "Belastungen, Einwirkungen, Nachweise" zu. Danach ist der Tragsicherheitsnachweis für verstärkte Tragwerke nach den gültigen Bestimmungen für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauten unter Einhaltung des vollen Sicherheitsgrades zu führen. Dabei darf jedoch angenommen werden, daß der Querschnitt für die gesamten Lasten so wirkt, als ob er einheitlich hergestellt worden wäre. Voraussetzung dafür ist, daß die in der Fuge wirkenden Kräfte übertragen werden können, wofür in der Regel die Fugenfläche des Altbetons vorzubehandeln ist. Die Ermittlung dieser Kräfte erfolgt dabei zweckmäßigerweise an Stabwerkmodellen, wobei die Wirkungen sämtlicher Schnittgrößen gemeinsam erfaßt werden müssen. Dabei sind folgende Bedingungen einzuhalten:

- Weicht die Richtung der Druckkraft um mehr als 45° von der Normalen auf der Fugenfläche ab, ist eine entsprechende Profilierung oder Verzahnung vorzusehen.
- Zugkräfte müssen durch Bewehrung aufgenommen werden.
- Die Mitwirkung des Betons auf Zug in der Fuge darf nur in Sonderfällen (Betonspritzverfahren, Verklebung u.ä.) berücksichtigt werden, wenn das Ausmaß durch entsprechende Versuche oder Zulassungen einwandfrei abgedeckt ist.

In der ehemaligen DDR waren Berechnung und Ausführung von Baumaßnahmen im Rahmen der Verstärkung und Auswechslung von Betonbauteilen in den Normen TGL 33452 [28] und 33453

[29] geregelt. Grundsätzlich mußten demnach die Tragfähigkeit und die Nutzungsfähigkeit für die entsprechenden Grenzzustände nachgewiesen werden. Die Tragfähigkeit war darüber hinaus zusätzlich für das Versagen des Verbundes zwischen Altbeton und Neubeton sowie zwischen der neuen Bewehrung und dem Betonquerschnitt nachzuweisen. Diese Nachweise waren dabei für diejenigen Bauteile zu führen, die durch Verstärkungsmaßnahmen eine andere Beanspruchung als ursprünglich erhalten.

Der Nachweis der Tragfähigkeit bei Druckbeanspruchung von verstärkten Stützen war nach TGL 33452 wie folgt zu führen: Wurde der Neubeton der Stützenummantelung zum Nachweis der Tragfähigkeit herangezogen, so war der Nachweis unter Berücksichtigung der Auslastung des Altbetons der Stütze und unter Beachtung des Schwindens und Kriechens des Neubetons zu führen. Anderenfalls durfte der Neubeton lediglich zur Berechnung der Schlankheit und des Ausweichfaktors herangezogen werden. Bei der Berechnung der ungewollten Ausmitte blieb der Neubeton in diesem Fall unberücksichtigt. Bei diesen Nachweisen durften dabei für den Altbeton die am Bauteil ermittelten Normfestigkeiten (5%-Fraktil) in Rechnung gestellt werden. Weiterhin war in TGL 33452 festgelegt, daß der Neubeton mindestens der Festigkeit des Altbetons entsprechen muß.

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit galten die im folgenden aufgeführten Grundsätze. So durften die im Alt- und Neubeton sowie in der alten und neuen Bewehrung auftretenden Spannungen die Rechenwerte der Betondruck- und Stahlzugfestigkeiten nach TGL 33403 [30] nicht überschreiten. Bei der Spannungsermittlung im Querschnitt waren die Umlagerungen infolge Kriechen und Schwindens des Neubetons zu berücksichtigen, wenn sie den Spannungsverlauf wesentlich beeinflussen. Die Ausgangsspannungen waren dabei nach der Elastizitätstheorie zu ermitteln.

Hinsichtlich der baulichen Durchbildung wurde gefordert, daß die Oberfläche des Altbetons vor dem Aufbringen des Neubetons entsprechend TGL 33453 vorzubehandeln ist. Die Mindestdicke des Neubetons durfte dabei 50 mm nicht unterschreiten und der neue Beton sollte schwindarm eingestellt werden. Lotrechte, stark geneigte Flächen und Überkopfflächen waren mit Spritzbeton zu erneuern. Für Stützen wurde grundsätzlich eine allseitige Ummantelung gefordert. Eine neu eingelegte Längsbewehrung war gut zu verbügeln.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß für Stützenverstärkungen in den aufgeführten Normen übereinstimmend ein rechnerischer Tragfähigkeitsnachweis in Form einer Querschnittsbemessung gefordert wird. Einen zusätzlichen Tragfähigkeitsnachweis für den Kraftereinleitungsbereich verstärkter Stützen fordert DIN 18551, wobei jedoch ein umfassendes und die Unterschiede in der Lasteinleitung berücksichtigendes Bemessungsmodell wegen fehlender Versuchsdaten noch nicht angegeben werden konnte.

3 Zu nachträglich verstärkten Stahlbetonstützen

3.1 Einleitung

Zusätzlich zu der Regelbemessung für die Schnittgrößen am unverformten System ist für Stahlbetondruckglieder die Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der Stabauslenkung zu ermitteln. Der Nachweis der Knicksicherheit nach Theorie II. Ordnung wird dabei in Abhängigkeit von der Schlankheit der Druckglieder unterschiedlich berücksichtigt. Bei Druckgliedern mit geringer Schlankheit darf der Nachweis der Knicksicherheit entfallen; die gleiche Regelung gilt auch für unverschiebliche Innenstützen mehrstieliger regelmäßiger Rahmen mit einer der Stützenlänge entsprechenden Knicklänge sowie einer Schlankheit $\lambda \leq 45$. Bei geringer Stützenschlankheit und ausschließlicher zentrischer Druckbeanspruchung erfolgt die Bemessung als Querschnittsbemessung in der Regel mit dem Additionsgesetz, kann aber ebenfalls mit Hilfe des Interaktionsdiagrammes durchgeführt werden. Nach dem Additionsgesetz ergibt sich dabei die Gesamttragfähigkeit aus den Einzeltraganteilen des Betons und der Längsbewehrung. Ein zusätzlich in Belastungsrichtung aufnehmbarer Traganteil, der aus der querdehnungsbehindernden Wirkung der Querbewehrung resultiert, wird dabei oft nicht berücksichtigt.

Bei umschnürten, monolithischen Querschnitten liegt dieser zusätzlich in Belastungsrichtung aufnehmbare Traganteil jedoch vor, der durch die Umschnürungswirkung einer in engem Abstand verlegten Bügel- oder Wendelbewehrung erzeugt wird. Bereits 1929 haben Richart et.al [31] Versuche an zentrisch belasteten, wendelbewehrten Stahlbetonkörpern durchgeführt. Müller [32] studierte im Rahmen seiner Dissertation das Tragverhalten zentrisch belasteter Rundstützen und leitete daraus ein Bemessungsverfahren ab, das von Menne [33] auf exzentrische Belastungen erweitert wurde. Diese beiden letztgenannten Arbeiten fanden Eingang in die DIN 1045 [5] zur Bemessung wendelbewehrter Rundstützen. Zur Tragfähigkeit von bügelbewehrten, quadratischen oder rechteckigen Stahlbetonstützen wurden auch eine Reihe von Untersuchungen durchgeführt. Die Versuchsergebnisse zeigen, daß die Traglast von Quadrat- und Rechteckstützen durch die Anordnung einer ausreichend hohen Querbewehrung effektiv gesteigert werden kann. Dabei ist die erreichbare Tragfähigkeitssteigerung bügelbewehrter Stützen von einer wesentlich größeren Parameterzahl abhängig als bei wendelbewehrten Rundstützen. Neben dem Querbewehrungsgrad, zu dem die Traglast bereits einen nichtlinearen Zusammenhang zeigt [34], sind auch Bügelform [35], Bügelabstand [34], Bügelverankerung [36], Abstand der Längsstäbe [37] sowie Querschnittsgeometrie [38] von großer Bedeutung. Auf Basis der

Versuchsbeobachtungen wurde eine Reihe von Bemessungsansätzen für die Spannungs-Dehnungs-Beziehung von umschnürten Betonquerschnitten entwickelt (z. B. in [39 - 41]).

Qualitativ ähnliche Verhältnisse wie bei umschnürten, monolithischen Querschnitten besitzt auch der Lasteinleitungsbereich nachträglich verstärkter Stahlbetonstützen. Die anfängliche Arbeit zur nachträglichen Verstärkung von Stahlbetonstützen wurde deshalb in Anlehnung an Kenntnisse aus Untersuchungen an monolithischen Stützen durchgeführt. Bei nachträglich verstärkten, vollflächig belasteten Stützen unter zentrischer Belastung wird die Tragfähigkeit wie bei monolithischen Stützen nach dem Additionsansatz nachgewiesen, wenn die Fugenausbildung zwischen Alt- und Verstärkungsbeton den Bedingungen nach DIN 1045, Abschnitt 19.4, entspricht. In diesem Fall darf der Verstärkungsquerschnitt trotz einer möglichen Dehnungsdifferenz zwischen Alt- und Neubeton rechnerisch voll angesetzt werden. Bei nicht kraftschlüssig gestoßener bzw. stumpf endender Längsbewehrung im Verstärkungsquerschnitt muß zusätzlich berücksichtigt werden, daß der Traganteil der Längsbewehrung analog zu der Regelung für monolithische Querschnitte nach DIN 1045, Abschnitt 25.2.2.1 (6), erst am Ende der Verankerungslänge rechnerisch angesetzt werden darf.

Bei nachträglich verstärkten Stützen liegt meistens eine Teilflächenbelastung vor, wobei die Last ausschließlich über den Altquerschnitt eingeleitet wird. Wird nach der Verstärkung eine zusätzliche Last aufgebracht, wie es in der Praxis üblich ist, treten in der Fuge zwischen Alt- und Neuquerschnitt Verbundspannungen infolge der Teilflächenbelastung auf, und werden durch die Lastaufnahme des Neuquerschnittes bzw. die Lastumlenkung Spaltzugspannungen hervorgerufen, für die eine geeignete Bewehrung angeordnet werden muß. Wenn die Verbundspannungen die Haftfestigkeit der Fuge nicht überschreiten, unterscheidet sich eine Verbundstütze in ihrem prinzipiellen Tragverhalten mindestens beim Aufbringen zusätzlicher Last nicht von einer monolithischen Stütze. Aber im Gebrauchslastfall, infolge des unterschiedlichen Verformungsvermögens von Alt- und Neubeton sowie des Betonschwindens und -kriechens, ändert sich der Spannungszustand bzw. die Traganteilaufteilung in Alt- und Neuquerschnitt auf andere Weise als bei einer monolithischen Stütze. Überschreiten die Verbundspannungen die Haftfestigkeit der Fuge zwischen Alt- und Neubeton, treten Relativverschiebungen auf, die neben einem geänderten Tragverhalten auch eine Veränderung von Größe und Verteilung der Spaltzugspannungen bewirken. Die Lastüberleitung in den Neuquerschnitt wird in diesem Fall über den Reibungsverbund erfolgen, wobei die übertragbaren Schubspannungen in der Fuge von der Größe der senkrecht zur Verbundfuge wirkenden Druckspannungen abhängig sind. Die für die Übertragung

der Verbundspannungen notwendigen Querdruckspannungen werden dabei unmittelbar von der Querbewehrung des Verstärkungsquerschnittes verursacht, die die Querdehnung des Betons behindert. Die Größe der Querdruckspannungen ist dabei jedoch nicht konstant, sondern einerseits von der belastungsabhängig zunehmenden Querdehnung des Betons und andererseits von dem mit steigendem Querbewehrungsgrad ebenfalls ansteigenden Maß der Querdehnungsbehinderung abhängig. Prinzipiell bedingen hohe Schubspannungen eine schnellere Lastüberleitung, wodurch sich eine gleichmäßige Spannungsverteilung eher einstellen kann und dadurch die Längsverformungen günstig beeinflußt werden.

Gegenüber einer monolithischen Stütze besteht eine nachträglich verstärkte Stütze aus zwei Teilen von Beton unterschiedlichen Alters bzw. Verformungsvermögens. Im Gebrauchszustand unter Dauerbelastung kann aus diesem Unterschied sowie Betonschwinden und -kriechen eine Lastumlagerung stattfinden. Wie es in der Baupraxis üblich ist, werden häufig ältere Stahlbetonstützen mit Ort- oder Spritzbeton verstärkt und eine zusätzliche Belastung auf den neuen Verbundquerschnitt gebracht. Die Verteilung der Gesamtlast auf Bewehrung und Beton bzw. auf Alt- und Neuquerschnitt ändert sich im Gebrauchslastfall mit der Zeit. Infolge unterschiedlichen Verformungsvermögens vom Alt- und Neubeton sowie Betonschwindens und -kriechens lagert sich ein Teil der Last von dem Beton auf die Bewehrung und von dem Neu- auf den Altquerschnitt um. Diese Lastumlagerung verändert nicht nur den Spannungszustand im Verbundquerschnitt unter Dauerbelastung, sondern hat offenbar auch Einfluß auf das Tragverhalten der Verbundstütze unter Bruchlast. Sie läßt die Tragfähigkeit des Neuquerschnittes im Bruchzustand der Verbundstütze nicht ausnutzen [42]. Um ein Bemessungsverfahren für nachträglich verstärkte Stahlbetonstützen zu entwickeln, muß deshalb geklärt werden,

- welchen zeitabhängigen Veränderungen der Spannungszustände die Teilquerschnitte unterliegen, wenn nach der Verstärkung eine zusätzliche Belastung auf den Verbundquerschnitt aufgebracht wird, und
- wie die Dehnungsdifferenz zwischen Alt- und Neubeton die Tragfähigkeit der Verbundstütze im Bruchzustand beeinflußt, wenn der Altquerschnitt vor der Verstärkung nicht entlastet wird.

Ähnlich wie bei monolithischen Stützen kann bei nachträglich verstärkten Stützen eine Tragfähigkeitserhöhung nur dann erreicht werden, wenn die Betondruckfestigkeit im Lasteinleitungsbereich der Altstütze über die einaxiale Druckfestigkeit gesteigert werden kann (vgl. [3] und [4]). Die Traglaststeigerung beruht dabei im wesentlichen auf dem Entstehen eines

dreiaxialen Druckspannungszustandes im Altbetonquerschnitt, der durch die Umschnürungswirkung der Querbewehrung hervorgerufen wird. Da die Querbewehrung im Altquerschnitt in der Regel dafür nicht ausreichend ist und nachträglich nicht verändert werden kann, kann eine wirkungsvolle Umschnürung nur durch im Verstärkungsquerschnitt angeordnete Bewehrung ermöglicht werden. Die Größe des zusätzlichen Traganteils hängt dabei im wesentlichen von der Druckfestigkeit des Altbetons, dem Querbewehrungsgrad im Alt- und Neuquerschnitt und dem Abstand der Querbewehrungsstäbe ab.

3.2 Der Verbund zwischen Alt- und Neubeton

Die in der Kontaktfläche zwischen Alt- und Neubeton einer nachträglich verstärkten Stütze übertragbaren Schubkräfte und auftretenden relativen Verschiebungen werden im wesentlichen von der Oberflächenrauheit bzw. der Vorbehandlung der Altstützenoberfläche, den Druckspannungen senkrecht zur Verbundfuge sowie dem Betonierverfahren beeinflusst. Einflüsse einer dübelartigen, im Altbeton verankerten Bewehrung sowie einer zement- oder kunststoffgebundenen Haftbrücke werden hier nicht berücksichtigt, da sie nicht der üblichen Bauausführung von Instandsetzungs- oder Verstärkungsmaßnahmen bei Stützen entsprechen.

Das Verbundverhalten kraftschlüssig verbundener Betone läßt sich wegen der Abhängigkeit der Schubspannung τ von der Verschiebung s und der senkrecht zur Verbundfläche wirkenden Normalspannung σ nur in einer räumlichen Darstellung umfassend beschreiben. Um das Verbundverhalten zu verdeutlichen, erfolgt dessen Darstellung aber oft in zweidimensionalen τ - σ -Diagrammen und τ - s -Diagrammen. Die Abhängigkeit von dem jeweils anderen Einflußparameter kann durch eine Kurvenschar erfaßt werden. Für die Bemessung der Schubtragfähigkeit einer Verbundfuge ist häufig nur die Beziehung zwischen der maximal übertragbaren Schubspannung τ_u und der gleichzeitig senkrecht zur Verbundfuge wirkenden Normalspannung σ von Interesse. Qualitativ ist diese τ_u - σ -Beziehung für die im Versagenszustand auftretende Verschiebung s_u in Bild 3.1 dargestellt. Die ausgezogene Kurve beschreibt die zum Verbundversagen führenden Spannungskombinationen von τ und σ und hüllt somit die von der Verbundfuge aufnehmbaren Spannungskombinationen ein. Neben den Sonderlastfällen von reiner Zugspannung (bei $\tau = 0$) und reiner Schubspannung (bei $\sigma = 0$, auch als Adhäsion bezeichnet) läßt sich

dem weiteren Kurvenverlauf in Bild 3.1 entnehmen, daß eine äußere Normaldruckspannung den Absolutwert der Bruchschubspannungen erhöhen kann.

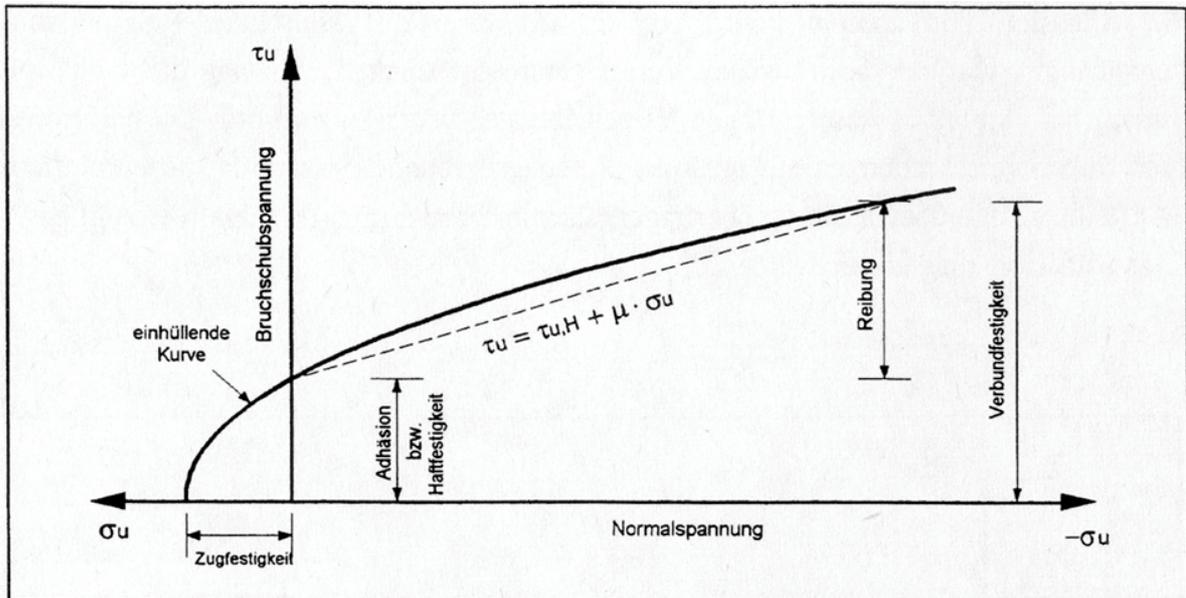


Bild 3.1: Bruchspannung τ_u in Abhängigkeit von der senkrecht auf die Fuge wirkenden Normaldruckspannung σ für die im Versagenszustand auftretende Verschiebung s_u nach [43].

Die Verbundfestigkeit in diesem Kurvenbereich läßt sich in zwei Anteile aufteilen, nämlich die Adhäsion (Haftverbund) und die Reibung. Der Anstieg der Bruchschubspannung τ_u infolge der Normaldruckspannung σ kann deshalb durch das Coulombsche Reibungsgesetz mit einer konstanten Reibungszahl angenähert werden (in Bild 3.1 als gestrichelte Linie eingezeichnet). Wird dieser Ansatz um einen additiven Anteil für den Haftverbund erweitert, kann die Bruchschubspannung τ_u als Funktion der senkrecht zur Fugenebene wirkenden Normaldruckspannung σ für die jeweilige maximale Verschiebung s_u dargestellt werden. Diese Aufteilung der Verbundfestigkeit in Adhäsion und Reibung wird bei den Ansätzen mit konstanter Reibungszahl unabhängig von der auftretenden Verschiebung beibehalten, obwohl die Adhäsion schon bei vergleichsweise geringen Verschiebungen überwunden wird. Da bei größeren Relativverschiebungen nur noch der Reibungsverbund wirksam ist, bedeutet diese Aufteilung, daß über Reibung übertragene Schubkräfte formal dem Haftverbund bzw. der Adhäsion zugewiesen werden.

Erreicht dagegen die in der Fuge auftretende Relativverschiebung s nicht die maximale Verschiebung s_u , dann kann die zu einer gleichzeitig wirkenden Normaldruckspannung σ zugehörige Bruchschubspannung τ_u nicht aktiviert werden. Die Schubspannungen zeigen dann, wie in Bild 3.2 dargestellt wird, eine deutliche Abhängigkeit von den auftretenden Relativverschiebungen.

Während die Schubspannung τ infolge der Adhäsion schon bei sehr geringen Verschiebungen ($s \leq 0,02$ mm) aktiviert wird, können die infolge des Reibungsverbundes übertragenen Schubspannungen erst bei größeren Verschiebungen hervorgerufen werden. Um die übertragbaren Schubspannungen τ in Abhängigkeit von der Relativverschiebung s beschreiben zu können, muß man diese τ - s -Beziehung auch verschiebungsabhängig formulieren. Zur Beschreibung des Verbundspannungsverlaufes als Funktion der Verschiebung werden in der Regel nichtlineare Funktionen verwendet; für variierende Normalspannungen ergibt sich dann eine Kurvenschar dieser Funktionen.

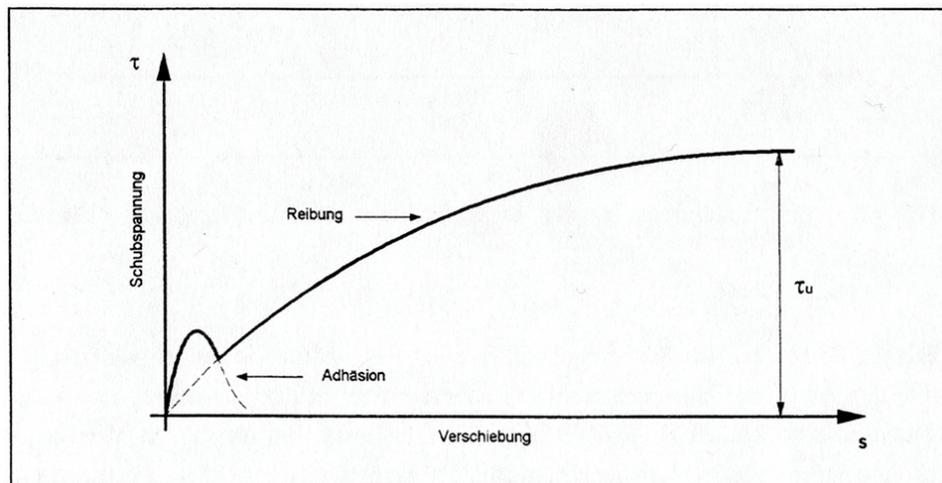


Bild 3.2: Schubspannung τ in Abhängigkeit von der Verschiebung s in der Fuge für eine konstante Normalspannung σ nach [43].

Die Adhäsion, die der Verbundfestigkeit bei einer reinen Schubbeanspruchung der Verbundfuge entspricht, wird schon bei sehr geringen Verschiebungen zwischen Alt- und Neubeton erreicht. Sie wird vor allem von der Rauheit der Kontaktfläche beeinflusst. Eine wirkungsvolle Rauheit der Betonoberfläche bedeutet hier größere Verbundfläche und kann durch Verzahnung der Kontaktfläche, das Aufrauen mit einem Nagelrechen sowie durch Sandstrahlen erreicht werden. Für bereits erhärtete Betonoberflächen, wie sie bei nachträglichen Verstärkungen bzw. Instandsetzungen vorliegen, gilt das Sandstrahlen als die praxisgerechteste Oberflächenbehandlungsmethode. Darüber hinaus wird der Haftverbund von dem Betonierverfahren beeinflusst. Grundsätzlich sind bei der nachträglichen Querschnittsergänzung nur zwei Betonierverfahren einsetzbar, das Anbetonieren sowie die Verwendung von Spritzbeton. Der Einsatz von Spritzbeton bietet jedoch bei Überkopparbeiten und vertikalen Anschlußflächen große verfahrensmäßige Vorteile.

Ergebnisse experimenteller Untersuchungen zur Ermittlung der Haftverbundfestigkeit zwischen Altbeton und Neubeton bzw. zwischen Altbeton und Spritzbeton liegen nur vereinzelt vor. Die Schwierigkeit liegt darin, daß die Voraussetzung von $\sigma = 0$ in Versuchen kaum zu erfüllen ist. Je

nach dem Versuchsaufbau, der Vorbehandlung der Altbetonoberfläche sowie dem Betonierverfahren sind die Ergebnisse aus unterschiedlichen Untersuchungen stark streuend. Für die gesandstrahlte Kontaktfläche zwischen Altbetonkörper und dem nachträglich anbetonierten Ortbeton hat Daschner [44] z.B. einen mittleren Adhäsionswert von $\tau = 1,7 \text{ N/mm}^2$ ermittelt. Dieser im Vergleich zu den dreieckverzahnten Oberflächen mit $\tau = 1,8 \text{ N/mm}^2$ recht hohe Wert wurde durch Extrapolation der Versuchswerte an einem Abscherkörper für Drucknormalspannungen von $\sigma > 2 \text{ N/mm}^2$ gewonnen. Für das Verbundverhalten der Kontaktfläche zwischen Alt- und Spritzbeton hat Steinwede [45] an nachträglich mit Spritzbeton verstärkten Platten, deren Oberflächen flammgestrahlt wurden, Werte für den Haftverbund zwischen $\tau = 1,5$ bis $1,7 \text{ N/mm}^2$ ermittelt. Weitere Versuche zum Schubverbund zwischen Spritzbeton und Ortbeton wurden von Klönne [48] durchgeführt. Aus einer Regressionsanalyse ermittelt er dabei einen Wert für die Adhäsion von $\tau = 2,3 \text{ N/mm}^2$, der dem Vergleichswert der Bruchschubspannung von $\tau = 2,5 \text{ N/mm}^2$ für einen monolithischen Probekörper sehr nahe kommt. Zu bemerken ist, daß die Betonierfolge in diesem Versuch den speziellen Verhältnissen im Tunnelbau (Ortbeton auf älteren Spritzbeton) entsprach. Diese Versuchswerte können deshalb nicht unmittelbar auf die nachträgliche Verstärkung mit Spritzbeton übertragen werden.

Versuche zum Haftverbund von Spritzbeton und Altbeton in Abhängigkeit der Oberflächenvorbehandlung sind ebenfalls von Rhatsack [46] durchgeführt worden. Die Ergebnisse zeigen, daß sich durch eine Grundrauheit, die bereits durch einen einzigen Strahlübergang erreichbar ist, gesicherte Verbundfestigkeiten ergeben; dies gilt sogar bei vorher verschmutzten Oberflächen. Die für eine kraftschlüssige Verbindung zum Altbeton notwendige Rauheit erfordert nach Untersuchungen von Block [47] mindestens eine Profilkuppenhöhe $R_p = 0,6 \text{ mm}$. Dieser Nachweis der ausreichenden Profilkuppenhöhe kann dabei in Analogie zum Sandflächenverfahren, das jedoch nur für horizontale Anschlußflächen angewendet werden kann, für vertikale Flächen mit einem Zementleim ermittelt werden.

Nach dem Überschreiten des Haftverbundes können Schubkräfte zwischen Alt- und Neubeton nur über den Reibungsverbund übertragen werden. Das Aktivieren des Reibungsverbundes setzt relative Verschiebungen in der Fuge von mindestens ca. $0,02 \text{ mm}$ sowie das Vorhandensein einer senkrecht zur betrachteten Fugenebene wirkenden Normalspannung voraus. Die Größe der über Reibung übertragbaren Schubkräfte kann dabei entweder mit einer für die jeweilige Verschiebung konstanten Reibungszahl oder mit einem verschiebungsabhängigen Ansatz beschrieben werden. Die Kraftübertragung infolge des Reibungsverbundes bei aufgerauten

Oberflächen setzt sich aus zwei Anteilen zusammen, nämlich der klassischen Gleitreibung, die auf der durch die lokale Mikrorauheit hervorgerufenen Reaktionskräfte basiert, und einem Abscherwiderstand, der auf das Verzahnen der Zuschlagkörner bei der Abscherbewegung zurückzuführen ist. Da die Bestimmung der Reibungszahl in der Regel an Abscherkörpern experimentell vorgenommen wird und eine Aufteilung der Schubspannungen entsprechend den Anteilen Gleitreibung und Abscheren nicht möglich ist, wird meistens nur eine mittlere Reibungszahl angegeben. Während in [44] eine Reibungszahl von $\mu = 0,94$ für den Reibungsverbund zwischen der gesandstrahlten Oberfläche eines Fertigteils und nachträglich ergänztem Ortbeton angegeben wird, wird in den Versuchen von [48] eine noch höhere, mittlere Reibungszahl von $\mu = 1,26$ ermittelt. In beiden Fällen wird der Reibungsverbund näherungsweise durch eine Regressionsgerade der Form $\tau_R = \mu \cdot \sigma$ beschrieben. Diese Formulierung zur Beschreibung des Reibungsverbundes eignet sich wegen der starken Abhängigkeit der Reibungszahl μ von der Normalspannung σ in der Regel jedoch nur bei kleinen Relativverschiebungen.

Werden die zum Aktivieren des maximalen Reibungsverbundes notwendigen Relativverschiebungen nicht erreicht oder ist der funktionale Zusammenhang von übertragbarer Schubkraft und Verschiebung von Interesse, ist die Verwendung verschiebungsabhängiger Ansätze vorteilhafter, die in geschlossener Form die Abhängigkeit des Reibungsverbundes von der Relativverschiebung s und der Normalspannung σ berücksichtigen. Ein entsprechend formulierter Ansatz ist zum Beispiel in den Entwurf des Eurocode 8, Bauten in Erdbebengebieten, Teil 4 [49] aufgenommen worden, wobei nach den Verschiebungsgrenzwerten $0,1 < s < 2$ mm unterschieden wird. Bei einer Relativverschiebung von $s_u \cong 2$ mm wird die maximal über die Reibung übertragbare Schubspannung

$$\tau_{fr,u} = 0,40 \cdot \sqrt[3]{(\beta_{cd})^2 \cdot \sigma_{cd}} \quad (3.1)$$

aktiviert; sie ergibt sich demnach für eine raue Oberfläche in Abhängigkeit von der Betongüte β_{cd} und der einwirkenden Normalspannung σ_{cd} . Bei der Ermittlung der Schubspannung $\tau_{fr,u}$, die nach EC 8 auch als Entwurfswert für den Reibungswiderstand im rechnerischen Bruchzustand bezeichnet wird, sind in den Werten für die Betongüte β_{cd} und die Normalspannung σ_{cd} die jeweiligen Teilsicherheitsbeiwerte zu berücksichtigen.

Wenn die Relativverschiebung s den Wert s_u nicht erreicht, kann die dabei hervorgerufene Schubspannung in Abhängigkeit des Verhältnisses

$$\frac{s}{s_u} = 1,7 \cdot \left[\left(\frac{\tau_{fr}}{\tau_{fr,u}} \right)^4 - 0,5 \cdot \left(\frac{\tau_{fr}}{\tau_{fr,u}} \right)^3 \right] + 0,05 \quad (3.2)$$

ermittelt werden, sofern die Relativverschiebung $s > 0,1$ mm ist.

Für Verschiebungen $s \leq 0,1$ mm ergibt sich die Schubspannung

$$\tau_{fr} = 5 \cdot \tau_{fr,u} \cdot s \quad (3.3)$$

in linearer Abhängigkeit von der auftretenden Verschiebung.

Ein verschiebungsabhängiges Reibungsmodell für eine aufgeraute Kontaktfläche ist ebenfalls von Tassios/Vassiliou [50] entwickelt worden. Bis zum Erreichen einer Relativverschiebung von $s = 0,1$ mm nimmt dabei die aktivierte Schubspannung linear zu und bleibt für Verschiebungen $s > 0,1$ mm konstant. In diesem Bereich ergibt sich für eine Fuge mit aufgerauter Oberfläche die maximale Schubspannung

$$\tau_{fr,u} = \mu \cdot \sigma \quad (3.4)$$

nur noch in Abhängigkeit von der Normaldruckspannung. Die Größe der Reibungszahl

$$\mu = 2,6 \cdot \sigma^{0,65} \quad (3.5)$$

ist dabei wegen der Potenzfunktion stark von der Normalspannung σ abhängig.

Bei einer nachträglich verstärkten Stahlbetonstütze ist die senkrecht zur Verbundfuge zwischen Alt- und Neubeton wirkenden Normalspannungen nicht konstant, sondern einerseits von der Größe der Last in der Stützenlängsrichtung, und andererseits von dem Querbewehrungsgrad im Verstärkungsquerschnitt abhängig. Bei Lasterhöhung in der Stützenlängsrichtung steigt die senkrecht zur Verbundfuge wirkende Spannung infolge der umschnürenden Wirkung der Querbewehrung im Verstärkungsquerschnitt an. Bevor die Relativverschiebung zwischen Alt- und Neubeton eintritt, werden die Schubkräfte in der Verbundfuge bereits nicht nur durch Haftverbund, sondern auch durch Reibung übertragen. Eine Differenzierung der Adhäsion und der Reibung ist in diesem Fall nicht möglich. Außerdem ist eine Relativverschiebung in der Verbundfuge zwischen Alt- und Neubeton einer nachträglich verstärkten Stahlbetonstütze unter

Teilflächenbelastung bei hoher Last kaum zu vermeiden, weil die Traglasterrhöhung der Verbundstütze nur durch Aktivieren der dreiaxialen Druckspannungen im Lasteinleitungsbereich des Altquerschnittes ermöglicht werden kann, was eine größere Längsverformung bzw. Querdehnung des Kernquerschnittes voraussetzt. Konstruktiv muß die Gesamtverformung der Verbundstützen aber begrenzt werden. Systematische Untersuchungen in diesem Bereich sind bisher noch nicht durchgeführt.

Zusammenfassend ist anzumerken, daß die experimentell ermittelten Reibungszahlen und Haftfestigkeiten sehr stark streuen und großen Unsicherheiten unterliegen, was zum einen in der zufälligen Geometrie der Oberfläche sowie der unterschiedlichen Intensität der Vorbehandlung und zum anderen in den Prüfkörperabmessungen und der Versuchsdurchführung begründet liegt. Darüber hinaus ist festzustellen, daß für die bei einer nachträglichen Verstärkung übliche Fugenbeschaffenheit mit gesandstrahlter Altbetonoberfläche und anschließendem Spritzbetonauftrag keine systematischen Untersuchungen zum Verbundverhalten vorliegen, so daß die Verbundfestigkeiten nur näherungsweise angegeben werden können.

3.3 Spaltzugspannungen

3.3.1 Allgemeines

Bei der Einleitung konzentrierter Lasten in ein Stahlbetontragwerk wird in dem unmittelbar an die belastete Teilfläche angrenzenden Tragwerksbereich ein räumlicher Spannungszustand hervorgerufen. Wie in Bild 3.3 dargestellt ist, stellt sich dabei in Lastrichtung gesehen unmittelbar unter der konzentrierten Last P eine Druckspannungsverteilung ein, die sich mit zunehmendem Abstand von der Belastungsstelle räumlich ausbreitet. Aufgrund des inneren Gleichgewichts werden dadurch unmittelbar unterhalb der belasteten Teilfläche Querdruckspannungen und in weiterem Abstand Hauptzugspannungskomponenten quer zur Lastrichtung hervorgerufen. Werden die Querzugspannungen über die Symmetrieebene integriert, kann die Spaltwirkung durch eine resultierende Spaltzugkraft Z zusammengefaßt werden. Diese Spaltzugkraft und die Resultierende der Querdruckspannungen bilden ein Kräftepaar, dessen Summe aus Gleichgewichtsgründen Null sein muß. Das äußere Moment, das durch den Versatz der Resultierenden aus äußerer Belastung entsteht, muß durch dieses Kräftepaar aufgenommen werden. Nach einer bestimmten Lasteinleitungslänge, die etwa dem St.Venantschen Störbereich entspricht, verlaufen

die Drucktrajektorien dann parallel und im Querschnitt hat sich eine gleichmäßige einaxiale Spannungsverteilung

$$\sigma_x = q = \frac{P}{b \cdot d} \quad (3.6)$$

eingestellt. Die Größe und der Verlauf der Spannungen im Lasteinleitungsbereich sind dabei im wesentlichen vom Verhältnis der Körperfläche $A = b \cdot d$ zur Lastfläche $A_1 = a \cdot c$ abhängig. Je größer der Verhältniswert A/A_1 ist, d.h. je weiter die Last sich ausbreiten muß, um so größer sind die Spaltkräfte.

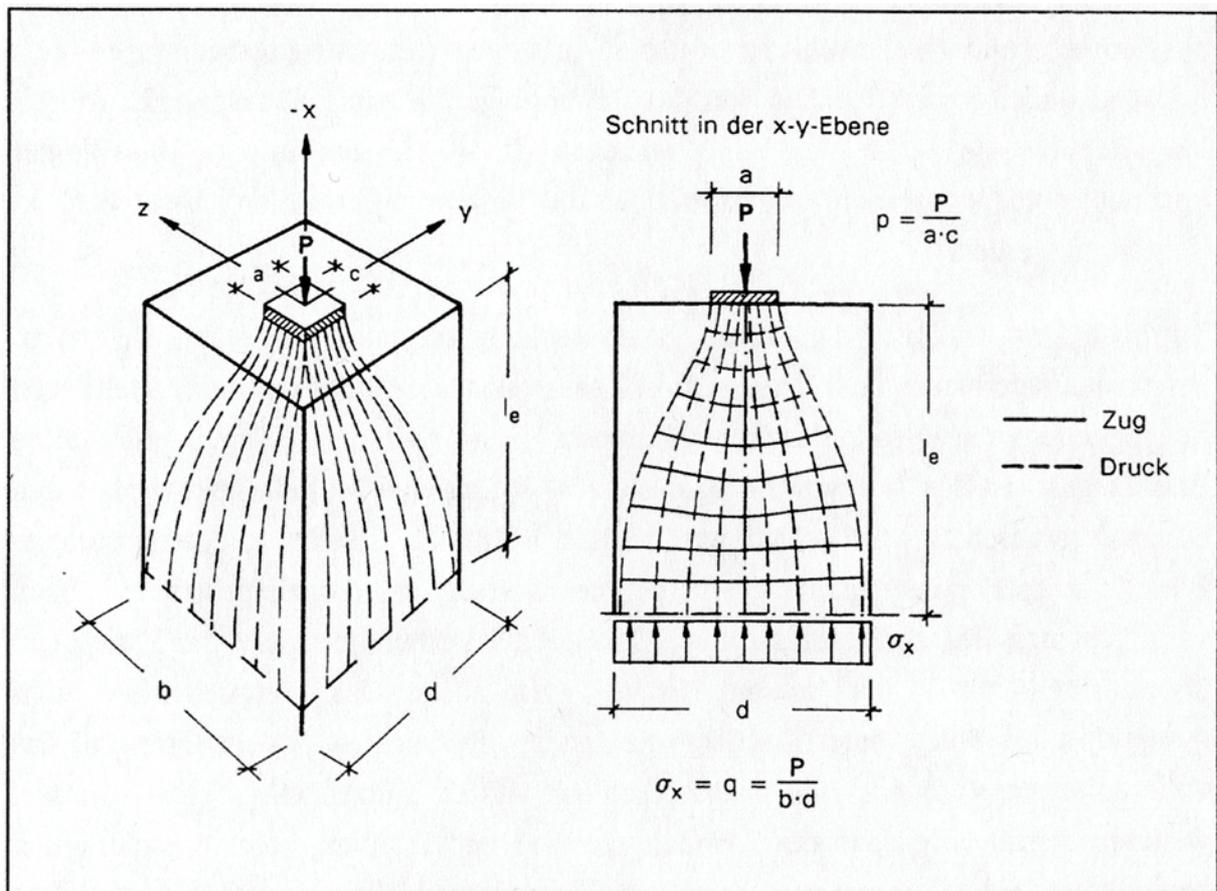


Bild 3.3: Bezeichnungen und genereller Verlauf der Hauptspannungen in einem Betonkörper unter konzentrierter Last (aus [51])

Zur Spannungsermittlung gab Mörsch in [52] bereits eine einfache Näherungslösung bekannt. Die strenge theoretische Lösung für den dreidimensionalen Körper ist S. R. Jyengar [53 ~ 55] auf der Grundlage der dreidimensionalen Elastizitätstheorie gelungen, wobei er die Lösung in Form eines Galerkin-Vektors erhielt, dessen Komponenten in Doppel-Fourier-Reihen dargestellt wurden. Für den zweidimensionalen Spannungszustand (Scheibenspannungszustand) sind auch einige Lösungen [56 ~ 58] bekannt. Dabei werden einige idealisierte Annahmen auch für den

Werkstoff Beton übernommen. Da hier die quer zur Lastrichtung orientierten Hauptzugspannungen die Betonzugfestigkeit aber überschreiten können, muß die Aufnahme der Querspannungen durch eine entsprechende Querbewehrung gesichert werden. Versuche (z. B. [59]) und theoretische Berechnungen unter Berücksichtigung der Rißbildung des Betons nach [60] bestätigen, daß die auf der Grundlage der Elastizitätstheorie ermittelte Bewehrung für die Aufnahme der Querspannungen ausreichend dimensioniert ist. Die von der Bewehrungsanordnung abhängige Umverteilung der für die Bemessung angenommenen Zugspannungen infolge rißbedingter Spannungsumlagerungen braucht somit für die Bewehrungsermittlung nicht berücksichtigt zu werden. Neben den Lösungen nach der Elastizitätstheorie wurden auch Lösungen mit finiten Elementen [61], mit spannungsoptischen Methoden [62, 63], durch Messungen an Modellen [64, 65] oder an Betonkörpern [66] angegeben.

Typische Betonbauteile, die diesem Beanspruchungszustand unterliegen, sind z. B. Brückenauflegerbänke, Betongelenke und die Verankerungsbereiche von Spanngliedern in Spannbetonkonstruktionen. Auch nachträglich verstärkte Stahlbetonstützen, wenn die Last ausschließlich über den Altquerschnitt eingeleitet wird, unterliegen prinzipiell einem vergleichbaren Beanspruchungszustand.

3.3.2 Monolithische Stützen

Die hinsichtlich der Größe und des Verlaufs der Spaltzugspannungen zu betrachtenden Anwendungsfälle sind grundsätzlich dreidimensional. Wegen der umfangreichen theoretischen Lösungen und zur prinzipiellen Verdeutlichung der Wirkungsweise wird die Spaltzugbeanspruchung zunächst an dem in Bild 3.4 dargestellten zweidimensionalen Ersatzscheibenmodell diskutiert, das sich als Ausschnitt aus dem räumlichen Ausgangssystem ergibt. Eine allgemeine Lösung für den Spannungszustand in einer halbstreifenförmigen Scheibe bei beliebigen Normal- und Tangentialbelastungen der drei Ränder ist von Iyengar in [57] entwickelt worden. Demnach ist der Verlauf und die Größe der auf σ_x nach Gl. (3.6) bezogenen Querspannungen σ_y in Bild 3.4 in Abhängigkeit von dem Verhältnis d/a dargestellt. Aus der Scheibengleichung läßt sich weiterhin ableiten, daß der Spannungszustand im zweidimensionalen Fall unabhängig von der Querdehnzahl und dem Elastizitätsmodul des untersuchten Materials ist. Basierend auf den Untersuchungen von Iyengar [57] und Sargious [59] gibt Leonhardt in [66] eine einfache

Beziehung zwischen der äußeren Belastung und der Spaltzugkraft an. Durch die Gerade der Form

$$Z/P = 0,3 \cdot \left(1 - \frac{a}{d}\right) \quad (3.7)$$

nähert er die Kurve für die bezogene Spaltzugkraft Z/P an. Da Verhältnisse $a/d \leq 0,1$ in der Baupraxis nur in Sonderfällen auftreten, gibt er als obere Grenze für die Spaltzugkraft einen Wert von $0,25 P$ an.

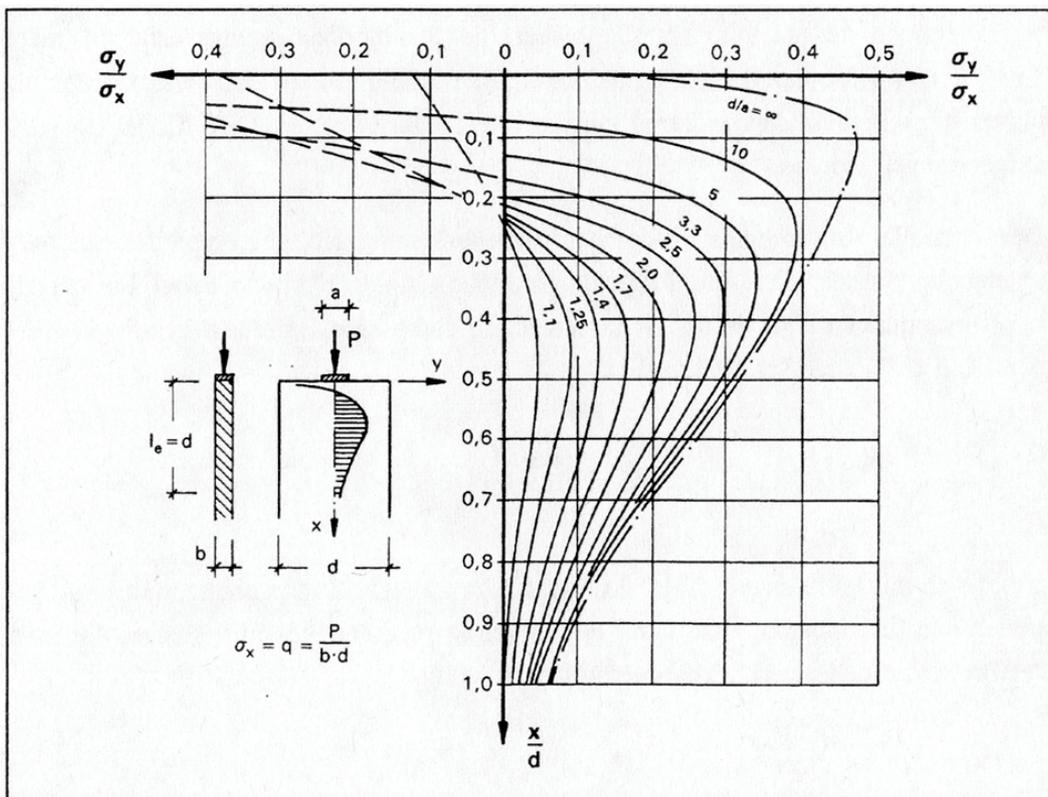


Bild 3.4: Verlauf und Größe der auf $\sigma_x = P / b \cdot d$ bezogenen Querzugspannungen σ_y entlang der x-Achse für verschiedene Verhältnisse d/a (aus [51]).

Neben den strengen theoretischen Lösungen für den zweidimensionalen Spannungszustand kann die resultierende Spaltzugkraft auch mit Hilfe von Stabwerkmodellen ermittelt werden, wobei diese wegen ihrer Anschaulichkeit als ingenieurmäßige Modelle besonders geeignet sind. Der spezielle Anwendungsfall der Teilflächenbelastung ist schon von Mörsch [52] untersucht worden. Die Grundlage dieser Untersuchungen bilden dabei Formänderungsbedingungen eines in der Symmetrieachse durch eine Einzellast belasteten Körpers. Die Größe der Spaltzugkraft

$$Z = 0,25 \cdot P \cdot \left(1 - \frac{a}{d}\right) \quad (3.8)$$

ergibt sich mit Hilfe eines Stabwerks, das die Druck- und Zugspannungen in zwei Resultierende zusammenfaßt und unter Berücksichtigung einer Einleitungslänge, die etwa der Breite des belasteten Körpers entspricht ($h = d$).

Während die klassischen Fachwerkmodelle von Ritter und Mörsch die Bemessungsgrundlage von Balken im Zustand II bilden, haben insbesondere Schlaich/Schäfer [67] die Bemessung mit Stabwerkmodellen auf Tragwerksbereiche ausgedehnt, für die bisher die Standardbemessungsverfahren nicht anwendbar waren. Aus diesem Grund ist die Bemessung mittels Stabwerkmodellen als universelles Bemessungsverfahren auch in Eurocode 2 [26] aufgenommen worden.

Ein weiteres Stabwerkmodell zur Ermittlung der Spaltzugkraft bei Teilflächenbelastung ist von Schäfer/Brandt [68] entwickelt worden. Im Vergleich zu anderen Modellen ist dieses Stabwerkmodell modifiziert worden, da die gleichmäßige Spannungsverteilung außerhalb des St. Venant-schen Störbereiches als wesentliche Voraussetzung bei der Ermittlung der Spaltzugkräfte wegen der n -fachen Betonspannungen der Längsbewehrung bei längsbewehrten Querschnitten nicht mehr zutrifft. Infolgedessen werden die aus der Lastumlenkung des Betontraganteils und aus der Längsbewehrung resultierenden Spaltzuganteile zunächst getrennt voneinander betrachtet und anschließend durch Superposition zusammengefaßt. Bild 3.5 stellt die Stabwerke getrennt für die Längsbewehrung und den nicht direkt belasteten Beton dar.

Die aus der Umlenkung des Lastanteils des Betonmantels P_b entstehende Spaltzugkraft

$$Z_b = \frac{P_b}{8} \cdot \left(2 - \frac{a}{d_b}\right) \quad (3.9)$$

ergibt sich dabei unter Beachtung des Momentengleichgewichtes und Division durch die zugehörigen inneren Hebelarme. Auf die gleiche Weise kann die Spaltzugkraft

$$Z_e = \frac{P_e}{8} \cdot \left(2 - \frac{a}{d_e}\right) \quad (3.10)$$

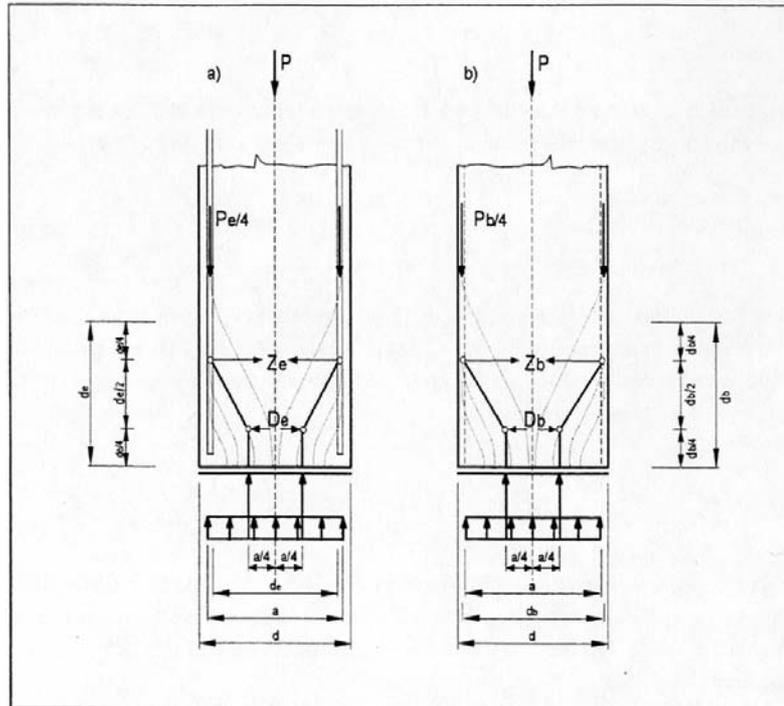


Bild 3.5: Stabwerkmodell nach [68];
a) aus Traganteil der Längsbewehrung, b) aus Traganteil des Betonmantels

aus der Umlenkung des Traganteils der Längsbewehrung P_e ermittelt werden. Die verwendeten Bezeichnungen P_b , P_e , d_b und d_e werden dabei aus Bild 3.5 ersichtlich. Setzt man für den Vergleich der beiden Stabwerkmodelle näherungsweise $d_b = d_e$, so ergibt sich die gesamte Spaltzugkraft

$$Z = Z_b + Z_e = \frac{P^*}{8} \cdot \left(2 - \frac{a}{d_b}\right)$$

mit $P^* = P_b + P_e$. Wird darüber hinaus d_b in Beziehung zur Stützenbreite d gesetzt und wird der Spaltzugspannungen erzeugende Kraftanteil P^* als Anteil der gesamten Last P ausgedrückt, so läßt sich die Spaltzugkraft

$$Z = \frac{P}{4} \cdot \frac{\left[1 - \left(\frac{a}{d}\right)^2\right]}{\left(1 - \frac{a}{d}\right)} \quad (3.11)$$

in Abhängigkeit des Verhältnisses a/d ausdrücken. Der Vergleich von Gl. (3.11) mit Gl. (3.8) zeigt unmittelbar, daß sich die Gleichungen ineinander überführen lassen und die Ergebnisse unter den getroffenen Vereinfachungen übereinstimmen. Mit dem in Bild 3.5 dargestellten Stabwerkmodell wird jedoch durch eine genauere Anpassung von Lage und Neigung der

Stabwerkstäbe an den Trajektorienverlauf eine getrennte Erfassung des Betontraganteils und des Traganteils der Bewehrung ermöglicht. Die resultierende Spaltzugkraft und die Druckkraft liegen dabei im Abstand $e_z = 0,75d$ bzw. $e_d = 0,25d$ vom unteren Rand entfernt.

3.3.3 Nachträglich verstärkte Stützen

Spaltzugspannungen werden auch im Krafteinleitungsbereich nachträglich verstärkter Stahlbetonstützen hervorgerufen, wenn die Belastung der Verbundstützen ausschließlich über den Altquerschnitt erfolgt. Im Gegensatz zu den monolithischen teilflächenbelasteten Stützen weisen nachträglich verstärkte Stahlbetonstützen jedoch eine Verbundfuge zwischen Alt- und Neuquerschnitt auf, deren Charakteristik sowohl die Größe als auch den Verlauf der Spaltzugspannungen beeinflussen kann. Der Einfluß von den Verbundeigenschaften in der Fuge auf die Größe sowie Verteilung der Spaltzugkräfte läßt sich durch die Ergebnisse der FE-Berechnung in [10] verdeutlichen, die überwiegend für eine Lastkonzentration $a/d = 0,7$ durchgeführt wurde. Bei diesen FE-Untersuchungen sind die in der Verbundfuge zwischen Alt- und Neuquerschnitt übertragenen Schubspannungen nach dem linearen Reibungsgesetz $\tau = \mu \cdot \sigma$ berechnet. Die unterschiedlichen Verbundeigenschaften in der Fuge werden durch Variieren der senkrecht zur Fuge wirkenden Druckspannungen σ und der Reibungszahl μ erreicht. Für eine bilineare Schubspannungs-Verschiebungs-Beziehung wurde der Verlauf der Schubspannungen in der Verbundfuge (s. Bild 3.6), der bezogenen Spaltzugspannungen in der Symmetrieachse (s. Bild 3.7 a.) und an der Oberfläche (s. Bild 3.7 b.) der nachträglich verstärkten Modellstütze ermittelt.

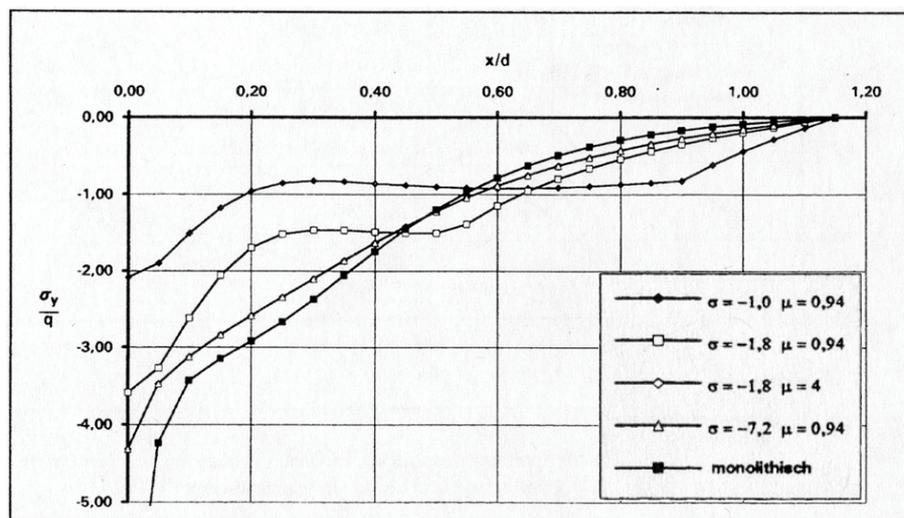
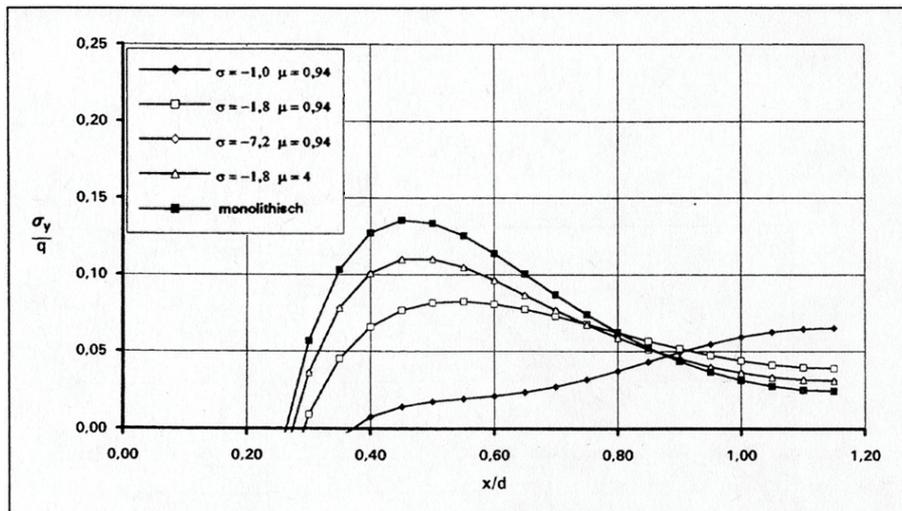


Bild 3.6: Verlauf der Schubspannungen in der Verbundfuge für verschiedene Verbundeigenschaften und die Lastkonzentration $a/d = 0,7$ (aus [10]).

Die Ergebnisse zeigen, daß sich der St. Venantsche Störbereich bei nachträglich verstärkten Stützen wegen des Überschreitens des Haftverbundes und auftretender Relativverschiebungen deutlich vergrößert. Im Vergleich zu monolithischen Stützen sind die resultierenden Spaltzugkräfte deutlich geringer.

a)



b)

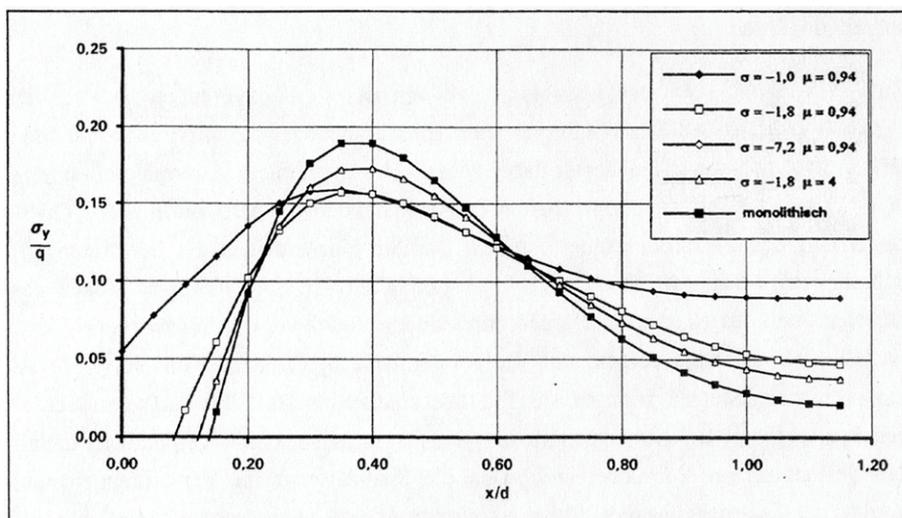


Bild 3.7: Verlauf der bezogenen Spaltzugspannungen für verschiedene Verbundeigenschaften und die Lastkonzentration $a/d = 0,7$ (aus [10]).

a) in der Symmetrieachse ($y = 0$); b) im Randbereich ($y = d/2$)

Die untersuchte Aufteilung der resultierenden Spaltzugkraft auf Altquerschnitt und Verstärkungsquerschnitt verdeutlicht, daß bei schlechten Verbundeigenschaften die Spaltzugkraft im Verstärkungsmantel infolge der Querdehnung des Altquerschnittes überwiegt; im Altquerschnitt zeigt sich für diesen Fall eine deutliche Abnahme der Spaltzugkraft gegenüber der einer monolithischen Stütze. Nach den Ergebnissen ist auch festzustellen, daß die Querbewehrung für

Spaltzugkräfte im Lasteinleitungsbereich einer nachträglich verstärkten Stütze so ermittelt werden darf wie die einer monolithischen Stütze mit gleichem Querschnittsverhältnis sowie gleicher Lastkonzentration, weil die resultierenden Spaltkräfte in monolithischen Stützen noch höher liegen.

3.4 Einflüsse der zeitabhängigen Betoneigenschaften

3.4.1 Allgemeines

Um neben einer ausreichenden Standsicherheit auch eine ausreichende Dauerhaftigkeit bzw. Gebrauchstauglichkeit zu gewährleisten, werden in allen relevanten Normen (DIN 1045, DIN 4227 [69], EC 2) Nachweise für den Gebrauchszustand gefordert. In der Regel beschränken sich diese Nachweise jedoch auf die Begrenzung der Spannungen und der Formänderungen sowie auf den Nachweis zur Beschränkung der Rißbreite. Einflüsse aus Betonkriechen und Betonschwinden müssen dabei in diesen Nachweisen berücksichtigt werden, sofern dadurch die Summe der Schnittgrößen in ungünstiger Richtung verändert wird.

Bei monolithisch hergestellten Stahlbetondruckgliedern ist im Gebrauchszustand häufig nur die Verformungszunahme infolge von Betonschwinden und -kriechen von Interesse; die Ermittlung der zeitabhängigen Teilschnittgrößen und damit der Spannungsumlagerungen zwischen Beton und Betonstahl ist erst dann von Bedeutung, wenn die tatsächlichen Spannungen im Beton und im Betonstahl als Summe der Lastspannungen und der zeitabhängigen Eigenspannungen kritisch sein können. Dies gilt um so mehr, als zahlreiche in der Vergangenheit aufgetretene Bauschäden auf das unterschiedliche viskoelastische Betonverhalten zurückzuführen sind. Einer Empfehlung von Schiessl [70] folgend ist deshalb in DIN 1045, Ausgabe 1988, Abschnitt 17.6.2, in oberflächennahen Bereichen von Stahlbetonbauteilen, in denen Betonzugspannungen auftreten, im allgemeinen eine Mindestbewehrung anzuordnen:

$$\rho_z = \frac{k_0 \cdot \beta_{bz}}{\sigma_s}.$$

Bei zentrisch belasteten Stahlbetonstützen ist der Beiwert k_0 für zentrischen Zwang gleich 1,0 zur Beschränkung der Breite von Erstrissen. Auf diese Mindestbewehrung darf aber verzichtet werden, wenn nachgewiesen wird, daß die Zwangsschnittgröße die Rißschnittgröße nicht

erreicht. Für diesen Fall ist die Bewehrung für die nachgewiesene Zwangsschnittgröße auf der Grundlage von DIN 1045, Abschnitt 17.6.3, zu ermitteln.

Wird eine vorbelastete Stahlbetonstütze nachträglich ergänzt, ist es aufgrund des unterschiedlichen zeitabhängigen Betonverhaltens in der Regel erforderlich, die Spannungsumlagerungen bzw. die Lastaufteilung im Verbundquerschnitt genauer zu betrachten. Nach Kraft [42] kann die verformungsunwilligere Altstütze z. B. die Schwindverformungen des Verstärkungsbetons so behindern, daß im Neuquerschnitt Risse auftreten können. Mit Ausnahme der Instandsetzungsmaßnahmen werden im Regelfall bestehende Stahlbetonstützen verstärkt, um im Gebrauchszustand eine höhere Belastung aufnehmen zu können. Die zusätzliche Last wird bei nachträglich verstärkten Stützen meistens ausschließlich über den Altquerschnitt eingeleitet. Durch diese sogenannte Teilflächenbelastung läßt sich eine Verbundstütze in zwei Stützenbereiche - Lasteinleitungsbereich und Stützenmittelbereich - unterscheiden. Bei der Ermittlung der Spannungsumlagerungen sowie der Aufteilung einer im Gebrauchszustand nach der Verstärkung aufgetragenen Zusatzbelastung sollen die beiden Stützenbereiche getrennt betrachtet werden. Die Spannungsumlagerungen und die Lastaufteilung in einer nachträglich verstärkten Stahlbetonstütze im Gebrauchslastfall sind im wesentlichen von

- der Kriechzahl und dem Schwindmaß von Alt- und Neubeton,
- dem Altersunterschied zwischen Altbeton und Neubeton,
- dem Bewehrungsgrad im Alt- und Neuquerschnitt,
- dem Flächenverhältnis von Neuquerschnitt zu Altquerschnitt sowie
- dem Belastungsalter des Neuquerschnittes

abhängig. Darüber hinaus sind die Berechnungsergebnisse der Ermittlung der Spannungsumlagerung und der Lastaufteilung nachträglich verstärkter Stützen auch durch die Annahme der Spannungs-Dehnungs-Beziehung (lineare oder nichtlineare σ - ε -Beziehung) der beiden Betone beeinflusst. Während die Berechnung der Spannungsumlagerungen sowie der Lastaufteilung auf die einzelnen Teilquerschnitte mit einer linearen σ - ε -Beziehung in geschlossener Form möglich ist, können die Berechnungen bei Berücksichtigung eines nichtlinearen Materialverhaltens nur in iterativer Form erfolgen. Streng betrachtet sind die Elastizitätsmoduli der Betone auch zeit- bzw. lastabhängig. Diese Abhängigkeit wird in den folgenden theoretischen Untersuchungen vernachlässigt.

Wird bei dem Zusammenwirken von Betonen mit unterschiedlichen Betonfestigkeitsklassen das unterschiedliche Tragverhalten berücksichtigt, so müssen für jeden der Teilquerschnitte sowohl die Grenzdehnung nach DIN 1045, Bild 13, als auch Rechenwerte β_R eingehalten werden. Bei Einhaltung der Grenzdehnung des Altbetons im Bruchzustand ergibt sich die maximale Dehnung des Neubetons somit als Differenz zwischen der Grenzdehnung des Altbetons und der Dehnung des Altbetons zum betrachteten Zeitpunkt, deren Größe jedoch nicht nur von der Dehnung des Altbetons zum Zeitpunkt der Verstärkungsmaßnahme, sondern auch von den Spannungsumlagerungen nach der Verstärkung abhängig ist.

3.4.2 Zeitabhängige Betonverformungen

Die zeitabhängige Betondehnung $\varepsilon_b(t)$ unter konstanter Spannung σ_b setzt sich aus drei Anteilen zusammen, nämlich aus der elastischen Dehnung ε_{el} , der Kriechdehnung $\varepsilon_{k,t}$ und der Schwinddehnung $\varepsilon_{S,t}$ (vgl. Bild 3.8). Aus äußeren Lasten resultierende Betondruckspannungen führen zunächst zu einer kurzzeitigen Formänderung, der elastischen Dehnung ε_{el} . Daneben kann schon nach kurzer Zeit eine irreversible Dehnung gemessen werden, die sich als Anteil der Fließverformung sofort bei Belastungsbeginn einstellt. Wirken die Spannungen als Dauerlasten auf den Beton, vergrößern sich im Laufe der Zeit die anfänglichen Formänderungen. Die unter Dauerbelastung auftretenden Kriechverformungen ε_k setzen sich nach dem Ansatz von DIN 4227 aus einer reversiblen, verzögert elastischen Komponente ε_v und einem irreversiblen Fließanteil ε_f zusammen. Prinzipiell sind alle diese Formänderungen des Betons vom jeweils wirksamen Betonalter abhängig.

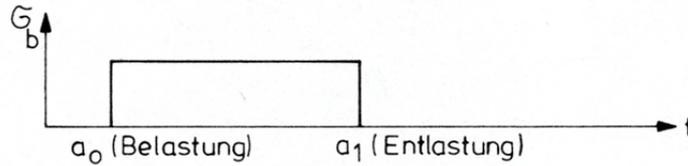
Das kurzzeitige Verformungsverhalten des Betons unter einer Druckbeanspruchung kann im Gebrauchszustand näherungsweise durch einen linearen Verlauf der Spannungsdehnungslinie und damit auch durch das Hookesche Gesetz

$$\sigma_b = E_b(t) \cdot \varepsilon_b \quad (3.12)$$

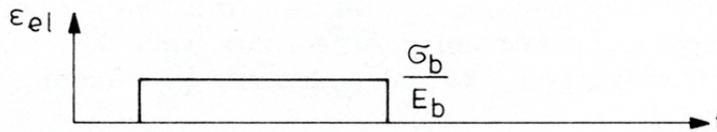
beschrieben werden. Diese Linearität zwischen Spannung und Dehnung geht jedoch bei einer Steigerung der Beanspruchung über den Gebrauchslastbereich hinaus verloren und führt damit zu einer nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung, die in idealisierter Form als Parabel-Rechteck-Diagramm Grundlage für die Bemessung im rechnerischen Bruchzustand ist. Obwohl der

Elastizitätsmodul in Gl.(3.12) ebenfalls zeitabhängig ist, wird den Formänderungsberechnungen in der Regel ein konstanter, auf die 28-Tage-Festigkeit bezogener E-Modul zugrunde gelegt.

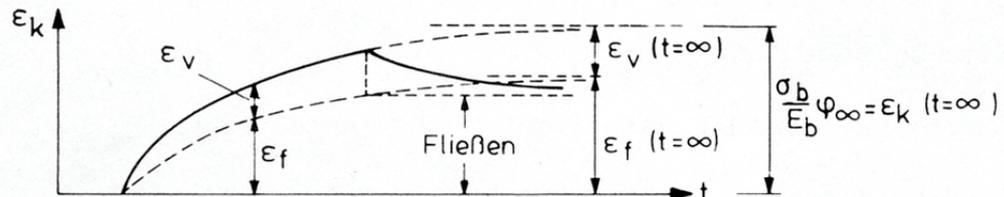
a) konst. Spannung $\bar{\sigma}_b$ im Zeitraum $a_0 < t < a_1$



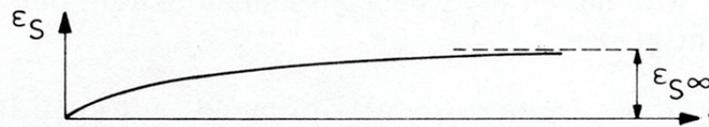
b) elast. Dehnung ϵ_{el}



c) Kriechdehnung als Summe von irreversiblen und reversiblen Anteilen



d) Schwinddehnung



e) gesamte Dehnung

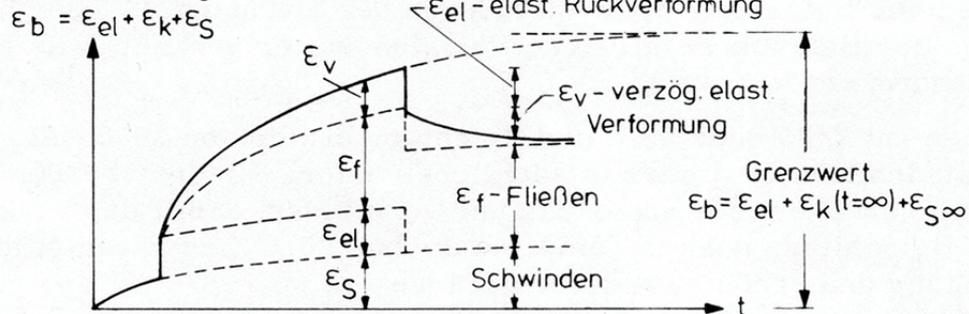


Bild 3.8: Schematische Darstellung der zeitabhängigen Betondehnung nach [71]

Die vom wirksamen Betonalter bei Belastungsbeginn abhängigen Kriechverformungen lassen sich unterteilen in reversible Anteile und irreversible oder bleibende Formänderungen. Der reversible Anteil, der als verzögert elastische Verformung ϵ_v bezeichnet wird, stellt sich jedoch nicht unmittelbar nach Be- und Entlastung ein, sondern wird nach ungefähr einem Jahr zu 90% erreicht.

Die zeitliche Entwicklung der verzögert elastischen Verformung, die durch den Verlauf von k_v nach DIN 4227 [69] Teil 1, Bild 2, gegeben ist, verdeutlicht, daß bereits nach rund einer Woche 40% dieser Verformung eingetreten sind. Der Verlauf der verzögert elastischen Verformung unterscheidet sich damit wesentlich von dem Verlauf der Fließverformung, deren Endwert praktisch erst nach rund 70 Jahren erreicht wird. Die Fließverformung als irreversibler Anteil läßt sich einem Grundkriechen, das auch ohne Austrocknung auftritt, und einem Trocknungskriechen zuordnen. Somit ist der in DIN 4227 Teil 1, Bild 1, dargestellte Verformungsverlauf in starkem Maße von den Bauteilabmessungen und den klimatischen Bedingungen abhängig. In EC 2 [26] wird auf diese Aufteilung verzichtet.

Zur Berechnung der zeitabhängigen Verformungen des Betons hat es sich als zweckmäßig erwiesen, die Kriechverformungen in Abhängigkeit der elastischen Verformung zum Belastungszeitpunkt t_0 auszudrücken. Dies geschieht in der Regel durch die Definition einer Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$, die multipliziert mit der elastischen Verformung die Kriechverformung zum Zeitpunkt t ergibt. Damit ergibt sich zum Zeitpunkt t eine Gesamtdehnung

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_{el}(t_0) + \varepsilon_k(t) = \varepsilon_{el}(t_0) + \frac{\sigma(t_0)}{E_c(t = 28 \text{ Tage})} \cdot \varphi(t, t_0) \quad (3.13)$$

infolge einer zum Zeitpunkt t_0 aufgebrachten Dauerbelastung. Die Abweichungen der Betondehnungen zu den Zeitpunkten t von der Dehnung zum Zeitpunkt t_0 werden mit den Kriechdehnungen durch modifizierte Kriechzahlen $\varphi(t, t_0)$ erfaßt. Nach DIN 4227 wird die Kriechzahl

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{f_0} \cdot (k_{f,t} - k_{f,t_0}) + 0,4 \cdot k_{v,(t-t_0)} \quad (3.14)$$

als Summe aus Fließanteil und verzögert elastischem Anteil gebildet. In Gl.(3.14) bedeuten φ_{f_0} die von den Umweltbedingungen bzw. der Austrocknungsgeschwindigkeit abhängige Grundfließzahl, k_f den Beiwert für den zeitlichen Ablauf des Fließens, t das wirksame Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt, t_0 das wirksame Betonalter bei Beginn der Belastung und k_v den Beiwert für die von der Belastungsdauer $t - t_0$ abhängige, verzögert elastische Verformung. Summenansätze weisen jedoch nach einem rechnerischen Vergleich verschiedener Kriechansätze von Blesnohl [72] bezüglich der Vorhersage der Kriechverformung einige typische Nachteile auf. So ergeben sich nach kurzer Belastungsdauer und bei Erstbelastung des Betons in höherem Alter systematische Fehler bei der Ermittlung der Kriechzahlen, weil der Einfluß des Belastungsalters auf das Fließen und der zeitliche Verlauf der Fließverformung durch dieselbe Funktion

beschrieben werden. Ein weiterer Nachteil besteht darin, daß in die verzögert elastische Verformung nur die Belastungsdauer und nicht das Betonalter bei Lastaufbringung eingeht. Mit dem Produktansatz nach EC 2 läßt sich dagegen das Verformungsverhalten des Betons sowohl für die raschen Anfangsverformungen als auch für den Einfluß des Belastungsalters besser vorhersagen. Nach EC 2 ergibt sich die Kriechzahl

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t - t_0) \quad (3.15)$$

als Produkt der Grundkriechzahl φ_0 und einer Funktion $\beta_c(t-t_0)$ zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufs des Kriechens nach Lastaufbringung. Die Grundkriechzahl

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_c) \cdot \beta(t_0) \quad (3.16)$$

wird dabei durch die Beiwerte zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchtigkeit (φ_{RH}), der mittleren Betonfestigkeit $\beta(f_c)$ und des wirksamen Betonalters bei Belastungsbeginn $\beta(t_0)$ bestimmt. Dieser Berechnungsansatz entspricht damit wieder dem bis 1979 in DIN 1045 [73], Abschnitt 16.4, vorhandenen Produktansatz

$$\varphi_t = \varphi_0 \cdot k_1 \cdot k_2.$$

Die neben der Grundkriechzahl φ_0 verwendeten Beiwerte k_1 und k_2 beschreiben mit $k_1 = k(t_0)$ den Einfluß des Erhärtungsgrades bzw. das Alter t_0 des Betons beim Aufbringen der kriecherzeugenden Belastung und mit $k_2 = f(t-t_0)$ den zeitlichen Verlauf des Kriechens, wobei die Zeitfunktion zwischen 0 für t_0 und 1 für $t = \infty$ verläuft. Die zeitabhängigen Beiwerte k_1 und k_2 nach DIN 1045 [73] entsprechen dabei den Funktionen $\beta(t_0)$ und $\beta_c(t-t_0)$. Während nach DIN 1045 die Grundkriechzahl φ_0 als ein Tabellenwert in Abhängigkeit der Umweltbedingungen und der Konsistenzbereiche abgelesen werden konnte, wird in CEB Mode Code 1990 [74] bzw. in EC 2 [26] die Grundkriechzahl durch das Produkt der Funktionen φ_{RH} , $\beta(f_c)$ und $\beta(t_0)$ beschrieben, so daß damit die maßgeblichen Einflüsse auch getrennt erfaßt werden können.

In Bild 3.9 sind zum Vergleich die Verläufe der Kriechzahlen für verschiedene Belastungsalter entsprechend dem Kriechansatz nach EC 2 als durchgezogene Linie und entsprechend dem Kriechansatz nach DIN 4227 als strichlierte Kurve dargestellt.

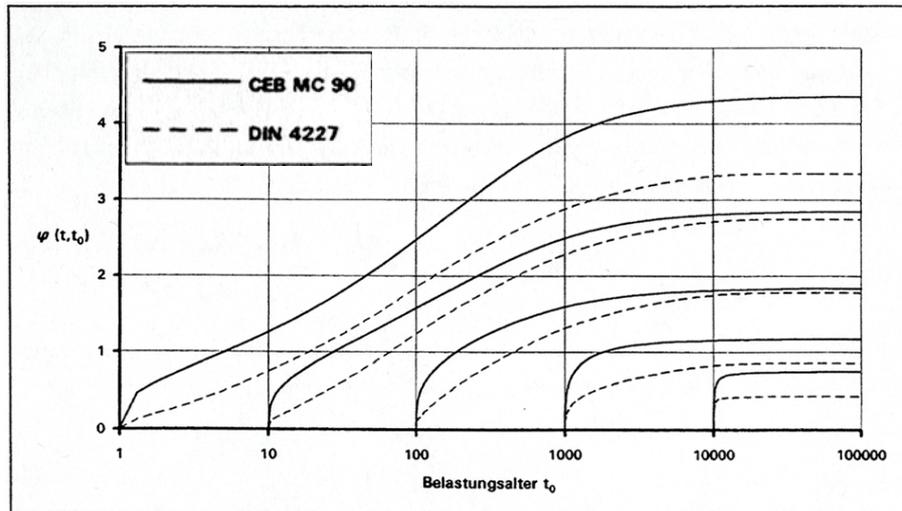


Bild 3.9: Verläufe der Kriechzahlen für verschiedene Belastungsalter nach EC 2 (durchgezogene Linie) und DIN 4227 (strichlierte Linie) für folgende Randbedingungen: B25; Z25; $d_{ef} = 20\text{cm}$; $T_i = 20^\circ\text{C}$; Umweltbedingungen: "allgemein im Freien" nach DIN 4227 Teil 1, Tabelle 8, Zeile 3.

Wird ein Beton im hohen Alter belastet, wie z.B. beim Aufbringen einer Zusatzbelastung nach der Verstärkung einer Stütze, so ergibt sich nach DIN 4227 nahezu unabhängig von der Zementsorte die Differenz der Fließbeiwerte ($k_{f,t} - k_{f,t_0}$) zu Null. Die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ besteht damit formal nur noch aus dem vollständig reversiblen Anteil der verzögert elastischen Verformung und nimmt nach (3.14) einen Maximalwert von 0,4 an. Versuche von Trost /Cordes/Abele [75] an über 40 Jahre altem Beton zeigten jedoch, daß trotz des hohen Alters noch bedeutende Kriechverformungen gemessen wurden. Die rechnerischen Endkriechzahlen der beiden untersuchten Betone, die charakteristische Unterschiede in der Betonzusammensetzung aufweisen, lagen im Bereich von $\varphi_\infty = 0,51 \sim 0,77$ und überstiegen damit die Angabe nach DIN 4227. Dabei konnte zudem festgestellt werden, daß ein großer Teil dieser zeitabhängigen Verformungen nach der Entlastung nicht wieder zurückgeht und auch sehr alte Betone somit noch bedeutende Fließverformungen aufwiesen. Der Anteil der verzögert elastischen Verformungen erreichte dagegen mit einem Wert von 0,29 nicht die zahlenmäßige Angabe nach der Spannbetonnorm DIN 4227. Zu einer in der Tendenz ähnlichen Aussage zur Größe der verzögert elastischen Verformung kommen Wesche/Schrage/vom Berg [76] durch Versuche an 6 - 9 Jahre altem Beton. Übereinstimmend zeigte sich bei beiden Untersuchungen, daß auch die zeitliche Entwicklung der verzögert elastischen Verformung schneller als nach der Bemessungsrichtlinie verläuft. Für die wirklichkeitsnahe Ermittlung der Kriechverformungen ist es deshalb sinnvoll, nach EC 2 vorzugehen.

Bei der Ermittlung der Kriechverformungen wird in der Regel von der vereinfachten Annahme ausgegangen, daß das Kriechmaß des Betons proportional zur einwirkenden Dauerspannung ist. Nach Untersuchungen von Grasser/Kraemer [77] zur Abhängigkeit der Kriechverformungen vom Belastungsgrad läßt sich jedoch feststellen, daß diese Spannungsproportionalität näherungsweise nur für den Gebrauchszustand mit Belastungsgraden Ψ bis 0,4 Gültigkeit besitzt. Wird dagegen die Belastungshöhe auf über 40% der Kurzzeitfestigkeit gesteigert, steigt die Kriechzahl überproportional an. Für einen Belastungsgrad $\Psi = 0,5$ werden dabei unabhängig von der Betongüte und dem Belastungsalter schon um 10 ~ 20% gegenüber dem Proportionalbereich erhöhte Kriechzahlen beobachtet. Zu einem vergleichbaren Ergebnis kommt Stöckl in [78]. Demnach steigen die Endkriechmaße φ_∞ im Bereich $\Psi < 0,5$ erst allmählich, im Bereich $\Psi > 0,5$ dagegen stark an.

Neben den lastabhängigen Verformungen weist der Beton jedoch auch noch lastunabhängige Verformungen mit ebenfalls zeitabhängigem Verlauf auf. Verursacht werden diese Schwindverformungen durch ein Austrocknen des Betons. Von besonderer Bedeutung für die Größe der Schwindverformungen sind dabei das Betonalter bei Austrocknungsbeginn, die Klimabedingungen und die effektive Betonkörperdicke. Nach DIN 4227 wird das Schwindmaß des Betons

$$\varepsilon_{b,S}(t) \equiv \varepsilon_{s,t} = \varepsilon_{s,0} \cdot (k_{s,t} - k_{s,t_0}) \quad (3.17)$$

als Produkt eines Grundswindmaßes $\varepsilon_{s,0}$ und der Differenz zweier Beiwerte der Verlaufsfunktion k_s ermittelt. Dadurch wird das Schwinden in Analogie zur Fließverformung ebenfalls nach dem Abschneideprinzip berechnet. Vergleichende Untersuchungen von [72] zeigen auch hier, daß die nach (3.17) ermittelten Schwindmaße im Vergleich zum Schwindansatz nach EC 2 geringere Werte ergeben. Nach EC 2 wird das Schwindmaß

$$\varepsilon_{b,S}(t) \equiv \varepsilon_{cs}(t - t_s) = \varepsilon_{cs0} \cdot \beta_s(t - t_s) \quad (3.18)$$

wiederum durch das Produkt aus dem Grundswindmaß ε_{cs0} und dem Beiwert $\beta_s(t - t_s)$ zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufs des Schwindens gebildet, wobei das Grundswindmaß ε_{cs0} ebenso wie die Grundkriechzahl von der relativen Luftfeuchtigkeit (β_{RH}) und der mittleren Betonfestigkeit ($\varepsilon_s(f_{cm})$) abhängt. Zusätzlich kann das Grundswindmaß

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_s(f_{cm}) \cdot \beta_{RH} \cdot \beta_{s,T} \quad (3.19)$$

über ein multiplikatives Zusatzglied $\beta_{s,T}$ angepaßt werden, falls eine von $T = 20^\circ\text{C}$ abweichende mittlere Betontemperatur während des Schwindvorgangs berücksichtigt werden soll. Der Verlauf des Schwindmaßes ist zum Vergleich in Bild 3.10 für den Ansatz nach EC 2 als durchgezogene Linie und nach DIN 4227 als strichlierte Linie eingezeichnet.

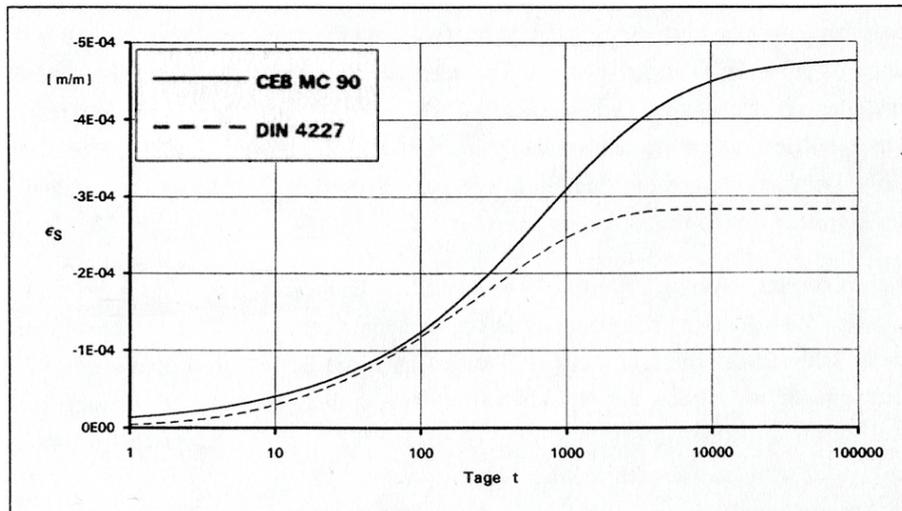


Bild 3.10: Verlauf des Schwindmaßes nach EC 2 (durchgezogene Linie) und DIN 4227 (strichlierte Linie) für folgende Randbedingungen: B25; Z25; $d_{ef} = 20\text{cm}$; $T_i = 20^\circ\text{C}$; Umweltbedingungen: "allgemein im Freien" nach DIN 4227 Teil 1, Tabelle 8, Zeile 3.

3.4.3 Verformungsverhalten bei veränderlicher Dauerlast

Die lastabhängigen Formänderungen des viskoelastischen Werkstoffes Beton ergeben sich bei einer konstanten Spannung σ_0 nach Gl.(3.13) als Summe der elastischen Dehnung ε_{el} und der zeitabhängigen Kriechdehnung ε_k . Druckbeanspruchte Verbundquerschnitte aus Beton und Stahl oder aus unterschiedlich alten Betonen erfahren aber mit der Zeit Veränderungen der ursprünglich vorhandenen Spannungszustände. Die Ursache für diese Spannungsänderungen liegt dabei im wesentlichen in dem voneinander abweichenden Verformungsverhalten der schubfest verbundenen Teilquerschnitte. Da sich aber die Teilquerschnitte unter der Annahme eines vollen Verbundes nicht unabhängig voneinander verformen können, führt die Verträglichkeit der Verformungen zum Entstehen zeitabhängiger Umlagerungsschnittgrößen, so daß die Voraussetzung der konstanten Spannung σ_0 zur Beschreibung der Kriechverformungen nach Gl.(3.13) nicht mehr gegeben ist. Im Bereich der Gebrauchsspannungen, solange $\sigma_b < 0,4 \beta_R$ bis $0,6 \beta_R$ ist, kann nach [79, 80] bei konstanten Umweltbedingungen näherungsweise eine lineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung auch für zeitabhängige Betonspannungen und

-dehnungen angenommen werden, wenn eine größere Umkehr der Dehnungen vermieden wird [81]. Das lineare Stoffgesetz erlaubt es auch, Kriechverformungen aus verschiedenen Spannungsanteilen zu überlagern.

Eine veränderliche Betonspannung $\sigma_b(t)$ wird in Bild 3.11 dargestellt. Im wirksamen Betonalter τ_0 wird zunächst die Spannung σ_0 kurzfristig aufgebracht. Die stetige Spannungsänderung wird als eine Folge von Lastfällen mit den Spannungsstufen

$$d_\tau \sigma = \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (3.20)$$

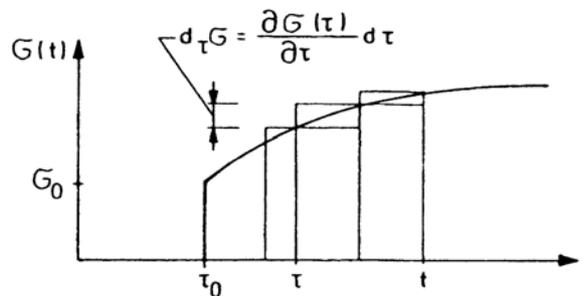


Bild 3.11: Spannungsstufen aus [71]

im variablen wirksamen Betonalter τ aufgefaßt. Die Spannungsänderungen rufen Dehnungen im Betrachtungszeitpunkt t

$$d\varepsilon_b(t) = d_\tau \sigma \frac{1}{E_b} [1 + \varphi(t, \tau)] \quad (3.21)$$

hervor. Die Dehnungen aus allen Stufen werden von dem Zeitpunkt der Erstbelastung τ_0 bis zum Betrachtungszeitpunkt t , beide gemessen im wirksamen Betonalter, überlagert:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)] + \frac{\sigma_t - \sigma_0}{E} + \frac{1}{E} \cdot \int_{\tau=\tau_0}^t \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} \cdot \varphi(t, \tau) \cdot d\tau + \varepsilon_S(t) \quad (3.22)$$

Eine Anwendung der Integralgleichung (3.22) auf Betontragwerke wird sehr umständlich, wenn die veränderliche Betonspannung $\sigma(\tau)$ unter dem Integral gesucht ist, so daß Umformungen von Gl.(3.22) und numerische Verfahren notwendig werden. Es sind je nach Aufgabe, Tragwerksart, Genauigkeitsanforderungen und Hilfsmittel sehr verschiedene Verfahren für die Anwendung von

Gl.(3.22) entwickelt worden. Trost [82] und Zerna [83] gelingt es mit Hilfe einer Näherung, die Integralformulierung Gl.(3.22) des Stoffgesetzes durch eine algebraische Gleichung mit dem Relaxationskennwert zu ersetzen:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} \cdot (1 + \varphi_t) + \frac{\sigma_t - \sigma_0}{E} \cdot (1 + \rho_t \cdot \varphi_t) + \varepsilon_S(t), \quad (3.23)$$

wenn ein Relaxationskennwert $\rho = \rho_t$ definiert wird, der bei Spannungsänderungen die verminderte Kriechfähigkeit des im betrachteten Zeitintervall alternden Betons berücksichtigt. Dieser Relaxations- oder Alterungskennwert

$$\rho_t = \rho(t, t_0) = \frac{\int_{\tau=t_0}^t \frac{\partial \sigma(\tau)}{\partial \tau} \cdot \varphi(t, \tau) \cdot d\tau}{(\sigma_t - \sigma_0) \cdot \varphi(t, t_0)} \quad (3.24)$$

ist dabei abhängig vom Spannungsverlauf beziehungsweise der daraus abgeleiteten Funktion der Spannungsänderungen pro Zeiteinheit und der Kurve der Kriechzahlen. Der Vorteil der rein formalen Einführung des Relaxationskennwertes wird erkennbar, wenn man den unbekanntem Spannungsverlauf $\sigma(\tau)$ unter dem Integral durch einen Näherungsansatz vorwegnimmt. Rüschi [80] nimmt für den veränderlichen Spannungsverlauf $\sigma(\tau)$ den konstanten Mittelwert

$$\sigma(\tau) = \frac{\sigma(t) + \sigma(\tau_0)}{2} \quad (3.25)$$

zwischen dem Anfangswert $\sigma(\tau_0)$ und der Spannung $\sigma(t)$ zum Beobachtungszeitpunkt t an. Nach einer Teilintegration in Gl.(3.24) ergibt sich

$$\rho(t, \tau_0) = 1/2 \quad (3.26)$$

unabhängig davon, welcher Ansatz für $\varphi(t, \tau_0)$ gewählt wird, worauf Thomsing und Holzapfel [84] schon hingewiesen haben.

Bazant [85] gelingt es, mit dem Ansatz

$$\sigma(\tau, \tau_0) = \sigma_0 R(\tau, \tau_0) \quad (3.27)$$

in Gl.(3.24) eine geschlossene Formel für den von t , τ_0 und verschiedenen Parametern abhängenden Relaxationskennwert

$$\rho(t, \tau_0) = \frac{1}{1 - R(t, \tau_0)} - \frac{1}{\varphi(t, \tau_0)} \quad (3.28)$$

anzugeben, wobei $R(t, \tau_0)$ die über die Integralgleichung

$$1 = [1 + \varphi(t, \tau_0)] + \int_{\tau_0}^t \frac{\partial R(t, \tau_0)}{\partial \tau} [1 + \varphi(t, \tau_0)] d\tau \quad (3.29)$$

der Kriechzahl $\varphi(t, \tau_0)$ zugeordnete normierte Relaxationsfunktion ist. Es läßt sich zeigen, daß Gleichung (3.23) mit Gl.(3.28) die Lastfälle Kriechen, Relaxation und Schwindrelaxation exakt beschreibt, solange das Schwinden zeitlich affin zum Kriechen verläuft.

Eine weitere Möglichkeit zur Vereinfachung der Gleichung (3.22) ist die Anwendung der so genannten erweiterten Dischinger-Gleichung nach [80, 86]. Zahlenwerte für den Relaxationskennwert finden sich in [80, 87, 88].

Im Hinblick auf die großen Unsicherheiten bei der Bestimmung der Kriechzahl φ kann das zeitabhängige Betonverhalten jedoch im Bereich üblicher Hoch- und Brückenbauten in guter Näherung durch einen konstanten Relaxationskennwert $\rho = 0,8$ beschrieben werden [86], sofern das wirksame Betonalter im Betrachtungszeitpunkt $t \geq 180 \sim 200$ Tage ist. Betrachtet man jedoch nach Bild 3.9 den Verlauf der Kriechzahlen für Betone mit hohem Belastungsalter, so wird ersichtlich, daß in diesem Fall der Relaxationskennwert nach Gl.(3.24) einen größeren Wert annehmen wird und gegen den Grenzwert von $\rho = 1,0$ strebt. Trost/Cordes/Abele konnten in [75] diese theoretische Überlegung durch Relaxationsversuche an rund 40 Jahre alten, bis dahin unbelasteten Betonen bestätigen.

3.4.4 Lastaufteilung und Spannungsumlagerungen nachträglich verstärkter Stahlbetonstützen im Gebrauchszustand

Wie in den Abschnitten 3.4.2 und 3.4.3 beschrieben wird, sind die gesamten Verformungen einer Stahlbetonstütze unter Dauerbelastung last- und zeitabhängig. In dem Verbundquerschnitt aus Beton mit viskoelastischen Verformungseigenschaften und Stahl mit rein elastischem Verhalten können sich die zeitabhängigen Betonverformungen bei Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese und vollständigem Verbund zwischen Beton und Stahl nicht unabhängig von dem elastischen Teilquerschnitt Betonstahl einstellen. Somit werden in den Teilquerschnitten Eigenspannungen hervorgerufen, so daß der in dem elastischen Teilquerschnitt eingeprägte Spannungszustand auch einer zeitlichen Veränderung unterliegt. Der Vorgang der zeitabhängigen Entwicklung oder Änderung von Eigenspannungen wird als Spannungsumlagerung bezeichnet. Bei nachträglich verstärkten Stahlbetonstützen sind die Wirkungen der zeitlichen Betonverformungen vor und nach der Verstärkung zu unterscheiden, weil sich die Einwirkungen der zeitlichen Betonverformungen auf den Verbundquerschnitt zum Zeitpunkt der Verstärkung ändern. Während vor der Verstärkung nur die Dauerlast und das Schwinden des Altbetons betrachtet werden müssen, sind nach der Verstärkung Einwirkungen wie die restlichen zeitabhängigen Verformungen des Altquerschnittes, das Schwinden des Neubetons und das Kriechen der beiden Betonquerschnitte infolge zusätzlicher Dauerbelastung zu untersuchen. Diese Überlegung soll am Beispiel einer mittig gedrückten Stahlbetonstütze wie folgt verdeutlicht werden.

Eine Altstütze habe im Querschnitt die Nettobetonfläche A_{ba} und die Stahlfläche A_{sa} und sei zum Zeitpunkt t_0 mit einer konstanten Dauerlast N_1 beaufschlagt worden. Wegen des vollkommenen Verbundes und der Annahme der Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese ist die elastische Anfangsdehnung $\varepsilon(t_0)$ für den Beton und den Stahl gleich groß und kann durch eine Division der Dauerlast N_1 durch die Dehnsteifigkeit des Verbundquerschnittes errechnet werden. Die Spannungen in den einzelnen Teilquerschnitten ergeben sich mit jeweiligem Elastizitätsmodul auf der Grundlage des Hookeschen Gesetzes. Wird der Spannungszustand im Verbundquerschnitt bzw. die Gesamtstauchung der Altstütze zum Zeitpunkt t_1 - z. B. zum Zeitpunkt der Verstärkung - betrachtet, sind die Spannungsumlagerungen zwischen Beton und Stahl infolge Betonschwinden und -kriechen zu berücksichtigen. Da die umgelagerten Spannungen Eigenspannung sind und die Bernoulli-Hypothese bzw. der vollständige Verbund in der Regel vorausgesetzt ist, kann man aus der Gleichgewichtsbedingung

$$\sigma_{ba,t_1} \cdot A_{ba} + \sigma_{sa,t_1} \cdot A_{sa} = N_1 \quad (3.30)$$

und der Verträglichkeitsbedingung

$$\varepsilon_{ba,t_1} = \varepsilon_{sa,t_1} \quad (3.31)$$

sowie Gl.(3.23) die Betonspannungen

$$\sigma_{ba,t_1} = \frac{\frac{N_1 \cdot E_{ba}}{A_{sa} \cdot E_{sa}} - \sigma_{ba,t_0} \cdot (1 - \rho_{ba}) \cdot \varphi_{ba}(t_1, t_0) - \varepsilon_{ba,S}(t_1, t_{S1}) \cdot E_{ba}}{\frac{A_{ba} \cdot E_{ba}}{A_{sa} \cdot E_{sa}} + 1 + \rho_{ba} \cdot \varphi_{ba}(t_1, t_0)} \quad (3.32)$$

errechnen. Hierin bedeuten

N_1	Normalkraft infolge Dauerlast
E_{ba}, E_{sa}	Elastizitätsmodul von Beton bzw. Stahl
A_{ba}, A_{sa}	Betonquerschnitt bzw. Stahlquerschnitt
σ_{ba,t_0}	Betonspannung am Belastungsanfang
φ_{ba}	Relaxationskennwert des Altbetons
$\varphi_{ba}(t_1, t_0)$	Kriechzahl zum Zeitpunkt t_1
$\varepsilon_{ba,S}(t_1, t_0)$	Schwindmaß zum Zeitpunkt t_1

In Gleichung (3.32) ist deutlich zu erkennen, daß die Größe der Betonspannung von dem zu Beginn der Belastung wirksamen Betonalter (t_0) und dem Längsbewehrungsgrad abhängig ist. In Bild 3.12 wird nach Gleichung (3.32) die Entwicklung der Betonspannungen in Abhängigkeit von Längsbewehrungsgraden ρ_L dargestellt. Bei dieser Berechnung werden folgende Annahmen getroffen: Die quadratische Stütze hat eine Nettobetonquerschnittsfläche von $A_{ba} = 40.000 \text{ mm}^2$ (Seitenlänge 200 mm) sowie eine Stahlquerschnittsfläche A_{sa} , die dem Längsbewehrungsgrad von 0,8%, 1,5% und 3,0% entspricht. Der Beton entspricht B25 nach DIN 1045, $E_{ba} = 29.000 \text{ N/mm}^2$. Die Dauerlast N_1 erzeugt am Belastungsanfang eine Betonspannung von $\sigma_{ba,t_0} = \beta_R/2,1 = 8,33 \text{ N/mm}^2$ und wird an den jeweiligen Wert von A_{sa} angepaßt. Die Belastung beginnt zum Zeitpunkt $t_0 = 14$ Tage. Die Kriechzahl $\varphi_{ba}(t_1, t_0)$ und das Schwindmaß $\varepsilon_{ba,S}(t_1, t_0)$ werden nach EC 2 für 20°C und 50% relative Luftfeuchtigkeit berechnet. Darüber hinaus wird eine lineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung angenommen.

Das Bild 3.12 zeigt deutlich, daß der Beton durch die Spannungsumlagerungen stark entlastet wird. Je höher der Längsbewehrungsgrad ist, um so mehr wird der Beton entlastet. Der größte Teil der Spannungsumlagerung findet zu Beginn der Zeit (ca. innerhalb eines Jahres) nach dem Aufbringen der Belastung statt. Hinsichtlich der Tragfähigkeit der Stütze bzw. der im Bruchlastfall einzuhaltenden Rechenwerte der Betonfestigkeit sind diese Spannungsumlagerungen eher günstig.

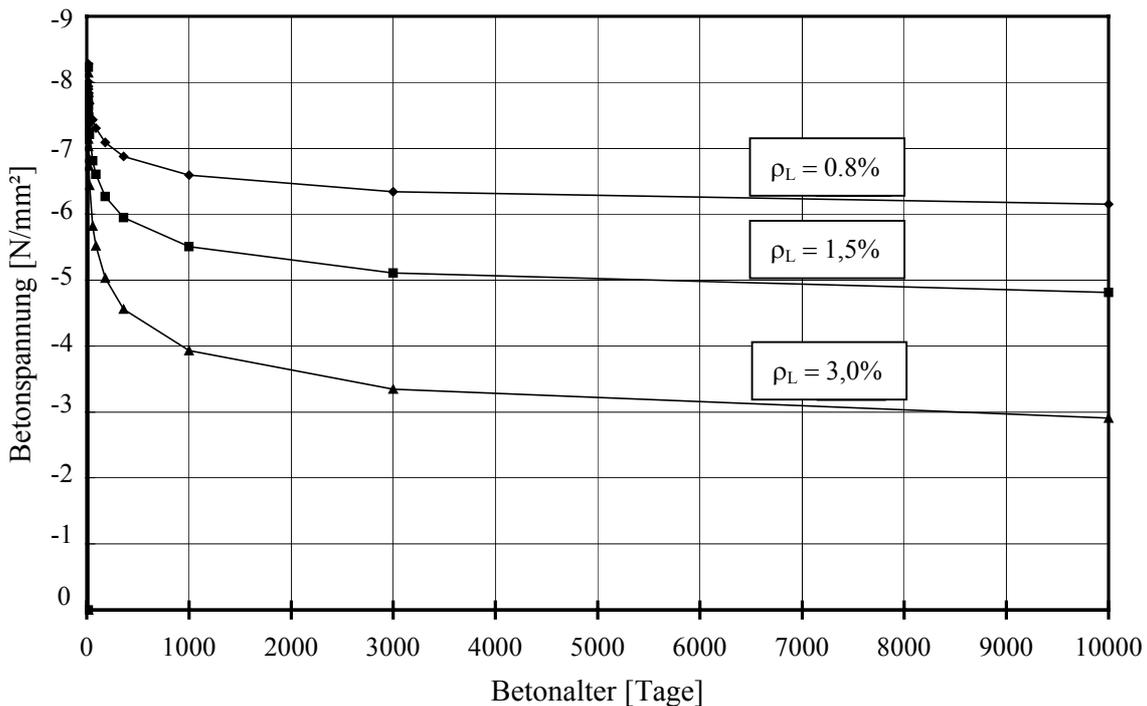


Bild 3.12: Die Entwicklung der Betonspannungen infolge der Spannungsumlagerungen in der Altstütze mit dem Betonalter bzw. der Belastungsdauer t_1 in Abhängigkeit von dem Längsbewehrungsgrad ($t_0 = 14$ Tage).

Wird diese Altstütze zum Zeitpunkt t_1 durch eine Stahlbetonummantelung mit einer Netto-betonquerschnittsfläche A_{bn} und einer Stahlquerschnittsfläche A_{sn} verstärkt und die verstärkte Stütze zum Zeitpunkt t_2 mit einer zusätzlichen Dauerlast N_2 beaufschlagt, dann sind nicht nur die Verteilung der Zusatzlast auf die einzelnen Teilquerschnitte zum Zeitpunkt t_2 , sondern auch die zeitlichen Einwirkungen - sowohl die vor der Verstärkung schon vorhandenen Einwirkungen, als auch zusätzliche Einwirkungen nach der Verstärkung - auf den Verbundquerschnitt aus drei Querschnittsanteilen (Alt- und Neubeton sowie vereinfachend zu einer resultierenden Lage zusammengefaßtem Stahlquerschnitt) mit unterschiedlichen Materialeigenschaften zu betrachten. Aufgrund der Annahme der Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese und des vollkommenen Verbundes ist die elastische Verformung ε_{N_2} infolge der Zusatzlast N_2 zum Zeitpunkt t_2 für die

beiden Betone und den Stahl gleich groß und kann durch die Division der Last N_2 durch die Dehnsteifigkeit des gesamten Verbundquerschnittes errechnet werden. Die entsprechenden Spannungen in den einzelnen Teilquerschnitten ergeben sich mit jeweiligem Elastizitätsmodul auf der Grundlage des Hookeschen Gesetzes. Für die Analogie der Spannungumlagerungen im dauerbelasteten Verbundquerschnitt ist es zweckmäßig, die den Einwirkungen zugeordneten zeitlichen Verformungen bzw. Spannungsveränderungen getrennt voneinander zu betrachten, weil die Einwirkungen zu unterschiedlichen Zeitpunkten auf den Verbundquerschnitt treffen und die Verformungseigenschaften des Betons zeitabhängig sind. Von dieser Überlegung ausgehend kann man die Einwirkungen nach der Verstärkung in drei Anteile

- Restkriechen des Altbetons unter der ursprünglichen Dauerlast N_1
- Restschwinden des Altbetons und Schwinden des Neubetons
- Kriechen der beiden Betone unter der zusätzlichen Dauerlast N_2

aufteilen und die Spannungen in einzelnen Teilquerschnitten zum betrachteten Zeitpunkt $t > t_1$ je nach dem Anteil der Einwirkungen zunächst getrennt ermitteln. Da das Superpositionsgesetz für die Spannungumlagerungen ebenfalls gültig ist, dürfen dann die getrennt ermittelten Spannungsveränderungen bis zum betrachteten Zeitpunkt addiert werden. Zur Ermittlung der Spannungen in einzelnen Teilquerschnitten werden dabei die Gleichgewichtsbedingungen

$$(\sigma_{ba,t} - \sigma_{ba,t_1}) \cdot A_{ba} + \sigma_{bn,t} \cdot A_{bn} + (\sigma_{sa,t} - \sigma_{sa,t_1}) \cdot A_s = 0 \quad (\text{für } t_1 < t < t_2) \quad (3.33 \text{ a})$$

$$\sigma_{ba,t} \cdot A_{ba} + \sigma_{sa,t} \cdot A_{sa} + \sigma_{bn,t} \cdot A_{bn} + \sigma_{sn,t} \cdot A_{sn} = N_1 + N_2 \quad (\text{für } t > t_2) \quad (3.33 \text{ b})$$

(mit $A_s = A_{sa} + A_{sn}$) und die Verträglichkeitsbedingungen

$$\varepsilon_{ba,t} - \varepsilon_{ba,t_1} = \varepsilon_{bn,t} \quad (3.34)$$

$$\varepsilon_{ba,t} - \varepsilon_{ba,t_1} = \varepsilon_{sa,t} - \varepsilon_{sa,t_1} = \varepsilon_{sn,t} - \varepsilon_{sn,t_1}$$

sowie die Gleichung (3.23) für den jeweiligen Beton zum betrachteten Zeitpunkt benötigt. Zu beachten ist, daß die Ermittlung der Spannungen in Einzelteilquerschnitten über die Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen nur bei rein elastischem Materialverhalten in geschlossener Form erfolgen kann. Bei Berücksichtigung des nichtlinearen Betonverhaltens ist diese Berechnung nur in iterativer Form durchführbar. In diesem Fall ist das Superpositionsgesetz auch nicht mehr anwendbar. In den folgenden Untersuchungen ist deshalb eine lineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung vorausgesetzt.

Aus den Gleichungen (3.23), (3.33 a) und (3.34) ergeben sich die Betonspannungen

$$\sigma_{ba,t}^{(1)} = \frac{\sigma_{ba,t_1} \cdot \left[\frac{A_s \cdot E_s}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot (1 + \rho_{ba} \cdot \varphi_{ba,t_1}) + \frac{A_{bn} \cdot E_{bn}}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot \frac{1 + \rho_{ba} \cdot \varphi_{ba,t_1}}{1 + \rho_{bn} \cdot \varphi_{bn,t}} \right]}{1 + \frac{A_s \cdot E_s}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot (1 + \rho_{ba} \cdot \varphi_{ba,t}) + \frac{A_{bn} \cdot E_{bn}}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot \frac{1 + \rho_{ba} \cdot \varphi_{ba,t}}{1 + \rho_{bn} \cdot \varphi_{bn,t}}} - \frac{\sigma_{ba,t_0} \cdot (1 - \rho_{ba}) \cdot \Delta\varphi_{ba} \cdot \left(\frac{A_s \cdot E_s}{A_{ba} \cdot E_{ba}} + \frac{A_{bn} \cdot E_{bn}}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot \frac{1}{1 + \rho_{bn} \cdot \varphi_{bn,t}} \right)}{1 + \frac{A_s \cdot E_s}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot (1 + \rho_{ba} \cdot \varphi_{ba,t}) + \frac{A_{bn} \cdot E_{bn}}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot \frac{1 + \rho_{ba} \cdot \varphi_{ba,t}}{1 + \rho_{bn} \cdot \varphi_{bn,t}}} \quad (3.35)$$

und

$$\sigma_{bn,t}^{(1)} = \sigma_{ba,t}^{(1)} \cdot \frac{E_{bn}}{E_{ba}} \cdot \frac{1 + \rho_{ba} \cdot \varphi_{ba,t}}{1 + \rho_{bn} \cdot \varphi_{bn,t}} + \sigma_{ba,t_0} \cdot \frac{E_{bn}}{E_{ba}} \cdot \frac{(1 - \rho_{ba}) \cdot \Delta\varphi_{ba}}{1 + \rho_{bn} \cdot \varphi_{bn,t}} - \sigma_{ba,t_1} \cdot \frac{E_{bn}}{E_{ba}} \cdot \frac{1 + \rho_{ba} \cdot \varphi_{ba,t_1}}{1 + \rho_{bn} \cdot \varphi_{bn,t}} \quad (3.36)$$

für die Einwirkung des Restkriechens des Altbetons (gerechnet ab t_1) infolge der Dauerlast N_1 . Dabei müssen die Kriechzahlen $\varphi_{ba,t}$, $\varphi_{bn,t}$ und die Relaxationswerte ρ_{ba} , ρ_{bn} in ihren zeitlichen Abläufen dem jeweiligen Beton angepaßt werden. $\Delta\varphi_{ba,t} = \varphi_{ba,t} - \varphi_{ba,t_1}$ bezeichnet die Größe der Einwirkung vom Restkriechen des Altbetons und ist vor allem von dem Altersunterschied t_1 zwischen den beiden Betonen abhängig. Die umgelagerten Betonspannungen infolge Restkriechens des Altbetons betragen für den Altbetonquerschnitt $\Delta\sigma_{ba,t}^{(1)} = \sigma_{ba,t}^{(1)} - \sigma_{ba,t_1}$ und für den Neubetonquerschnitt $\Delta\sigma_{bn,t}^{(1)} = \sigma_{bn,t}^{(1)}$. Die Betonspannungen

$$\sigma_{ba,t}^{(2)} = \frac{\sigma_{ba,t_1} \cdot \left[\frac{A_s \cdot E_s}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot (1 + \rho_{ba} \cdot \varphi_{ba,t_1}) + \frac{A_{bn} \cdot E_{bn}}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot \frac{1 + \rho_{ba} \cdot \varphi_{ba,t_1}}{1 + \rho_{bn} \cdot \varphi_{bn,t}} \right]}{1 + \frac{A_s \cdot E_s}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot (1 + \rho_{ba} \cdot \varphi_{ba,t}) + \frac{A_{bn} \cdot E_{bn}}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot \frac{1 + \rho_{ba} \cdot \varphi_{ba,t}}{1 + \rho_{bn} \cdot \varphi_{bn,t}}} + \frac{\frac{\Delta\varepsilon_{Sa,t} - \varepsilon_{Sn,t}}{1 + \rho_{bn} \cdot \varphi_{bn,t}} \cdot \frac{A_{bn} \cdot E_{bn}}{A_{ba}} - \Delta\varepsilon_{Sa,t} \cdot \frac{A_s \cdot E_s}{A_{ba}}}{1 + \frac{A_s \cdot E_s}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot (1 + \rho_{ba} \cdot \varphi_{ba,t}) + \frac{A_{bn} \cdot E_{bn}}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot \frac{1 + \rho_{ba} \cdot \varphi_{ba,t}}{1 + \rho_{bn} \cdot \varphi_{bn,t}}} \quad (3.37)$$

und

$$\sigma_{bn,t}^{(2)} = \sigma_{ba,t}^{(2)} \cdot \frac{E_{bn}}{E_{ba}} \cdot \frac{1 + \rho_{ba} \cdot \varphi_{ba,t}}{1 + \rho_{bn} \cdot \varphi_{bn,t}} + \frac{\Delta\varepsilon_{Sa,t} - \varepsilon_{Sn,t}}{1 + \rho_{bn} \cdot \varphi_{bn,t}} \cdot E_{bn} - \sigma_{ba,t_1} \cdot \frac{E_{bn}}{E_{ba}} \cdot \frac{1 + \rho_{ba} \cdot \varphi_{ba,t_1}}{1 + \rho_{bn} \cdot \varphi_{bn,t}} \quad (3.38)$$

spiegeln die Einwirkungen von Restschwinden des Altbetons (gerechnet ab t_1) und Schwinden des Neubetons (gerechnet ab t_1+1 Tag) wider. In den Gleichungen bedeutet $\Delta\varepsilon_{Sa,t} = \varepsilon_{Sa,t} - \varepsilon_{Sa,t_1}$

das Restschwindmaß des Altbetons und $\varepsilon_{Sn,t}$ das Schwindmaß des Neubetons. Dabei müssen ebenfalls alle zeitlichen Faktoren in ihren zeitlichen Abläufen für den jeweiligen Beton errechnet und an den betrachteten Zeitpunkt angepaßt werden. Die umgelagerten Betonspannungen infolge von Restschwinden des Altbetons und Schwinden des Neubetons betragen für den Altbetonquerschnitt $\Delta\sigma_{ba,t}^{(2)} = \sigma_{ba,t}^{(2)} - \sigma_{ba,t_1}$ und für den Neubetonquerschnitt $\Delta\sigma_{bn,t}^{(2)} = \sigma_{bn,t}^{(2)}$. Die Betonspannungen

$$\sigma_{ba,t}^{(3)} = \frac{\frac{N_2}{A_{ba}} + \sigma_{bn,N_2} \cdot \frac{A_{bn}}{A_{ba}} \cdot \frac{(1-\rho_{ba}) \cdot \varphi_{ba,2}}{1+\rho_{bn} \cdot \varphi_{bn,t}}}{1 + \frac{A_s \cdot E_s}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot (1+\rho_{ba} \cdot \varphi_{ba,t}) + \frac{A_{bn} \cdot E_{bn}}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot \frac{1+\rho_{ba} \cdot \varphi_{ba,t}}{1+\rho_{bn} \cdot \varphi_{bn,t}}} - \sigma_{ba,N_2} \cdot \left[\frac{\frac{A_s \cdot E_s}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot (1-\rho_{ba}) \cdot \varphi_{ba,2} + \frac{A_{bn} \cdot E_{bn}}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot \frac{(1-\rho_{ba}) \cdot \varphi_{ba,2}}{1+\rho_{bn} \cdot \varphi_{bn,t}}}{1 + \frac{A_s \cdot E_s}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot (1+\rho_{ba} \cdot \varphi_{ba,t}) + \frac{A_{bn} \cdot E_{bn}}{A_{ba} \cdot E_{ba}} \cdot \frac{1+\rho_{ba} \cdot \varphi_{ba,t}}{1+\rho_{bn} \cdot \varphi_{bn,t}}} \right] \quad (3.39)$$

und

$$\sigma_{bn,t}^{(3)} = \sigma_{ba,t}^{(3)} \cdot \frac{E_{bn}}{E_{ba}} \cdot \frac{1+\rho_{ba} \cdot \varphi_{ba,2}}{1+\rho_{bn} \cdot \varphi_{bn,t}} + \sigma_{ba,N_2} \cdot \frac{E_{bn}}{E_{ba}} \cdot \frac{(1-\rho_{ba}) \cdot \varphi_{ba,2}}{1+\rho_{bn} \cdot \varphi_{bn,t}} - \sigma_{bn,N_2} \cdot \frac{(1-\rho_{bn}) \cdot \varphi_{bn,t_1}}{1+\rho_{bn} \cdot \varphi_{bn,t}} \quad (3.40)$$

berücksichtigen den Einfluß des Kriechens beider Betone infolge der zum Zeitpunkt t_2 aufgebrauchten Zusatzlast N_2 . Die Kriechzahl $\varphi_{ba,2}$ ergibt sich in diesem Fall für die ab dem Zeitpunkt t_2 errechnete Kriechfähigkeit des Altbetons. Sie ist im wesentlichen von dem Altersunterschied zwischen den beiden Betonen abhängig. σ_{ba,N_2} und σ_{bn,N_2} bedeuten hier die Spannungen in den jeweiligen Betonquerschnitten infolge der Zusatzlast N_2 zum Zeitpunkt t_2 . Die umgelagerten Betonspannungen durch Kriechen beider Betone infolge der Last N_2 betragen für den Altbetonquerschnitt $\Delta\sigma_{ba,t}^{(3)} = \sigma_{ba,t}^{(3)} - \sigma_{ba,N_2}$ und für den Neubetonquerschnitt $\Delta\sigma_{bn,t}^{(3)} = \sigma_{bn,t}^{(3)} - \sigma_{bn,N_2}$. Die gesamten Spannungen in beiden Betonquerschnitten zum betrachteten Zeitpunkt $t > t_2$ können dann wie folgt berechnet werden:

$$\begin{aligned} \sigma_{ba,t} &= \sigma_{ba,t}^{(1)} + \sigma_{ba,t}^{(2)} + \sigma_{ba,t}^{(3)} - \sigma_{ba,t_1} \\ \sigma_{bn,t} &= \sigma_{bn,t}^{(1)} + \sigma_{bn,t}^{(2)} + \sigma_{bn,t}^{(3)} \end{aligned} \quad (3.41)$$

Die Gleichungen (3.35) bis (3.40) zeigen deutlich, daß die Größe der Betonspannungen zu einem betrachteten Zeitpunkt $t > t_2$ nicht nur von der Größe der zeitabhängigen Faktoren, sondern auch

von der bis zur Verstärkung auf die Altstütze wirkenden Belastungsgeschichte, dem Längsbewehrungsgrad in beiden Betonquerschnitten, dem Flächenverhältnis von Alt- zu Neuquerschnitt, dem Verhältnis zwischen dem Elastizitätsmodul der beiden Betone sowie dem Belastungsniveau abhängig ist. Um die Spannungsumlagerungen in einer nachträglich verstärkten Stahlbetonstütze unter Dauerbelastung infolge der zeitabhängigen Betoneigenschaften zu verdeutlichen, wird eine zahlenmäßige Berechnung nach den Gleichungen (3.35) bis (3.41) durchgeführt. Vereinfachend wird in dieser Berechnung nur der Stützenmittelpunkt der Beispielstütze betrachtet, damit der Einfluß der Lasteinleitungsart auf den Spannungszustand im Querschnitt vernachlässigt werden darf. Darüber hinaus sind lineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung und konstanter Elastizitätsmodul für beide Betone vorausgesetzt.

Wie im rechnerischen Beispiel für die Altstütze habe der quadratische Altquerschnitt eine Seitenlänge von 200 mm ($A_{ba} = 40.000 \text{ mm}^2$). Die verstärkte Stütze hat einen quadratischen Querschnitt mit einer Seitenlänge von 300 mm (die Neubetonummantelung ist somit 50 mm dick, $A_{bn} = 50.000 \text{ mm}^2$). Beide Betone entsprechen B25 nach DIN 1045. Die Wahl eines Beton B25 wurde aus zwei Gründen getroffen: Zum einen, weil dies die Standardbetongüte auf den Baustellen ist, zum anderen, weil darauf geachtet werden mußte, daß die Kapazität der Prüfmaschine nicht überschritten wurde. Die Elastizitätsmoduli von $E_{ba} = E_{bn} = 29.000 \text{ N/mm}^2$ und die Relaxationskennwerte von $\rho_{ba} = \rho_{bn} = 0,8$ bleiben konstant. Die Stahlquerschnitte A_{sa} und A_{sn} entsprechen dem Längsbewehrungsgrad von 0,8%, 1,5% und 3,0% in beiden Querschnitten, $E_{sa} = E_{sn} = 210.000 \text{ N/mm}^2$. Die Dauerlast N_1 erzeugt zum Zeitpunkt t_0 eine Betonspannung von $\sigma_{ba,t_0} = \beta_R/2,1 = 8,33 \text{ N/mm}^2$ im Altbetonquerschnitt und ist auch an den jeweiligen Wert für A_{sa} angepaßt. Die Dauerlast N_2 wird so gewählt, daß sie allein auf den Verstärkungsquerschnitt bezogen am Belastungsanfang eine Betonspannung von $8,33 \text{ N/mm}^2$ erzeugt. Die Altstütze wird zum Zeitpunkt $t_0 = 14$ Tage mit der Dauerlast N_1 beaufschlagt. Die Verstärkung erfolgt zum Zeitpunkt $t_1 = 10.000$ Tage ohne Entlastung der Altstütze. Die verstärkte Stütze wird zum Zeitpunkt $t_2 = 10.021$ Tage mit der Zusatzdauerlast N_2 beaufschlagt. Die Kriechzahl ϕ und das Schwindmaß ε_s werden nach EC 2 für die Umweltbedingungen von 20°C und 50% relativer Luftfeuchtigkeit sowie für Normalzement Z35 berechnet. Das Schwinden beginnt zum Zeitpunkt $t_{sa} = 3$ Tage für Altbeton und $t_{sn} = 1$ Tag für Neubeton. Die Berechnung wird zunächst für die Betonspannungen in Abhängigkeit von der Belastungsdauer und vom Längsbewehrungsgrad durchgeführt. Die Ergebnisse werden in Bild 3.13 dargestellt.

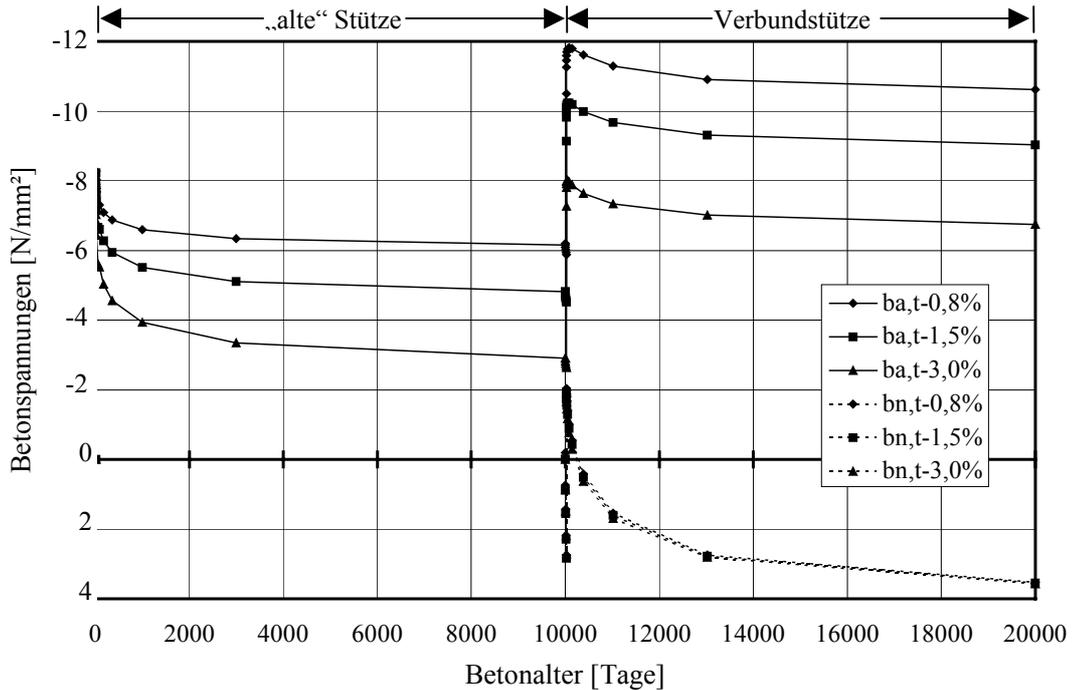


Bild 3.13: Die Entwicklung der Betonspannungen vor und nach der Verstärkung mit der Belastungsdauer in Abhängigkeit vom Längsbewehrungsgrad. (Die Belastungsdauer wird auf das Alter des Altbetons bezogen. Die Verstärkung erfolgt zum Zeitpunkt $t_1=10000$ Tage ohne Entlastung der Altstütze. $t_0=14$ Tage und $t_2-t_1=21$ Tage sind konstant).

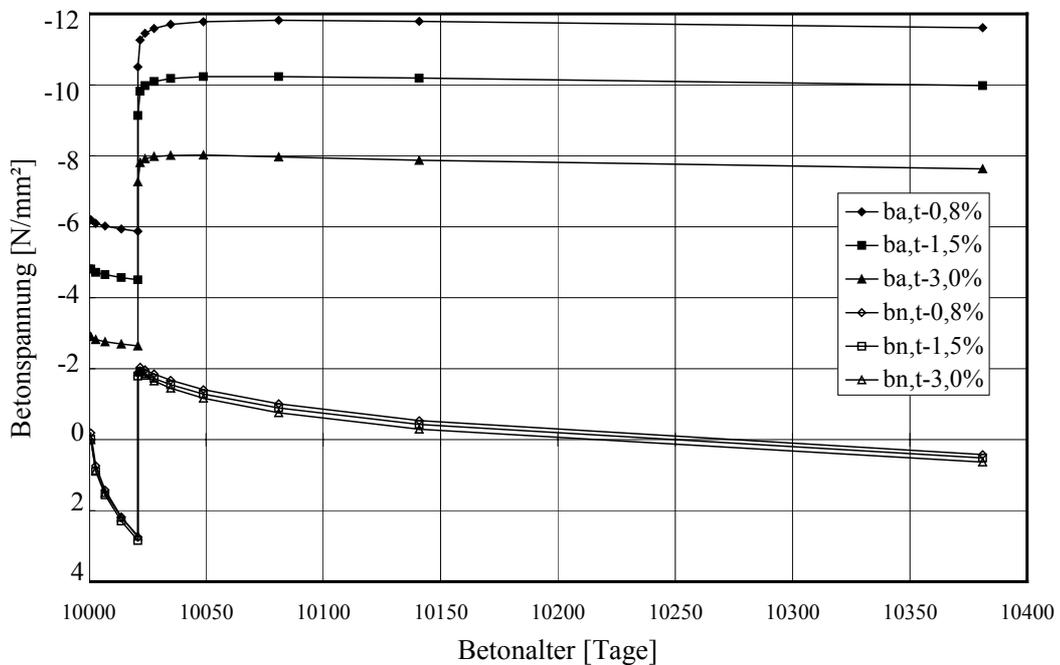


Bild 3.14: Die Entwicklung der Betonspannungen mit der Belastungsdauer in Abhängigkeit vom Längsbewehrungsgrad (unter gleichen Annahmen wie bei Bild 3.13, jedoch nur für einen kleineren Zeitraum nach der Verstärkung).

Die rechnerischen Ergebnisse in Bild 3.13 zeigen, daß die Änderung der Betonspannungen im Verbundquerschnitt infolge von Betonkriechen und -schwinden insbesondere im Altbetonquerschnitt sehr stark vom Längsbewehrungsgrad abhängig ist. Wegen des großen Unterschieds des zeitlichen Verformungsvermögens zwischen Alt- und Neubeton nehmen die Spannungen im Altbetonquerschnitt direkt nach dem Aufbringen der Zusatzlast N_2 zunächst zu (vgl. Bild 3.14, das unter gleichen Annahmen wie bei Bild 3.13 und nur für einen kleineren Zeitraum nach der Verstärkung dargestellt ist). Beim Querschnitt mit niedrigerem Längsbewehrungsgrad dauert diese Phase etwas länger. Die Spannungen im Altbetonquerschnitt nehmen danach mit der Zeit langsam ab, sie bleiben jedoch auf relativ hohem Niveau. Fast unabhängig von dem Längsbewehrungsgrad wird der Neubetonquerschnitt zuerst so schnell entlastet, daß die Spannungen im Neubeton ca. acht Monate nach dem Aufbringen der neuen Dauerlast N_2 schon auf Null zurückfallen. Anschließend werden Zugspannungen im Neubeton aufgebaut (s. Bild 3.14). Da die Spannungsänderung im Neubetonquerschnitt schneller als im Altbetonquerschnitt abläuft, wird die Spannungsdifferenz zwischen dem Alt- und dem Neubetonquerschnitt immer größer. Am Ende des betrachteten Zeitraums ist diese Differenz in allen Fällen größer als die der Gebrauchslast für B25 nach DIN 1045 entsprechende Betonspannung von $8,33 \text{ N/mm}^2$. Dies bedeutet, daß sich der Neubetonquerschnitt im Bruchlastfall nicht voll ausnutzen läßt. Beim Längsbewehrungsgrad von 1,5% beträgt zum Beispiel die Spannungsdifferenz zwischen den beiden Betonen ca. $12,5 \text{ N/mm}^2$, was einer Differenz der spannungserzeugenden Dehnungen in beiden Betonen von ca. 0,4‰ entspricht. Wenn im Bruchlastfall die Grenzdehnung des Altbetons von 2‰ eingehalten werden muß, läßt sich der Neubeton nur zu etwa 80% ausnutzen.

Ein weiterer wichtiger Einflußfaktor auf die Spannungsumlagerungen in einer nachträglich verstärkten Stahlbetonstütze unter Dauerbelastung ist der Altersunterschied zwischen dem Alt- und dem Neubeton. In Bild 3.15 wird deshalb ein rechnerisches Beispiel für die Spannungsentwicklung im Alt- und im Neubeton mit der Belastungsdauer in Abhängigkeit des Altersunterschieds von 28, 360 sowie 10.000 Tagen aufgetragen. Abgesehen von dem konstanten Längsbewehrungsgrad von 1,5% gelten die gleichen Annahmen wie bei der Berechnung für das Bild 3.13. Zum Vergleich wird dabei auch die Spannungsentwicklung in einer nichtverstärkten Altstütze für den gesamten betrachteten Zeitraum dargestellt.

In Bild 3.15 wird deutlich erkennbar, daß die Spannungsentwicklung im Alt- und Neubeton infolge der zeit- bzw. lastabhängigen Betonverformungen sehr stark von der Vorbelastungsgeschichte der Altstütze bzw. dem Altersunterschied zwischen dem Alt- und dem Neubeton

abhängt. Bei einem sehr kleinen Altersunterschied von 28 Tagen zwischen den beiden Betonen wird der Neubeton nach dem Aufbringen der zusätzlichen Dauerlast N_2 zunächst nicht entlastet, sondern durch das stärkere Kriechen des Altbetons zusätzlich belastet, weil die Spannungen im Altbeton viel höher als die im Neubeton sind. Die Entlastung des Neubetons beginnt erst ca. ein Jahr später und ist unbedeutend gering, während der Altbeton von Anfang an durch die Spannungsumlagerungen entlastet wird. Am Ende des betrachteten Zeitraums ist die Spannungsdifferenz in beiden Betonen gering, was sich im Bruchlastfall günstig auswirken kann bzw. eine hohe Ausnutzung des Neubetons bedeutet.

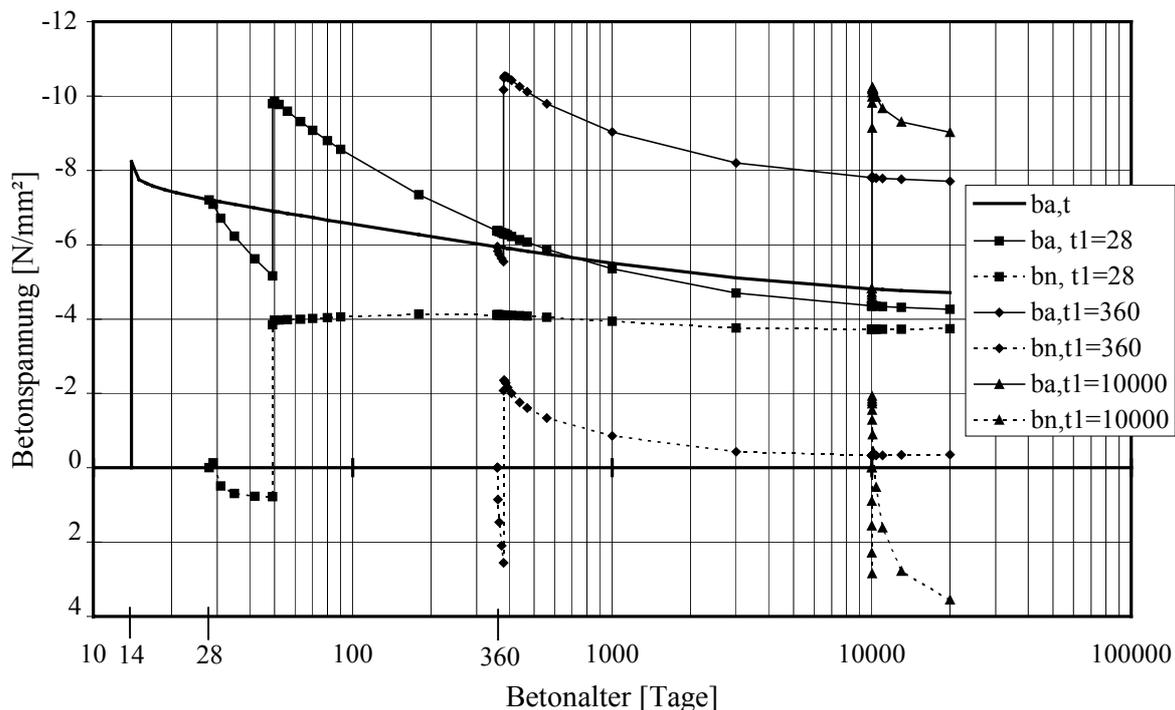


Bild 3.15: Die Entwicklung der Betonspannungen mit der Belastungsdauer in Abhängigkeit von dem Altersunterschied zwischen Alt- und Neubeton. (Betonalter auf den Altbeton bezogen. Der Belastungsanfang $t_0=14$ Tage bzw. $t_2-t_1=21$ Tage bleibt konstant. Der Längsbewehrungsgrad von 1,5% gilt für beide Querschnitte).

Bei einem Altersunterschied von 360 Tagen wird der Altbeton nur ganz am Anfang nach dem Aufbringen der Neulast durch das starke Schwinden des Neubetons zusätzlich belastet. Danach werden beide Betone durch die Spannungsumlagerungen entlastet. Die Spannungen im Neubeton nähern sich dem Wert Null, bleiben aber bis zum Ende des betrachteten Zeitraums noch im Druckbereich. Die Spannungsdifferenz in beiden Betonen ist groß. Bei einem sehr großen Altersunterschied (10.000 Tage) wird der Neubeton zunächst durch Spannungsumlagerungen schnell entlastet. Die Spannungen im Neubeton fallen bereits in wenigen Monaten auf Null ab und entwickeln sich anschließend in den Zugbereich (vgl. mit der in Bild 3.14 für den

Längsbewehrungsgrad von 1,5% dargestellten Kurve). Nach dem Aufbringen der Neulast wird die Altstütze anfangs durch Schwinden und Kriechen des verformungswilligeren Neubetons zusätzlich belastet. Danach wird der Altbeton zwar auch entlastet, die Entlastung ist jedoch deutlich geringer als bei einem Verbundquerschnitt mit kleinem Altersunterschied zwischen Alt- und Neubeton. Die Spannungsdifferenz in beiden Betonen wird mit zunehmendem Altersunterschied zwischen Alt- und Neubeton immer größer. Dies weist darauf hin, daß der Neubeton einer nachträglich verstärkten Stahlbetonstütze bei großem Altersunterschied im Gebrauchsfall nicht unbedingt nützlich ist. Aufgrund der hohen Zugspannungen können sich im Neubeton Risse bilden, die die Gebrauchstauglichkeit der verstärkten Stützen beeinträchtigen. Im Bruchzustand läßt sich der Neubeton in diesem Fall auch nicht ausnutzen.

Wenn nur der Betonspannungszustand zum Zeitpunkt $t = \infty$ von Interesse ist, kann man die Betonspannungen zu diesem Zeitpunkt in Abhängigkeit vom Altersunterschied zwischen den beiden Betonen und vom Längsbewehrungsgrad darstellen. In Bild 3.16 wird diese Darstellung auf den konstanten Belastungsanfang von $t_0 = 14$ Tagen für den Altbeton und $t_2 - t_1 = 21$ Tagen für den Neubeton bezogen. Desweiteren gelten die gleichen Annahmen wie bei der Berechnung für die Darstellung in Bild 3.13.

Das in Bild 3.16 dargestellte rechnerische Ergebnis zeigt deutlich, daß bei einem größeren Altersunterschied zwischen Alt- und Neubeton auch die Spannungsdifferenz zwischen den beiden Betonen größer ist. Bei Verstärkung einer alten Stütze muß man hinsichtlich der hohen Zugspannungen im Neubeton infolge der Spannungsumlagerungen mit Rissen im Neubeton rechnen. Ein höherer Längsbewehrungsgrad ist für die Entlastung des Altbetons und für eine kleinere Spannungsdifferenz zwischen beiden Betonen zwar günstig, kann aber gleichzeitig auch höhere Zugspannungen im Neubeton verursachen.

Das Flächenverhältnis Neubeton- zu Altbetonquerschnitt A_{bn}/A_{ba} beeinflusst auch die Spannungsumlagerungen in einer nachträglich verstärkten Stahlbetonstütze. In Bild 3.17 werden die Betonspannungen in Abhängigkeit vom Altersunterschied zwischen Alt- und Neubeton sowie vom Flächenverhältnis A_{bn}/A_{ba} dargestellt. Angenommen wird ein Altbetonquerschnitt von $A_{ba} = 90.000 \text{ mm}^2$ (Quadratquerschnitt mit einer Seitenlänge von 300 mm). Die Neubetonquerschnitte entsprechen den Flächenverhältnissen von $A_{bn}/A_{ba} = 0,4, 1,25, \text{ und } 2,0$. Der Längsbewehrungsgrad $\rho_L = 1,5\%$ bleibt dabei konstant. Desweiteren gelten die gleichen Annahmen wie bei der Berechnung für die Darstellung in Bild 3.13.

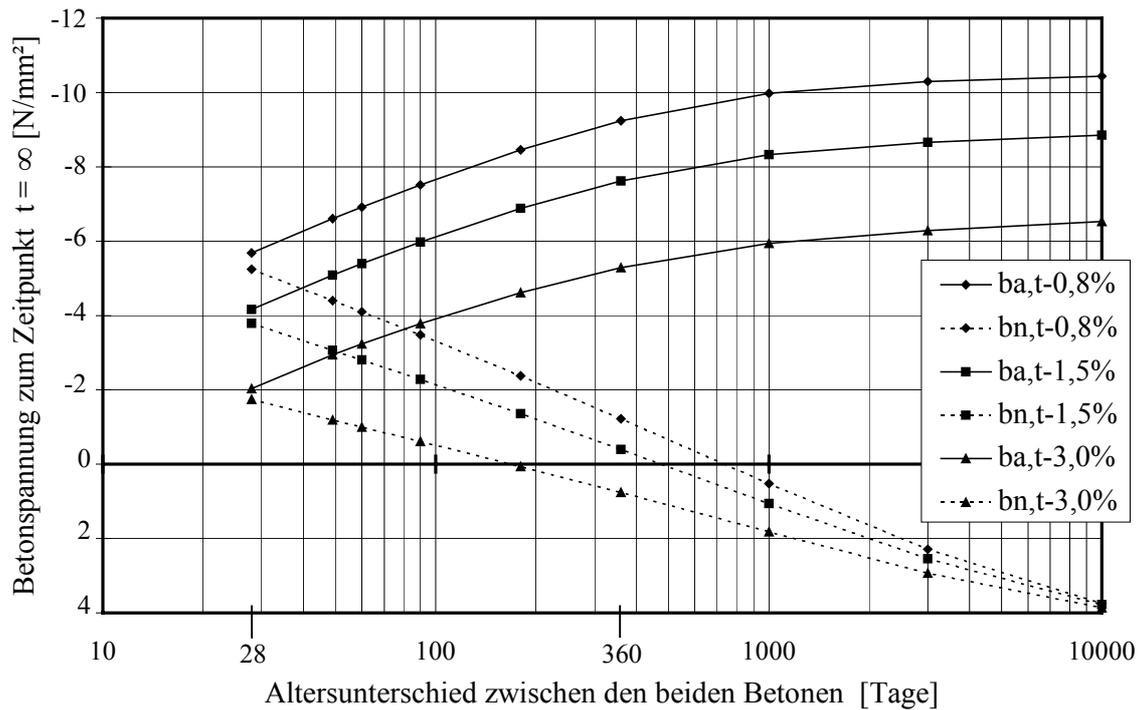


Bild 3.16: Betonspannungen zum Zeitpunkt $t = \infty$ in Abhängigkeit vom Altersunterschied zwischen Alt- und Neubeton (t_1) und Längsbewehrungsgrad ρ_L . (Die Verstärkung erfolgt ohne Entlastung der Altstütze. Der Belastungsanfang von $t_0 = 14$ Tagen für Altbeton und $t_2 - t_1 = 21$ Tagen für Neubeton bleibt konstant).

Die in Bild 3.17 dargestellten rechnerischen Ergebnisse zeigen, daß bei einem großen Flächenverhältniswert Neubeton- zu Altbetonquerschnitt von $A_{bn}/A_{ba} = 2,0$ der Altbetonquerschnitt durch die Spannungsumlagerungen höher belastet wird als bei einem kleineren Wert. Zugspannungen treten im Neubetonquerschnitt in diesem Fall nur bei großem Altersunterschied (>1000 Tagen) zwischen den beiden Betonen auf. Bei einem kleinen Flächenverhältniswert von $A_{bn}/A_{ba} = 0,4$ wird der Altbeton zwar in geringerem Maße durch den Neubeton zusätzlich belastet, Zugspannungen im Neubetonquerschnitt treten jedoch schon bei einem Altersunterschied von mehreren Monaten auf. Die Spannungsdifferenz zwischen den beiden Betonquerschnitten wird vor allem durch den Altersunterschied zwischen den beiden Betonen bestimmt und wenig vom Flächenverhältnis A_{bn}/A_{ba} beeinflusst.

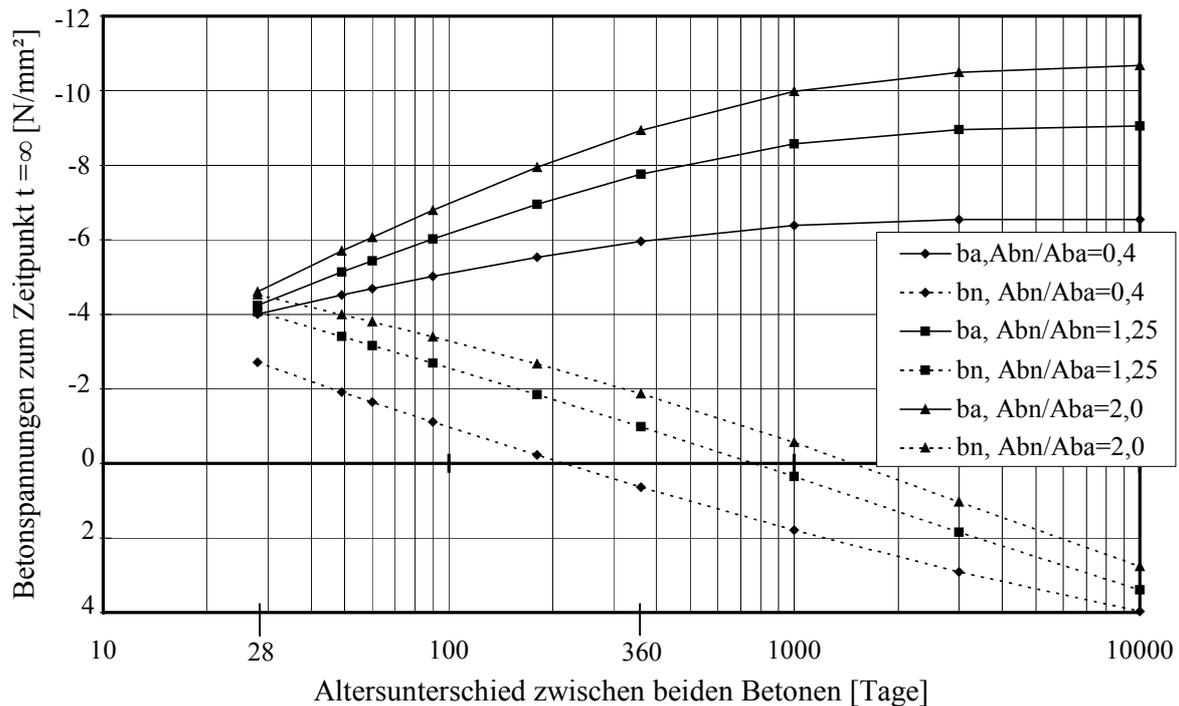


Bild 3.17: Betonspannungen zum Zeitpunkt $t = \infty$ in Abhängigkeit von dem Altersunterschied zwischen Alt- und Neubeton (t_1) und dem Flächenverhältnis A_{bn}/A_{ba} . (Die Verstärkung erfolgt ohne Entlastung der Altstütze. Der Belastungsanfang von $t_0 = 14$ Tagen für Altbeton und $t_2 - t_1 = 21$ Tagen für Neubeton sowie der Längsbewehrungsgrad $\rho_L = 1,5\%$ bleiben konstant).

Diese rechnerischen Beispiele zeigen, daß die Spannungsumlagerungen in einer nachträglich verstärkten Stahlbetonstütze infolge der zeit- und lastabhängigen Betonverformungen durch unterschiedliche Faktoren bestimmt werden und den Spannungszustand in einzelnen Teilquerschnitten im Gebrauchszustand sowie das Tragverhalten der verstärkten Stütze im Bruchzustand stark beeinflussen können. Statt mitzutragen kann der Neubeton im Gebrauchszustand bei einem großen Altersunterschied zwischen den beiden Betonen den Altquerschnitt zusätzlich belasten. Durch die in diesem Fall im Neubeton auftretenden Zugspannungen können im Neubeton Risse entstehen, die die Gebrauchstauglichkeit der verstärkten Stahlbetonstütze im allgemeinen beeinträchtigen. Ein niedrigerer Längsbewehrungsgrad oder ein größerer Flächenverhältniswert von Neu- zu Altbetonquerschnitt wirkt sich dabei ungünstig aus. Es ist auch deutlich zu erkennen, daß die Ergebnisse aus kurz- und langzeitigen, experimentellen Untersuchungen unterschiedlich sein können (vgl. Bild 3.15) - je größer der Altersunterschied zwischen beiden Betonen ist, um so weniger läßt sich der Neubeton im Bruchlastfall ausnutzen.

Ein späteres Aufbringen der zusätzlichen Dauerlast nach der Verstärkung wird hier nicht berücksichtigt, weil eine Altstütze - mit der Ausnahme der Instandsetzung - in der Regel erst dann ver

stärkt wird, wenn sie bereits ausgelastet ist und die Gebrauchslast erhöht werden soll. Da in den beschriebenen Berechnungen eine lineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung angenommen wird, können die Spannungen im Altbeton ein wenig überschätzt sein. Zu beachten ist außerdem, daß diese Berechnungen nur für den Stützenmittbereich durchgeführt werden. Im Lasteinleitungsbereich einer nachträglich verstärkten Stahlbetonstütze trägt der Neuquerschnitt im Gebrauchszustand auf jeden Fall weniger mit als der im Stützenmittbereich.

3.5 Tragverhalten umschnürter Stahlbetonstützen

3.5.1 Allgemeines

Üblicherweise wird die Betondruckfestigkeit mit der Betonfestigkeit unter äußerer, einaxialer Druckbeanspruchung gekennzeichnet. Unter mehraxialer Druckbeanspruchung ist die Betonfestigkeit jedoch höher als die unter einaxialer Druckbeanspruchung. Ein mehraxialer Druckspannungszustand kann nicht nur durch äußere Lasten erzeugt, sondern auch durch senkrecht zur einaxialen Druckbeanspruchung wirkende Verformungsbehinderung bzw. Querdehnungsbehinderung, die z. B. infolge der umschnürenden Wirkung der Querbewehrung entsteht, eingestellt werden. Dieser Fall liegt eben im Lasteinleitungsbereich einer wendel- oder bügelbewehrten Stahlbetonstütze unter axialer Druckbeanspruchung vor. Durch die querdehnungsbehindernde Wirkung der Querbewehrung entsteht ein dreiaxialer Druckspannungszustand im durch Querbewehrung umschnürten Bereich. Dieser dreiaxiale Druckspannungszustand steigert die Traglast der Stütze gegenüber der rechnerischen Traglast auf Basis der Betondruckfestigkeit in einaxialem Druckspannungszustand. Die Traglaststeigerung ist durch zahlreiche Versuche sowohl an wendel- als auch an bügelbewehrten vollflächig belasteten Stahlbetonstützen nachgewiesen worden. Zu beachten ist, daß die Umschnürungsspannungen der Querbewehrung linienförmig in den Kernquerschnitt eingeleitet werden. Da die Größe der effektiv umschnürten Fläche einerseits vom Verlauf der Druckbögen zwischen den einzelnen Querbewehrungsstäben und andererseits von der Form der Querbewehrung abhängig ist, ist sie kleiner als die von der Querbewehrung eingeschlossenen Fläche bzw. der Kernquerschnitt.

Obwohl die mechanischen Ursachen für den Tragfähigkeitszuwachs bei wendel- und bügelbewehrten Stützen prinzipiell gleich sind, darf der zusätzliche Traganteil nach DIN 1045 bisher nur für wendelbewehrte Stahlbetonstützen angesetzt werden, wenn der aus der Wendelbewehrung resultierende Traganteil den Traganteil der im Bruchzustand nicht mehr

mittragenden Betonschale übersteigt. Bei nachträglich verstärkten Stützen kann eine Tragfähigkeitssteigerung auch erzielt werden, wenn die Betondruckfestigkeit im Lasteinleitungsbereich über die einaxiale Druckfestigkeit gesteigert werden kann [10, 15]. Da die Querbewehrung des Altquerschnittes nachträglich nicht mehr verändert werden kann, ist der erwünschte, für die Traglaststeigerung erforderliche dreiaxiale Druckspannungszustand nur durch eine im Verstärkungsquerschnitt angeordnete Querbewehrung zu ermöglichen. Das Maß der Querdehnungsbehinderung des Betons und damit auch das Maß der Tragfähigkeitssteigerung wird dabei im Wesentlichen vom Querbewehrungsgrad ρ_q und von der Anordnung der Bewehrung beeinflusst.

Über die Tragfähigkeit im Lasteinleitungsbereich hinaus wird auch das Verbundverhalten zwischen Alt- und Verstärkungsbeton durch die Querbewehrung im Verstärkungsquerschnitt günstig beeinflusst. Dies gilt insbesondere dann, wenn der Haftverbund zwischen dem Alt- und dem Neubeton überwunden ist und die Lastübertragung über den Reibungsverbund erfolgt, da die Größe der Schubspannungen von der Größe der senkrecht zur Verbundfuge wirkenden Druckspannungen abhängt. Somit kann bei hohem Querbewehrungsgrad im Neuquerschnitt wegen höherer Schubspannungen eine schnellere Lastüberleitung erfolgen, wodurch einerseits die Länge des St. Venantschen Störbereiches und andererseits auch die Gesamtverformungen der Stütze günstig beeinflusst werden.

3.5.2 Materialverhalten des Betons

3.5.2.1 Verformungsverhalten des Betons

Das Verformungsverhalten und die Festigkeit des unbewehrten Betons unter kurzzeitiger Belastung werden in erster Linie von den Eigenschaften des Zementsteins, des Zuschlags sowie der Haftung zwischen Zementstein und Zuschlag bestimmt. Vereinfachend läßt sich der Werkstoff Beton deshalb als Zweistoffsystem verstehen. Wird ein Betonkörper durch eine einaxiale Drucklast beansprucht, wird bei üblichen Betonen die äußere Druckkraft wegen unterschiedlicher Steifigkeit von Matrix und Zuschlag im Wesentlichen von dem Zuschlaggerüst als Stützkraft aufgenommen. Aufgrund der schrägen Stützkkräfte entsteht dabei ein räumlicher Spannungszustand, der nicht nur Längsstauchungen, sondern auch Querdehnungen hervorruft.

Überschreiten die Querkzugspannungen die Betonzugfestigkeit - meistens zuerst den Haftverbund zwischen Zuschlag und Zementstein - entstehen Mikrorisse im Beton.

Newman [112] stellte fest, daß der Rißbildungsprozeß in Beton unabhängig vom Spannungszustand in drei Stufen eingeteilt werden kann. Zunächst entstehen unter anwachsender äußerer Last neue Risse nur vereinzelt an Stellen mit hoher Zugdehnungskonzentration. Die durch die Rißbildung freiwerdende Energie ist jedoch kleiner als die Oberflächenenergie der neuen Risse, die zur Fortpflanzung der Rißwurzel erforderlich ist. Dieser Beanspruchungsbereich wird als Phase der stabilen Rißbildung bezeichnet. Wie in Bild 3.18 skizziert, kann hier von einem linear elastischen Materialverhalten ausgegangen werden, d.h. der Elastizitätsmodul E und die Querdehnzahl ν sind konstant. Diese Phase endet bei einer Spannung von 40 ~ 60% der einaxialen Betondruckfestigkeit. Mit weiter steigender Last geht der Rißbildungsprozeß allmählich in eine Phase des stabilen Rißwachstums über. Da die Verbundfestigkeit zwischen Zuschlagkorn und Zementstein normalerweise unterhalb der Mörtel- bzw. Zuschlagzugfestigkeit liegt, pflanzen sich die Risse bevorzugt entlang der Kornoberfläche fort. Wächst die äußere Last nicht weiter an, so kommt auch der Rißfortschritt zum Stillstand. In diesem Beanspruchungsbereich ist eine zunehmende Krümmung der σ - ε -Beziehung zu beobachten. Diese Phase endet mit Erreichen des minimalen Volumens. Für die tangentielle Querdehnzahl gilt hier $\nu_t = 0,5$.

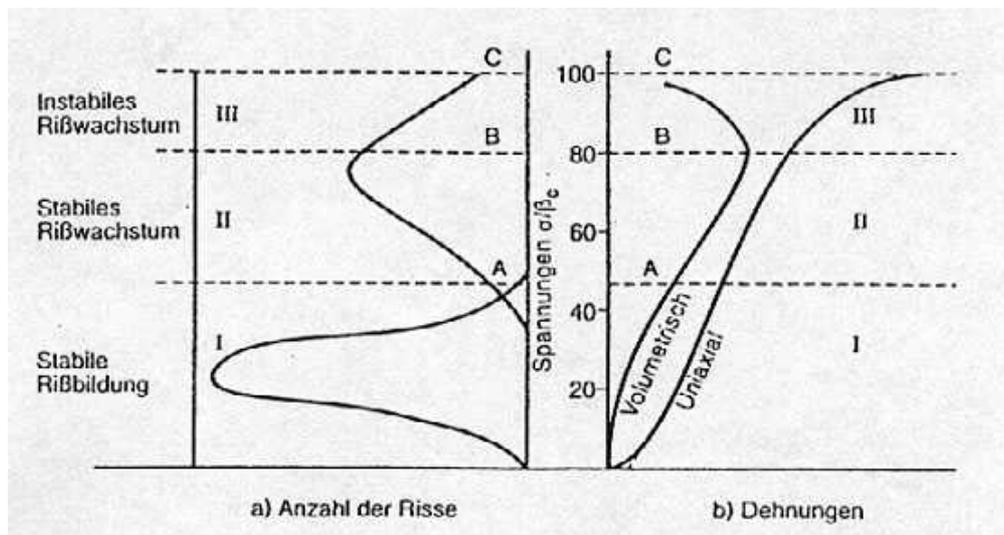


Bild 3.18: Zusammenhang zwischen den Rißbildungsphasen und der Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton nach Newman [112]

Danach dreht sich das Vorzeichen der inkrementellen Volumenänderung dV um und es kommt zu einer Zunahme der Volumendehnungen. In dieser Phase kann der Bruch unter Dauerlast ohne weitere Spannungssteigerung erreicht werden. Die σ - ε -Linie ist nun sehr stark gekrümmt. Die

Querdehnungen steigen dabei überproportional an (vgl. auch Bild 3.19 nach [90]). Nach Erreichen der maximalen Spannung σ_u fallen mit weiter steigenden Dehnungen die Spannungen wieder ab. Die stark anwachsenden Gefügezerstörungen führen zu einer kontinuierlichen Zunahme des Volumens. In extremen Fällen kann sogar das Ausgangsvolumen übertroffen werden ([91; 92]).

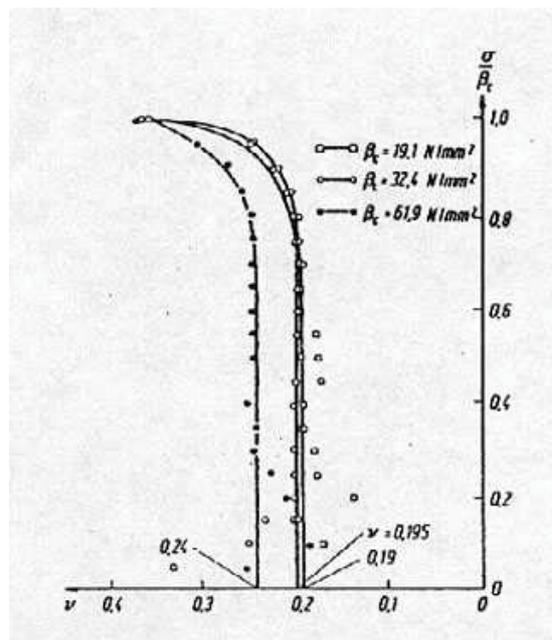


Bild 3.19: Abhängigkeit der Querdehnzahl ν von Betonfestigkeit und Belastungshöhe nach [90]

Wird ein Betonkörper dagegen mit einer spiralförmigen Querbewehrung oder einer Bügelbewehrung umschnürt, kann die Spannungs-Dehnungs-Charakteristik des Betons deutlich verbessert werden. Da die umschnürende Wirkung der Querbewehrung erst durch zunehmende Verformung des Betonkörpers in Querrichtung hervorgerufen wird, haben die auf den Beton wirkenden Querdruckspannungen bei niedriger Belastung wegen geringer Querdehnungen kaum Einfluß auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Betons. Erst wenn sich die Betonspannungen der einaxialen Betondruckfestigkeit annähern und das Betonvolumen bzw. die Querdehnung infolge der inneren Rißbildung stärker zunimmt, wird von der Querbewehrung eine meßbare Umschnürungswirkung auf den Beton ausgeübt. Je stärker dabei die Querdehnung des Betons durch die Querbewehrung behindert wird, desto größer sind auch die auf den Beton einwirkenden Querdruckspannungen. Dieser seitliche Widerstand verzögert bei Belastungssteigerung die innere Rißbildung sowie das örtliche Versagen und verursacht somit eine Tragfähigkeitssteigerung. Da mit den Querdruckspannungen die innere Rißbildung und damit

das Abweichen von der Linearität der σ - ε -Linie verzögert wird, stimmen auch die Spannungs-Dehnungs-Linien von unbewehrten und umschnürten Betonen nicht länger überein.

3.5.2.2 Betondruckfestigkeit

Die Druckfestigkeit des Betons ist in starkem Maße von dem Verhältnis der drei Hauptspannungen zueinander abhängig. Bei mehraxialer Druckbeanspruchung bzw. in mehraxialem Druckspannungszustand ist die Betondruckfestigkeit immer größer als die unter einaxialer Druckbeanspruchung bzw. in einaxialem Druckspannungszustand, wobei die Größe des Spannungszuwachses gegenüber der einaxialen Festigkeit im Wesentlichen von dem jeweiligen Spannungsverhältnis $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$ abhängig ist. Die von Kupfer [92, 93, 94] durchgeführten experimentellen Untersuchungen an zweiachsialen Spannungszuständen zeigen, daß die Betondruckfestigkeit mit steigendem Querdruck deutlich anwächst und der Zuwachs der Festigkeit von dem Verhältnis σ_1/σ_2 (vgl. Bild 3.20) abhängig ist.

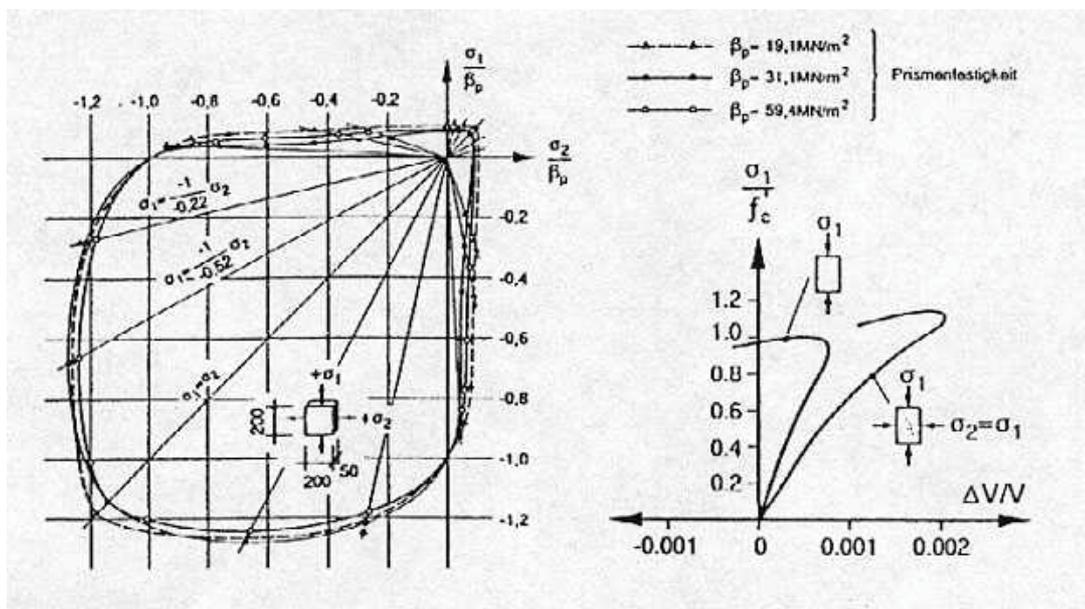


Bild 3.20: Betonfestigkeit und Volumenänderung bei zweiachsiger Beanspruchung nach [90, 92]

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für zweiachsial belasteten Beton werden in Bild 3.21 dargestellt.

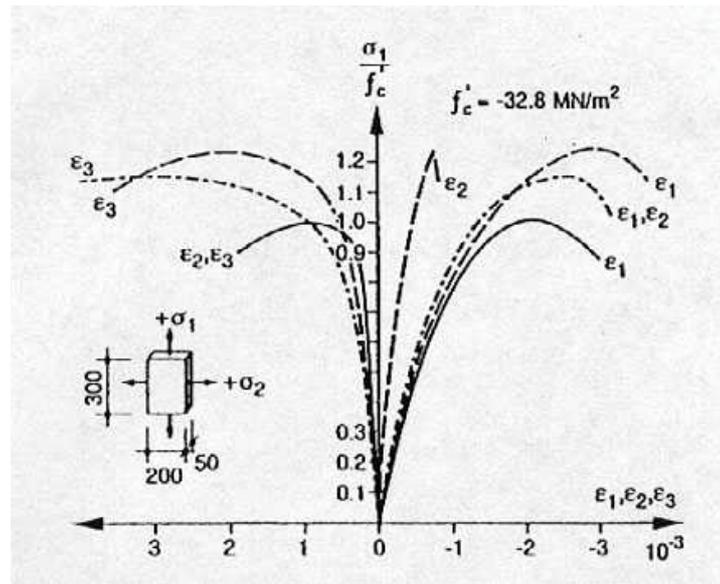


Bild 3.21: Spannungs-Dehnungs Beziehungen für zweiachsig belasteten Beton nach [93]

(————— $\sigma_1 : \sigma_2 = 1:0$, - - - - - $\sigma_1 : \sigma_2 = 1:1$, ······ $0 < \sigma_1 : \sigma_2 < 1$)

Da Versuche zum dreiaxialen Druckspannungszustand einen hohen versuchstechnischen Aufwand erfordern, existieren relativ wenige Versuchsergebnisse, deren Vergleich zudem durch materialbedingte Einflußparameter, wie z.B. die Größe und die Art der Zuschlagstoffe, und prüftechnische Einflüsse, wie die Probekörperabmessungen, die zwangsfreie Kraftereinleitung oder die Maschinencharakteristik, erschwert wird. Aus Versuchen hergeleitete Formulierungen zur Ermittlung der dreiaxialen Betondruckfestigkeit beschränken sich aus diesem Grund auf ausgewählte Hauptspannungskombinationen. Um die dreiaxiale Betondruckfestigkeit σ_1 in Abhängigkeit der Querdruckspannungen σ_2 , σ_3 für beliebige Verhältnisse $\sigma_2 : \sigma_3$ ermitteln zu können, ist die Verwendung bruchmechanischer Modelle vorteilhaft. Zur Anwendung der theoretischen Modelle z.B. von Willam/Warnke [95] oder Podgorski [96] wird dabei eine nur vergleichsweise geringe Anzahl einfach durchzuführender Versuche benötigt, mit denen die Modellkonstanten festgelegt werden. Nach Festlegung dieser Konstanten können die zum Versagen führenden Spannungskombinationen für beliebige Querdruckbeanspruchungen ermittelt werden. Eine Möglichkeit zur Darstellung der Bruchkriterien des Betons durch die Hauptspannungen σ_1 , σ_2 und σ_3 im dreidimensionalen Spannungsraum ist im Bild 3.22 nach Schickert [97] angegeben. Sind die Hauptspannungen gleich groß, stellt sich der dreiaxiale Spannungszustand als Punkt auf der hydrostatischen Achse dar. Bei $\sigma_2 = \sigma_3$ liegen alle Spannungskombinationen in einer Ebene, die von der hydrostatischen Achse und der Koordinatenachse der jeweils unabhängigen Hauptspannung (hier σ_1) gebildet wird. Diese Spannungen entsprechen den Schnittlinien in Bild 3.22.

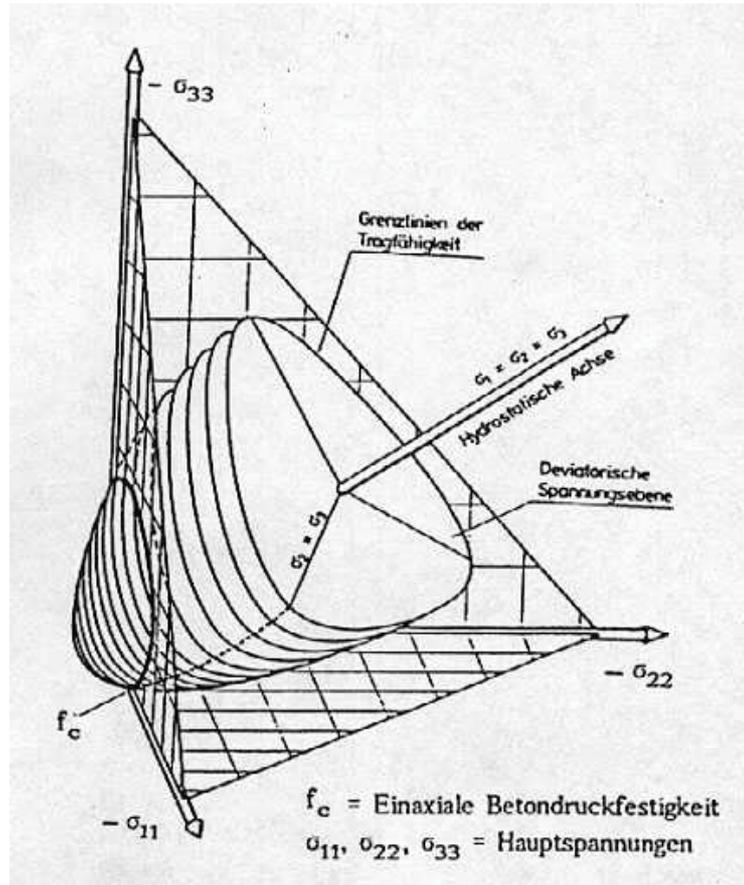


Bild 3.22: Schematische Darstellung der Bruchhüllkurve von Beton im dreidimensionalen Spannungsraum aus [97]

Für die Berechnung umschnürter Stützen werden neben den Kenntnissen über das Bruchverhalten des Betons unter dreiaxialem Druckspannungszustand $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ insbesondere Bemessungsgrundlagen für den Spezialfall $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ benötigt. Dieser Spannungszustand liegt zum Beispiel bei quadratischen Stützen mit quadratischer Bügelbewehrung bei gleichen Querbewehrungsgraden in x- und y- Richtung sowie bei runden Stützen mit Wendelbewehrung bzw. ringförmigen Bügeln vor. Da der versuchstechnische Aufwand zur Untersuchung dieses Spannungsverhältnisses wegen des Wegfalls der dritten, unabhängig von den anderen zu steuernden Hauptspannung vergleichsweise gering ist, liegen für diese Spannungszustände zahlreiche Versuchsergebnisse vor. Beispielweise zeigen die Untersuchungen von Balmer [98], daß sich unter dreiaxialen Druckbeanspruchungen $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ sowohl die Betondruckfestigkeit σ_1 als auch die Bruchdehnung der Probekörper stark steigern lassen (s. Bild 3.23).

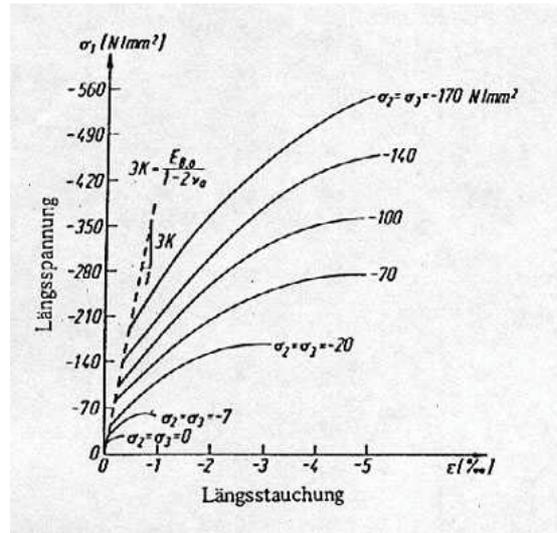


Bild 3.23: Spannungsdehnungsbeziehung des Betons unter dreiaxialer Druckbeanspruchung nach Balmer [98]

Zur Beschreibung der zum Versagen führenden Spannungs-kombinationen von σ_1 und $\sigma_2 = \sigma_3$ wird oft die Bruchhypothese von Mohr verwendet, wobei sich die Hauptdruckspannung in Abhängigkeit von der Querdrukspannung in der üblichen Schreibweise

$$\beta_{cc} = \beta_c + k \cdot \sigma_3 \quad (3.42)$$

darstellen läßt. Nach Richart [99] kann die Kurve der Spannungs-Grenzzustände durch eine lineare Beziehung mit $k = 4,1$ angenähert werden. Wegen des Einflusses des Spannungsniveaus auf die Mohrschen Einhüllenden, die bei steigenden Querdrukspannungen zunehmend von der linearen Beziehung abweichen können, bleibt diese Darstellungsform jedoch nur auf den Bereich geringer Querdrukspannungen beschränkt.

3.5.3 Tragverhalten wendelbewehrter Stahlbetonstützen

Untersuchungen von Richart/Brandtzaeg/Brown [31] zeigen, daß die aus Dreiaxialversuchen hergeleitete Beziehung (3.42) zwischen Querdruk σ_3 und dem Spannungszuwachs mit $k = 4,1$ auch für spiralbewehrte Druckglieder Gültigkeit besitzt. Der Querdruk wird in diesem Fall jedoch nicht als Flüssigkeitsdruck aufgebracht, sondern entwickelt sich infolge der querdehnungsbehindernden Wirkung der Spiralbewehrung belastungsabhängig als passiver Querdruk. Eine geringere Wirksamkeit der Querbewehrung stellen Burdette/Hilsdorf [100] in ihren Versuchen an zylindrischen Probekörpern fest, die mit teflonbeschichteten Stahlbändern umschnürt wurden. Als Bruchkriterium für Beton unter dreiaxialer Druckbeanspruchung geben sie für k

einen Wert von 3,5 an. Weitere Versuche zur Bestimmung eines funktionalen Zusammenhanges zwischen Querdruck und Spannungszuwachs sind von Martinez/Nilson/Slate [101] durchgeführt worden. Neben dem Querbewehrungsgrad zur Umschnürung und den Körperabmessungen ist dabei der Einfluß der Betondruckfestigkeit auf den Festigkeitsanstieg untersucht worden. Im Rahmen der untersuchten Betondruckfestigkeiten mit $\beta_{co} \approx 70 \text{ MN/m}^2$ konnte festgestellt werden, daß der Spannungszuwachs nahezu unabhängig von der Betondruckfestigkeit ist, und somit nur von der Größe der effektiven Umschnürungsspannung bestimmt wird. Für zylindrische wendelbewehrte Stützen ergibt sich die dreiaxiale Betondruckfestigkeit

$$\beta_{cc} = 0,85 \cdot \beta_c + 4,0 \cdot \sigma_3 \cdot \left[1 - \frac{s_w}{d_c} \right] \quad (3.43)$$

in einer mit (3.42) vergleichbaren Form, wobei der Spannungszuwachs auch proportional zur effektiven Umschnürungsspannung formuliert ist. Mit der effektiven Umschnürungsspannung wird dabei berücksichtigt, daß sich ein homogener Spannungszustand erst nach räumlicher Ausbreitung der linienförmig eingeleiteten Umschnürungskräfte einstellt. Da die an unbewehrten Vergleichskörpern ermittelte einaxiale Betondruckfestigkeit β_c entspricht, ist zudem in (3.43) ein Abminderungsfaktor eingeführt worden.

Menne [33] nähert die Ergebnisse aus Dreiaxialversuchen verschiedener Versuchsprogramme durch die Funktionen

$$\frac{\beta_{cc}}{\beta_c} = 1 + 4,6 \cdot \frac{\sigma_3}{\beta_c} \quad \text{für} \quad 0 \leq \frac{\beta_{cc}}{\beta_c} \leq 5$$

und

$$\frac{\beta_{cc}}{\beta_c} = 2,5 + 2,9 \cdot \frac{\sigma_3}{\beta_c} \quad \text{für} \quad 5 < \frac{\beta_{cc}}{\beta_c} \leq 10 \quad (3.44)$$

an. Da die Querdruckspannungen bei wendelbewehrten Druckgliedern nicht gleichmäßig über die Höhe, sondern näherungsweise ringförmig eingetragen werden, muß die räumliche Ausbreitung berücksichtigt werden. Wird dabei für den Bruchzustand von einer Ausbildung parabelförmiger Bögen zwischen den Wendelgängen ausgegangen, so ist der zwischen den Parabelkronen verbleibende effektiv umschnürte Kerndurchmesser von dem Ausstrahlungswinkel abhängig. Bei einem Ausstrahlungswinkel von $\theta = 45^\circ$ verliert die Umschnürung schon bei einem dem Kerndurchmesser d_c entsprechende Ganghöhe der Wendel s_w ihre Wirksamkeit. Damit läßt sich unter Verwendung von (3.44) die dreiaxiale Betondruckfestigkeit

$$\frac{\beta_{cc}}{\beta_c} = 1 + 4,6 \cdot \frac{\sigma_3}{\beta_c} \cdot \left[1 - \frac{s_w}{d_c} \right]$$

für wendelbewehrte Druckglieder ermitteln.

Eine vergleichende Auswertung von Dreiaxialversuchen und Versuchen an umschnürten Stützen zur Wirksamkeit ν der Querdruckspannung ist von Müller [32] durchgeführt worden. Läßt sich für Dreiaxialversuche die Wirksamkeit ν der Querdruckspannung aus der Beziehung

$$\beta_{cc} = \beta_c + 2 \cdot \nu \cdot \sigma_3 \quad (3.45)$$

ermitteln, so kann die Wirksamkeit ν der Querdruckspannung für Stützenversuche aus der Gesamttraglast

$$N_u = A_{cn} \cdot \left[1 - \frac{(s_w - d_{sW})}{2} \right]^2 \cdot \left[\beta_{co} + \nu \cdot k_\beta \cdot \frac{A_w \cdot \beta_{sW}}{A_c} \right] + A_s \cdot \beta_s \quad (3.46)$$

der umschnürten Stütze errechnet werden, wobei mit β_{co} die Druckfestigkeit des Bauwerksbetons bezeichnet wird, die rund $0,8 \cdot \beta_c$ entspricht. Da die Ganghöhe der Wendel nicht vernachlässigbar klein ist und die Querpressung somit konzentriert eingeleitet wird, kann jedoch nicht mehr von einem über den Kernquerschnitt homogenen Spannungszustand ausgegangen werden. Aus diesem Grund wird in Gleichung (3.46) die Gesamttraglast der umschnürten Stütze auf der Grundlage eines wirksamen Kernquerschnittes A_{cn} ermittelt. Der von der Querbewehrung verursachte Querdruck σ_3

$$\sigma_3 = \frac{2 \cdot Z_w}{d_c \cdot s_w} = \frac{2 \cdot A_{sW} \cdot \beta_{sW}}{d_c \cdot s_w} \quad (3.47)$$

ergibt sich aus der Gleichgewichtsbetrachtung zwischen dem Querdruck und der Stahlzugkraft Z_w . Wird zudem das Volumen der Wendel auf die Ganghöhe s_w der Wendel bezogen, ergibt sich die Querschnittsfläche

$$A_w = \frac{\pi \cdot d_c \cdot A_{sW}}{s_w}$$

im Horizontalschnitt. Damit kann Gleichung (3.47) umgeformt werden und unter Berücksichtigung der Kernquerschnittsfläche A_c kann der Querdruck

$$\sigma_3 = \frac{1}{2} \cdot \frac{A_w \cdot \beta_{sW}}{A_c}$$

in Abhängigkeit von den Querschnittsflächen von Querbewehrung und Betonkernquerschnitt dargestellt werden.

Wird die nach Gleichung (3.45) und (3.46) ermittelte Wirksamkeit ν über den Querdruck σ_3 aufgetragen, läßt sich das mittlere Verhalten durch die Exponentialfunktion

$$\nu = 3,25 \cdot e^{-0,1254\sqrt{10}\sigma_3} \quad (3.48)$$

beschreiben, wobei die Querdruckspannung in MN/m^2 einzusetzen ist. Mit dieser bis zu Querpressungen von 500 MN/m^2 gültigen Beziehung wird zudem die zunehmende Abweichung von der Linearität berücksichtigt, da die Wirksamkeit ν in Abhängigkeit von der Querbewehrung angegeben wird. Für Querdruckspannungen $\sigma_3 \rightarrow \infty$ liefert die Funktion (3.48) jedoch nicht den theoretischen Grenzwert 1,0, so daß in diesem Bereich andere Ansätze verwendet werden sollten.

Da diese Auswertung der Stützenversuche im Gegensatz zu den Versuchen in [101] eine Abhängigkeit der Wendelwirksamkeit von der Betongüte zeigte, wird zusätzlich ein Faktor

$$k_\beta = 1 + \frac{\beta_c - 20}{100} \geq 1$$

eingeführt, mit dem die höhere Wendelwirksamkeit bei hohen Betongüten erfaßt werden kann.

Da die Berechnungsformel für die Kurzzeittragfähigkeit nicht knickgefährdeter, umschnürter Druckglieder unter zentrischer Belastung nach Gleichung (3.46) als Bemessungsvorschrift zu unbequem ist, schlägt Müller die aus (3.46) abgeleitete, vereinfachte Gleichung

$$N_u = A_{cn} \cdot \left[\beta_{co} + 1,7 \cdot k_\beta \cdot \frac{A_W \cdot \beta_{SW}}{A_c} \right] + A_s \cdot \beta_s \quad (3.49)$$

vor, mit der die Tragfähigkeit für übliche Bewehrungsgehalte und Querschnittsabmessungen hinreichend genau ermittelt werden kann. Die in Analogie zu der bekannten Additionsformel aufgebaute Bemessungsgleichung (3.49) bildet in abgewandelter Form auch die Grundlage der Bemessungsvorschrift für umschnürte Druckglieder in DIN 1045.

3.5.4 Tragverhalten bügelbewehrter Stahlbetonstützen

Zahlreiche Versuche an bügelbewehrten Stahlbetonstützen in der Vergangenheit haben gezeigt, daß die Spannungs-Dehnungs-Charakteristik des Betons auch durch eine quadratische oder rechteckige Bügelbewehrung deutlich verbessert werden kann. An diesen Versuchen läßt sich jedoch auch feststellen, daß quadratische oder rechteckige Bügel den Beton nicht so effektiv umschnüren wie ringförmige Bügel oder eine Wendelbewehrung. Die bei gleichem Querbewehrungsgrad geringere Wirksamkeit der Umschnürung resultiert aus der Einleitung der Umschnürungsspannungen.

Während die infolge der Querdehnungsbehinderung entstehenden Umschnürungsspannungen bei einer Wendelbewehrung linienförmig entlang des Kernumfangs eingeleitet werden, kann bei bügelbewehrten Stützen die Umschnürungswirkung nur in den Bügelecken erzeugt werden. Eine linienförmige über die Kernquerschnittsseite konstante Spannungseinleitung ist dabei nicht möglich, da die Biegesteifigkeit der Querbewehrung nicht ausreichend ist, um die Ausdehnung des Betons entlang der gesamten Bügelseite zu behindern. Somit sind bei bügelbewehrten Stützen nur die Eckenbereiche und eine Fläche in Querschnittsmitte umschnürt, deren Größe vom Verlauf der Druckbögen abhängig ist. Während bei einer ringförmig bewehrten Stütze die gesamte von den Bügeln eingeschlossene Betonfläche (in der Bügelebene) umschnürt ist, zeigt Bild 3.24, daß bei einer Stütze mit quadratischem Querschnitt die durch die strichlierte Linie umrandete umschnürte Fläche einen deutlich geringeren Anteil an der Betonfläche ausmacht.

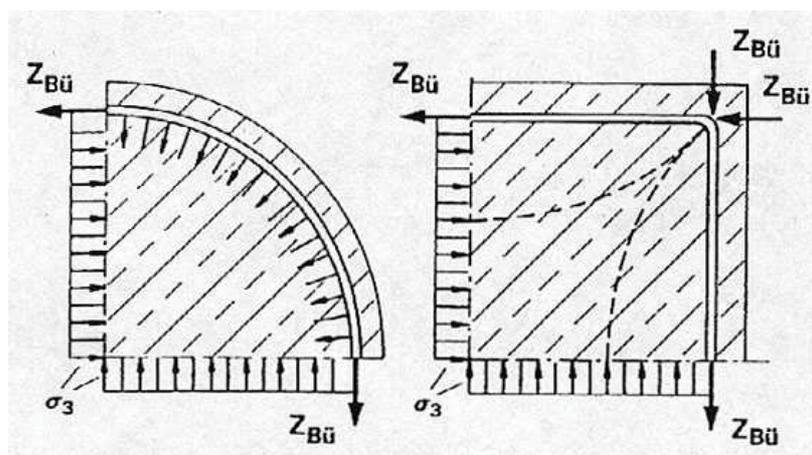


Bild 3.24: Vergleich der umschnürten Fläche in Bügelebene bei zylindrischen und quadratischen Stützen

Versuche von Roy/Sozen [38] zeigen, daß bei ungünstiger Bewehrungsanordnung und geringen Körperabmessungen eine Steigerung der Tragfähigkeit nicht erreicht werden kann. Die Duktilität

bzw. das Verformungsvermögen umschnürter Stützen unterscheidet sich in jedem Fall deutlich von dem Verformungsvermögen nicht umschnürter Stützen. Das durch den Flächeninhalt unter der Spannungs-Dehnungs-Linie beschriebene Verformungsvermögen nimmt dabei aufgrund des flacheren Entlastungsastes der σ - ε -Linie für umschnürten Beton wesentlich zu. Für die Versuche von Park et al. [102] ergibt sich dabei ein Verhältniswert

$$K = 1 + \frac{\rho_q \cdot \beta_{sq}}{\beta_c}, \quad (3.50)$$

mit dem das Verhältnis von dreiaxialer zu einaxialer Betondruckfestigkeit beschrieben wird. Der Spannungszuwachs ist dabei proportional zum Querbewehrungsgrad ρ_q , der als das Verhältnis von Querbewehrungsfläche zu eingeschlossener Betonquerschnittsfläche definiert ist, und der Stahlspannung β_{sq} der Querbewehrung, für die vereinfachend von dem Erreichen der Streckgrenze ausgegangen werden kann. Um den in Gleichung (3.50) berücksichtigten Spannungszuwachs bügelbewehrter Stützen mit dem Spannungszuwachs bei wendelbewehrten Stützen zu vergleichen, wird die Darstellung des Spannungszuwachses in Anlehnung an die Gleichung (3.42) umgeformt. Da der Querdruk σ_3 proportional zum Querbewehrungsgrad ρ_q ist, kann die dreiaxiale Betondruckfestigkeit

$$\beta_{cc} = \beta_c + 2,05 \cdot \rho_q \cdot \beta_{sq} \quad (3.51)$$

als Funktion von Querbewehrungsgrad und Stahlspannung angegeben werden. Im Vergleich zu dem nach (3.43) ermittelten Wert für wendelbewehrte Stützen zeigt (3.51), daß bei gleichem Querbewehrungsgrad die Umschnürungswirkung bei bügelbewehrten Stützen nur ungefähr halb so groß ist wie bei wendelbewehrten Stützen.

Die Versuche von Soliman/Yu [34] zeigen dagegen, daß der Querbewehrungsgrad als einziger Parameter neben der Stahlgüte zur Beschreibung des Spannungszuwachses nicht ausreichend ist. Bei steigendem Querbewehrungsgrad nehmen die Umschnürungswirkungen demnach zwar zu, jedoch nicht proportional zur Zunahme des Querbewehrungsgrades. Von besonderer Bedeutung ist der Bügelabstand. Bei zunehmendem Bügelabstand läßt die Umschnürungswirkung deutlich nach. Eine klare Nichtlinearität zwischen dem Querbewehrungsgrad ρ_q und dem Spannungszuwachs zeigen auch die Versuche von Burdette/Hilsdorf [100]. Als weiteres Ergebnis der Untersuchungen kann einerseits festgestellt werden, daß zusätzliche Zwischenstäbe einen

Spannungszuwachs erzeugen, andererseits die Biegesteifigkeit der Bügel im Rahmen üblicher Bügeldurchmesser nahezu keinen Einfluß auf die Einleitung der Umschnürungskräfte besitzt.

Neben einem Anstieg der Tragfähigkeit läßt sich an den Versuchen von Stöckl [36] der Einfluß der Bügelverankerung und der Betongüte qualitativ ablesen. Während bei hochfestem Beton die Verankerung der Bügel nahezu ohne Einfluß auf die Umschnürungswirkung blieb, konnte bei einem Beton niedriger Güte im Gegensatz zu den verschweißten Bügeln für hakenverankerte Bügel keine umschnürende Wirkung mehr festgestellt werden. Moehle/Cavanagh [35] haben in ihren Versuchen bei konstantem Bügelabstand die Bügelform sowie die Bügelverankerung variiert. Dabei zeigte sich, daß Winkelhaken zur Knicksicherung von Längsstäben in den Seitenmitten eine ähnliche Wirkung wie zusätzliche, geschlossene Bügel aufweisen. Die Traglast konnte um bis zu 50% gesteigert werden. Allerdings ging die Duktilität bei der Anordnung von Winkelhaken etwas zurück.

Sheikh/Uzumeri [37] haben Versuche an zentrisch belasteten, kurzen Quadratstützen durchgeführt, wobei verschiedene Bewehrungskonfigurationen untersucht wurden. Alle Längsstäbe in den Versuchskörpern waren durch geschlossene Bügel gegen Knicken gesichert. Die Versuche zeigten, daß die Tragfähigkeit stark vom Querbewehrungsgrad abhängig war. Ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen dem Querbewehrungsgrad und dem Traglastzuwachs war deutlich erkennbar. Die Größe der effektiv umschnürten Querschnittsfläche war eindeutig von der Anordnung der durch geschlossene Bügel gegen Knicken gesicherten Längsstäbe abhängig. Die Tragfähigkeit der geprüften Versuchskörper konnte dabei um bis zu 70% gesteigert werden. Auf Basis der Versuchsergebnisse haben Sheikh/Uzumeri [41] ein analytisches Modell zur Bestimmung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens umschnürter bügelbewehrter Stahlbetonstützen entwickelt. Im Gegensatz zu anderen Bemessungsansätzen, bei denen in der Regel nur der Einfluß des Volumenverhältnisses sowie der Stahlgüte der Querbewehrung auf die dreiaxiale Betondruckfestigkeit und das Verformungsverhalten berücksichtigt werden, ist dieser Ansatz zusätzlich um den Einfluß des Bügelabstandes sowie der Anordnung und Verteilung der Längsbewehrung erweitert worden. Dabei wird der mögliche Traglastzuwachs nicht nur durch den Querbewehrungsgrad, sondern auch durch die effektiv umschnürte Fläche bestimmt, die im Wesentlichen von Bügelabstand, Abmessungen des Kernquerschnittes und Bewehrungsanordnungen abhängig ist (s. Bild 3.25).

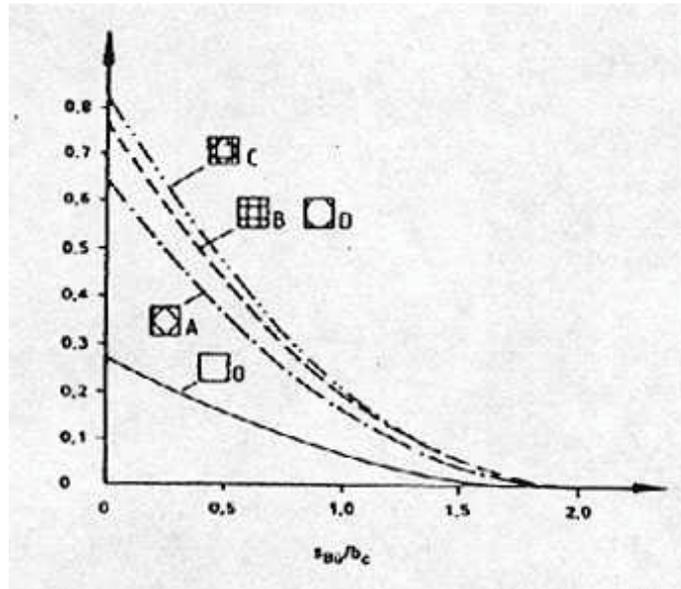


Bild 3.25: Größe der effektiv umschnürten Fläche in Abhängigkeit von Biegelabstand und Abmessungen des Kernquerschnittes für verschiedene Bewehrungsanordnungen nach [41]

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß das Spannungs-Dehnungs-Verhalten und insbesondere der Tragfähigkeitszuwachs bei bügelbewehrten Stützen ungleich schwieriger zu erfassen ist als bei wendelbewehrten Stützen. Der Grund dafür liegt in der Tatsache, daß bei bügelbewehrten Stützen die mögliche Tragfähigkeitssteigerung infolge der umschnürenden Wirkung von Bügeln nicht mehr direkt proportional zum Querbewehrungsgrad ist, sondern von weiteren Parametern, insbesondere dem Biegelabstand, der Anordnung der Längs- und Querbewehrung und den Querschnittsabmessungen, beeinflusst wird.

3.5.5 Tragverhalten nachträglich verstärkter Stahlbetonstützen

Neben den Einflußfaktoren, die das Tragverhalten monolithisch hergestellter Stahlbetonstützen bestimmen, wird das Tragverhalten nachträglich verstärkter Stahlbetonstützen vor allem durch die Art der Lasteinleitung, die Verbundeigenschaften in der Fuge zwischen Alt- und Neuquerschnitt, sowie den Altersunterschied und die zeitabhängigen Verformungseigenschaften der beiden Betone bestimmt. Bei einer vollflächigen Lasteinleitung kann im Bruchzustand davon ausgegangen werden, daß die ergänzte Neubetonschale sofort nahezu vollständig mitwirkt. Allerdings läßt sich eine solche Lasteinleitung in der Praxis aus konstruktiven Gründen nur selten verwirklichen, da entweder die Lasten ausschließlich über den Altbetonquerschnitt eingeleitet werden oder die Herstellung eines vollflächigen druckfesten Anschlusses nicht

möglich ist. Bei einer Lasteinleitung ausschließlich über den Altbetonquerschnitt wird das Tragverhalten des Lasteinleitungs- und des Stützenmittelbereiches in der Regel getrennt betrachtet. Die bisherigen Versuche [3, 4, 14, 17] an nachträglich verstärkten Stahlbetonstützen zeigen, daß weit vor Erreichen der Traglast der verstärkten Stützen in der Verbundfuge zwischen Alt- und Neubeton schon Relativverschiebungen auftreten, die ein monolithisches Tragverhalten ausschließen und im Lasteinleitungsbereich den Altquerschnitt die gesamte Last allein tragen lassen. Welchen Einfluß die in der Verbundfuge auftretenden Relativverschiebungen auf das Trag- und Verformungsverhalten der verstärkten Stützen haben, kann den in Bild 3.26 dargestellten Versuchsergebnissen von Sator/Orito/Tanaka /Watanabe [103] entnommen werden.

Vergleichend gegenübergestellt sind dabei die Versuchsergebnisse an drei runden ausbetonierten Stahlhohlprofilstützen mit unterschiedlicher Lasteinleitung sowie Verbundeigenschaften. Während die Probekörper A und C nur über den Betonquerschnitt belastet werden, wird die Belastung beim Probekörper B über den gesamten Verbundquerschnitt eingeleitet. Bei gleicher Lasteinleitung unterscheiden sich die Probekörper A und C in den Verbundeigenschaften; im Gegensatz zu Versuchskörper C ist der Verbund zwischen Beton und Stahlrohr bei der Versuchstütze A aufgehoben. Unabhängig von den Verbundeigenschaften und der Lasteinleitung kann bei allen Versuchsstützen eine deutliche Tragfähigkeitssteigerung erreicht werden. Die maximale Traglast stellte sich bei der Versuchsstütze A ohne Verbund ein, bei der - wegen der nur einaxialen Beanspruchung des Stahlrohres - die aktivierten Querdruckspannungen am größten sind. Deutliche Unterschiede zeigen sich ebenso im Verformungsverhalten der drei Stützen. Aufgrund der größeren Dehnsteifigkeit der vollflächig belasteten Verbundstütze B sind die Verformungen geringer als bei den anderen beiden Stützen, bei denen im Fall der Stütze C das Mittragen des Stahlrohres erst über Verbundspannungen aktiviert werden muß und im Fall der Stütze A der Beton die gesamte Belastung alleine übernehmen muß. Diesen Untersuchungen kann entnommen werden, daß eine Umschnürungswirkung prinzipiell auch ohne Verbund erzeugt werden kann, die unter Höchstlast auftretenden Verformungen aber in starkem Maße von dem Verbundverhalten beeinflußt werden.

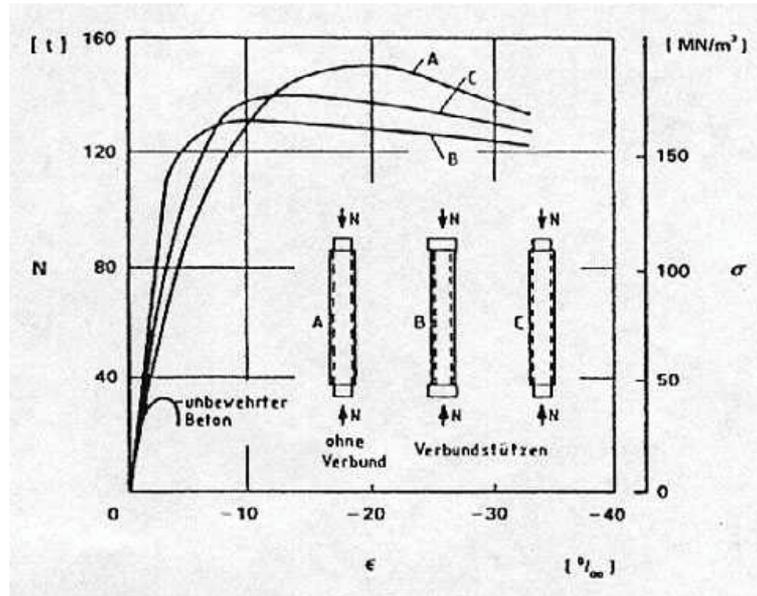


Bild 3.26: Tragverhalten runder ausbetonierter Stahlhohlprofilstützen unter zentrischer Belastung mit und ohne Verbund (aus [103])

Die in den bisherigen Versuchen [3, 4, 14, 17] festgestellte Traglaststeigerung im Lasteinleitungsbereich der nachträglich verstärkten Stützen gegenüber Altstützen beruht im Wesentlichen auf der vergrößerten Betondruckfestigkeit, die durch die umschnürende Wirkung der Querbewehrung im Alt- und Neuquerschnitt verursacht wird. Prinzipiell ist die umschnürende, traglaststeigernde Wirkung der Querbewehrung in einer nachträglich verstärkten Stütze gleich der einer monolithischen Stütze. Bei entsprechender Querbewehrungsanordnung umhüllt die Querbewehrung im Verstärkungsquerschnitt jedoch eine vergleichsweise größere Querschnittsfläche als die im Altquerschnitt und hat deshalb auch eine effektivere umschnürende Wirkung. Weitere Einflußfaktoren, die das Maß der Erhöhung der Betondruckfestigkeit bzw. der Traglaststeigerung mitbestimmen, sind wie bei monolithischen Stützen die Bewehrungsanordnung, Querschnittsform sowie -abmessungen. Diese Einflüsse werden bei den auf den experimentellen Untersuchungen basierenden Bemessungsverfahren [3, 10, 15] berücksichtigt (vgl. Kapitel 2).

Welchen Einfluß die Querschnitts- bzw. die Bügelform auf die umschnürende Wirkung der Querbewehrung bzw. auf die Traglaststeigerung hat, kann mit Hilfe des von Sheikh/Uzumeri [41] entwickelten Verfahrens zur Ermittlung der Größe der durch die Querbewehrung effektiv umschnürten Fläche erklärt werden. Vereinfachend werden hier nur Stahlbetonstützen mit quadratischem und kreisförmigem Querschnitt sowie gleich großer Kernquerschnittsfläche verglichen. Bei der Berechnung wird angenommen, daß in der Stütze mit quadratischem Querschnitt nur vier Eckstäbe angeordnet werden. Der Bügelabstände in den direkt zu

vergleichenden Stützen sind gleich. In Bild 3.27 werden die effektiv umschnürten Flächen von Stützen mit quadratischem Querschnitt bzw. quadratischen Bügeln bezogen auf die effektiv umschnürte Fläche einer flächengleichen Stütze mit kreisförmigem Querschnitt bzw. ringförmigen Bügeln ($A_{\text{eff,q}}/A_{\text{eff,k}}$) in Abhängigkeit von der Seitenlänge der Quadratstütze und dem Bügelabstand dargestellt.

In Bild 3.27 läßt sich erkennen, daß bei üblichen Bügelabständen von 4cm bis 15cm die effektiv umschnürte Querschnittsfläche infolge quadratischer Bügel nur ca. 1/3 der infolge ringförmiger Bügel beträgt, wobei die Kernquerschnittsfläche und die Betonüberdeckung der direkt zu vergleichenden Stützen gleich groß sind. Wenn die Quadratstützen nur Eckstäbe als Längsbewehrung besitzen, nimmt die Größe von $A_{\text{eff,q}}/A_{\text{eff,k}}$ bei üblichem Bügelabstand mit vergrößerten Querschnittsabmessungen ab und nur bei ungewöhnlich großem Bügelabstand zu. Bei großem Bügelabstand (z.B. $s_{\text{Bü}}/b = 2$) kann die effektiv umschnürten Fläche bis auf Null fallen.

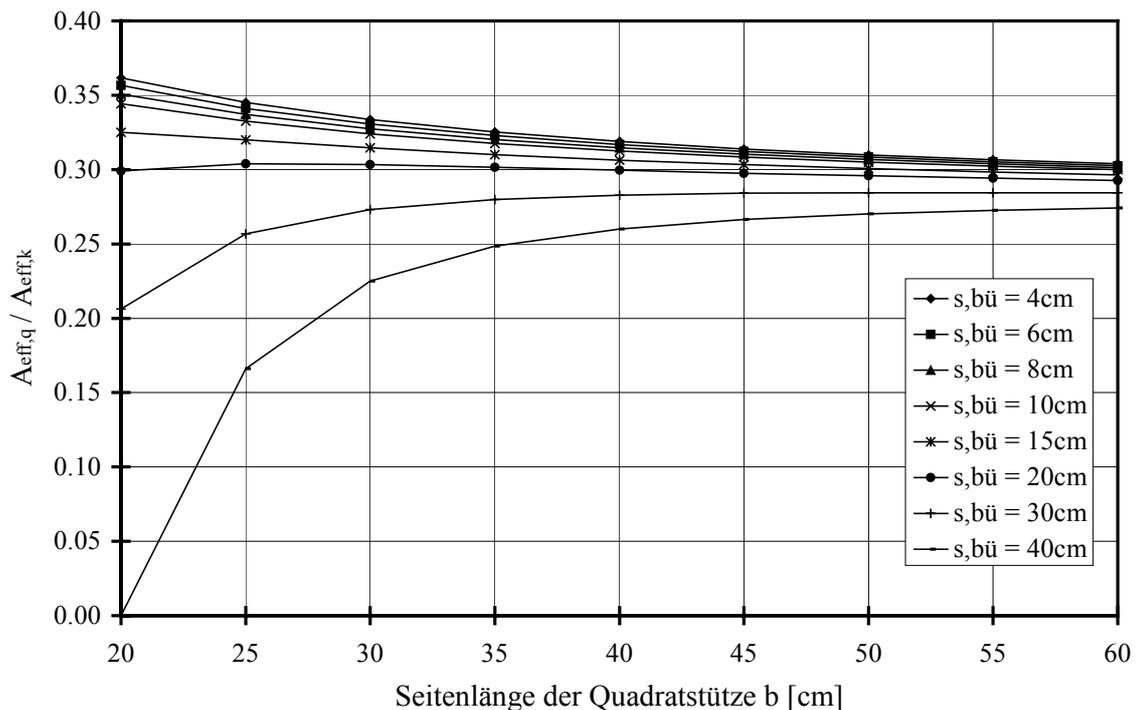


Bild 3.27: Rechn. Vergleich der Größe der effektiv umschnürten Querschnittsfläche infolge von quadratischen und ringförmigen Bügeln nach [41]. (Die direkt zu vergleichenden Stützen haben gleich große Kernquerschnittsfläche sowie gleichen Bügelabstand und Bügeldurchmesser. Als Längsbewehrung in Quadratstützen werden nur vier Eckstäbe $4 \times \varnothing 14$ angeordnet. Der Betondruckbogen hat eine Anfangsneigung von 45° .)

Durch die umschnürende Wirkung der Querbewehrung im Verstärkungsquerschnitt wird nicht nur die Tragfähigkeit des Altquerschnittes, sondern auch das Tragverhalten der Verbundstütze verbessert. Die Bruchdehnung bzw. die Duktilität der Stütze wird deutlich erhöht. Vermutlich

kann die umschnürende Wirkung der Querbewehrung im Verstärkungsquerschnitt auch das Ausknicken der Längsbewehrung im Altquerschnitt verhindern sowie den Verbund zwischen dem Beton und der Bewehrung im Altquerschnitt verbessern. Durch die umschnürende Wirkung der Querbewehrung im Verstärkungsquerschnitt wird nicht nur die Tragfähigkeit des Altquerschnittes, sondern auch das Tragverhalten der Verbundstütze verbessert.

Die Bruchdehnung bzw. die Duktilität der Stütze wird deutlich erhöht. Vermutlich kann die umschnürende Wirkung der Querbewehrung im Verstärkungsquerschnitt auch das Ausknicken der Längsbewehrung im Altquerschnitt verhindern sowie den Verbund zwischen dem Beton und der Bewehrung im Altquerschnitt verbessern. Die Tragfähigkeit im Stützenmittelbereich ergibt sich üblicherweise unter Berücksichtigung des unterschiedlichen zeitabhängigen Materialverhaltens und der Addition der Traglastanteile von Längsbewehrung, Altbeton und Neubeton. Da Stützen in der Praxis bei Verstärkungsmaßnahmen mit Ausnahme der Verkehrslasten nicht entlastet werden können, besteht zwischen Alt- und Neubeton aus der Vorbelastung ein Dehnungsunterschied. Dieser Dehnungsunterschied kann sich infolge der Spannungsumlagerungen vom verformungswilligen Neubeton auf den weniger verformungswilligen Altbeton vergrößern. Folglich kann die mögliche Tragfähigkeit des Neubetons im Bruchzustand nicht ausgenutzt werden, wenn für den Altbeton unter mittiger Beanspruchung eine Grenzdehnung von 2‰ zugrundegelegt wird (s. Abschnitt 3.4). In bisherigen experimentellen Untersuchungen werden der Altersunterschied und die zeitabhängigen Verformungseigenschaften der beiden Betone jedoch noch nicht ausreichend berücksichtigt.

Der Dehnungsunterschied aufgrund der Vorbelastung der Altstütze und die Spannungsumlagerungen infolge des Altersunterschiedes zwischen Alt- und Neubeton bzw. des zeitabhängigen Betonverformungsverhaltens können das Tragverhalten der verstärkten Stütze nicht nur im Bruchzustand, sondern auch im Gebrauchszustand beeinflussen. Nach den in Abschnitt 3.4 durchgeführten Berechnungen können bei großem Altersunterschied zwischen Alt- und Neubeton Zugspannungen eintreten, die den Neubeton reißen lassen können. Der Altquerschnitt wird in diesem Fall durch den Neubeton zusätzlich belastet und muß die gesamte Last alleine tragen. Aus diesem Grund sollten in Praxis die gesamte Verformung der verstärkten Stützen und die Gebrauchstauglichkeit hinsichtlich der Spannungsumlagerungen bzw. der Zugspannungen im Neubeton beachtet werden.

4 Planung und Durchführung eigener Versuche

4.1 Versuchsprogramm

Nachträglich verstärkte Querschnitte weisen gegenüber monolithischen Querschnitten die Besonderheit einer Verbundfuge auf. Betone unterschiedlichen Alters und Spannungszustandes sowie unterschiedlicher mechanischer Eigenschaften wirken bei der Lastabtragung als Verbundquerschnitt zusammen. Dabei kann uneingeschränkt von einem monolithischen Tragverhalten ausgegangen werden, solange in der Anschlußebene die Verbundbeanspruchungen infolge Eigen- und Lastspannungen die Verbundfestigkeit nicht überschreiten. Wenn jedoch die aufnehmbare Verbundspannung überschritten wird und Relativverschiebungen zwischen Alt- und Neubeton auftreten, wird die Beschreibung des Zusammenwirkens aufgrund der Vielzahl sich gegenseitig beeinflussender Parameter sehr komplex. Dabei spielen der Altersunterschied von Alt- und Verstärkungsbeton bzw. zeitabhängiges Betonschwinden und -kriechen und daraus verursachte Eigenspannungen sowie Spannungsumlagerungen offenbar eine maßgebliche Rolle. Berichte über experimentelle Untersuchungen des Tragverhaltens von nachträglich verstärkten Stahlbetonstützen unter Berücksichtigung des unterschiedlichen zeitabhängigen Verformungsvermögens von Alt- und Verstärkungsbeton sowie der Wirksamkeit der Umschnürungsbewehrung mit unterschiedlichen Bügelformen liegen bisher kaum vor.

Bei den in dieser Arbeit durchgeführten experimentellen Untersuchungen wurden deshalb neben dem Querbewehrungsgrad die Belastungsgeschichte und die Bügelformen als wesentliche Einflußparameter untersucht. Das Versuchsprogramm ist in Tabelle 4.1 dargestellt. Die experimentellen Untersuchungen umfassen dabei zwei Versuchsreihen, nämlich die Versuchsreihe K für Stützen mit kreisförmigem Querschnitt und die Versuchsreihe Q für Stützen mit quadratischem Querschnitt. Um aus den Versuchsergebnissen einen für die Baupraxis nutzbaren Bemessungsansatz ableiten zu können, wurden die Versuche an praxisnahen Probekörpern durchgeführt. Die Versuchsergebnisse für die einzelnen Stützen können untereinander direkt verglichen werden, indem die Querschnittsabmessungen sowie die Längs- bzw. Querbewehrung der in Bild 4.1 und Bild 4.2 dargestellten Altbetonstützen (K1 und Q1) bei allen verstärkten Stützen der jeweiligen Versuchsreihe beibehalten wurden. Der Einfluß von Betonschwinden und -kriechen auf das Tragverhalten der verstärkten Stützen wurde dadurch berücksichtigt, daß die zu verstärkenden Kernstützen in der Regel zunächst mindestens 6 Monate lang vorbelastet wurden. Die Dauerlast, die durch eine zentrische Längs

vorspannung simuliert wurde, betrug etwa 70% der rechnerisch zulässigen Gebrauchslast (nach DIN 1045) der jeweiligen Kernstützen.

Stütze Nr.	Bügel		Bemerkungen
	Kern	Mantel	
K1	E: Ø8/8 M: Ø8/16	---	Unverstärkte Vergleichsstütze (Kernstütze) mit kreisförmigem Querschnitt
K2	E: Ø8/8 M: Ø8/16	E: Ø8/8 M: Ø8/16	Spritzbetonverstärkte Stütze, auch als Vergleichsbasis für verstärkte runde Stützen
K3	E: Ø8/8 M: Ø8/16	E: Ø8/8 M: Ø8/16	Stütze wie K2, jedoch frühzeitig (drei Wochen nach der Herstellung der Altstütze) verstärkt
K4	E: Ø8/8 M: Ø8/16	E: Ø10/6 M: Ø8/16	Verstärkte Stütze wie K2, jedoch mit mehr Querbewehrung
K5	E: Ø8/8 M: Ø8/16	E: Ø8/8 M: Ø8/16	Monolithisch hergestellte verstärkte Vergleichsstütze, Abmessungen und Bewehrung wie K2
Q1	E: Ø8/8 M: Ø8/16	---	Unverstärkte Vergleichsstütze (Kernstütze) mit quadratischem Querschnitt
Q2	E: Ø8/8 M: Ø8/16	E: Ø8/8 M: Ø8/16	Spritzbetonverstärkte Stütze, auch als Vergleichsbasis für verstärkte quadratische Stützen
Q3	E: Ø8/8 M: Ø8/16	E: Ø8/8 M: Ø8/16	Stütze wie Q2, jedoch frühzeitig (drei Wochen nach der Herstellung der Altstütze) verstärkt
Q4	E: Ø8/8 M: Ø8/16	E: Ø10/8 M: Ø8/16	Verstärkte Stütze wie Q2, jedoch mit mehr Querbewehrung
Q5	E: Ø8/8 M: Ø8/16	E: Ø8/8 M: Ø8/16	Monolithisch hergestellte verstärkte Vergleichsstütze, Abmessungen und Bewehrung wie Q2

Tabelle 4.1: Versuchsprogramm und Darstellung der Untersuchungsparameter
(E = Einleitungsbereich, M = Stützenmittelbereich)

Unmittelbar vor der Verstärkung mittels Spritzbetons wurde die Betonoberfläche der Altstützen durch Sandstrahlen aufgeraut. Da Stahlbetonstützen bei Verstärkungsarbeiten in der Regel nicht entlastet werden können, wurden auch die Versuchskörper unter Belastung verstärkt. Für den zusätzlichen Betonquerschnitt wurde - wie bei Verstärkungsmaßnahmen in der Baupraxis üblich - Spritzbeton im Trockenspritzverfahren verwendet. Bereits 14 Tage nach dem Verstärken wurden die Verbundstützen einer erhöhten Last ausgesetzt, die mindestens 6 Monate einwirkte und 70% der rechnerisch zulässigen Gebrauchslast nach DIN 1045 für eine monolithisch hergestellte Stütze mit gleichem Querschnitt und Bewehrungsgrad wie die verstärkten Stützen entsprach. Im Anschluß an den Gebrauchslastfall wurden alle Versuchskörper kurzzeitig bis zum Bruch belastet. Die Meßstellen an Betonstahl und Probekörperoberfläche wurden während der gesamten Versuchsdauer

abgefragt. Das verwendete Meßverfahren wurde durch einen Vortest überprüft, der mit zwei Probekörpern (Querschnittsabmessungen und Bewehrungen wie im Krafeinleitungsbereich der Kernstütze in der Versuchsreihe K, Probenhöhe $h = 50\text{cm}$) durchgeführt wurde.

4.2 Versuchskörper

4.2.1 Kernstützen

Bei der Festlegung der Abmessungen der Altstütze wurde zunächst davon ausgegangen, daß einerseits die in DIN 1045 vorgeschriebenen Mindestabmessungen für stehend hergestellte Druckglieder eingehalten werden und andererseits das für nachträglich verstärkte Stützen charakteristische Seitenverhältnis von Altbeton zu Verbundquerschnitt von $a/d \geq 2/3$ nicht unterschritten wird. Darüber hinaus wurde die Querschnittswahl auch von einer Reihe versuchstechnischer Faktoren beeinflusst. Zu diesen gehören vor allem die zulässige Kraft der zur Verfügung stehenden hydraulischen Prüfzylinder und der zwischen den Säulen der Prüfmaschine zur Verfügung stehende Arbeitsraum. Als Querschnittsabmessungen der Altstützen wurden dann in der Versuchsreihe K (für Stützen mit kreisförmigem Querschnitt) $d_K = 22\text{ cm}$ und in der Versuchsreihe Q (für Stützen mit quadratischem Querschnitt) $b_K = 20\text{ cm}$ gewählt.

Da im Rahmen des Forschungsvorhabens ausschließlich nicht knickgefährdete Stützen untersucht werden sollten, wurde die Probekörperhöhe mit Rücksicht auf die Schlankheit begrenzt. Jedoch sollten die Stützen so lang sein, daß sich die Lasteinleitungsbereiche an beiden Stützenenden nicht überschneiden bzw. ausreichende Stützenmittelbereiche erhalten blieben. Unter weiterer Beachtung der versuchstechnischen Einschränkungen wurde die Gesamthöhe der Versuchskörper auf $h = 1,89\text{m}$ festgelegt. Dieses Maß ergab sich dabei aus einer 18 cm langen Querschnittsverbreiterung an beiden Stützenenden, einem 48 cm langen Stützenmittelbereich und einem 53 cm langen Lasteinleitungsbereich am Stützenkopf bzw. 52 cm am Stützenfuß (vgl. Bild 4.1 und Bild 4.2, Stützen K1 und Q1). Die Wahl der unteren Grenze des Längsbewehrungsgrades ergibt sich zunächst aus der Forderung nach DIN 1045 bezüglich der Mindestbewehrung. Hier wird ein Mindestbewehrungsgrad von $\rho_L = 0,8\%$ gefordert, der auf den statisch erforderlichen Betonquerschnitt zu beziehen ist. Ein Bewehrungsgrad von $\rho_L = 3\%$ gilt in der Regel dagegen als obere Grenze wirtschaftlich bewehrter Druckglieder. Der sich für den Altquerschnitt mit $6 \varnothing 12$ in der Versuchsreihe K bzw. mit $4 \varnothing 14$ in der Versuchsreihe Q ergebene Längsbewehrungsgrad von $\rho_L = 1,78\%$ bzw. $\rho_L = 1,54\%$ liegt somit in den für Stützen üblichen Grenzen.

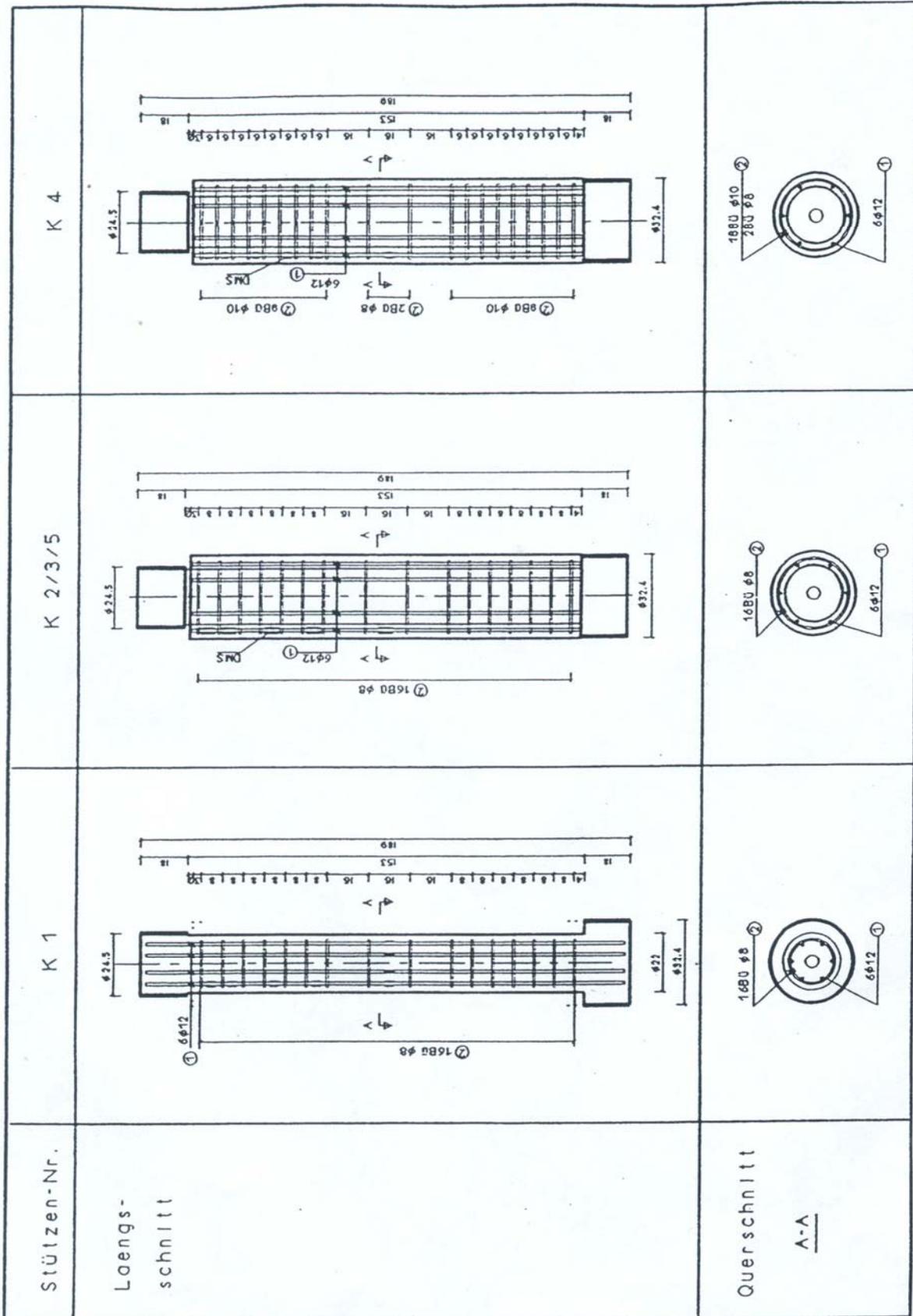


Bild 4.1: Querschnittsabmessungen, Bewehrung sowie DMS-Meßstellen der Stützen in der Versuchsreihe K

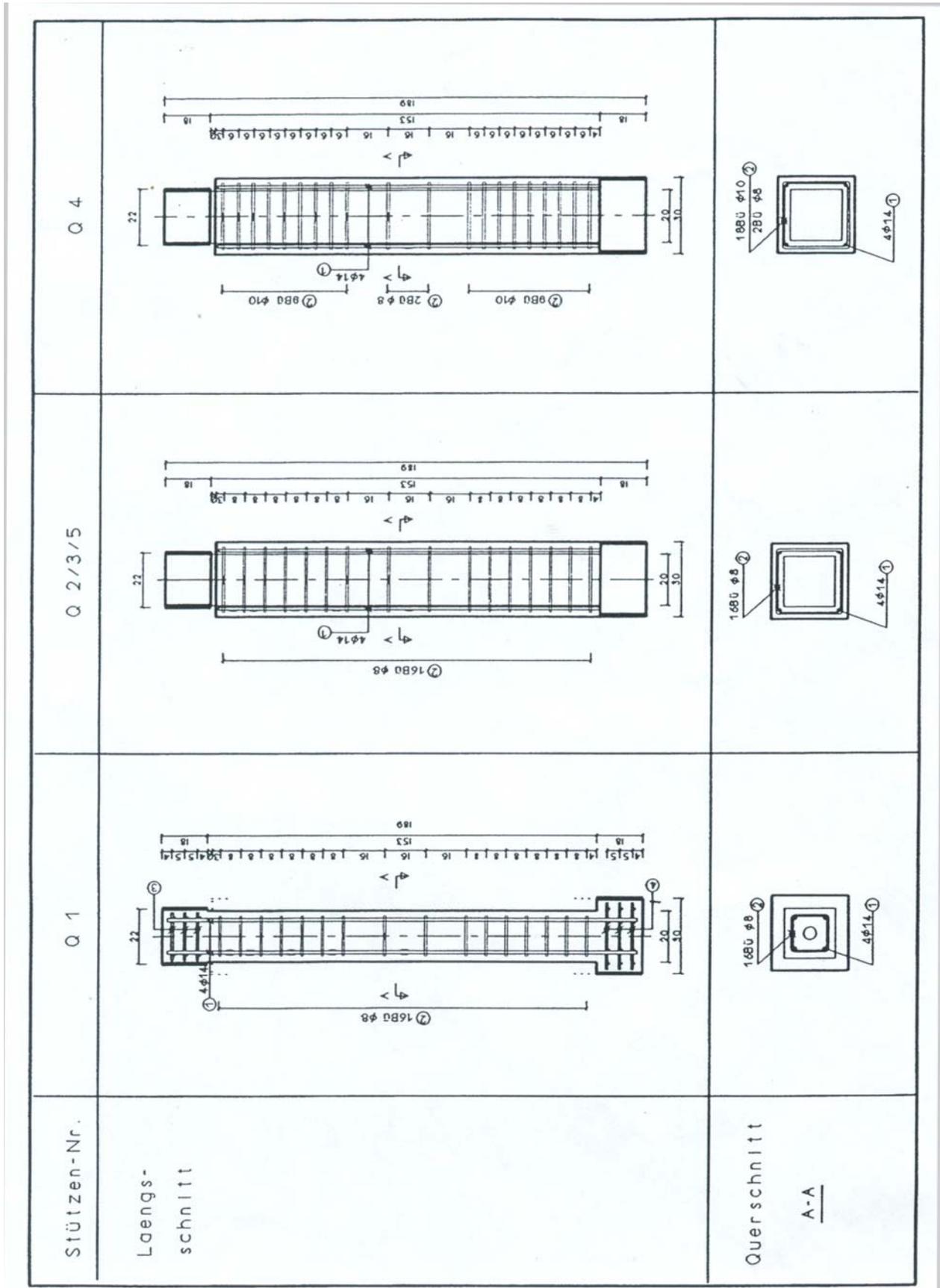


Bild 4.2: Querschnittsabmessungen, Bewehrung sowie DMS-Meßstellen der Stützen in der Versuchsreihe Q

Da die Verankerungslänge der Längsbewehrung in den 18 cm langen Stützenendverbreiterungen nicht ausreichend war, wurde die Bügelbewehrung in beiden Stützenendbereichen entsprechend DIN 1045, Abschnitt 25.2.2, verstärkt. Damit ergaben sich für alle Kernstützen in diesen Bereichen Bügelabstände $s_{Bü} = 8$ cm, als Bügeldurchmesser wurde ebenfalls einheitlich $d_{s,Bü} = 8$ mm gewählt. Im Stützenmittelpunkt wurde der Bügelabstand auf $s_{Bü} = 16$ cm verdoppelt, wobei der zulässige maximale Bügelabstand von $12d_{s,L}$ nach DIN 1045 in der ersten Versuchsreihe (K) geringfügig überschritten wurde. Während die ringförmigen Bügel in der ersten Versuchsreihe zusammengeschweißt wurden (entsprechend einer wendelartigen Querbewehrung, die in der Baupraxis üblicherweise für kreisförmige Druckglieder eingesetzt wird), wurden die Bügel in der zweiten Versuchsreihe (Q) normgemäß nach DIN 1045, Abschnitt 25.2.2.2, Bild 61 geschlossen und die Bügelhaken über die Stützenlängsachse versetzt angeordnet. Alle Bügel erhielten eine Betonüberdeckung von 2 cm.

4.2.2 Verbundquerschnitt

Mit dem in der Versuchskonzeption festgelegten Seitenverhältnis von unverstärktem zu verstärktem Querschnitt von $a/d \approx 2/3$ und einer Schichtdicke der Spritzbetonummantelung von $t = 5$ cm wurden die Abmessungen der Verbundquerschnitte unter Berücksichtigung weiterer versuchstechnischer Randbedingungen festgelegt. Die Schichtdicke der Spritzbetonummantelung ergab sich dabei aus den Anforderungen an die Betonüberdeckung der Bewehrung nach DIN 1045, Abschnitt 13.2, Tabelle 10, wobei für den Spritzbeton die Güte B25 angestrebt wurde. Somit erhielten die Verbundquerschnitte eine Außenabmessung in der ersten Versuchsreihe von $d_M = 32$ cm bzw. in der zweiten Versuchsreihe von $b_M = 30$ cm. Da der Längsbewehrungsgrad des Verstärkungsquerschnittes kein vorrangiger Untersuchungsparameter war, wurden alle Verstärkungsschichten nur konstruktiv mit so vielen Längsstäben wie in den jeweiligen Kernstützen bewehrt ($6 \varnothing 12$ bzw. $4 \varnothing 14$). Während die Längsstäbe am Stützenfuß unmittelbar auf der Querschnittsverbreiterung aufstanden, war am Stützenkopf zwischen Stabende und Querschnittsverbreiterung ein Zwischenraum von ca. 3 cm vorzusehen, damit nach dem Verstärken noch eine 2 cm breite Fuge zwischen unterem Rand der Stützenkopfverbreiterung und oberem Rand der Spritzbetonschicht verbleiben konnte, die den Lastfall "Teilflächenbelastung" gewährleistete.

Als Querbewehrung für die Spritzbetonummantelung wurden Bügel verlegt, deren Durchmesser und Abstände sich nach dem Versuchsprogramm in Tabelle 4.1 (vgl. auch Bild 4.1 und Bild 4.2)

richteten. Grundsätzlich können bei der nachträglichen Stützenverstärkung aus einbautechnischen Gründen keine geschlossenen Bügel, sondern nur einseitig offene Bügel mit oder ohne Winkelhaken verwendet werden. Nach DIN 18551, Abschnitt 8.7, muß der Bügelschluß den Anforderungen gemäß DIN 1045, Abschnitt 18.8.2, Bild 26c oder Bild 26d, entsprechen. Bei den vorliegenden Querschnittsabmessungen und Bügeldurchmessern unter Zugrundelegung der anzusetzenden Werte für den Verbundbereich 2 konnte der Nachweis einer ausreichenden Übergreifungslänge für beide Bügelformen im Krafteinleitungsbereich jedoch nicht erbracht werden. In dieser Untersuchung wurden deshalb alle Bügel in der Verstärkungsschicht verschweißt; die Schweißnahtlänge ergab sich dabei nach DIN 4099 [104], Bild 1.

4.2.3 Ausbildung der Krafteinleitungsbereiche

Um die Bauwerkssituation möglichst realistisch nachzubilden, waren am Stützenkopf und Stützenfuß der Kernstützen Querschnittsverbreiterungen vorgesehen, die beispielsweise einem breiten Unterzug oder einem Ausschnitt aus einer Deckenkonstruktion entsprechen. Mit den verbreiterten Endbereichen sollte zudem sichergestellt werden, daß die Lasteinleitung in die Stützenlängsbewehrung des Altquerschnittes zu Beginn des Untersuchungsbereiches weitgehend abgeschlossen ist und daß sich ein querdehnungsbehindernder Einfluß der Lastplatte nicht auf die Meßwerte auswirkt. Die Querschnittsabmessungen der Verbreiterung am Stützenfuß entsprachen bei beiden Versuchsserien den Abmessungen der Verbundquerschnitte. Somit konnten die Verbreiterungen beim Spritzvorgang auch als Sollvorgabe für den endgültigen Verbundquerschnitt verwendet werden. Die Querschnittsabmessungen der Verbreiterung am Stützenkopf wurden allerdings vermindert, um die geschweißten Bügel mit DMS-Meßstellen und Meßkabeln über die Kernstützen schieben zu können. Gewählt wurden deshalb $\varnothing 24,5$ cm in der ersten und $d/b = 22$ cm/ 22 cm in der zweiten Versuchsreihe.

Nach Untersuchungen von Eisenbiegler [105] zur Lasteinleitung in druckbeanspruchte Längsstäbe ist für die vorgesehenen Stabdurchmesser ein rund 15cm langer Einleitungsbereich ausreichend. Die Höhe der Verbreiterungen am Stützenkopf und Stützenfuß wurde hier zur Sicherheit auf 18cm gewählt. Statt mit Bewehrung wurden die Verbreiterungsbereiche am Stützenende in der ersten Versuchsreihe mit passenden Stahlrohren verstärkt. In der zweiten Versuchsreihe wurden diese Bereiche trotz Einsatzes von Stahlrohren noch zusätzlich bewehrt, da die Umschnürungswirkung quadratischer Stahlrohre viel schwächer als die kreisförmiger Stahlrohre ist. Durch diese

Maßnahmen wurde ein vorzeitiges Versagen der Probekörper außerhalb der Meßbereiche ausgeschlossen.

4.3 Baustoffe

4.3.1 Betonstahl

Die Eigenschaften der verwendeten Betonstähle BSt 500 S und BSt 500 P sind in der Tabelle 4.2 zusammengefaßt. Der Betonstahl BSt 500 P wurde nur für die ringförmigen Bügel in der ersten Versuchsreihe benutzt. Die in der Tabelle 4.2 angegebenen Werte wurden den nach DIN 50145 [106] experimentell ermittelten σ - ε -Linien des Stahls entnommen und stellen jeweils Mittelwerte aus drei Versuchen dar. Der Tabelle ist weiterhin zu entnehmen, daß die vorhandene Streckgrenze $R_{p0,2}$ in allen Fällen höher liegt als die Mindeststreckgrenze nach DIN 488 [107] Teil 1, und daß die ebenfalls überprüften Zugfestigkeiten R_m bei allen Betonstählen die Mindestwerte nach DIN 488 deutlich überschreiten. Wie die in Spalte 5 der Tabelle 4.2 aufgeführten Werte für die Bruchdehnungen A_{10} zeigen, wird der erforderliche Mindestwert von 10% in keinem Fall unterschritten. Kontrolliert wurde darüber hinaus der Nennquerschnitt der Bewehrungsstäbe, der bei allen Proben im zulässigen Toleranzbereich lag. Die Querschnittsschwächungen aufgrund des Feilens der Stahloberfläche für die Applikation der DMS-Meßstellen und die dadurch verursachten möglichen Veränderungen der Dehnsteifigkeit, Streckgrenze sowie Zugfestigkeit des Betonstahls wurden vernachlässigt.

Stahl Ø [mm]	A [mm ²]	$R_{p0,2\%}$ [MN/m ²]	R_M [MN/m ²]	A_{10} [%]
8	51,5	583,0	660,0	15,6
10	79,1	500,5	585,1	18,1
12	113,3	576,8	677,5	14,9
14	152,7	585,8	677,5	15,3
8 (p)	51,8	590,5	627,0	10,3
10 (p)	78,8	568,0	593,0	---

Tabelle 4.2: Eigenschaften der verwendeten Betonstähle

4.3.2 Spannstahl

In der Versuchskonzeption wurde festgelegt, daß sowohl die Kernstützen als auch die verstärkten Stützen über Monate belastet werden. Auch während des Verstärkungsvorgangs wurden die Kernstützen nicht entlastet. Diese Lasten betragen rund 70% der zulässigen rechnerischen Gebrauchslast (nach DIN 1045) der jeweiligen Querschnitte und wurden durch eine zentrische Längsvorspannung simuliert. Die Vorspannung wurde dabei durch in Hüllrohren mittig in den Versuchskörpern befindliche DYWIDAG-Einzelspannglieder ohne Verbund ausgeführt. Unter Berücksichtigung der maximalen Spannkraft beim Überspannen, der geringen Stützenlänge und der resultierenden Spannkraftverluste aus Schlupf wurden glatte Stäbe $\varnothing 36$ mm aus Spannstahl St 1080 /1230 gewählt. An beiden Stabenden wurde ein Feingewinde vorgesehen. Die Ankerplatte des Spanngliedes hatte genau die Größe des Kernstützenquerschnitts, so daß die Bedingung für die Lasteinleitung in die verstärkten Stützen erfüllt wurde. Um die Spannkraft im Gebrauchslastfall zu kontrollieren, wurde auf jeden Spannstahl eine DMS-Vollbrücke (Hersteller: HBM, Typ: 6/120 XY 11) appliziert, die vor dem Versuch mit dem Spannstahl zusammen unter 500 kN Beanspruchung geeicht wurde. Der Spannkraftverlust aus Betonschwinden und -kriechen konnte somit von Zeit zu Zeit durch Nachspannen ausgeglichen werden.

4.3.3 Beton

Für die Kern- und Vergleichsstützen war ein Beton der Festigkeitsklasse B25 vorgesehen. Die Druckfestigkeit des Altbetons entspricht damit der üblicherweise für Druckglieder verwendeten Betongüte und wird oft auch von älteren nacherhärteten Betonen niedrigerer Güte erreicht. Zur Herstellung des Betons wurde ein Zement PZ 35F (Hersteller: Seibel & Söhne, Erwitte) verwendet. Der w/z-Wert wurde nach vorheriger Eignungsprüfung auf 0,65 bei einem Zementgehalt von 315 kg/m³ Beton festgelegt. Der Zementgehalt wurde so hoch gewählt, um den Einfluß aus Betonschwinden und -kriechen verdeutlichen zu können. Die für die Zusammensetzung des Altbetons verwendeten, in Bild 4.3 und Bild 4.4 dargestellten stetigen Sieblinien der Zuschlaggemische in beiden Versuchsreihen liegen nahe der Sieblinie B16 nach DIN 1045. Wegen des im Versuchsprogramm festgelegten Versuchszeitplans und der Kapazität des vorhandenen Mixers mußte der verwendete Beton durch mehrere Mischungen über einen größeren Zeitraum hergestellt werden. Aus diesem Grund wurde die Betonrezeptur vor jedem Betoniertermin nach Eignungsprüfung korrigiert, um einen möglichst gleichmäßigen Beton zu erhalten. Zusammen mit den

Vergleichsstützen wurden die zu verstärkenden Altstützen an insgesamt vier Betonierterminen mit sechs Mischungen hergestellt (vgl. Tabelle 4.3).

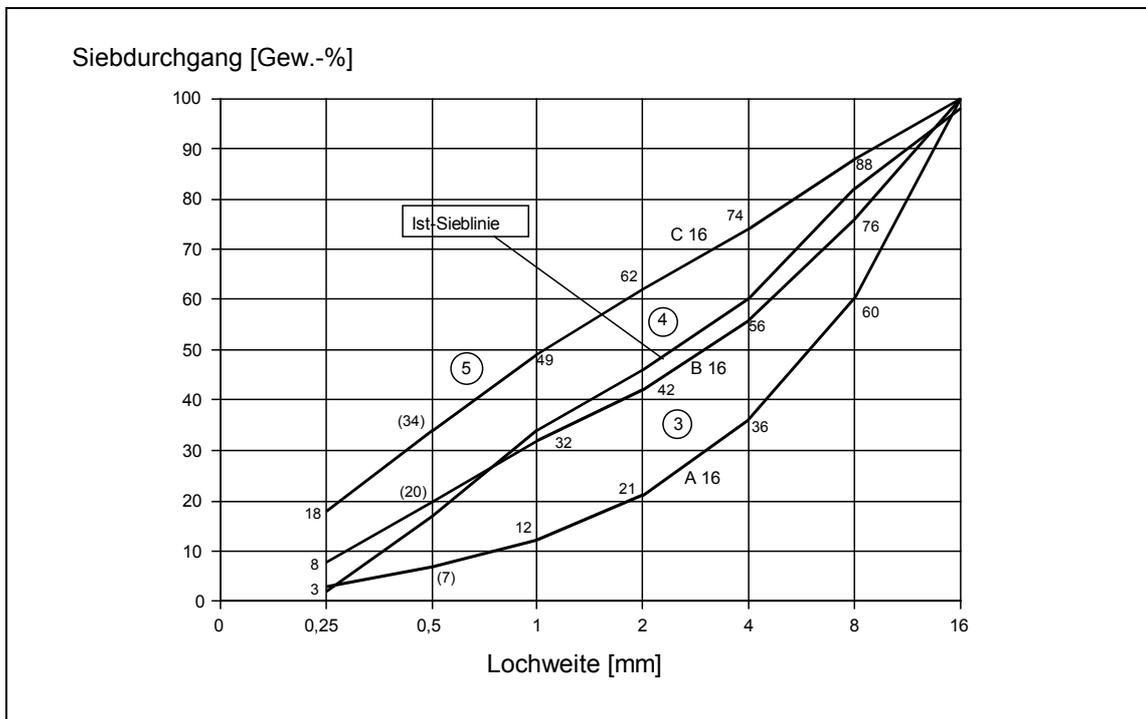


Bild 4.3: Sieblinie verwendeter Zuschläge für Betonmischung K-M1 und K-M2

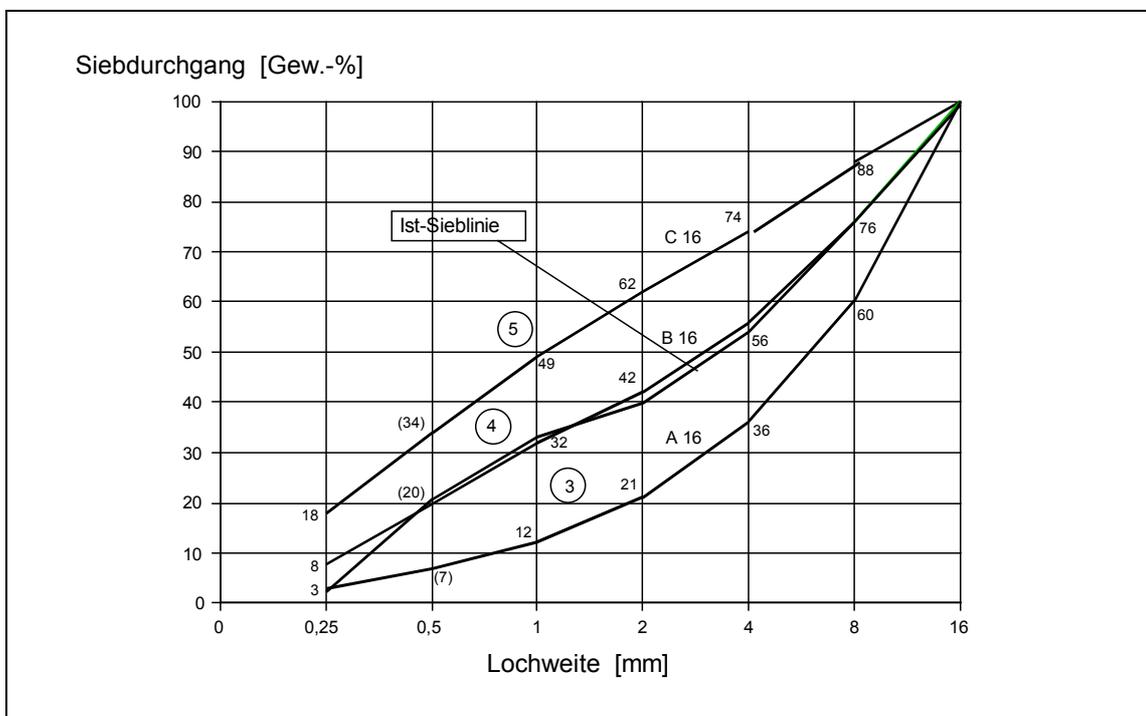


Bild 4.4: Sieblinie verwendeter Zuschläge für Betonmischung K-M3, Q-M1, Q-M2 und Q-M3

Mischung Nr.	$\beta_{w,G}$ [MN/m ²]	$\beta_{bz,G}$ [MN/m ²]	$\beta_{sp,G}$ [MN/m ²]	E-Modul [MN/m ²]
K - M1	24,2	4,99	4,58	24800
K - M2	31,1	5,89	5,61	27800
K - M3	18,4	2,29	3,47	22180
Q - M1	33,9	---	---	22140
Q - M2	42,2	3,44	4,57	26420
Q - M3	34,7	2,89	3,20	25140

Tabelle 4.3: Kennwerte aus Betongüteprüfungen

Zur Überprüfung der Betoneigenschaften wurden zu jeder Betonmischung eine Reihe von Proben hergestellt, die sowohl für die Güteprüfungen (Index G) nach entsprechenden Normen als auch für die Überwachung der Materialeigenschaften zu bestimmten Versuchszeitpunkten (Zeitpunkte beim Vorspannen der Kernstützen (Index V_{sp-1}), bei der Erhöhung der Vorspannung nach der Verstärkung der Stützen (Index V_{sp-2}) sowie am Bruchversuchstag (Index $Br.$)) zur Verfügung stehen sollten. Geprüft wurden Druck-, Biegezug- und Spaltzugfestigkeit sowie Elastizitätsmodul und Schwindmaß. Die Messungen des E-Moduls und des Schwindmaßes wurden dabei laufend durchgeführt. Während die Proben für die Güteprüfung entsprechend DIN 1048 [108] Teil 1 gelagert wurden, wurden die anderen Proben bis zum Prüfungszeitpunkt bei den Stützen gelagert. Die Ergebnisse dieser Materialprüfungen sind zum Teil in Tabelle 4.4 wiedergegeben.

Mischung Nr.	$\beta_{V_{sp-1}}$ [MN/m ²]	$E_{V_{sp-1}}$ [MN/m ²]	$\beta_{V_{sp-2}}$ [MN/m ²]	$E_{V_{sp-2}}$ [MN/m ²]	$\beta_{Br.}$ [MN/m ²]	$E_{Br.}$ [MN/m ²]
K - M1	23,0	20330	---	22380	28,4	22870
K - M2	24,6	23580	33,9	26420	35,7	26750
K - M3	---	19420	19,7	19830	22,9	20170
Q - M1	25,5	22790	---	22980	31,3	23080
Q - M2	30,2	24850	35,6	25130	34,3	25770
Q - M3	---	---	29,8	23630	31,4	23560

Tabelle 4.4: Kennwerte des Betons aus begleitenden Prüfungen

4.3.4 Spritzbeton

Für die Herstellung des Spritzbetons wurde ein als Sackware angeliefertes Spritzbeton-Trockengemisch verwendet, das aus Vergleichsgründen für beide Versuchsreihen vom gleichen Hersteller bezogen wurde. Verwendet wurde ein extra für dieses Forschungsvorhaben hergestelltes Spritzbeton-Trockensackgemisch mit 8 mm Größtkorn der Fa. Sakret. Die im brauchbaren Bereich zwischen den Sieblinien B8 und C8 nach DIN 1045 liegende Sieblinie des Zuschlaggemisches ist in Bild 4.5 dargestellt. Die gewünschte Spritzbetonfestigkeitsklasse war B 25. Auf einen Abbindebeschleuniger wurde verzichtet.

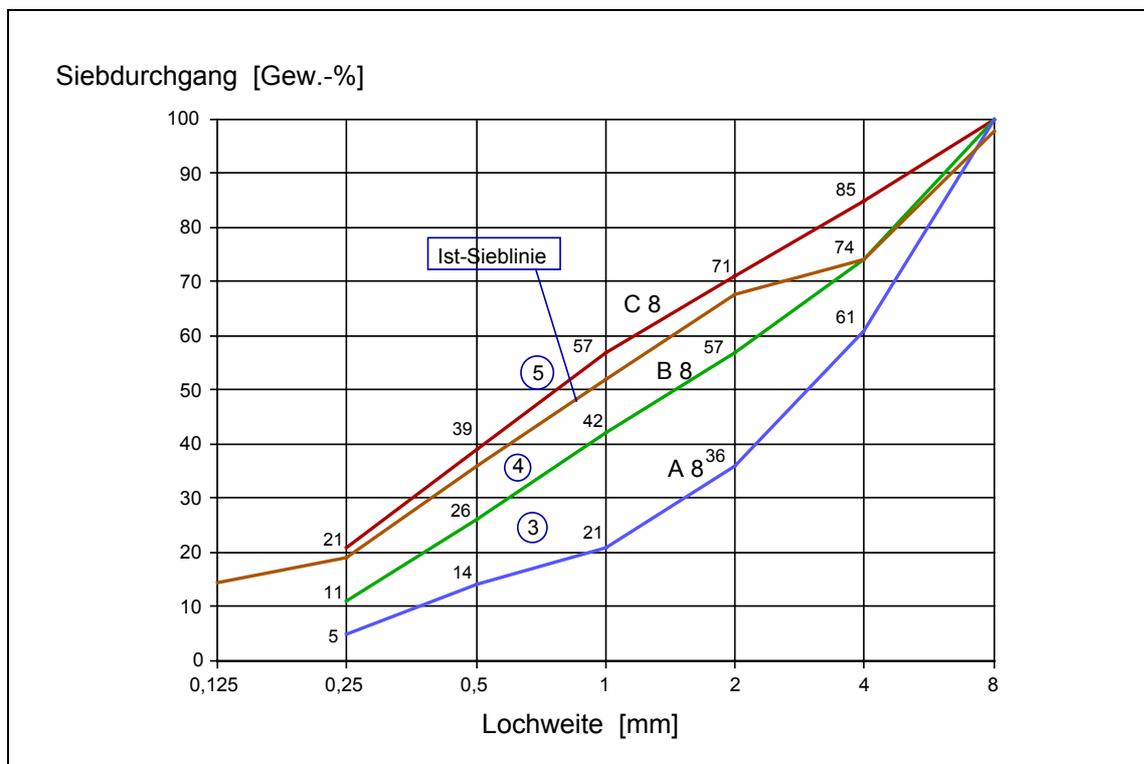


Bild 4.5: Sieblinie der verwendeten Spritzbeton-Sackware in beiden Versuchsreihen

Zu jedem der beiden Termine der Herstellung des Spritzbetons wurden normgemäß Spritzbetonplatten mit den Abmessungen 50/50/12 cm in der bei der Bauausführung vorwiegend vorkommenden Spritzrichtung hergestellt. Eine weitere Platte mit den Abmessungen 50/50/24 cm diente zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls. Aus diesen Platten wurden Bohrkern mit einem Durchmesser von 10cm entnommen und anschließend auf die vorgesehene Probekörperhöhe gekürzt. Während sich nach dem Planschleifen der Oberflächen für die Probekörper zur Ermittlung der Zylinderdruckfestigkeit ein Verhältnis von Probekörperhöhe zu Probekörperdurchmesser von $h/d = 1$ ergab, wurde die Höhe der Proben zur Ermittlung des E-Moduls auf 20cm

verdoppelt, damit die Setzdehnungsmessungen durchgeführt werden konnten. Durchgeführt wurden nicht nur Güteprüfungen, sondern auch zusätzliche Prüfungen zum Zeitpunkt der Erhöhung der Vorspannung und beim Bruchtest. Ermittelt wurden die Betoneigenschaften sowohl in Spritzrichtung (Index //), als auch senkrecht dazu (Index \perp). Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 4.5 aufgeführt. Deutlich ist zu sehen, daß der Elastizitätsmodul des Spritzbetons von der Spritzrichtung abhängig ist. Die Zylinderdruckfestigkeit erweist sich jedoch bei beiden Versuchsreihen als nahezu unabhängig von der Spritzrichtung.

Mischung Nr.	$\beta_{C,G}$ [MN/m ²]	$E_{C//,G}$ [MN/m ²]	$E_{C\perp,G}$ [MN/m ²]	β_{Vsp-2} [MN/m ²]	E_{Vsp-2} [MN/m ²]	$\beta_{Br.}$ [MN/m ²]
K-Spr-25	24,2	20524	24284	23,6	20524	31,0
K-Spr-35 ^{*)}	35,6	---	---	37,0	---	40,6
Q-Spr-25	21,6	15580	18300	22,3	---	33,0

Tabelle 4.5: Eigenschaften des verwendeten Spritzbetons (*): nur für Stütze K4)

4.4 Herstellen der Versuchskörper

4.4.1 Altbetonquerschnitt

Untersuchungen von Rackwitz/Adam/Schrub [109] und Müller [32] zufolge weist die Betondruckfestigkeit stehend betonierter Stützen eine signifikante Abhängigkeit von der Stützenhöhe auf. Demnach läßt sich im unteren Stützenbereich die größte Betondruckfestigkeit feststellen, während die Druckfestigkeit nach oben hin abnimmt. Dagegen führt das Absinken der Zuschlagkörner bei liegend betonierten Stützen zu einem ungleichmäßigen Betongefüge mit uneinheitlichen Verbundeigenschaften. Um diesen für die Ermittlung der Traglast nachträglich verstärkter Stützen ungünstigen Einfluß auszuschalten, wurden alle Versuchskörper stehend betoniert.

Um den Einfluß der DMS-Meßkanäle auf das Betongefüge zu minimieren, wurden die Meßkabel beim Einbau des Bewehrungskorbs in die Holzschalung immer auf möglichst kurzen Wegen herausgeführt. Die Hüllrohre ($\varnothing_i/\varnothing_a = 51/57$ mm) für die Spannstähle wurden zusammen mit einer darin vorübergehend angeordneten massiven Stahlstange ($\varnothing = 50$ mm) in die Schalung eingebaut.

Durch maßgenaue Befestigung der Stahlstange in der Schalung wurde das Hüllrohr beim Betonieren zentriert und stabilisiert.

Der Beton wurde in einem institutseigenen 500-l-Zwangsmischer hergestellt. Da in jeder Versuchsreihe zunächst vier Stützen gleichzeitig betoniert wurden und der erforderliche Frischbeton von ca. 1 m³ nicht mit einer Mischung hergestellt werden konnte, wurden alle vier Stützen mit der ersten Mischung (K-M1 bzw. Q-M1) zunächst nur bis zur Stützenmitte und erst mit der zweiten Mischung (K-M2 bzw. Q-M2) "frisch in frisch" vollständig betoniert. So befand sich im Meßbereich aller vier Stützen jeweils Beton aus derselben Mischung. In Kauf zu nehmen waren jedoch die möglicherweise unterschiedlichen Betoneigenschaften zwischen oberer und unterer Stützhälfte. Zum Einbringen und Verdichten des Frischbetons in der unteren Stützhälfte war bei jeder Schalung ein Fenster in mittlerer Stützhöhe vorgesehen. Die nackte Betonoberfläche am Stützenkopf wurde im Anschluß an das Betonieren mit Folien abgedeckt. Das Ausschalen erfolgte nach 3 Tagen. Die fünfte Stütze (K3 in der ersten bzw. Q3 in der zweiten Versuchsreihe), die schon drei Wochen nach dem Betonieren der Kernstütze verstärkt werden sollte, wurde entsprechend später mit der Mischung K-M3 bzw. Q-M3 hergestellt, so daß die Stützen einer Versuchsreihe gleichzeitig verstärkt werden konnten.

Die Kern- und Vergleichsstützen wurden 14 Tage nach ihrer Herstellung liegend vorgespannt. Die Vorspannung wurde dabei mit einem 970 kN-Hohlkolben-Zylinder (Hersteller: Mock-Gerätebau GmbH & Co KG., Typ: HV 6003/099) aufgebracht, der über ein Hochdruck-Pumpenaggregat (Hersteller: FAG Lukas, Typ: HKP 10) bedient wurde. Die Kontrolle der aufgebrachten Vorspannkraft erfolgte einerseits über die auf dem Spannstahl applizierten DMS und andererseits über ein Manometer am Pumpenaggregat. Nach mehrmaligem Überspannen und Ablassen wurde die planmäßige Vorspannkraft über die Gewindemutter auf die 5 cm starken Ankerplatten aus St 52 abgesetzt. Zwischen diesen Ankerplatten, deren Abmessungen genau dem Kernstützenquerschnitt entsprachen, und dem Probekörper wurde vorher eine dünne Zementmörtelschicht angeordnet, um eventuelle Unebenheiten der Betonoberfläche des Versuchskörpers auszugleichen. Nach Erreichen der planmäßigen Vorspannkraft wurden die Kern- bzw. Vergleichsstützen im Klima der Versuchshalle (im Durchschnitt 20°C und 50% relative Luftfeuchtigkeit) ca. 8 Monate lang in der ersten und 6 Monate lang in der zweiten Versuchsreihe gelagert. Die Vorspannkraft wurde dabei durch Nachspannen so korrigiert, daß sie nicht mehr als $\pm 5\%$ vom Soll-Wert abwich.

4.4.2 Verbundquerschnitt

Vor dem Einbau der Bewehrung des Verstärkungsquerschnittes wurde die Betonoberfläche der Kernstützen durch Sandstrahlen aufgeraut. Nach Abschluß der Sandstrahlarbeit waren an der Stützenoberfläche fest eingebettete Zuschlagkörner sichtbar. Die Intensität der Oberflächenaufrauhung wurde dabei so kontrolliert, daß einerseits vergleichbare Rauheiten und damit ähnliche Verbundeigenschaften bei allen Stützen erzielt wurden und andererseits der Bereich praxisüblicher Rauheiten nicht verlassen wurde. Nach dem Sandstrahlen wurde die Bewehrung der Spritzbetonschicht eingebaut. Vor dem Einbau der Bewehrung wurden die Bügel zunächst zusammenschweißt und dann die DMS auf der Bewehrung appliziert, damit der negative Einfluß von der Schweißhitze auf die DMS bzw. den Kleber ausgeschlossen wird. Die Meßkabel aus den Kernstützen wurden weiterhin auf möglichst kurzen Wegen durch den Bewehrungskorb geführt und zusammen mit den Kabeln der DMS im Spritzbetonmantel etwa senkrecht zur Betonoberfläche ausgerichtet.

Während der Spritzbetonmantel der Versuchskörper mit kreisförmigem Querschnitt durch einen einzigen Spritzvorgang hergestellt werden konnte, waren bei der Verstärkung der Versuchskörper mit quadratischem Querschnitt zwei Spritzvorgänge erforderlich. Im ersten Spritzvorgang wurden dabei jeweils zwei gegenüberliegende Seiten verstärkt. Dann wurden die entstandenen Kanten mit einem Hammer gebrochen und die Anschlußfuge gesäubert. Anschließend wurden die beiden übrigen Seiten in einem zweiten Spritzvorgang hergestellt. Bei beiden Spritzvorgängen wurden seitliche Holzschalungen verwendet. Gegen die kalte Witterung zum Zeitpunkt der Verstärkungsarbeiten der ersten Versuchsreihe wurde ein Zelt mit Heizung für die Spritzarbeiten und die Nachbehandlung aufgebaut. Im Anschluß an die Spritzarbeiten wurden die Versuchskörper mehrere Male angeätzt und mit umhüllenden Plastikfolien gegen Austrocknung geschützt. Nach 3 Tagen wurden die Stützen in die Versuchshalle gebracht und liegend gelagert.

Vierzehn Tage nach den Verstärkungsarbeiten wurde die Vorspannkraft auf 70% der rechnerischen Gebrauchslast nach DIN 1045 für eine monolithisch hergestellte Stütze mit gleicher Bewehrung und Betongüte sowie gleichen Abmessungen wie bei den verstärkten Stützen erhöht. Bis zum Bruchversuch wurden alle Stützen in der Versuchshalle (im Durchschnitt 20°C und 50% relative Luftfeuchtigkeit) gelagert. Die Nachbehandlung des jüngeren Spritzbetons wurde absichtlich nicht sonderlich sorgfältig durchgeführt, damit gegenüber der Baupraxis keine zu günstigen Versuchsbedingungen erzeugt werden.

4.5 Belastungsgeschichte und zeitlicher Ablauf der Versuche

Da auch der Einfluß des Betonschwindens und -kriechens auf das Tragverhalten nachträglich verstärkter Stahlbetonstützen durch diese experimentellen Untersuchungen geklärt werden sollte, wurde die Belastungsgeschichte als ein Hauptparameter untersucht. Nach Roš [110] entwickelt sich der größte Teil des Betonschwindens und -kriechens in Abhängigkeit von der relativen Luftfeuchte, der Umgebungstemperatur sowie dem Betonreifegrad bei Beginn der Austrocknung und Belastung schon in den ersten Monaten (s. Bild 4.6 und Bild 4.7). Aus diesem Grund wurden sowohl die Kernstützen als auch die verstärkten Stützen mindestens 6 Monate lang durch eine Vorspannkraft, die rund 70% der rechnerischen Gebrauchslast der jeweiligen Stütze entsprach, dauernd belastet. Somit konnten die Kernstützen als ältere Stützen, die zum Zeitpunkt der Verstärkung nur noch wenig schwinden und kriechen, angenommen werden. Schwinden und Kriechen der Spritzbetonummantelung als neu aufgebraute Betonschicht konnten nun realitätsnäher das Trag- und Verformungsverhalten der Verbundstützen beeinflussen. Dabei wurde die Vorspannkraft laufend so korrigiert, daß sie nicht mehr als $\pm 5\%$ von den Soll-Werten abwich. In jeder Versuchsreihe wurde jedoch eine Stütze (K3 bzw. Q3) frühzeitig - im Kernbetonalter von 3 Wochen - verstärkt, damit die Ergebnisse aus diesen Versuchen mit den schon bekannten Ergebnissen aus so genannten Kurzzeitversuchen von Wörner [15] und Krause [10] verglichen werden konnten. Nach der Verstärkung wurden diese beiden Stützen (K3 und Q3) über 6 Monate belastet und mit den anderen Stützen zusammen einem Bruchversuch unterzogen.

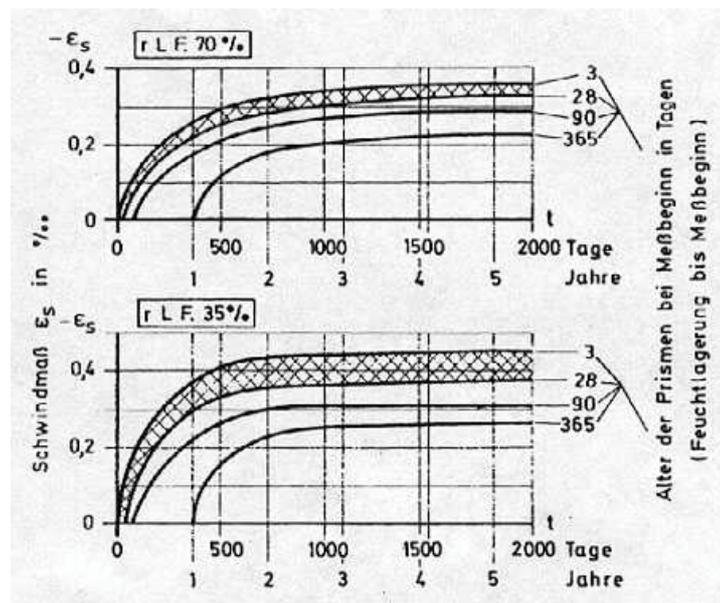


Bild 4.6: Verlauf der Verformung infolge Betonschwindens nach Roš (aus [110])

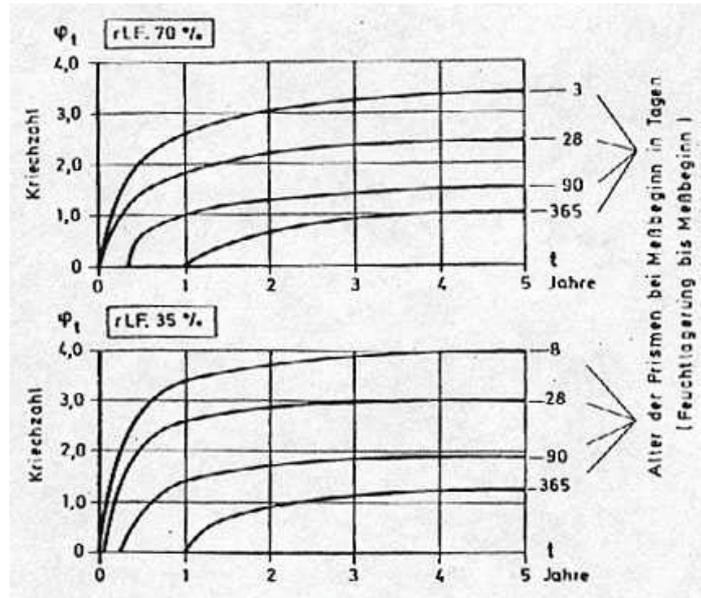


Bild 4.7: Verlauf der Verformung infolge Betonkriechens nach Roš (aus [110])

Für die Durchführung der Bruchversuche stand eine am Institut vorhandene 250-t-Prüfmaschine (Hersteller: Schenck, Typ: Hydropuls) zur Verfügung. Um eine ungewollte Exzentrizität durch ein Abweichen der Prüfkörperachse von der Prüfmaschinenachse zu vermeiden, wurden die Prüfkörper zunächst mit drei Gewindestäben an der oberen Druckplatte der Prüfmaschine angehängt und dann durch Muttern an den Gewindestäben zentriert. Die möglichen Unebenheiten und Maßtoleranzen in der Fuge zwischen den Ankerplatten und den Stahl lagern wurden durch eine dünne Zementschicht beseitigt. Bei Versuchsbeginn wies die Zementausgleichsschicht ein Alter von mindestens einem Tag auf.

Nach dem Einbau des Probekörpers vor Beginn des Bruchversuches wurden sowohl für die DMS-Meßstellen als auch für die Setzdehnungs-Meßstrecken Anschlußmessungen durchgeführt. Darüber hinaus waren für die erstmalig im Versuch gemessenen Meßstrecken, wie die mit den induktiven Wegaufnehmern aufgenommenen Relativverschiebungen zwischen Kern und Hülle am Stützenkopf sowie die Gesamtstauchungen der Stützen, Nullmessungen vorgesehen. Die Prüfmaschine wurde für eine Belastungsgeschwindigkeit von $3 \mu\text{m}/\text{sec}$ eingestellt. Die Belastung der Prüfkörper erfolgte in Laststufen von 100 kN. Jeweils unmittelbar nach dem Erreichen einer Laststufe wurden die Meßwerte der DMS sowie der induktiven Wegaufnehmer über eine Umschaltanlage abgefragt und ausgedruckt. Die Setzdehnungsmessungen erfolgten bei jeder zweiten Laststufe und benötigten jeweils ca. 20 Minuten. Da die Prüfmaschine für die Setzdehnungsmessungen angehalten werden mußte, wurden die Meßwerte der DMS sowie der induktiven Wegaufnehmer auch noch einmal am Ende der jeweiligen Messungen abgefragt, wodurch die während der Messungen aufgetretenen

Lastabfälle aus Kurzzeitkriechen ermittelt werden konnten. Auf Setzdehnungsmessungen wurde aus Sicherheitsgründen dann verzichtet, wenn sich während einer Laststufe der nahende Bruch durch eine merkliche Verformungszunahme des Probekörpers ankündigte. Die weitere Belastung des Versuchskörpers erfolgte stufenlos bis zum Ende der Messungen, wobei die DMS und induktiven Wegaufnehmer so häufig abgefragt wurden, daß die Traglast und das Tragverhalten der Stützen im Bereich des Bruchzustandes erfaßt werden konnten.

4.6 Durchführung der Messungen

Mit der Auswahl des Meßverfahrens und der Meßstellenanordnung sollte eine umfassende Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens nachträglich verstärkter Stahlbetonstützen ermöglicht werden. Während das Verformungsverhalten des Spritzbetonmantels sowohl in Längs- als auch in Querrichtung mit mechanischen Setzdehnungsmessungen erfaßt werden konnte, waren die Aussagen über das Verformungsverhalten des Kernquerschnittes nach der Verstärkung nur mit Hilfe von Dehnungsmeßstreifen zu erreichen. Die DMS wurden dabei auf den Betonstählen appliziert, damit die gemessenen Dehnungen bei bekannter Spannung-Dehnungs-Beziehung des Stahls zur Nachrechnung herangezogen werden konnten. Mit den zusätzlich auf der Betonoberfläche durchgeführten Setzdehnungsmessungen konnten die DMS-Meßwerte verglichen werden. Die Relativverschiebung zwischen der Kernstütze und dem Verstärkungsmantel, die maßgeblichen Einfluß auf das Verbundverhalten bzw. Tragverhalten des Verbundquerschnittes unter erhöhter Last hat, ist aus meßtechnischen Gründen sehr schwer zu protokollieren. Sie konnte nur durch die am oberen Rand des Spritzbetonmantels mit induktiven Wegaufnehmern gemessene gesamte Relativverschiebung und durch das Vergleichen mit den Meßwerten der DMS auf der Längsbewehrung im Kern und im Mantel erfaßt werden.

Um die Meßwerte von DMS und induktiven Wegaufnehmern möglichst schnell hintereinander aufnehmen zu können, wurden sie über eine programmgesteuerte Umschaltanlage (Hersteller: HBM, Typ: UPH 3200) abgefragt. Die Vorspannkraft sowie die Prüfkraft der Prüfmaschine im Bruchversuch wurden über einen Verstärker (Hersteller: HBM, Typ: MGC) aufgenommen und von einem Digital-Voltmeter laufend angezeigt, wobei diese Meßwerte ebenfalls zu den vorgesehenen Meßzeitpunkten vom Rechner eingelesen und zusammen mit den Meßwerten der DMS sowie den induktiven Wegaufnehmern über einen Drucker ausgegeben wurden. Beim Bruchversuch entsprach die angezeigte Belastung durch die Prüfmaschine wegen der vorhandenen Vorspannkraft der

Probekörper nicht der tatsächlichen Belastung der Versuchskörper. Die Ist-Belastung der Versuchskörper entspricht hier der Summe der jeweiligen Vorspannkraft und der von der Prüfmaschine aufgetragenen Belastung.

Unmittelbar im Anschluß an die Nachbehandlung der Versuchskörper - sowohl der Kernstützen und Vergleichsstützen als auch der verstärkten Stützen - wurden die für die Setzdehnungsmessungen (SDM) vorgesehenen Meßmarken auf die Stützenoberfläche geklebt. Während in der zweiten Versuchsreihe (Q) sowohl in Längs- als auch in Querrichtung SDM-Meßketten auf der Betonoberfläche angeordnet wurden, waren in der ersten Versuchsreihe (K) aus meßtechnischen Gründen nur in Längsrichtung Meßmarken vorgesehen. Diese wurden jedoch mit auf der Betonoberfläche angeordneten DMS (Hersteller: Tokyo Sokki Kenkyujo Ltd, Typ: PL-60-11) ergänzt. Die Anordnung der SDM-Meßketten sollte möglichst der jeweiligen Lage der DMS-Meßstellen entsprechen. Die Meßbasis des Setzdehnungsmessers (Hersteller: Staeger, Typ: BAM-SDM, Bauart: Pfender) wurde vor den Verstärkungsmaßnahmen in der ersten Versuchsreihe auf 200 mm und sonst auf 100 mm festgelegt.

Für Dehnungsmessungen an den Bewehrungsstäben kamen geätzte Folien-Dehnungsmeßstreifen mit integrierten Lötstützpunkten zur Anwendung. Um die prozentuale Querschnittsschwächung möglichst klein zu halten, wurden dabei sowohl für Längsstäbe als auch für Bügel nur DMS mit 3 mm Meßgitter (Hersteller: HBM; Typ: 3/120 LY 11) verwendet. Um die Exzentrizität durch eine einseitige Querschnittsschwächung zu vermeiden und um eventuelle Biegeeinflüsse im Versuch erfassen zu können, wurden die DMS auf den Längsstäben und auf den Seitenmitten der quadratischen Bügel grundsätzlich paarweise gegenüberliegend angeordnet. Dies gilt jedoch nicht für die DMS auf den ringförmigen Bügeln. In einem Vortest wurde festgestellt, daß ein DMS auf der inneren Seite der ringförmigen Bügel wegen der Nachgiebigkeit des weichen Abdeckmaterials eine starke Biegung im Bügel erzeugt, so daß der gegenüberliegende, auf der Bügelaußenseite liegende DMS bei einer Zugbeanspruchung im Bügel statt Zug- eine Druckdehnung anzeigte (vgl. Abschnitt 5.1). Aus diesem Grund wurden die DMS auf den ringförmigen Bügeln immer nur auf der Außenseite angeordnet. Bei der Anordnung der Meßstellen wurde darauf geachtet, daß sie einen direkten Vergleich der Meßergebnisse sowohl zwischen den Stützen als auch zwischen dem Kern und dem Verstärkungsmantel ermöglichten.

Um den Einfluß des Betonschwindens und -kriechens auf das Verformungs- bzw. Tragverhalten verstärkter Stahlbetonstützen zu erfassen, wurden während der Dauerbelastung der Probekörper zusätzlich Prüfungen durchgeführt, bei denen die Schwindverformungen und Elastizitäts-Moduli

der verwendeten Betone laufend gemessen wurden. Während das Betonschwinden an Betonbalken (150/150/700 mm) durch Setzdehnungsmessungen ermittelt wurde, wurde der E-Modul an Betonzylindern ($\varnothing = 150$ mm, $h = 300$ mm) nach DIN 1048 geprüft. Bei den E-Modul-Messungen während des Gebrauchslastfalls wurden immer dieselben Probekörper benutzt, wobei die durch mehrmaliges Belasten verursachte Abweichung vernachlässigt wurde.

Das gesamte Meßprogramm wurde vorab getestet. Dabei wurden sowohl die Applikationsmaßnahmen der DMS auf der Bewehrung als auch die mehr als ein Jahr lange Dauer der Hauptversuche berücksichtigt. Die Ergebnisse des Vorversuches werden in Abschnitt 5.1 erläutert.

5 Versuchsergebnisse und Diskussion

5.1 Vorversuch

Um abzuklären, ob sich die Dehnungsmeßstreifen für die vorliegende Aufgabe eignen und wie sie auf die ringförmigen Bügel appliziert werden sollen, wurde zunächst ein Vortest durchgeführt. Dabei sollte im wesentlichen untersucht werden, ob die vorgesehenen DMS über ein Jahr lang im Beton und unter Belastung (ggf. auch unter Feuchte) sinnvolle Ergebnisse liefern und ob die DMS mit ihrer weichen Abdeckung das Tragverhalten der Stützen gerade an den Meßstellen richtig wiedergeben können.

Der Vortest wurde zunächst an einem Probekörper mit kreisförmigem Querschnitt durchgeführt, dessen Querschnittsdurchmesser und Bewehrungsgrad genauso gewählt wurden wie im Kraft-einleitungsbereich der Kernstütze in der ersten Versuchsreihe (K). Die Probekörperhöhe betrug aber nur 0,50m. Während die auf die Längsbewehrung applizierten DMS wie in den Hauptversuchen paarweise und einander gegenüberliegend auf der zum Stützeninneren und -äußeren gerichteten Seite der Stäbe aufgeklebt wurden, wurden die DMS auf den Bügeln sowohl paarweise und einander gegenüberliegend auf der zum Stützeninneren und -äußeren gerichteten Seite als auch einzeln auf der äußeren oder oberen Seite der Bügel angeordnet. Zwei Wochen nach der Herstellung des Probekörpers wurde die geplante Dauerbelastung aufgebracht. Diese Last, die um 70% der nach DIN 1045 rechnerisch zulässigen Gebrauchslast des Probekörpers betrug, wurde durch einen mittig in den Versuchskörper eingebauten Spannstahl (ohne Verbund) erzeugt und durch eine auf dem Spannstahl angeordnete DMS-Vollbrücke sowie eine Kraftmeßdose kontrolliert. Die Last wurde von Zeit zu Zeit durch Nachspannen korrigiert. Die Meßwerte der DMS wurden - wie auch für die Hauptversuche geplant - durch eine programmgesteuerte Umschaltanlage abgefragt. Die Meßergebnisse dieses Vorversuchs können wie folgt zusammengefaßt werden:

- Während die auf der Längsbewehrung paarweise und die auf der zum Stützenäußeren gerichteten Seite der Bügel einzeln applizierten DMS zu Belastungsbeginn sinnvolle Meßergebnisse lieferten, zeigten die paarweise auf die Bügel geklebten DMS eine eindeutige Biegeverformung. Diese wurde durch die Nachgiebigkeit der weichen Abdeckung derjenigen DMS verursacht, die auf der zum Stützeninneren gerichteten Seite der Bügel angeordnet waren. Letztere Meßdaten sind daher unbrauchbar.

- Im Verlauf der Messungen wichen die Meßergebnisse einiger DMS der Längsbewehrung von den erwarteten Werten ab und zeigten später sogar Zugdehnungen an (besonders deutlich bei den DMS auf der zum Stützeninneren gerichteten Seite der Längsbewehrung), was theoretisch nicht begründet und auch von der Meßtechnik her nicht erklärt werden kann. Die bei der Prüfung der DMS gemessenen elektrischen Widerstände sowie Isolationswiderstände waren jedoch in Ordnung.

Um der Ursache der unerwarteten Ergebnisse, die die Eignung des gewählten Meßverfahrens mit DMS-1/4-Brücken für die vorgesehene langzeitige Arbeit in Frage stellten, nachzugehen, wurde ein zweiter Versuchskörper für den Vortest hergestellt. Die Abmessungen sowie der Bewehrungsgrad dieses Versuchskörpers wurden wie bei dem ersten gewählt. Die DMS an den Bügeln wurden jedoch nur auf der zum Stützenäußeren gerichteten Seite der Bügel angeordnet. Zur Kontrolle der Meßwerte der DMS-1/4-Brücken wurde zusätzlich eine DMS-Vollbrücke auf einem Längsstab angeordnet. Die Belastung des Versuchskörpers entsprach der der ersten Probe. Im Gegensatz zum ersten Probekörper zeigte sich bei dieser Probe nunmehr erwartungsgemäß, daß die Meßwerte aller DMS-1/4-Brücken und der Vollbrücke auf der Längsbewehrung während der monatelangen Meßdauer nahezu identisch waren (vgl. Bild 5.1).

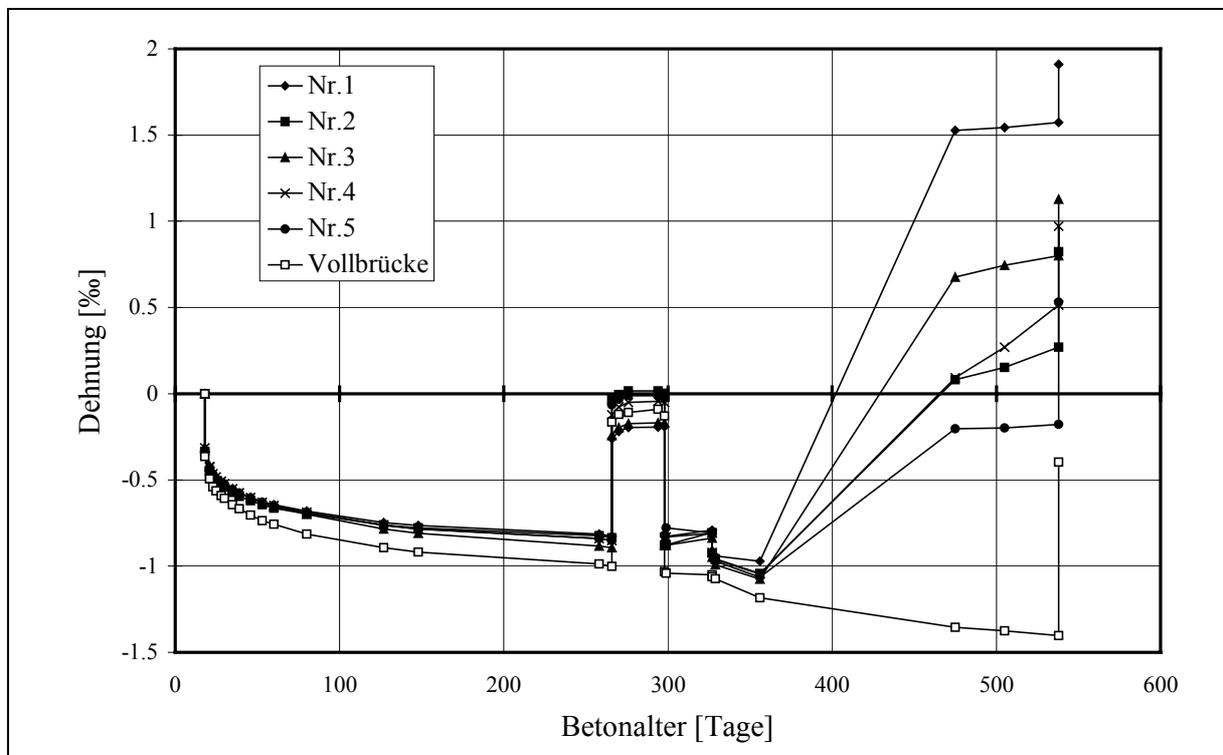


Bild 5.1: Ergebnisse der Dehnungsmessungen an Längsbewehrung der Probe 2 im Vortest

Aus terminlichen Gründen wurde die erste Versuchsreihe (K) bereits ca. 4 Monate nach Beginn der Messungen am zweiten Probekörper des Vortests gestartet. Die Messungen an der zweiten Probe des Vortests wurden jedoch auch weiterhin durchgeführt. Sie sollten dazu dienen, einerseits die Ursache für die starken Meßwertabweichungen der DMS in der ersten Probe zu ergründen und andererseits Erfahrungen für die Hauptversuche zu sammeln.

Wie im Bild 5.1 dargestellt, lieferten die DMS-1/4-Brücken an der Längsbewehrung sowohl vor der Verstärkung der Probekörper als auch in der Anfangsphase nach der Verstärkung vergleichbare Meßwerte wie die DMS-Vollbrücke. Die Probestütze wurde vor der Verstärkungsarbeit für einen Monat entspannt. Die Messungen nach dem Entspannen und dem erneuten Vorspannen haben bewiesen, daß die DMS nach über zehn Monaten im Beton und unter Belastung immer noch richtig funktionierten. Nach der Verstärkung wichen die Meßwerte aller DMS-1/4-Brücken (auch die Meßstellen im Spritzbetonmantel) schon nach einigen Wochen von den erwarteten Werten ab und bewegten sich in Richtung einer Zugdehnung. Beim Entspannen der Probestütze und auch später im Bruchversuch wurde jedoch festgestellt, daß alle DMS-1/4-Brücken, die bei den Langzeitmessungen keine erwarteten Meßwerte mehr gezeigt haben, bei einer kurzzeitigen Be- oder Entlastung immer noch plausible Ergebnisse lieferten. Dieses Phänomen wurde später auch in den Hauptversuchen beobachtet. Die mögliche Ursache wird in Abschnitt 5.2 diskutiert.

5.2 Versuchsreihe K

5.2.1 Gebrauchslastfall

Wie dem Versuchsprogramm in Tabelle 4.1 entnommen werden kann, wurden fünf Stützen in der Versuchsreihe K geprüft. Davon waren zwei Vergleichsstützen (Kernstütze K1 und monolithisch hergestellte, verstärkte Stütze K5) und drei spritzbetonverstärkte Stützen (K2, K3 und K4). Während die Kernstützen K2 und K4 vor der Verstärkung zusammen mit den Vergleichsstützen über acht Monate lang belastet wurden, wurde die Kernstütze K3 bereits verstärkt, als der Kernbeton erst drei Wochen alt war. Nach der Verstärkung wurden alle Stützen für weitere acht Monate mit erhöhter Vorspannkraft belastet. Zusammen mit den Prüfungen zur Ermittlung des Betonschwindens und des Elastizitätsmoduls sollten die Messungen bei den Versuchen auch helfen, den Einfluß der unterschiedlichen Betonalter bzw. Verformungsvermögen des älteren Kernbetons und der nachträglich aufgetragenen Spritzbetonummantelung auf das Tragverhalten des

Verbundquerschnitts sowohl im Gebrauchs- als auch im Bruchlastfall zu klären. Dieses Ziel konnte jedoch nicht ganz erreicht werden, da die DMS - wie bereits im Vorversuch beobachtet - bei den Langzeitmessungen offensichtlich falsche Ergebnisse lieferten.

Wie schon im Abschnitt 4.1 erwähnt, wurden die Messungen im Gebrauchslastfall einerseits im Stützeninneren mit Hilfe von auf der Bewehrung applizierten Dehnungsmeßstreifen (DMS) und andererseits auf der Stützenoberfläche mittels des Setzdehnungsmeßgerätes und DMS (PL-60) durchgeführt. Die Anordnung der Meßstellen ist beispielhaft in Bild 4.1 dargestellt. Die Dauerlast betrug 70% der rechnerisch zulässigen Gebrauchslast der jeweiligen Stütze. Stellvertretend werden die Versuchsergebnisse am Beispiel der Stütze K2 erläutert. Im Bild 5.2 läßt sich deutlich erkennen, daß ein Teil der auf der Längsbewehrung aufgeklebten DMS - insbesondere die DMS auf der zum Stützeninneren gerichteten Seite der Längsstäbe, das sind die DMS mit gerader Ordnungsnummer - schon wenige Wochen nach dem Aufbringen der Dauerlast auf die Kernstütze einen von den Meßwerten an der Stützenoberfläche (Setzdehnungsmessungen/SDM, siehe Bild 5.3) stark abweichenden Dehnungsverlauf lieferten.

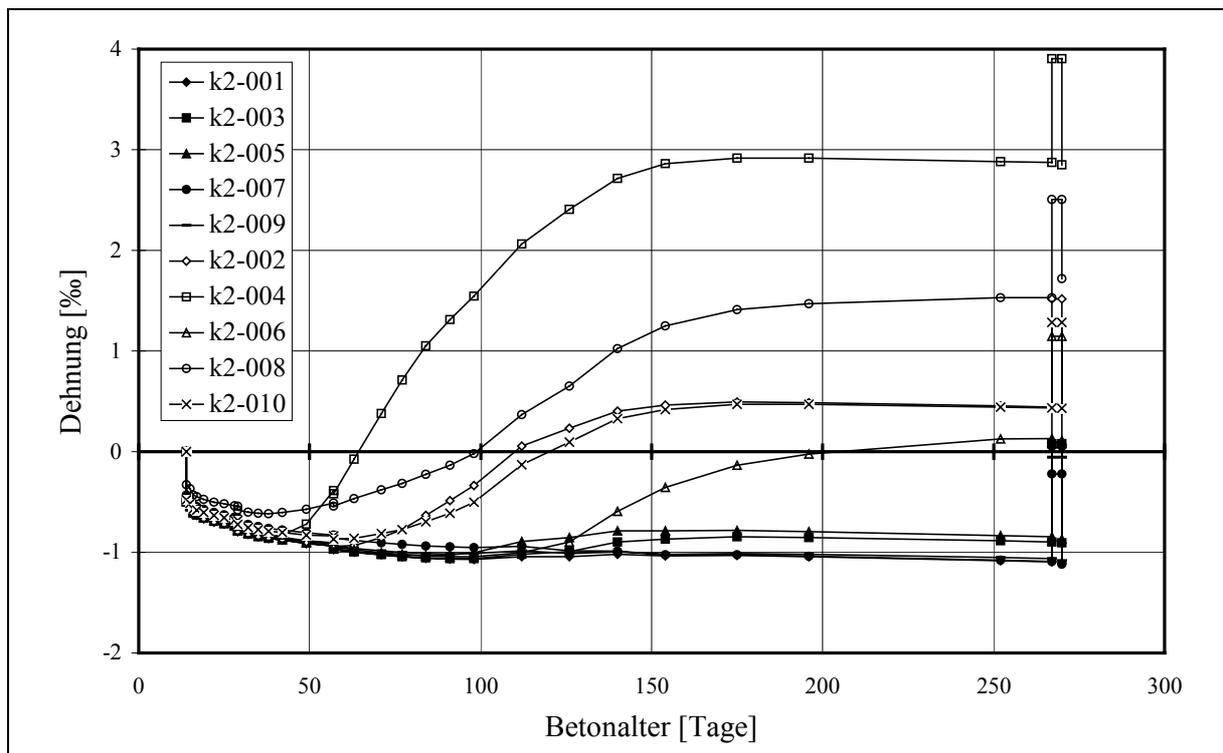


Bild 5.2: Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Längsbewehrung in der Kernstütze K2 vor der Verstärkung (die DMS mit geraden Nummern befinden sich auf der zum Stützeninneren gerichteten Seite der Längsstäbe und die DMS mit ungeraden Nummern auf der zum Stützenäußeren gerichteten Seite der Längsstäbe)

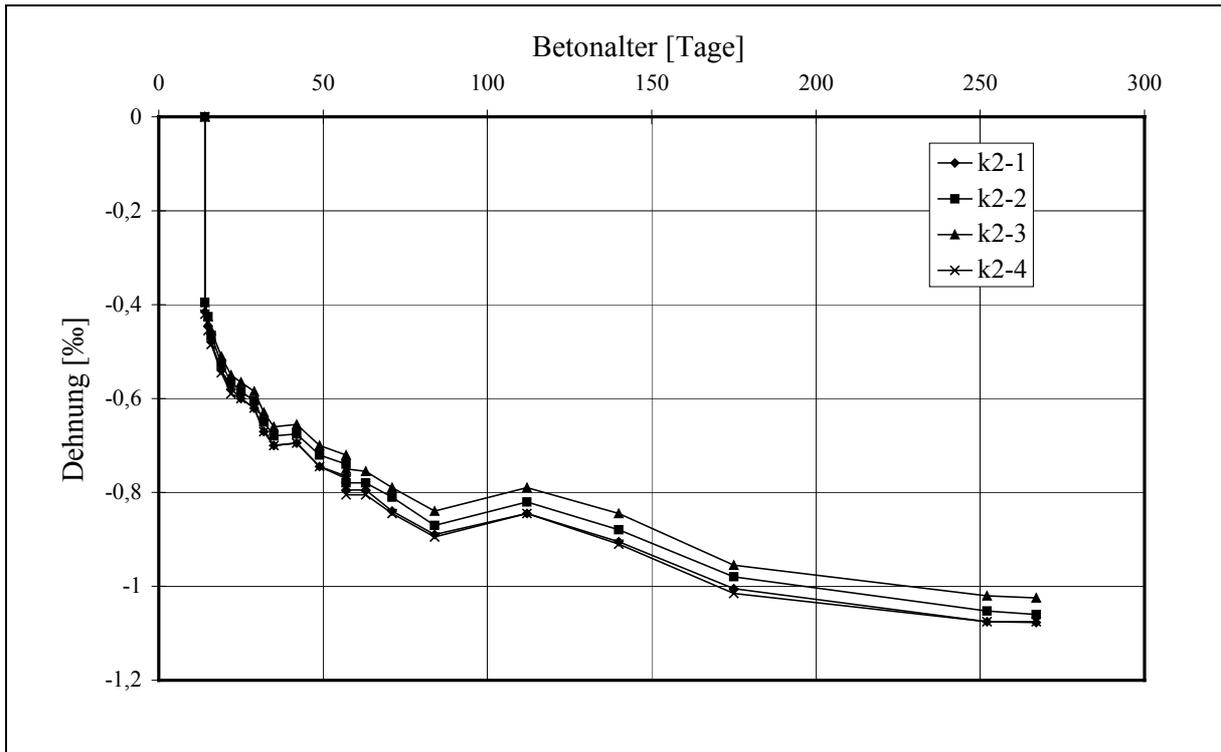


Bild 5.3: Ergebnisse der Setzdehnungsmessungen (SDM) an der Oberfläche der Kernstütze K2 in Stützenlängsrichtung

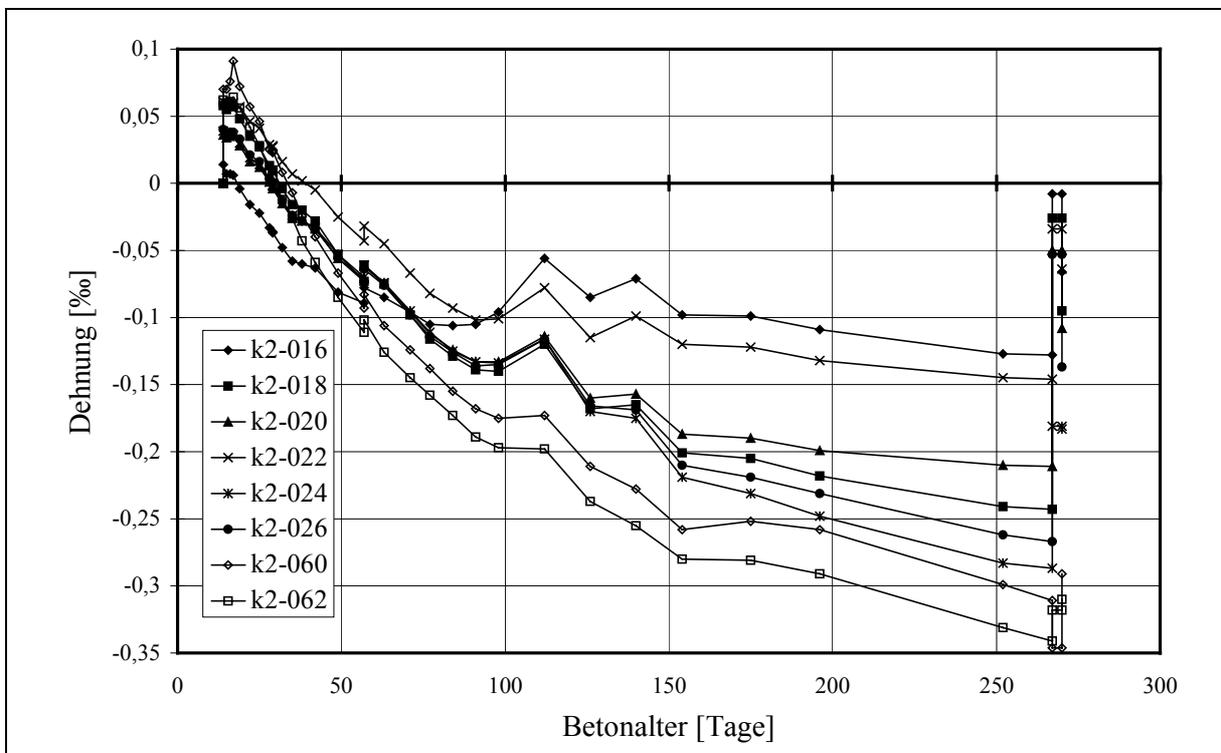


Bild 5.4: Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Querbewehrung der Kernstütze K2 vor der Verstärkung (K2-060 und K2-062 sind DMS PL-60 auf der Stützenoberfläche)

Die Abweichung nahm langsam aber stetig in Richtung einer Zugdehnung zu. Erst nach mehreren Wochen bis Monaten verliefen die Meßkurven wieder annähernd parallel zu den Meßkurven der SDM-Meßstellen an der Stützenoberfläche. Einige Meßkurven lagen zu diesem Zeitpunkt jedoch schon im Zugdehnungsbereich und zeigten eine Zugdehnung bis zu knapp 3‰ (z.B. Meßstelle K2-004), was in der Längsbewehrung einer druckbeanspruchten Stütze auf keinen Fall stimmen kann.

Die DMS auf den Bügeln ergaben vor der Verstärkung immer vergleichbare Dehnungen zu den Messungen an der Stützenoberfläche (s. Bild 5.4). Durch Betonschwinden und -kriechen verdreifachte sich die Stauchung der Längsbewehrung nach über acht Monaten Dauerbelastung, und die Bügeldehnungen gingen vom Zugbereich in den Druckbereich über.

Um zu überprüfen, ob die DMS - besonders diejenigen, die unerwartete Meßergebnisse gezeigt haben - schon zu diesem Zeitpunkt defekt oder nicht mehr brauchbar waren, wurden alle Stützen vor der Verstärkungsmaßnahme kurzzeitig entlastet und wieder mit gleicher Vorspannkraft belastet. Zwischen Ent- und Belastung wurden der elektrische Widerstand und der Isolationswiderstand eines Teils der DMS überprüft und dabei festgestellt, daß diese Werte völlig in Ordnung waren. Fast alle DMS zeigten bei Ent- und Belastung auch sinnvolle Veränderungen der Dehnungen an. Dies läßt darauf schließen, daß die DMS, auch wenn sie bei Langzeitmessungen deutliche Abweichungen von den erwarteten Meßdaten gezeigt haben, immer noch für kurzzeitige Messungen brauchbar waren.

Nach der Verstärkung der Stütze und der Erhöhung der Vorspannkraft haben die DMS in der Kernstütze nur in der Anfangsphase plausible Informationen geliefert. So war z.B. bei der Erhöhung der Belastung die Zunahme der Längsstauchung im Krafterleitungsbereich des Kernes größer als die in der Stützenmitte und auch größer als die im Spritzbetonmantel. Nach wenigen Wochen begann die Abweichung der DMS-Meßwerte. Da die wahren Dehnungen der Kernstütze zu diesem Zeitpunkt auch nicht mehr mit Hilfe von Setzdehnungsmessungen zu ermitteln waren, konnte der Einfluß des unterschiedlichen Alters bzw. Verformungsvermögens von Altbeton und Spritzbeton auf das Tragverhalten des Verbundquerschnitts sowie auf die Kraftumlagerungen von der Spritzbetonummantelung auf den Kern unter Dauerbelastung nicht erfaßt werden.

Die Meßwerte der DMS im Spritzbetonmantel wiesen bei Dauerbelastung etwa die gleiche Charakteristik auf wie die Meßwerte der DMS im Kern vor der Verstärkung. Die Meßwerte von einem Teil der DMS auf der Längsbewehrung wichen dabei von den Ergebnissen der Setzdehnungsmessungen (SDM) an der Stützenoberfläche ab, während die anderen DMS auf der Längsbewehrung und die

auf den Bügeln vergleichbare Dehnungen zeigten. Zu beobachten war auch, daß die Spritzbetonummantelung am Anfang des Lasteinleitungsbereichs unter der Stützenkopfverbreiterung am wenigsten beansprucht wurde und die Stauchungen der Längsbewehrung im Spritzbetonmantel zur Stützenmitte hin zunahmen. Durch Betonschwinden und -kriechen hatten sich die an der Längsbewehrung gemessenen Stauchungen nach acht Monaten Dauerbelastung mehr als verdoppelt (sie blieben damit aber deutlich geringer als bei der Kernstütze vor der Verstärkung) und die Bügeldehnungen gingen vom Zug- in den Druckbereich über.

Am Ende der Messungen im Gebrauchslastfall und direkt vor dem Bruchversuch wurden alle fünf Stützen noch einmal kurzzeitig entlastet und wieder mit gleicher Vorspannkraft wie vor dem Entspannen belastet, damit die DMS, besonders jene, die schon eine Abweichung gezeigt hatten, überprüft und bezogene Nullpunkte für die Bruchversuche festgelegt werden konnten. Nach dem Entlasten wurden gleichmäßig verteilte, umlaufende Querrisse auf der Spritzbetonoberfläche beobachtet. Diese Querrisse befanden sich fast immer in gleicher Höhe wie die Bügel. Die Rißbreite betrug ca. 0,1mm. Im belasteten Zustand waren jedoch keine Risse zu erkennen. Die auf die Längsbewehrung applizierten DMS haben bei der Ent- und Belastung gezeigt, daß bei den nachträglich verstärkten Stützen K2 und K4 die Veränderung der Längsdehnungen im Kern deutlich größer waren als die im Spritzbetonmantel, insbesondere im Kraffteinleitungsbereich. Diese Differenz zwischen den Längsstauchungen im Kern und im Mantel verringerte sich zwar zur Stützenmitte hin, entsprach aber nicht dem Verhalten der monolithisch hergestellten, verstärkten Stütze K5 und der frühzeitig spritzbetonverstärkten Stütze K3, bei denen die Dehnungsdifferenz zwischen Längsbewehrung im Kern und im Mantel nur im Kraffteinleitungsbereich, nicht jedoch in Stützenmitte, gemessen werden konnte. Dies läßt sich nur durch die Vorbelastung der Kernstütze sowie die Spannungsumlagerungen infolge zeitabhängiger Betoneigenschaften bzw. des Altersunterschiedes zwischen den beiden Betonen erklären. Die gemessene größte Differenz der Längsdehnungen betrug ca. 1,0‰ und befand sich am Anfang des Kraffteinleitungsbereiches, nämlich an der ersten Meßstelle unter dem Stützenkopf; die kleinste Differenz der Längsdehnungen ergab sich in der Stützenmitte und betrug nur rund 0,4‰. Dies ist gut vergleichbar mit den rechnerischen Ergebnissen in Bild 3.15. Da die Bügel im Gebrauchslastfall wenig belastet wurden, blieb die Veränderung der Bügeldehnungen bei der Ent- und Belastung entsprechend gering und wenig bedeutend. Die Meßergebnisse beim Ent- und Belasten haben auch gezeigt, daß die DMS im Kern trotz der Abweichungen bei Langzeitmessungen immer noch für den Bruchversuch brauchbar waren.

Während bei der Stütze K4 im Gebrauchslastfall vergleichbare Dehnungsentwicklungen wie bei der Stütze K2 beobachtet wurden, wiesen die weiteren Stützen der Versuchsreihe K abweichende Charakteristiken auf. Die gemessenen Stahldehnungen der Vergleichsstütze K1 waren kaum anders als diejenigen der Kernstütze K2 vor der Verstärkung. Bei der Stütze K3, die frühzeitig - als der Kernbeton erst drei Wochen alt war - verstärkt wurde, wurden ähnliche Dehnungsentwicklungen wie bei der Stütze K2 nach der Verstärkung gemessen. Beim Entlasten vor dem Bruchversuch zeigte sich die Differenz der Längsdehnungsänderung zwischen Kern und Mantel nur noch im Krafterleitungsbereich, weil der dreiwöchige Betonaltersunterschied von Kern und Mantel kaum eine Rolle spielen konnte. Bei der monolithisch hergestellten verstärkten Stütze K5 wichen die Meßwerte der DMS schon wenige Wochen nach dem Aufbringen der Längsbelastung von den Erwartungswerten ab. Die Dehnungsentwicklung im Gebrauchslastfall war daher kaum nachvollziehbar. Zu beobachten war aber, daß die Abweichungen nur mehrere Wochen bis Monate dauerten und die Meßkurven danach wieder parallel zu den Meßergebnissen an der Stützenoberfläche verliefen. Beim Entlasten unmittelbar vor dem Bruchversuch konnten zwar auch Querrisse wie bei der Stütze K2 beobachtet werden, Längsdehnungsdifferenzen zwischen äußerer und innerer Längsbewehrung ergaben sich aber wegen der Teilflächenbelastung nur im Krafterleitungsbereich.

Die Ursache der unerwarteten Abweichungen der DMS-Meßwerte bei Langzeitmessungen konnte in dieser Forschungsarbeit leider nicht ergründet werden. Aufgrund der Meßergebnisse wird jedoch vermutet, daß die gemessenen Abweichungen durch eine unzureichende Abdeckung der DMS und/oder den verwendeten DMS-Kleber (Hersteller: HBM, Typ: Z70) verursacht wurde. Vor Beginn der Versuche standen Überlegungen, wie die auf die Bewehrung applizierten DMS abgedeckt werden sollen. Nach den Vorschriften des DMS-Herstellers HBM - die Abdeckung muß mindestens 10 bis 15 mm über den Kleberrand hinausgehen - müßten unter den vorhandenen Bedingungen (Bewehrungsdurchmesser von 8 bis 14 mm) alle DMS eine umhüllende Abdeckung erhalten. Eine solche Abdeckung würde aber den Verbund zwischen Bewehrung und Beton gerade an den Meßstellen völlig ausschließen und dadurch auch die Meßwerte verfälschen. Bei ringförmigen Bügeln ist eine solche Abdeckung sogar schädlich, weil die weiche Abdeckung auf der zum Stützeninneren gerichteten Seite der Bügel von druckbelasteten Stützen eine unerwünschte Biegung verursachen kann (s. Abschn. 5.1). Aus diesem Grund war bei allen DMS nur eine Abdeckung vorgesehen, die etwa 3 mm über den Kleberrand hinausging. Zur Sicherheit wurde zusätzlich der Vorversuch durchgeführt. Die Meßergebnisse sowohl im Vorversuch als auch in den Hauptversuchen lassen aber vermuten, daß diese Art der Abdeckung offenbar doch nicht ausreichend war.

Es ist möglich, daß die Abweichungen der DMS-Meßwerte durch die nicht vorschriftsmäßige Abdeckung verursacht wurden, indem Feuchte durch die Abdeckung den Kleber erreichen konnte. Unter langer Einwirkung von Feuchte kann der Kleber quellen, was dann von den DMS als Dehnungsänderung in Richtung einer Zugdehnung angezeigt wird. Unter dieser Annahme können die Meßergebnisse bzw. die Abweichungen der DMS-Meßwerte folgendermaßen erklärt werden: Bei den Meßstellen mit kleiner Betonüberdeckung (z.B. DMS auf Bügeln sowie auf der zum Stützenäußeren gerichteten Seite der Längsbewehrung im Kern vor der Verstärkung und im Spritzbetonmantel nach der Verstärkung) zeigten die DMS kaum eine Abweichung, weil der Beton direkt neben den Meßstellen schon ausgetrocknet war, bevor die Feuchte den Kleber erreichen konnte. Dagegen zeigten die DMS-Meßwerte bei den Meßstellen mit großer Betonüberdeckung (z.B. DMS auf der zum Stützeninneren gerichteten Seite der Längsbewehrung im Kern vor der Verstärkung und im Mantel nach der Verstärkung sowie alle DMS im Kern nach der Verstärkung) deutliche Abweichungen. Die Abweichungen begannen, als die Feuchte den Kleber erreichte, sie endeten, als der Beton unmittelbar neben den Meßstellen ausgetrocknet war. Der Zeitpunkt des Beginns und des Endes der Abweichungen ist abhängig von einer Reihe lokaler Bedingungen an den Meßstellen und sehr schwer festzustellen. Die irreversiblen Abweichungen lassen vermuten, daß der Kleber nicht nur Feuchte aufgenommen hatte, sondern mit der Feuchte, ggf. sogar auch mit Alkalibestandteilen im Beton reagiert hat. Da die DMS bei kurzzeitigem Ent- und Belasten immer noch glaubwürdige Dehnungen anzeigten, war der Kleber bei oben genanntem Prozeß offenbar noch nicht zerstört.

Es wurde auch vermutet, daß sich durch Eindringen von Feuchte in die Abdeckung Rost unter den DMS ausbilden könnte. Um diese Vermutung zu überprüfen, wurden nach dem Bruchversuch im Vortest alle DMS-Meßstellen in der zweiten Probestütze sorgfältig geöffnet und unter dem Mikroskop untersucht. Auf dem Untergrund der DMS wurde jedoch kein Rost gefunden. Eine weitere mögliche Ursache - Abwanderung des DMS-Nullpunktes mit der Zeit - wurde bereits im Vortest ausgeschlossen: Neben den DMS-Meßstellen in der zweiten Probestütze wurden zwei auf einen unbelasteten Bügel applizierte DMS während der gesamten Versuchszeit laufend mitgemessen. Die Meßergebnisse haben gezeigt, daß der DMS-Nullpunkt dabei konstant blieb. Die Abweichungen konnten auch nicht durch Kriechen des Klebers verursacht werden, weil die Meßwerte schon eindeutig im Zugdehnungsbereich lagen (ausführliche Meßdaten sind in [17] zusammengestellt). Ob die Abweichungen durch gewisse Eigenschaften des verwendeten Klebers allein verursacht wurden, ist in dieser Arbeit nicht weiter untersucht worden.

5.2.2 Bruchlastfall

5.2.2.1 Allgemeines zum Bruchversuch

Um den Einfluß der Spannungsumlagerungen infolge der zeitabhängigen Betoneigenschaften (Kriechen und Schwinden) und des Altersunterschieds zwischen Alt- und Neubeton auf das Tragverhalten bzw. die Dehnungsentwicklung der nachträglich verstärkten Stützen zu untersuchen, wurden die Stützen vor und nach der Verstärkung jeweils acht Monate lang dauernd belastet. Dieser Einfluß konnte in den experimentellen Untersuchungen leider nicht genau erfaßt werden, weil die DMS-Nullpunkte, die am Anfang der Messungen im Gebrauchslastfall ermittelt wurden, wegen der Abweichungen der DMS-Meßwerte im Gebrauchslastfall nicht mehr brauchbar waren. Auch aus diesem Grund konnten die DMS-Messungen im Bruchversuch nur noch auf die relativen DMS-Nullpunkte bezogen werden, die durch Ent- und Wiederbelasten der Stützen unmittelbar vor dem Bruchversuch ermittelt wurden. Daher entstand ein Meßfehler, dessen Größe nicht nur von der Belastungsgeschichte des Altquerschnittes vor der Verstärkung sowie den Spannungsumlagerungen infolge Betonschwinden und -kriechen nach der Verstärkung, sondern auch von der Dehnsteifigkeit des Alt- und Neuquerschnittes abhängig ist. Folglich war der Unterschied der Längsdehnungen des Alt- und Neuquerschnittes insbesondere im Stützenmittelbereich nicht mehr genau erkennbar. Dieser Meßfehler hat jedoch keinen Einfluß auf die weiteren DMS-Messungen im Bruchversuch, weil bei Lasterhöhung nur die Dehnungsänderungen gemessen wurden. Beim Entlasten der Stützen unmittelbar vor den Bruchversuchen wurden umlaufende Querrisse auf der Spritzbetonoberfläche beobachtet. Diese Querrisse wurden beim Wiederbelasten mit gleicher Vorspannkraft zwar geschlossen, konnten aber die Setzdehnungsmessungen auf der Spritzbetonoberfläche beeinflussen.

Bei der Anordnung der Meßstellen wurde davon ausgegangen, daß sich aus der planmäßig zentrischen Lasteinleitung ein symmetrischer Spannungszustand ergibt. Tatsächlich traten in den Versuchen vor allem durch beginnende Abplatzung der Betonüberdeckung im Bruchlastbereich Exzentrizitäten auf, die zum Teil zu deutlichen Differenzen insbesondere bei den Bügeldehnungen führten. Zusätzlich zu den Meßstellen für den Gebrauchslastfall wurden für den Bruchversuch induktiven Wegaufnehmer zur Messungen der gesamten Stauchung der Stütze und der Verschiebung zwischen Kern und Spritzbetonmantel am Stützenkopf auf der Stützenoberfläche angeordnet.

Da die maximale Prüfkraft der im Bruchversuch verwendeten Prüfmaschine nur 2430 kN beträgt, konnten die spritzbetonverstärkte Stütze K4 und die monolithisch hergestellte, verstärkte Stütze K5

im ersten Versuchsdurchgang nicht bis zum Versagen belastet werden. Die Stütze mußte aus der Prüfmaschine ausgebaut und liegend noch einmal nachgespannt werden. Die beim ersten Versuchsdurchgang im Bruchversuch verlorene Spannkraft (200 - 300 kN) wurde damit wieder hergestellt. Beim zweiten Versuchsdurchgang konnten die beiden Stützen dann bis zum Versagen belastet werden. Aus diesem Grund nahmen die Bruchversuche an den beiden Stützen jeweils zwei Tage in Anspruch. Das Tragverhalten sowie die gemessenen Bewehrungsdehnungen bei diesen beiden Stützen können aufgrund der längeren Versuchszeit mehr oder weniger von den Ergebnissen eines kurzzeitigen Bruchversuches abweichen. Die Prüfmaschine wurde weggeregelt. Die Belastungsgeschwindigkeit betrug 3 $\mu\text{m}/\text{sec}$.

5.2.2.2 Tragverhalten und Meßdaten der Versuchsstützen

- **Vergleichsstütze K1 (Kernstütze)**

Da die Lasteinleitung bei der Vergleichsstütze K1 einer vollflächigen Belastung entsprach, waren die Betonstahldehnungen bis zur Laststufe von $F = 1000 \text{ kN}$ fast unabhängig von der Stützenhöhe. Bei der Lasterhöhung von $F = 312 \text{ kN}$ auf $F = 1000 \text{ kN}$ stiegen die Dehnungen der Längsbewehrung von ca. $-1,1\text{‰}$ auf $-2,2\text{‰}$ und die Bügeldehnungen von ca. $-0,1\text{‰}$ auf $+0,2\text{‰}$ (s. Bild 5.5 und 5.6). Bei der weiteren Lasterhöhung entwickelten sich die Stauchungen der Längsstäbe an der zweiten Meßstelle (17cm unterhalb der Stützenkopfverbreiterung) schneller als an den anderen Meßstellen. Bei Erreichen der Traglast $F_u = 1310 \text{ kN}$ ergab sich an dieser Meßstelle die maximale Dehnung der Längsstäbe von ca. $-3,8\text{‰}$. Die maximale Bügeldehnung mit knapp $+0,5\text{‰}$ wurden an der dritten Meßstelle (21cm unterhalb der Stützenkopfverbreiterung) gemessen. Die bei der Traglast F_u gemessene Stützenkopfbewegung (Kolbenweg, jedoch ohne die Verformung im Gebrauchslastfall) betrug ca. 4 mm und entsprach einer Stützenstauchung von rund 2‰. Danach fiel die Last bei zunehmender Stützenverformung schnell ab. Bevor die Traglast F_u erreicht war, wurde kein Riß an der Stützenoberfläche beobachtet. Zwischen den Laststufen von 1100 kN und 1000 kN knickten die Längsstäbe in der Stützenmitte aus, wo der Bügelabstand von $s_{\text{Bü}} = 16 \text{ cm}$ etwas größer als der nach DIN 1045 vorgeschriebene ($s_{\text{Bü}} \leq 12 d_{\text{s.L}} = 14,4\text{cm}$) war. Die Stütze versagte schlagartig und zeigte kaum Duktilitätsreserven. Dabei steigerte sich die Stauchung der Längsstäbe an der zweiten und dritten Meßstelle bis über -8‰ . Die Bügeldehnungen blieben aber an den meisten Meßstellen noch unter $1,0\text{‰}$. Nur in Stützenmitte, wo die Längsbewehrung ausknickte, überschritt die Bügeldehnung 2‰. Von der Stützenmitte aus platzte die

Betonüberdeckung großflächig ab. Zu beobachten war auch, daß die Bügeldehnungen auf den gegenüberliegenden Sützenseiten im Bruchzustand sehr unterschiedlich waren.

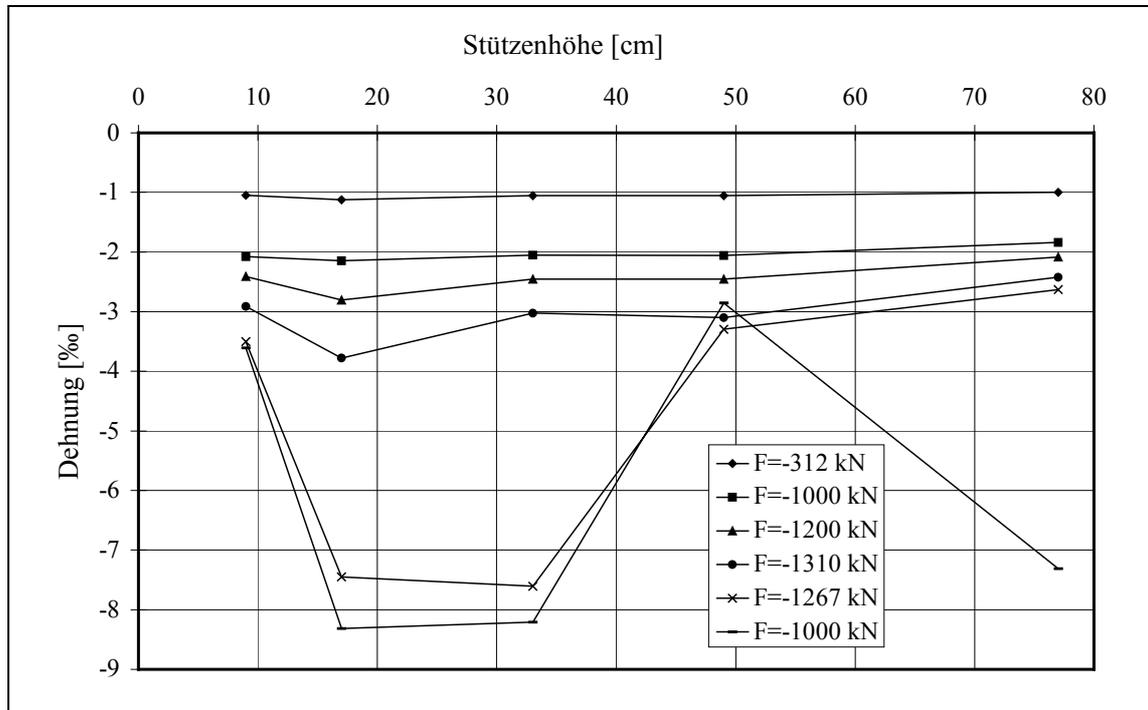


Bild 5.5: Dehnungen der Längsbewehrung der Stütze K1 im Bruchversuch, bezogen auf die Stützhöhe und die ausgewählten Laststufen

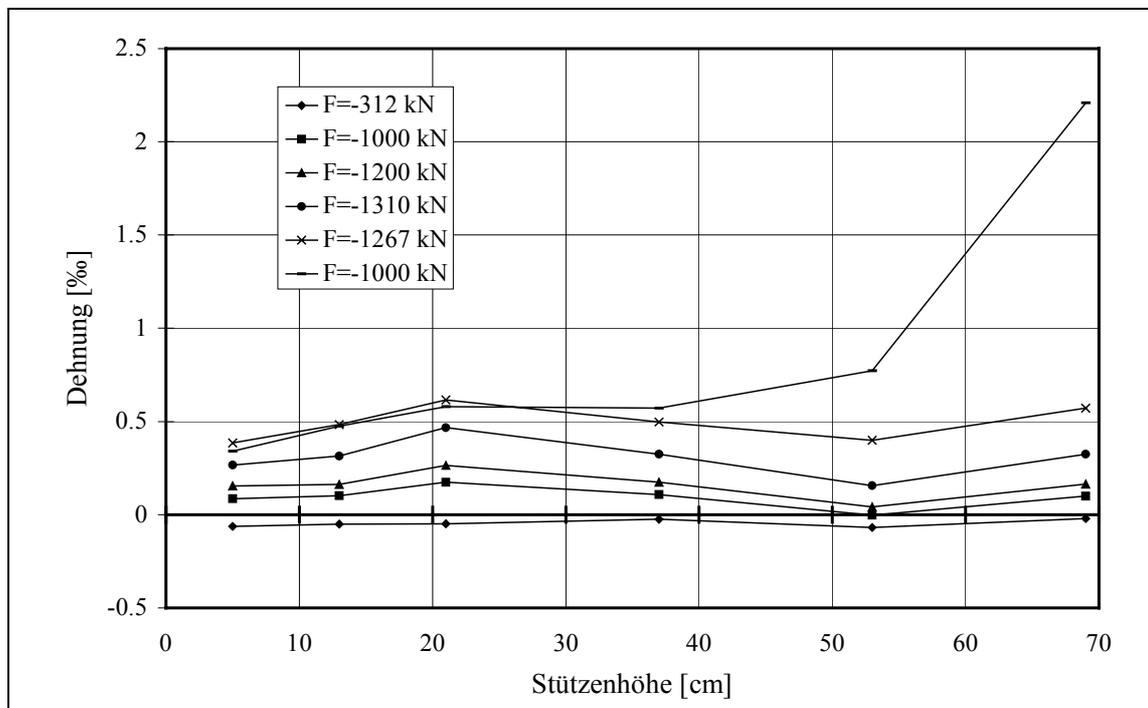


Bild 5.6: Bügeldehnungen der Stütze K1 im Bruchversuch, bezogen auf die Stützhöhe und die ausgewählten Laststufen

- **Monolithisch hergestellte, verstärkte Vergleichsstütze K5**

Im Gebrauchslastfall zeigten die Dehnungen der Längsbewehrung der Stütze K5 schon die typische Charakteristik einer teilflächig belasteten Stütze. So waren im Lasteinleitungsbereich die Längsstauchungen im Kern (ca. -1.7‰ an der ersten Meßstelle) wesentlich größer als die im Mantel (ca. $-0,3\text{‰}$ an der ersten Meßstelle). Der maximale Dehnungsunterschied trat an der ersten Meßstelle unterhalb der Stützenkopfverbreiterung auf, zur Stützenmitte hin nahmen die Dehnungsunterschiede ab. Im Gebrauchslastfall betrug der Lasteinleitungsbereich ca. 30cm. Bügeldehnungen traten praktisch noch nicht auf.

Beim Bruchversuch wurde die Stütze K5 zunächst nur bis zu einer Laststufe von ca. 2400 kN belastet und anschließend wieder entlastet. Dabei sollten Rückschlüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stütze K2 im Anfangslastbereich gezogen werden, da diese Stütze zu Beginn des Bruchversuchs wegen eines Bedienungsfehlers schlagartig einer Belastung unbekannter Größe unterzogen wurde. Am Anfang der Lasterhöhung (bis zur Laststufe von ca. 1000 kN) nahmen die Dehnungen an allen Meßstellen nahezu gleichmäßig mit der Last zu. Zwischen den Laststufen 1000 kN und 1500 kN nahmen die Stauchungen der Längsbewehrung an den obersten zwei Meßstellen in der Ummantelung zunächst noch langsam zu, um dann mit steigender Last abzunehmen. Die Stauchungen der Längsbewehrung im Kern nahmen im selben Stützenbereich entsprechend schneller zu (s. Bild 5.7). Bis zu dieser Laststufe waren die Bügeldehnungen sowohl im Kern als auch in der Ummantelung nur wenig angestiegen und zeigten kaum Unterschiede (s. Bild 5.8). Die ersten Längsrisse an der Stützenoberfläche traten am obersten Rand des Mantels bei einer Last von ca. 1600 kN auf. Ab einer Laststufe von 1900 kN nahmen die Längsstabstauchungen an den ersten zwei Meßstellen in der Ummantelung mit steigender Last deutlich ab, während sie im Kern auf gleicher Stützhöhe überproportional zunahmen. Am Anfang des Lasteinleitungsbereiches war der Beton zwischen beiden Bewehrungsebenen gerissen, obwohl an dieser Stelle keine Verbundfuge wie bei den spritzbetonverstärkten Stützen vorhanden war. Die ersten Querrisse (in Höhe der zweiten und dritten Bügelreihe) waren erst ab einer Laststufe von ca. 2200 kN zu beobachten. Bei weiterer Erhöhung der Belastung entwickelten sich die Längsrisse zur Stützenmitte hin und es traten neue Längs- sowie Querrisse auf. Die Rißbreite erweiterte sich im Kraftereinleitungsbereich besonders schnell. Die Stauchungen der Längsbewehrung im Kern an den obersten zwei Meßstellen gingen bei einer Laststufe von 2400 kN weit über die Streckgrenze hinaus (maximale Stauchung $\varepsilon_s \approx -12\text{‰}$). Der Lasteinleitungsbereich blieb aber immer noch im Bereich

der ersten 30cm unter dem Stützenkopf. Die Bügeldehnungen im Kern (bis zu 0,9‰) waren deutlich kleiner als die in der Ummantelung (bis zu 1,57‰).

Bei der zweiten Belastung, die nach der ersten Belastung ohne Nachspannen des Spannstahls durchgeführt wurde, nahmen die Stauchungen der Längsstäbe im Kern bis zur Laststufe 2400 kN (maximale Last bei der ersten Belastung) fast gleichmäßig mit der steigenden Last zu. Bei $F = 2400$ kN überschritten die Stahldehnungen sowohl im Kern als auch in der Ummantelung nur geringfügig die maximalen Werte bei der ersten Belastung (s. Bild 5.9 und Bild 5.10). An der Stützenoberfläche wurden jedoch mehr Risse beobachtet. Mit weiterer Lasterhöhung entwickelte sich der Lasteinleitungsbereich zur Stützenmitte hin. Bei der Traglast $F_u = 2590$ kN erstreckte sich der Lasteinleitungsbereich über eine Länge von ca. 50 cm (entsprechend $l_e \approx 1,5 d_M$) unterhalb der Stützenkopfverbreiterung. Die bei F_u gemessene Stützenkopfbewegung (Kolbenweg, aber ohne die Verformung im Gebrauchslastfall) betrug mehr als 11 mm und entsprach einer ungewöhnlich großen Stützenstauchung von mehr als 5,5‰. Die maximalen Stauchungen der Längsbewehrung im Kern traten wie bei der ersten Belastung an der obersten Meßstelle unter dem Stützenkopf auf. An der dritten Meßstelle (33cm unter Stützenkopf) erreichte die Stahlstauchung aber mit $\varepsilon_s \approx -11‰$ auch einen hohen Wert.

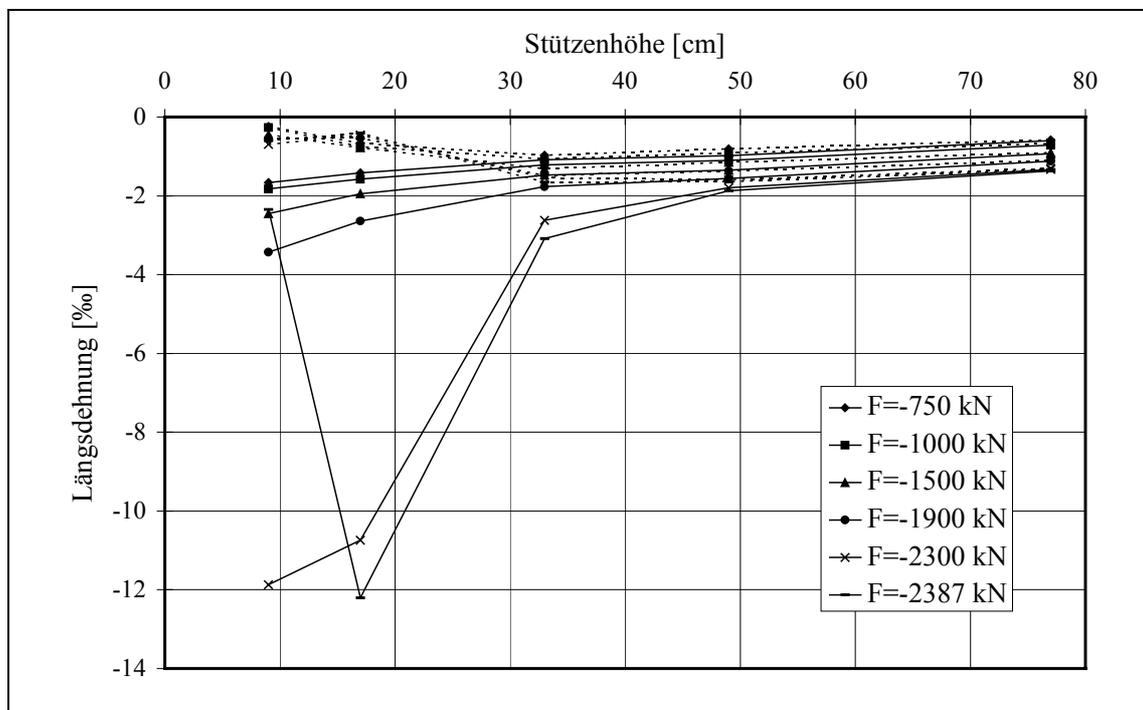


Bild 5.7: Die auf die Stützhöhe und die ausgewählten Laststufen bezogenen Stauchungen der Längsbewehrung der inneren (durchgezogene Linie) und der äußeren (strichlierte Linie) Bewehrungsebene der Stütze K5 bei der ersten Belastung im Bruchversuch

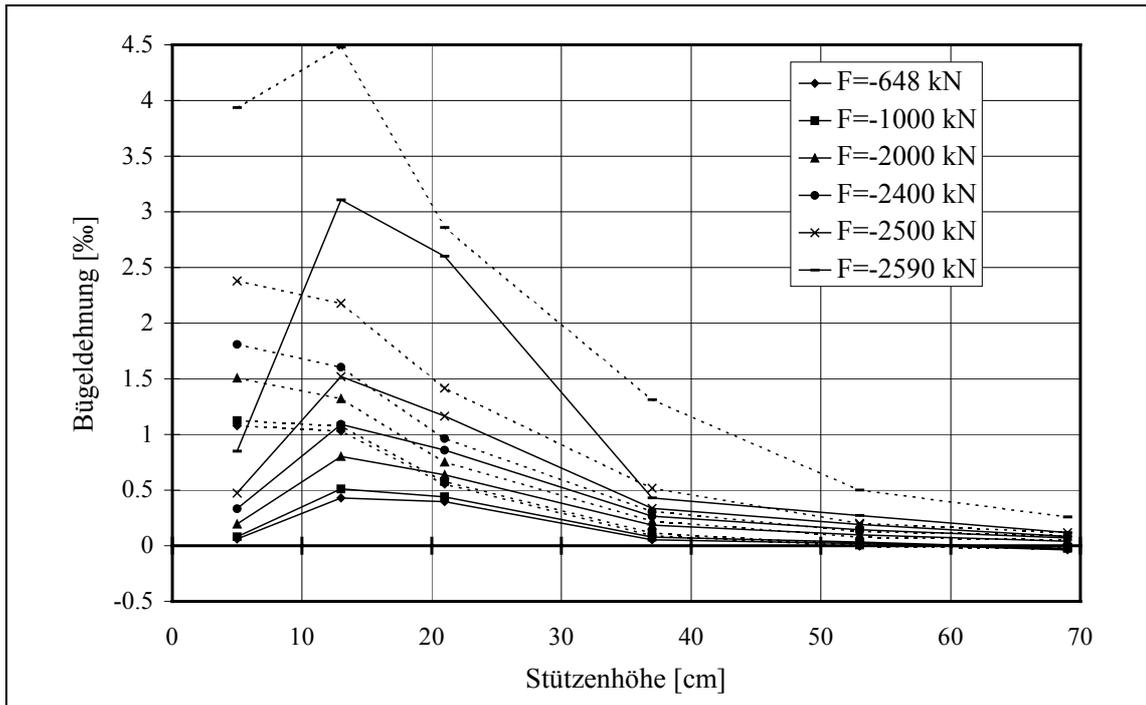


Bild 5.8: Die auf die Stützhöhe und die ausgewählten Laststufen bezogenen Dehnungen der Bügel der inneren (durchgezogene Linie) und der äußeren (strichlierte Linie) Bewehrungsebene der Stütze K5 bei der ersten Belastung im Bruchversuch

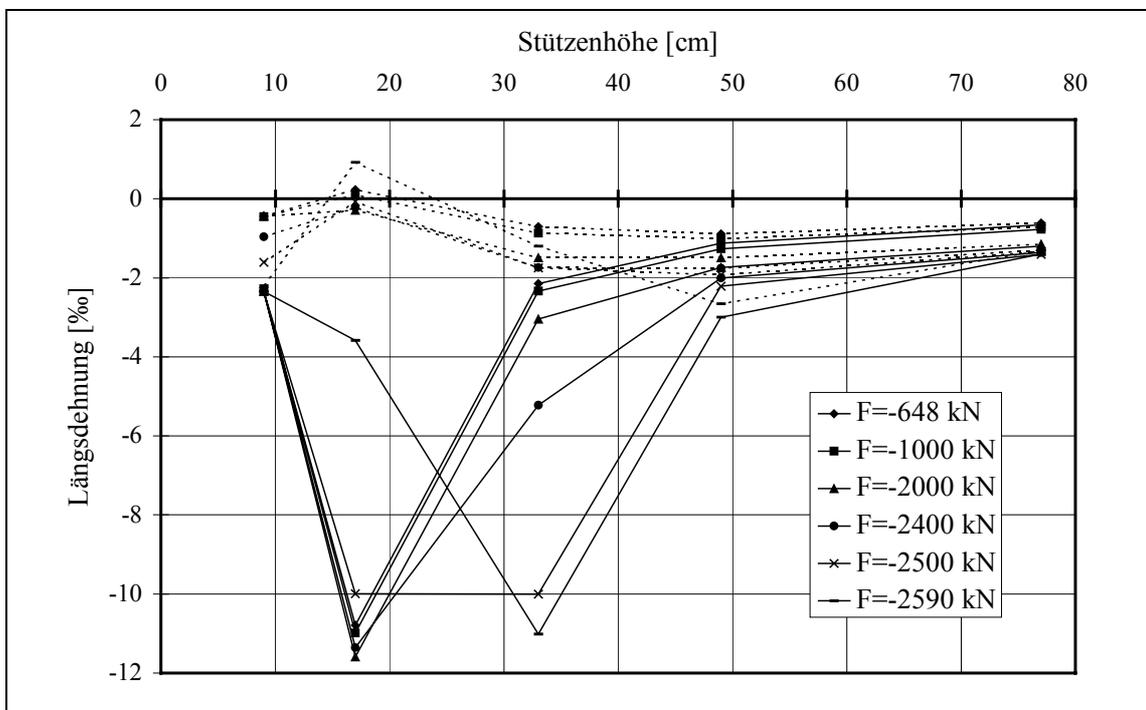


Bild 5.9: Die auf die Stützhöhe und die ausgewählten Laststufen bezogenen Stauchungen der Längsbewehrung der inneren (durchgezogene Linie) und der äußeren (strichlierte Linie) Bewehrungsebene der Stütze K5 bei der zweiten Belastung im Bruchversuch

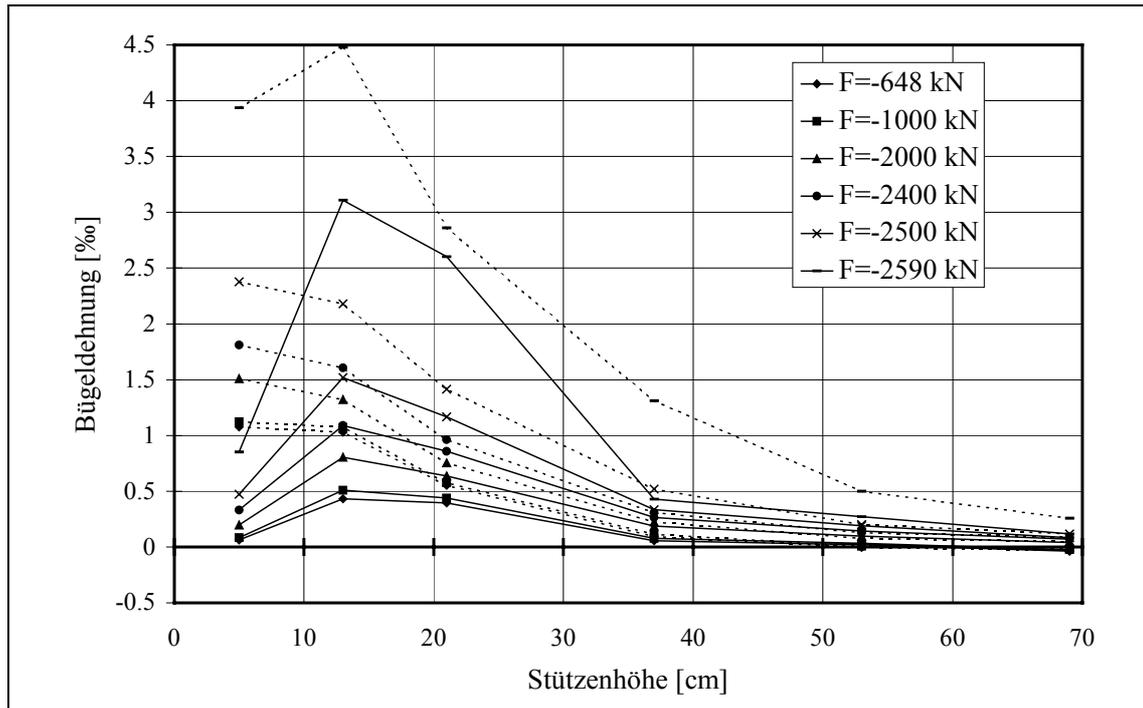


Bild 5.10: Die auf die Stützhöhe und die ausgewählten Laststufen bezogenen Dehnungen der Bügel der inneren (durchgezogene Linie) und der äußeren (strichlierte Linie) Bewehrungsebene der Stütze K5 bei der zweiten Belastung im Bruchversuch

Außerhalb des Lasteinleitungsbereichs waren die Stauchungen der Längsbewehrung im Kern und in der Ummantelung annähernd gleich. Bei der Traglast waren die Bügeldehnungen im Kern (maximale $\varepsilon_{\text{Bü}}^{\text{K}} \approx 3,2\%$ im zweiten Meßbügel) deutlich kleiner als die Bügeldehnungen in der Ummantelung (maximale $\varepsilon_{\text{bü}}^{\text{M}} \approx 11,5\%$ im zweiten und dritten Meßbügel, vgl. mit [17]). Der Unterschied der gemessenen Stahldehnungen auf gleicher Stützhöhe und gegenüberliegenden Stützenseiten war unter der Traglast sehr groß. So waren die Bügeldehnungen im Kern $2,8/3,2\%$ und in der Ummantelung $4,5/11,5\%$ (im jeweils zweiten Bügel, vgl. mit [17]). Die Stauchung der 6 Längsstäbe lag in der Stützenmitte zwischen $-1,3\%$ und $-2,0\%$. Dies zeichnete die lokale Zerstörung des Betongefüges aus.

Bei weiterer Belastung mit gleicher Geschwindigkeit ($3 \mu\text{m/s}$) fiel die Last ab, die Risse erweiterten und vermehrten sich aber weiter. Kurz nach dem Erreichen der Traglast war die maximale Prüfkraft der Prüfmaschine erschöpft. Das Tragverhalten nach dem Erreichen der Traglast konnte deshalb in diesem Versuchsdurchgang nicht beobachtet werden. Infolge der starken Querdehnung des Altquerschnittes waren die Längsstäbe im Spritzbetonmantel an der zweiten DMS-Meßstelle so stark gebogen, daß der auf der zum Stützenäußeren gerichteten Seite angeordnete DMS sogar eine Zugdehnung gezeigt hat (s. Bild 5.9).

Da die Traglast bei der zweiten Belastung im ersten Versuchsdurchgang schon erreicht und der Beton im Lasteinleitungsbereich sehr stark gerissen war, lieferten die Messungen beim zweiten Versuchsdurchgang nur noch wenige zusätzliche Informationen. So waren die Stahldehnungen (insbesondere bei den Bügeln im Lasteinleitungsbereich) unter der erreichten maximalen Last $F = 2497 \text{ kN}$ im zweiten Versuchsdurchgang viel größer als die Dehnungen unter der Traglast bei der zweiten Belastung im ersten Versuchsdurchgang. Als der dritte Bügel im Mantel riß und die Messungen deshalb beendet wurden, war die Betonüberdeckung bis zu einer Stützhöhe von 65 cm unterhalb der Stützenkopfverbreiterung gerissen und großflächig abgeplatzt. Die Bruchfläche der abgeplatzen Betonüberdeckung befand sich auf der Ebene des Bewehrungskorbs im Mantel.

- **Spritzbetonverstärkte Stütze K2**

Die Stütze K2 wurde infolge eines Bedienungsfehlers an der Prüfmaschine durch eine schlagartige Last unbekannter Größe am Anfang des Bruchversuches beansprucht. Bei der höchsten Last hat die Prüfmaschine einen Kolbenweg von ca. 3 mm (entsprechend einer Stützenstauchung von rund 1,5‰) angezeigt, wobei der Spannstahl durch die Stützenstauchung bis auf 390 kN entlastet wurde. Die Stützenoberfläche wies einige Längsrisse bis zur Höhe der dritten Bügelreihe auf. Nachdem die Prüfmaschine wieder auf $F = 0 \text{ kN}$ zurückgefahren war, betrug die Restspannkraft 580 kN. Erfahrungsgemäß (im Vergleich mit den Meßergebnissen bei der ersten Belastung der Stütze K5) sollte die gesamte Last (inklusive der Spannkraft) eine Höhe von ca. 2000 kN erreichen. Die gemessenen Stahldehnungen bei der anschließenden Belastung bis zur Laststufe 2000 kN nahmen langsam und gleichmäßig mit der Last zu. Sie entsprachen wegen der Vorschädigung nicht denen der ersten Belastung. Oberhalb der Laststufe von 2000 kN stiegen die Stahldehnungen schneller an. Im wesentlichen entwickelten sie sich gleich denen in der Stütze K5 bei der zweiten Belastung im ersten Versuchsdurchgang. Wann die ersten Längsrisse auftraten, ist nicht mehr nachvollziehbar. Die ersten Querrisse traten nun bei der Laststufe von 2100 kN ein. Bei der Traglast $F_u = 2410 \text{ kN}$ lag die maximale Stauchung der Längsstäbe im Kern, $\varepsilon_s = -5,5‰$, an der zweiten Meßstelle (13cm unter dem Stützenkopf) vor. Die Länge des Lasteinleitungsbereichs betrug dabei ca. 50cm. Im Stützenmittelbereich waren die Dehnungen der Längsbewehrung im Kern und im Spritzbetonmantel fast identisch. Die Bügeldehnungen auf den gegenüberliegenden Stützenseiten entwickelten sich sehr unterschiedlich. Während auf der einen Seite die Bügeldehnungen im Kern deutlich kleiner als die in der Ummantelung waren, waren die Verhältnisse auf der anderen Seite gerade umgekehrt. Bei Erreichen der Traglast betrug die gemessene maximale Bügeldehnung im Kern $\varepsilon_{\text{Bü}}^{\text{K}} \approx 3,9‰$ und in der Ummantelung $\varepsilon_{\text{Bü}}^{\text{M}} \approx 7,5‰$ (beide im jeweiligen zweiten Meßbügel,

jedoch auf den gegenüberliegenden Stützensseiten). In Bild 5.11 werden die auf die Stützenhöhe und die ausgewählten Laststufen bezogenen Bügeldehnungen im Kern und im Mantel auf derselben Stützensseite dargestellt.

Bei Erreichen der Traglast $F_u = 2410 \text{ kN}$ lag die Stützenkopfbewegung (Kolbenweg) bei ca. 7mm (ohne die Verformung im Gebrauchslastfall und die plastische Verformung bei der unplanmäßigen schlagartigen Belastung), was einer Stützenlängsstauchung von ca. 3,5‰ entsprach. Anschließend fiel die Last ab, wobei die Stahldehnungen im Lasteinleitungsbereich weiter anstiegen und die Position der maximalen Stahldehnung zur Stützenmitte hin wanderte. Bei einer Last von 2340 kN rissen die Bügel der zweiten Reihe sowohl im Kern (direkt neben der Schweißstelle) als auch im Spritzbetonmantel (an der DMS-Meßstelle). Die Messungen wurden deshalb beendet. Der Spritzbetonmantel war zu diesem Zeitpunkt bis auf eine Höhe von 53 cm unterhalb der Stützenkopfverbreiterung gerissen und großflächig abgeplatzt. Durch die Relativverschiebung zwischen Kern und Spritzbetonmantel war die Fuge unter der Stützenkopfverbreiterung beinahe verschwunden. Es war jedoch nicht zu erkennen, ob die Bruchfläche genau in der Verbundfuge zwischen Kern und Spritzbetonmantel lag.

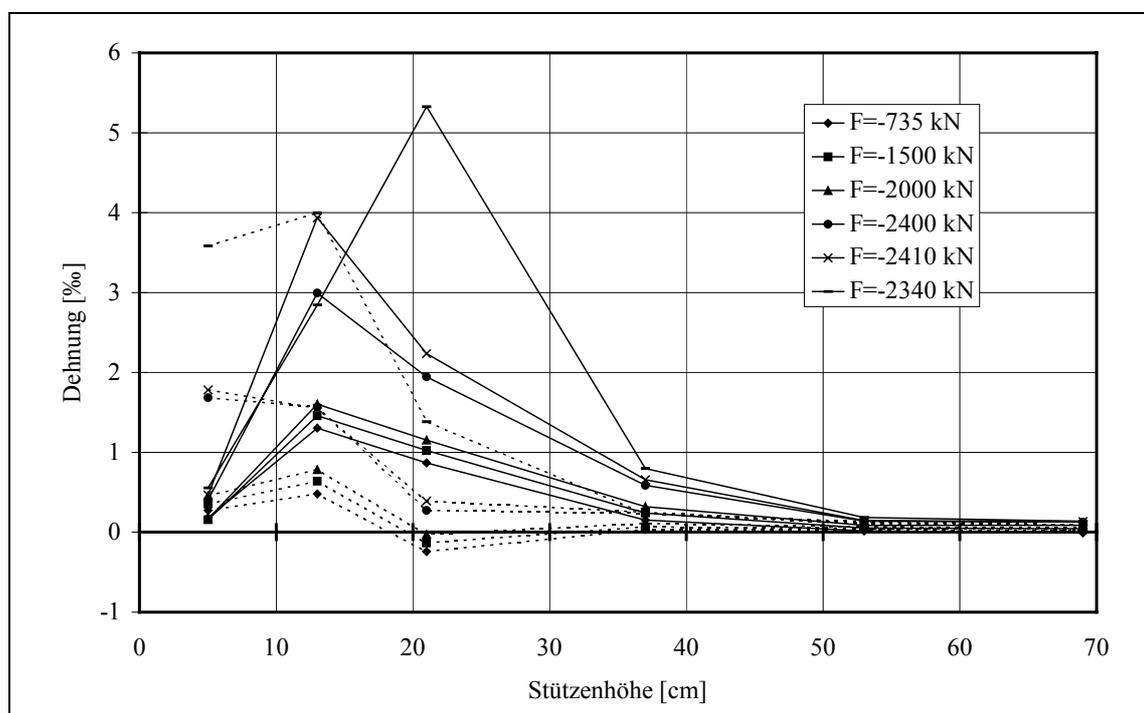


Bild 5.11: Die auf die Stützenhöhe und die ausgewählten Laststufen bezogenen Dehnungen der Bügel im Kern (durchgezogene Linie) und im Spritzbetonmantel (strichlierte Linie) der Stütze K2 im Bruchversuch

- **Spritzbetonverstärkte Stütze K3**

Dem Versuchsprogramm gemäß wurde die Stütze K3 frühzeitig mit Spritzbeton verstärkt. Der Kernbeton war zu diesem Zeitpunkt erst drei Wochen alt. Das Tragverhalten dieser Stütze war deshalb, wie die Messungen gezeigt haben, am Anfang der Lasterhöhung im Bruchversuch mit dem der monolithisch hergestellten verstärkten Stütze K5 vergleichbar. Die Stütze K3 besaß aber einen relativ weichen Kern (Kernbeton-Druckfestigkeit $\beta_{w,Br} = 22,9 \text{ N/mm}^2$) und ihr Lasteinleitungsbereich war deutlich kürzer als bei den anderen verstärkten Stützen. Die Ursache liegt vermutlich in einer größeren Querdehnung des Kernes unter gleicher Last. Nur bis zu der Laststufe von 1300 kN nahmen die Stahldehnungen gleichmäßig mit der Last zu. Ab einer Laststufe von ca. 1500 kN fielen die Stauchungen der Längsstäbe in der Ummantelung an den ersten Meßstellen allmählich mit steigender Last ab. Entsprechend nahmen die Stauchungen der Längsstäbe im Kern auf der gleichen Stützhöhe überproportional zu. An der Stützenoberfläche traten die ersten Längsrisse bei einer Laststufe von 1400 kN ein. Ersten Querrisse erschienen bei $F=1600 \text{ kN}$, als die Stauchung der Längsstäbe im Kern an der ersten Meßstelle (5cm unterhalb des Stützenkopfes) ihr Maximum erreichte. Danach fielen die gemessenen Dehnungen der Längsbewehrung im Kern an den ersten zwei Meßstellen unterhalb des Stützenkopfes ab, während die Dehnungen an den anderen Meßstellen weiter anstiegen. Vermutlich war die Querdehnung des Kernes wegen der niedrigen Betondruckfestigkeit bzw. -steifigkeit schon so groß, daß die Umschnürungswirkung der Querbewehrung im Spritzbetonmantel aktiviert und ein Teil der Last durch erhöhte Reibung wieder in den Spritzbetonmantel eingeleitet wurde.

Der Bruch wurde durch Versagen des Kernbetons ausgelöst. Dabei wurde wegen der geringen Kernbeton-Druckfestigkeit nur eine Traglast von $F_u = 1710 \text{ kN}$ erzielt. Dies weist auch darauf hin, daß die Erhöhung der Traglast einer Stahlbetonstütze infolge nachträglicher Verstärkung mit bewehrter Spritzbetonummantelung durch die Betondruckfestigkeit der alten Stütze begrenzt ist oder - um die dreiaxiale Betondruckfestigkeit überhaupt aktiviert werden zu können - eine Mindestdruckfestigkeit des Altbetons (wie z. B. B25 nach DIN 1045 für umschnürte Druckglieder) vorgeschrieben werden muß. Bei der Traglast betrug die Stützenkopfbewegung ca. 6 mm und entsprach damit einer Stützenlängsstauchung von rund 3%. Die Bügeldehnungen blieben hierbei sowohl im Kern als auch in der Ummantelung unter 2% und damit unter der Streckgrenze. Bei weiterer Belastung mit gleicher Geschwindigkeit (3mm/s) fiel die Last zwar ab, doch zeigte die Stütze K3 dabei eine große Duktilitätsreserve: Bei mehr als 7,5% Stützenlängsstauchung betrug die Last immer noch über 1000 kN. Dabei war der Spritzbetonmantel auch wegen der niedrigen

Kernbetonfestigkeit nur bis auf eine Höhe von 35 cm unterhalb der Stützenkopfverbreiterung gerissen. Die Fuge zwischen unterer Kante der Stützenkopfverbreiterung und oberer Kante der Spritzbetonummantelung war durch Verschiebungen zwischen Kern- und Spritzbeton nahezu verschwunden.

- **Spritzbetonverstärkte Stütze K4**

Bei der Stütze K4 war für die Spritzbetonummantelung ein größerer Querbewehrungsquerschnitt im Lasteinleitungsbereich ($\varnothing 10/6\text{cm}$) vorgesehen. Für den Spritzbeton wurde die Festigkeitsklasse B35 anstelle von B25 verwendet. Die im Bruchversuch gemessenen Stahldehnungen ergaben im wesentlichen ähnliche Werte wie bei der monolithisch hergestellten Vergleichsstütze K5. Im Lasteinleitungsbereich stiegen die Stahldehnungen bis zur Laststufe von $F = 1800\text{ kN}$ nahezu gleichmäßig mit der Last an. Ab einer Laststufe von ca. 2000 kN fielen die Stauchungen der Längsstäbe im Spritzbetonmantel an den ersten drei Meßstellen allmählich mit der steigenden Last ab und die Längsstauchungen im Kern nahmen auf entsprechender Stützhöhe überproportional zu. Bei der Laststufe von 2100 kN erreichte die maximale Stauchung der Längsstäbe im Kern $\varepsilon_s^K \approx -10\%$ an der ersten Meßstelle (5cm unter dem Stützenkopf). Bei weiterer Laststeigerung fielen die Längsstauchungen an dieser Meßstelle ab, weil ein Teil der Last vermutlich durch die Reibung zwischen Kern und Spritzbetonmantel, die durch die steigende Querdehnung der Kernstütze sowie die Umschnürungswirkung der Querbewehrung im Spritzbetonmantel aktiviert wurde, wieder in den Spritzbetonmantel eingeleitet wurde. Da der Querbewehrungsgrad sowie die Betonfestigkeit des Spritzbetonmantels der Stütze K4 höher als bei den anderen verstärkten Stützen war, traten im Bruchversuch die ersten Längsrisse an der Spritzbetonoberfläche erst bei einer Laststufe von $F = 1800\text{ kN}$ und die ersten Querrisse bei $F = 2300\text{ kN}$ ein.

Bei der Traglast $F_u = 2565\text{ kN}$ betrug die größte Stauchung der Längsbewehrung im Kern nur noch $\varepsilon_s^K \approx -5,7\%$. In der Stützenmitte waren die Längsstabstauchungen bei der Traglast im Kern mit ca. -1% deutlich kleiner als im Spritzbetonmantel mit ca. $-4,2\%$. Die Bügeldehnungen im Lasteinleitungsbereich waren dabei im Kern deutlich größer als im Mantel. Bei der Traglast betrug die maximale Dehnung im zweiten Meßbügel im Kern $\varepsilon_{\text{Bü}}^K \approx 4\%$, während die maximale Bügeldehnung im Mantel auf gleicher Stützhöhe noch kleiner als 2% war. Dabei betrug die Stützenkopfbewegung über 10 mm und entsprach damit einer Stützenlängsstauchung von mehr als 5% . Risse fanden sich hier nur im Kräfteinleitungsbereich. Im ersten Versuchsdurchgang wurde die Traglast von $F_u = 2565\text{ kN}$ zwar erreicht, es konnte aber wegen der Erschöpfung der maximalen

Prüfkraft der Prüfmaschine das Tragverhalten der Stütze nach dem Erreichen der Traglast nicht beobachtet werden.

Im zweiten Versuchsdurchgang (nach dem Nachspannen) entwickelten sich die Längsrisse weiter zur Stützenmitte hin. Die maximale Last betrug 2554 kN und erreichte damit annähernd die im ersten Versuchsdurchgang erzielte Traglast. Die Stahldehnungen nahmen zunächst im Lasteinleitungsbereich, in dem der Beton schon bei der ersten Belastung gerissen war, stark zu. Der Lasteinleitungsbereich breitete sich bei der Lasterhöhung zur Stützenmitte hin aus. Erst nach dem Erreichen der größten Last bei der zweiten Belastung nahmen die Stahldehnungen in der Stützenmitte zu, während die Last gleichzeitig abfiel. Anschließend knickten die Längsstäbe in der Stützenmitte aus. Dies weist darauf hin, daß die Stütze eher in Stützenmitte versagte. Die mögliche Traglast des Lasteinleitungsbereiches war dabei nicht erzielt. Bei weiterer Belastung erstreckten sich die Risse nahezu über die gesamten Stützenlänge. Die Betonüberdeckung platzte dabei großflächig ab. Es war nicht deutlich zu erkennen, ob die Bruchfläche in der Verbundfuge zwischen Kern- und Spritzbeton lag. Die Bruchfläche der abgeplatzten Betonüberdeckung lag eindeutig im Spritzbeton.

- **Zusammenfassung**

Die Versuchsergebnisse zeigen, daß das angestrebte Ziel einer Traglasterhöhung der nachträglich verstärkten Stützen gegenüber der Altstütze in allen Fällen (vgl. Tabelle 5.1) erreicht wurde. Durch Erhöhung des Querbewehrungsgrades im Lasteinleitungsbereich des Verstärkungsquerschnittes konnte bei einer spritzbetonverstärkten Stütze (K4) sogar die Traglast einer monolithisch hergestellten Stütze mit gleicher Betongüte und Längsbewehrung (K5) erzielt werden. Die erzielbare Traglast ist überwiegend abhängig von der Kernbetondruckfestigkeit und von dem Querbewehrungsgrad im Lasteinleitungsbereich des Verstärkungsquerschnittes. Die Duktilität der alten Stütze konnte durch die nachträgliche Verstärkung mit bewehrter Spritzbetonummantelung erheblich erhöht werden. Da die Last bei Entstehen der ersten Längsrisse der verstärkten Stützen mit großem Abstand höher als die nach DIN 1045 rechnerisch zulässige Gebrauchslast für monolithische Stützen mit gleichem Beton, gleichem Querschnitt sowie gleicher Bewehrung liegt, ist diese Verstärkungsmaßnahme auch im Sinne der Gebrauchstauglichkeit effektiv.

Stütze-Nr.	K1	K2	K3	K4	K5
$\beta_{W,K}$ [N/mm ²]	35,7	35,7	22,9	35,7	35,7
$\beta_{C,M}$ [N/mm ²]	---	31,0	31,0	40,6	35,7
Bügel im Mantel	---	Ø8/8	Ø8/8	Ø10/6	Ø8/8
Stützenstauchung ϵ_u [‰]	- 2,0	< - 3,5	- 3,0	- 5,3	- 5,5
max. $\epsilon_{s,u}^K$ [‰]	- 3,8	- 7,5	- 7,3	- 5,7	< - 10,0
max. $\epsilon_{Bü,u}^K$ [‰]	0,5	3,9	< 2,0	4,7	3,2
max. $\epsilon_{s,u}^M$ [‰]	---	- 2,0	- 2,0	- 4,7	- 2,6
max. $\epsilon_{Bü,u}^M$ [‰]	---	7,5	< 2,0	< 2,0	11,5
F bei ersten Längsrissen [kN]	1310	---	1400	1800	1600
F bei ersten Querrissen [kN]	1310	2100	1600	2300	2200
Traglast F_u [kN]	1310	2410	1710	2565	2590

Tabelle 5.1: Materialkennwerte, Bügel im Lasteinleitungsbereich des Verstärkungsquerschnittes, Meßdaten unter Bruchlast F_u sowie Last bei Entstehen der ersten Längs- und Querrisse in der Versuchsreihe K

5.3 Versuchsreihe Q

5.3.1 Gebrauchslastfall

Wie in der Versuchsreihe K wurden auch in der Versuchsreihe Q fünf Stützen geprüft. Davon waren zwei Vergleichsstützen (Kernstütze Q1 und monolithisch hergestellte verstärkte Stütze Q5) und drei spritzbetonverstärkte Stützen (Q2, Q3 und Q4). Während die Kernstützen Q2 und Q4 vor der Verstärkung zusammen mit den beiden Vergleichsstützen mit 70% der rechnerisch zulässigen Gebrauchslast der jeweiligen Stütze sechs Monate lang belastet wurden, wurde die Kernstütze Q3 dem Versuchsprogramm gemäß frühzeitig verstärkt. Zu diesem Zeitpunkt war der Kernbeton erst drei Wochen alt. Die verstärkten Stützen wurden anschließend mit erhöhter Spannkraft, die 70% der rechnerisch zulässigen Gebrauchslast der monolithisch hergestellten verstärkten Stütze Q5 entsprach, sechs Monate lang belastet. Aufgrund der in der Versuchsreihe K aufgetretenen Probleme bei den DMS-Messungen wurde in dieser Versuchsreihe für jede Position der DMS-

Meßstellen eine Meßstelle für Setzdehnungsmessungen (SDM) an der Stützenoberfläche angeordnet. Nach der Verstärkung wurde an der Fuge unter der Stützenkopfverbreiterung ein Wegaufnehmer angeordnet, damit eine eventuell bereits im Gebrauchslastfall auftretende Verschiebung zwischen dem Kern und der Spritzbetonummantelung erfaßt werden konnte. Da die Biegesteifigkeit der quadratischen Bügelschenkel gering ist, wurden in dieser Versuchsreihe alle DMS der Bügel paarweise auf zwei gegenüberliegende Querschnittspunkte in der Bügelschenkelmitte angeklebt, damit die Biegung der Bügel infolge Betonquerdehnung ermittelt werden konnte. Die Versuchsreihe K bestätigte bereits, daß die im Gebrauchslastfall nicht plausible Werte anzeigenden Dehnungsmeßstreifen immer noch für Messungen kurzzeitiger Versuche brauchbar waren. Daher wurden die Stützen nur unmittelbar vor dem Bruchversuch einmal ent- und wieder belastet, um die DMS zu überprüfen und die relativen Nullpunkte der DMS für den Bruchversuch zu ermitteln.

Die im Gebrauchslastfall der Versuchsreihe K gemessene Entwicklung der Stahldehnungen sowie die Abweichungen der DMS-Meßwerte (gegenüber den Erwartungswerten) wurden auch bei den Stützen dieser Versuchsreihe beobachtet. Im Vergleich zu den Meßergebnissen der Versuchsreihe K waren jedoch die Abweichungen der Meßwerte der DMS auf den quadratischen Bügeln deutlicher. Wegen der Abweichung der DMS-Meßergebnisse insbesondere im Kern ist die Kraftumlagerung infolge Betonschwindens und -kriechens nicht mehr zu erfassen. Beim Entlasten der Stützen wurden ebenfalls umlaufende Querrisse auf der Stützenoberfläche in Höhe der Bügel beobachtet. Da die Messungen im Gebrauchslastfall der Versuchsreihe Q keine neuen Informationen gegenüber denen der Versuchsreihe K gebracht haben, wird hier auf eine Darstellung der Meßergebnisse verzichtet.

5.3.2 Bruchlastfall

Wie in der Versuchsreihe K wurden die DMS-Messungen auch im Bruchversuch der Versuchsreihe Q auf die relativen Nullpunkte bezogen, die durch Ent- und Wiederbelasten der jeweiligen Stütze unmittelbar vor dem Bruchversuch ermittelt wurden. Die am Anfang des Bruchversuches gemessenen Stahldehnungen unter 70% der rechnerisch zulässigen Gebrauchslast der jeweiligen Stütze sind deshalb nicht die tatsächlichen Dehnungen, die auf die am Anfang des Gebrauchslastfalls ermittelten absoluten DMS-Nullpunkte bezogen sind. Dieser Unterschied hat jedoch kaum Einfluß auf die weiteren DMS-Messungen. Um das Tragverhalten der geprüften Stützen zu verdeutlichen, wurden die Stahldehnungen über die Stützenhöhe aufgetragen. Bei dieser Darstellung entsprechen die Stahldehnungen dem Mittelwert aus zwei an einem Querschnitt

gegenüberliegenden DMS. Die mögliche Biegebeanspruchung der Bewehrung wird durch Vergleich der einzelnen Meßwerte der beiden gegenüberliegenden DMS ersichtlich. Die ausführlichen Meßergebnisse im Bruchversuch der Versuchsreihe Q sind in [17] zusammengestellt.

- **Vergleichsstütze Q1 (Kernstütze)**

Da die Lasteinleitung bei der nicht verstärkten Vergleichsstütze Q1 einer vollflächigen Belastung entsprach, waren die Betonstahldehnungen bis zu der Laststufe 1200 kN fast unabhängig von der Stützhöhe. Bei Lasterhöhung von 332 kN auf 1200 kN stiegen die Stauchungen der Längsbewehrung im Lasteinleitungsbereich von ca. -1,0‰ auf ca. -2,2‰, in der Stützenmitte von -1,3‰ auf -2,7‰; die maximale Bügeldehnung erreichte dabei weniger als 0,4‰. Bei weiterer Lasterhöhung entwickelten sich die Stahldehnungen an den untersten Meßstellen (Längsstab 77cm und Bügel 69cm unterhalb des Stützenkopfes) viel schneller als an den anderen Meßstellen. Bei der Traglast von $F_u = 1268$ kN ergab sich die maximale Stauchung der Längsbewehrung zu ca. -3,7‰ und die maximale Bügeldehnung zu ca. 0,64‰. Die bei der Traglast F_u gemessene Stützenkopfbewegung (Kolbenweg, jedoch ohne die zeitliche Verformung unter Dauerbelastung im Gebrauchslastfall) betrug ca. 4mm, was einer Stützenstauchung von rund 2,1‰ entspricht. Bevor die Traglast erreicht wurde, war kein Riß an der Stützenoberfläche zu sehen. Kurz nach dem Erreichen der Traglast fiel die Last bei gleichbleibender Belastungsgeschwindigkeit von 3mm/s rasch ab, da die Längsstäbe in der Stützenmitte ausknickten. An dieser Stelle trat auch der Bruch schlagartig ein. Der Bügelabstand war hier mit $s_{Bü} = 16$ cm doppelt so groß wie im Lasteinleitungsbereich. Durch das Ausknicken der Längsbewehrung platzte die Betonüberdeckung in Stützenmitte großflächig ab. Der gerissene Bereich befand sich ausschließlich in der Stützenmitte. Die Bügeldehnungen blieben dabei immer noch unter 1‰. Im Vergleich zu den auf der Stützenoberfläche durchgeführten Setzdehnungsmessungen wurde festgestellt, daß die Ergebnisse der DMS-Messungen plausibel sind. Da das Tragverhalten dieser Stütze nicht anders als das der Stütze K1 war, wird hier auf eine detaillierte Darstellung der Meßergebnisse an dieser Stelle verzichtet.

- **Monolithisch hergestellte, verstärkte Vergleichsstütze Q5**

Im Gebrauchslastfall zeigten die Dehnungen der Längsbewehrung der Stütze Q5 bereits die typischen Charakteristiken einer teilflächig belasteten Stütze. So waren die Dehnungen der Längsbewehrung im Lasteinleitungsbereich im Kern deutlich größer als im monolithisch hergestellten Mantel. Bei dem Ent- und Wiederbelasten der Stütze unmittelbar vor dem Bruchversuch betrug die Veränderung der Längsdehnung an der ersten Meßstelle, 9cm unter dem

Stützenkopf, im Kern ca. 1,7‰ und in der Ummantelung ca. 0,2‰. Der Lasteinleitungsbereich maß dabei ca. 30 cm. Bei einer Last von 70% der rechnerisch zulässigen Gebrauchslast lagen die Bügeldehnungen noch um den Wert Null.

Am Anfang der Lasterhöhung im Bruchversuch (bis zur Laststufe von ca. 1500 kN) nahmen die Stahldehnungen an allen Meßstellen mit der Last zu. Allerdings stiegen im Lasteinleitungsbereich die Stauchungen der Längsbewehrung im Kern schneller an als in der Ummantelung. Ab der Laststufe 1500 kN fielen die Stauchungen der Längsbewehrung in der Ummantelung an den obersten Meßstellen mit der Laststeigerung allmählich wieder ab. Die Position, bei der die Stauchungen der Längsbewehrung im Mantel mit steigender Last abfielen, entwickelte sich bei der weiteren Lasterhöhung immer weiter zur Stützenmitte hin. Auf gleicher Stützhöhe nahmen die Stauchungen im Kern entsprechend viel schneller als in der Stützenmitte zu. Die ersten Längsrisse an der Stützenoberfläche der Stütze Q5 traten schon bei der Laststufe 1600 kN ein. Die Bügeldehnungen stiegen ab einer Laststufe von ca. 1800 kN im Mantel schneller als im Kern und im Lasteinleitungsbereich schneller als in der Stützenmitte an. Die ersten Querrisse waren erst bei der Laststufe 2000 kN zu beobachten. Dabei erreichte die maximale Stauchung der Längsbewehrung an der ersten Meßstelle im Kern (9cm unter dem Stützenkopf) einen Wert von rund -9‰ und lag somit weit über dem für Stahlbeton geltenden Grenzwert von -2,0‰. Die Stauchung der Längsstäbe im Mantel war auf gleicher Stützhöhe schon auf ca. -0,2‰ gefallen. Dies deutete auf eine starke Lastumlagerung im Lasteinleitungsbereich vom Mantel zum Kern bzw. auf ein Versagen des Betons zwischen beiden Bewehrungsnetzen hin, obwohl es hier keine herstellungsbedingte Verbundfuge gab. Bei weiterer Lasterhöhung entwickelten sich die Längsrisse langsam zur Stützenmitte hin und die Querrisse vermehrten sich.

Bei der Traglast $F_u = 2074$ kN erstreckte sich der Lasteinleitungsbereich auf ca. 60 cm unterhalb der Stützenkopfverbreiterung. Die maximale Stauchung der Längsbewehrung im Kern (ca. -8,4‰) befand sich dabei an der zweiten Meßstelle (17cm unter dem Stützenkopf). Außerhalb des Lasteinleitungsbereiches waren die Stauchungen der Längsbewehrung im Kern und in der Ummantelung fast gleich und lagen unterhalb der 2‰-Grenze. Dabei wurde eine Stützenkopfverschiebung von ca. 5,5 mm gemessen, was einer Stützenstauchung (ohne die Verformung unter der Dauerbelastung im Gebrauchslastfall) von rund 2,8‰ entsprach. Während die Bügeldehnungen im Kern bis zur Traglast unter 1‰ blieben, überschritt die maximale Bügeldehnung in der Ummantelung im zweiten Meßbügel (13cm unter dem Stützenkopf) schon 2‰ (s. Bild 5.12). Zu beachten ist, daß diese Bügeldehnung dem Mittelwert der Meßergebnisse von zwei an einem Querschnitt gegenüberliegenden DMS entspricht. Die Meßergebnisse der DMS auf der zum Stützenäußeren gerichteten Seite der Bügel lag bei der Traglast eigentlich deutlich

über 2‰, während die DMS auf der zum Stützeninneren gerichteten Bügelseite eine Dehnung klar unter 2‰ zeigte [17]. Dies weist darauf hin, daß das Versagen des Lasteinleitungsbereiches durch das Versagen der Bügel ausgelöst wurde und die umschnürende Wirkung der Quadratbügel nicht so effektiv wie die der ringförmigen Bügel oder der Wendel ist, weil die Bügelschenkel bei zunehmender Querdehnung des Kernbetons nachgeben.

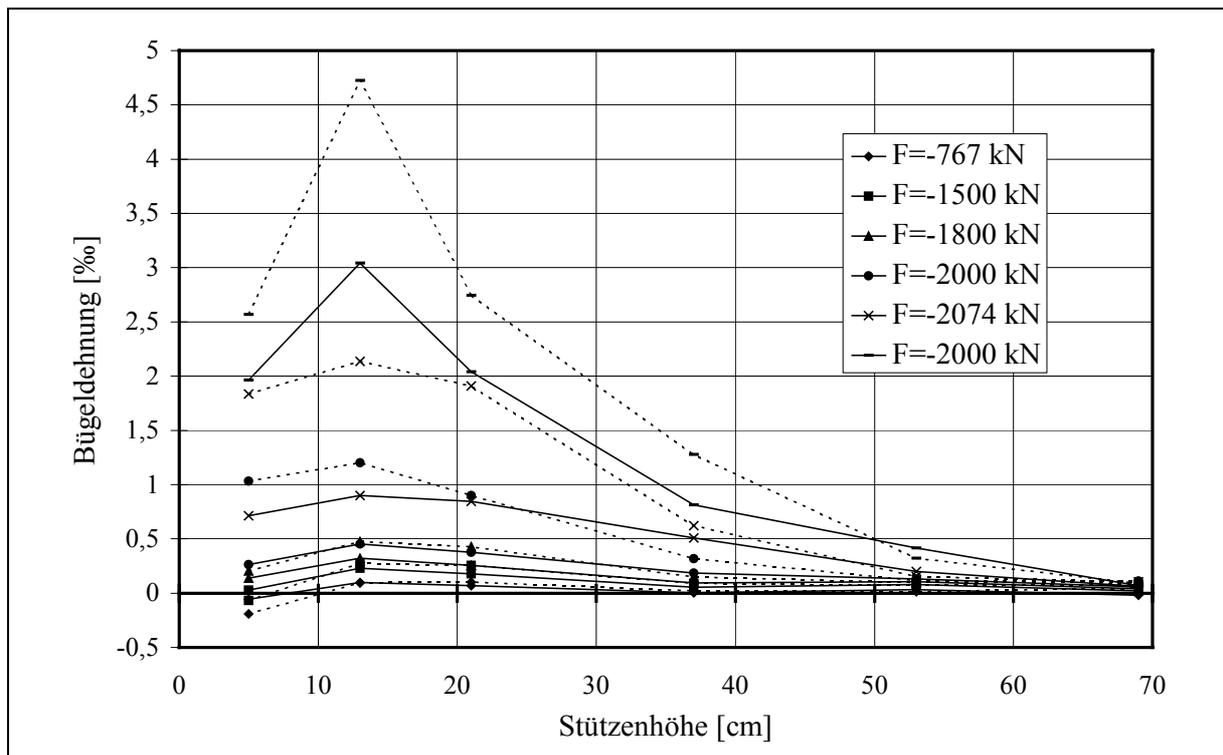


Bild 5.12: Die auf die Stützhöhe und die ausgewählten Laststufen bezogenen Dehnungen der Bügel der inneren (durchgezogene Linie) und der äußeren (strichlierte Linie) Bewehrungsebene der monolithisch hergestellten Vergleichsstütze Q5 im Bruchversuch

Bei weiterer Belastung mit konstanter Geschwindigkeit von 3mm/s stiegen die Bügeldehnungen im Lasteinleitungsbereich bei abnehmender Last weiter an. Dabei nahmen Rißbreite und -anzahl stark zu. Am Stützenkopf wurde eine Verschiebung zwischen Kern und Ummantelung beobachtet, obwohl hier keine herstellungsbedingte Verbundfuge vorlag. Im Vergleich zu der Stütze Q1 zeigte die Stütze Q5 ein typisch duktileres Tragverhalten. Bis zum Ende der Messungen, bei dem die Stützenstauchung über 10‰ erreichte, betrug die Restlast immer noch ca. 1150 kN. Hierbei umfaßte der gerissene Bereich eine Länge von 64 cm ab Unterkante der Stützenkopfverbreiterung. Nach der sorgfältigen Entfernung der abgeplatzten Betonüberdeckung wurde beobachtet, daß sich im Lasteinleitungsbereich, direkt unter der Stützenkopfverbreiterung, ein konisch verlaufender Betonkörper ausgebildet hatte (Einschnürung). Die ersten drei Bügel wurden durch Druck infolge

Betonquerdehnung stark verbogen. Das Tragverhalten dieser Stütze ist im Prinzip gleich dem der monolithisch hergestellten Stütze K5 mit kreisförmigem Querschnitt. Die Entwicklung der Dehnungen der Längsbewehrung in beiden Stützen war fast identisch und kann Bild 5.7 und Bild 5.9 entnommen werden.

- **Spritzbetonverstärkte Stütze Q2**

Grundsätzlich zeigte die nachträglich spritzbetonverstärkte Stütze Q2 eine ähnliche Stahldehnungsentwicklung im Bruchversuch wie die monolithisch hergestellte, verstärkte Stütze Q5. Unterschiedlich war jedoch zum einen der wesentlich kürzere Lasteinleitungsbereich bei der Stütze Q2 (ca. 40cm) gegenüber der Stütze Q5 (ca. 60cm), und zum anderen waren im Lasteinleitungsbereich der Stütze Q2 die Bügeldehnungen im Kern größer als die im Spritzbetonmantel (vgl. Bild 5.12 und Bild 5.13). Dies wies darauf hin, daß die Kernstütze infolge der Lastumlagerung durch Schwinden und Kriechen des jüngeren Spritzbetons im Gebrauchslastfall sowie des Versagens der vorhandenen Verbundfuge im Bruchlastfall einen größeren Lastanteil aufnehmen mußte als der Kernquerschnitt der monolithischen Stütze Q5. Die ersten Längsrisse traten bei Q2 zwar auch bei der Laststufe 1600 kN ein, Querrisse waren aber schon ab der Laststufe 1800 kN zu beobachten.

Bei der Traglast von 1919 kN ergab sich die maximale Stauchung der Längsbewehrung zu ca. -8,5‰ an der zweiten Meßstelle im Kern (17cm unter dem Stützenkopf) und die maximale Bügeldehnung zu ca. 1,6‰ im zweiten Meßbügel ebenfalls im Kern (13cm unter dem Stützenkopf), wobei die Meßergebnisse der DMS auf der zum Stützenäußeren gerichteten Seite dieser Bügel auch deutlich über 2‰ lag. In der Stützenmitte waren die Stauchungen der Längsbewehrung auch bei der Traglast immer noch geringer als -2‰ und die Bügeldehnungen kleiner als 0,2‰ (sowohl im Kern als auch im Spritzbetonmantel). Die bei der Traglast gemessene Stützenstauchung von ca. -2,9‰ (Kolbenweg, aber ohne die Verformung im Gebrauchslastfall) war fast gleich groß wie bei der Stütze Q5. An der Fuge unter der Stützenkopfverbreiterung konnte unter der Traglast ebenfalls eine Verschiebung zwischen dem Kern und der Spritzbetonummantelung beobachtet werden.

Nach dem Erreichen der Traglast stiegen insbesondere die Bügeldehnungen im Lasteinleitungsbereich mit fallender Last weiter an (s. Bild 5.13). Die Last fiel dabei schnell ab. Zum Ende der Messungen betrug die Restlast knapp 1000 kN und die Stützenstauchung ca. -8‰. Infolge der Verschiebung zwischen Kern und Spritzbetonmantel hatte sich die Fuge zwischen Stützenkopfverbreiterung und Spritzbeton fast geschlossen. Der Lasteinleitungsbereich war bis auf 50 cm

unterhalb der Stützenkopfverbreiterung gerissen. Die Bruchfläche der abgeplatzen Betonüberdeckung entsprach nicht der Verbundfuge zwischen Kern und Spritzbetonmantel.

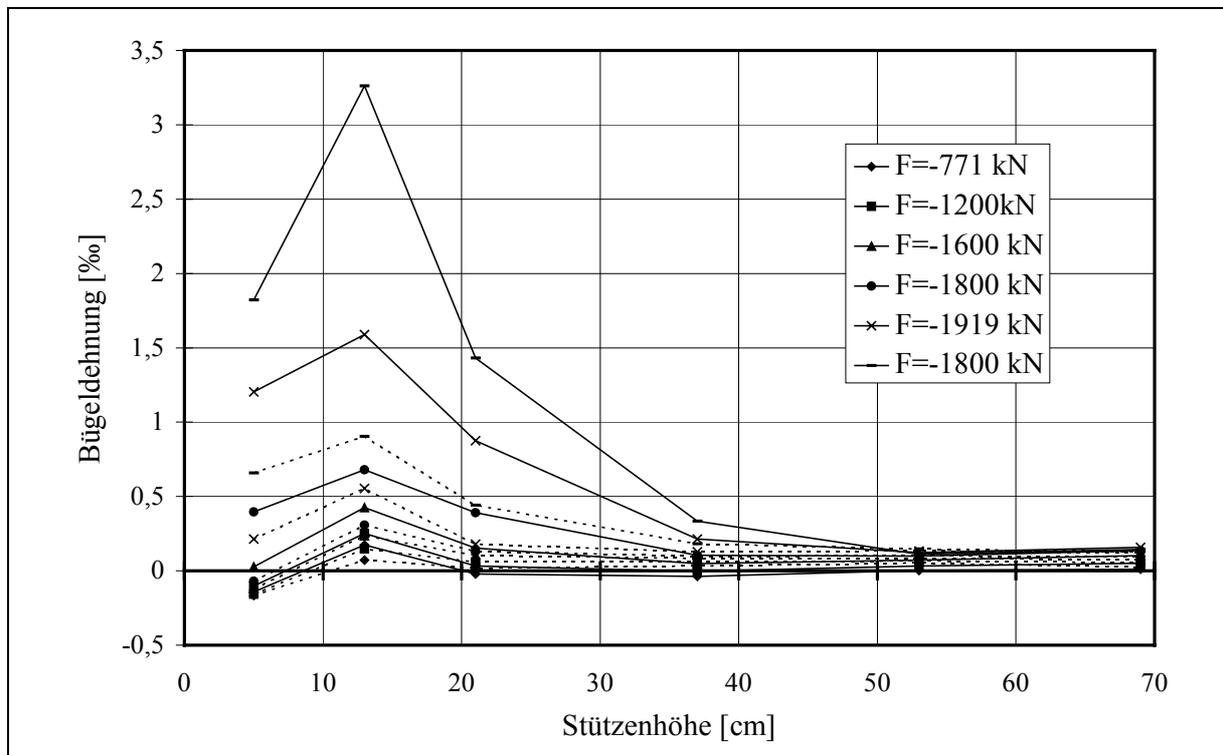


Bild 5.13: Die auf die Stützhöhe und die ausgewählten Laststufen bezogenen Dehnungen der Bügel im Kern (durchgezogene Linie) und im Verstärkungsquerschnitt (strichlierte Linie) der nachträglich verstärkten Stütze Q2 im Bruchversuch

• Spritzbetonverstärkte Stütze Q3

Die Stütze Q3 wurde wie geplant frühzeitig verstärkt, und zwar als der Kernbeton erst drei Wochen alt war. Der Altersunterschied zwischen Kern- und Ummantelungsbeton spielte nach sechs Monate dauerndem Gebrauchslastfall kaum noch eine Rolle. Es stellte sich ein Tragverhalten sehr ähnlich dem der monolithisch hergestellten, verstärkten Stütze Q5 ein. So waren die Dehnungen der Bügel im Lasteinleitungsbereich, anders als bei den Stützen Q2 und Q4, im Spritzbetonmantel größer als im Kern. Wegen der vorhandenen Verbundfuge und der relativ niedrigen Kernbetondruckfestigkeit war die erzielte Traglast von $F_u = 1879$ kN jedoch deutlich niedriger als bei der Stütze Q5. Bei der Traglast betrug die maximale Stauchung der Längsbewehrung ca. -6,8% an der ersten Meßstelle im Kern (9cm unter dem Stützenkopf) und die maximale Bügeldehnung 0,85% im zweiten Meßbügel im Spritzbetonmantel (13cm unter dem Stützenkopf), wobei die Meßergebnisse der DMS auf der zum Stützenäußeren gerichteten Seite dieser Bügel auch deutlich über 2% lagen. Bei der weiteren

verformungsgesteuerten Belastung nach dem Erreichen der Traglast nahmen die Bügeldehnungen mit fallender Last schnell zu und die Position der maximalen Stauchung der Längsbewehrung im Kern bewegte sich dabei in Richtung Stützenmitte. Der Lasteinleitungsbereich hatte sich dabei auf ca. 45 cm Länge unterhalb des Stützenkopfes vergrößert. Da die Entwicklung der Stahldehnungen dieser Stütze mit der monolithisch hergestellten Stütze Q5 vergleichbar ist, wird sie hier nicht detailliert dargestellt.

- **Spritzbetonverstärkte Stütze Q4**

Bei der Stütze Q4, die im Lasteinleitungsbereich mehr Querbewehrung ($\varnothing 10\text{mm}/6\text{cm}$) in der Ummantelung als die anderen verstärkten Stützen ($\varnothing 8\text{mm}/8\text{cm}$) aufwies, wurde im Bruchversuch ein Tragverhalten wie bei der Stütze Q2 gemessen. Im Vergleich zur monolithischen Stütze Q5 wurde der Kern stärker belastet und der Lasteinleitungsbereich (ca. 40cm bei Traglast) war deutlich kürzer. Abgesehen von den ersten zwei Meßstellen an der Längsbewehrung im Spritzbetonmantel nahmen die Stahldehnungen bis zur Laststufe 1600 kN bei allen Meßstellen gleichmäßig mit der Last zu. Bei weiterer Lasterhöhung stiegen die Stahldehnungen im Kern des Lasteinleitungsbereiches im Vergleich zu denen in der Stützenmitte viel schneller an. Die Stauchungen der Längsbewehrung im Spritzbetonmantel nahmen an den ersten zwei Meßstellen allmählich ab. Die ersten Längsrisse traten am obersten Rand des Spritzbetonmantels in der lotrechten Arbeitsfuge der in zwei Abschnitten aufgetragenen Spritzbetonummantelung und in der Stützenseitenmitte erst bei der Laststufe 1800 kN und die ersten Querrisse in Höhe der zweiten Bügelreihe bei der Laststufe 2100 kN auf. Mit weiterer Lasterhöhung entwickelten sich die Längsrisse zur Stützenmitte hin und es entstanden neue Längs- und Querrisse.

Bei der Traglast $F_u = 2194 \text{ kN}$ ergab sich die maximale Stauchung der Längsbewehrung zu $-9,3\text{‰}$ an der zweiten Meßstelle (17cm unter dem Stützenkopf) im Kern und die maximale Bügeldehnung zu ca. $1,7\text{‰}$ im zweiten Meßbügel (13cm unter dem Stützenkopf) ebenfalls im Kern, wobei die Meßergebnisse der DMS auf der zum Stützenäußeren gerichteten Seite dieser Bügel auch deutlich über 2‰ lagen. Dabei lagen die Stauchungen der Längsbewehrung in der Stützenmitte noch unterhalb von -2‰ und die Bügeldehnungen im Lasteinleitungsbereich des Mantels waren kleiner als $0,7\text{‰}$. Bei weiterer Belastung stiegen die Bügeldehnungen mit fallender Last weiter an (vergleichbar der Entwicklung im Bild 5.13). Die Position der maximalen Stauchung der Längsbewehrung im Kern verlagerte sich zur Stützenmitte hin. Dabei entwickelten sich die

Längsrisse weiter zur Stützenmitte hin, und die Querrisse verbreiterten sich besonders stark im Bereich der ersten drei Bügel. Am Ende der Messungen betrug die Restlast ca. 1200 kN und die Stützenstauchung ca. -8,4%. Im Lasteinleitungsbereich war der Beton auf einer Länge von 54 cm unterhalb der Stützenkopfverbreiterung gerissen und platzte großflächig ab. Die Bruchfläche des abgeplatzten Betons entsprach auch hier nicht der Verbundfuge zwischen Kernbeton und Spritzbeton.

• **Zusammenfassung:**

Die Traglasterrhöhung mittels nachträglicher Verstärkung mit bewehrter Spritzbetonummantelung ist auch bei quadratischen Stützen zu erzielen (s. Tabelle 5.2).

Stütze-Nr.	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5
$\beta_{w,K}$ [N/mm ²]	34,3	34,3	31,4	34,3	34,3
$\beta_{c,M}$ [N/mm ²]	---	33,0	33,0	33,0	34,3
Bügel im Mantel	---	Ø8/8	Ø8/8	Ø10/6	Ø8/8
Stützenstauchung ε_u [‰]	- 2,1	- 2,9	- 2,4	- 3,3	- 2,8
max. $\varepsilon_{s,u}^K$ [‰]	- 3,7	- 8,5	- 6,8	- 9,3	- 8,4
max. $\varepsilon_{Bü,u}^K$ [‰]	0,64	1,6	0,62	1,7	0,9
max. $\varepsilon_{s,u}^M$ [‰]	---	- 1,8	- 1,7	- 1,75	- 1,8
max. $\varepsilon_{Bü,u}^M$ [‰]	---	0,6	< 0,85	0,7	2,15
F bei ersten Längsrissen [kN]	1268	1600	1600	1800	1600
F bei ersten Querrissen [kN]	1268	1800	1800	2100	2000
Traglast F_u [kN]	1268	1919	1897	2194	2074

Tabelle 5.2: Materialkennwerte, Bügel im Lasteinleitungsbereich des Verstärkungsquerschnittes, Meßdaten unter Bruchlast F_u sowie Last bei Entstehen der ersten Längs- und Querrisse in der zweiten Versuchsreihe (Q)

Im Vergleich zu den Stützen mit kreisförmigem Querschnitt war die durch nachträgliche Verstärkung erzielte Traglasterrhöhung jedoch deutlich kleiner. Die in den Versuchen erzielte

Traglasterhöhung gegenüber der nicht verstärkten Altstütze beträgt in Abhängigkeit vom Querbewehrungsgrad 50 bis 70%. Die bei der Traglast gemessenen Bügeldehnungen - entsprechend dem Mittelwert der aus zwei an einem Querschnitt gegenüberliegenden DMS gemessenen Stahldehnungen - waren ebenfalls kleiner und lagen meistens unter der Grenze von 2‰, was die geringere Effektivität der Umschnürung verdeutlicht und auf die für die Umschnürung ungünstige quadratische Bügelform zurückzuführen ist. Da die Last bei Entstehen der ersten Längsrisse der verstärkten Stützen mit großem Abstand höher ist als die rechnerisch zulässige Gebrauchslast nach DIN 1045 für monolithische Stützen mit gleichem Querschnitt und gleicher Bewehrung, ist diese Verstärkungsmaßnahme auch im Sinne der Gebrauchs-tauglichkeit effektiv. Die ersten Querrisse traten immer kurz vor Erreichen der Traglast (s. Tabelle 5.2) auf und können deshalb als Vorwarnung für das Erreichen des Bruchzustandes betrachtet werden.

5.4 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

Das Tragverhalten der geprüften Stützen kann wie folgt zusammengefaßt werden:

- Durch die Verstärkung der zentrisch belasteten Stahlbetonstützen mittels bewehrter Spritzbetonummantelung kann sowohl die Traglast als auch die Duktilität der Stützen erheblich erhöht werden. Die erzielbare Traglast der verstärkten Stützen ist vor allem durch die Kernbeton-druckfestigkeit, den Querbewehrungsgrad im Kern und im Verstärkungsquerschnitt sowie die Bügel- bzw. Querschnittsform begrenzt. Bei gleichem Querbewehrungsgrad in der Ummantelung ist die erzielbare Traglasterhöhung bei Stützen mit kreisförmigen Bügeln größer als bei Stützen mit quadratischen Bügeln.
- Da die Last hier ausschließlich über den Kernquerschnitt eingetragen wurde, war die Spritzbetonummantelung unmittelbar am oberen Rand spannungsfrei und mußte durch Haftspannung bzw. Reibung in der Verbundfugenfläche am Abtragen der Längskraft beteiligt werden. Daher waren die Längsdehnungen der Ummantelung im Lasteinleitungsbereich wesentlich kleiner als die des Kernes. Die Meßwerte nähern sich über eine Lasteinleitungslänge l_e einander an. Unter 70% der rechnerisch zulässigen Gebrauchslast der jeweiligen Stütze beträgt die Lasteinleitungslänge l_e ca. $1,0d_M$ bzw. $1,0b_M$. Da der Ausfall des Haftverbundes schon weit vor Erreichen der Traglast eintritt, steigt die Lasteinleitungslänge stark an. In den Versuchen konnte beobachtet werden, daß die Länge der Lasteinleitungsbereiche von einer Reihe von

Faktoren wie z.B. der Kernbetondruckfestigkeit und dem Querbewehrungsgrad in der Spritzbetonummantelung abhängig und deshalb nur schwer genau einzugrenzen ist. Im Bruchzustand kann bei den nachträglich spritzbetonverstärkten Stützen $l_e = 1,5 d_M$ bzw. $1,5 b_M$ angenommen werden.

- Da die Kernstützen vor den Verstärkungsmaßnahmen schon über sechs Monate belastet wurden und der Kernbeton wesentlich älter als der Spritzbeton war, lagerte sich ein Teil der am Anfang der Lasterhöhung nach der Verstärkung von dem Verstärkungsquerschnitt abgetragenen Last infolge stärkeren Schwindens und Kriechens des neuen Betons zum Kern um. Infolge der Vorbelastung der Altstütze und der Teilflächenbelastung entstand ein Spannungsunterschied zwischen dem Alt- und dem Neuquerschnitt, der durch diese Spannungumlagerungen nach der Verstärkung vergrößert wurde. Dies wird auch dadurch ersichtlich, daß der Spritzbeton beim Entlasten unmittelbar vor dem Bruchversuch auf der ganzen Stützenlänge gerissen war. Dieser Spannungsunterschied hat natürlich weiteren Einfluß auf das Tragverhalten der verstärkten Stützen im Bruchlastfall. Bei den Stützen mit größerem Alterunterschied zwischen Kern- und nachträglich aufgebrachttem Spritzbeton waren die im Bruchversuch im Lasteinleitungsbereich gemessenen Bügeldehnungen im Kern deutlich größer als in der Spritzbetonummantelung. Bei den monolithisch hergestellten, verstärkten Stützen oder frühzeitig verstärkten Stützen waren im Lasteinleitungsbereich die Bügeldehnungen im Kern dagegen deutlich kleiner als im Spritzbetonmantel.
- Weit vor Erreichen der Traglast hatten im Lasteinleitungsbereich die gemessenen Stauchungen der Längsbewehrung im Kern die $-2,0\%$ -Grenze bereits überschritten. Im Bruchzustand erreichten diese Stauchungen das Mehrfache des Grenzwertes. Das deutet darauf hin, daß infolge der querdehnungsbehindernden Wirkung der Bügel des Kernes und des Spritzbetonmantels im Krafteinleitungsbereich die höhere, dreiaxiale Betondruckfestigkeit im Kernquerschnitt aktiviert wurde.
- Bei nachträglich spritzbetonverstärkten Stützen, die einen hohen Querbewehrungsgrad im Lasteinleitungsbereich aufweisen, kann der Stützenmittelbereich für die erreichbare Traglast maßgebend sein. Bei Nachweisen der Tragfähigkeit des Stützenmittelbereiches darf die Tragfähigkeit des nachträglich aufgebrachtten Spritzbetons aufgrund der Vorbelastung der Altstützen und der Kraftumlagerung infolge der zeitabhängigen Betoneigenschaften nicht voll angesetzt werden. Ein Abminderungsfaktor von 0,80 für die Spritzbetondruckfestigkeit ist sowohl nach den Versuchsergebnissen als auch nach der Berechnung in Abschnitt 3.4.4 realistisch.

- Aufgrund der in den Versuchen gemessenen Bügeldehnungen kann unterstellt werden, daß bei der Aktivierung der dreiaxialen Betondruckfestigkeit im Lasteinleitungsbereich der Bügelbewehrung im Kern eine mindestens gleichgroße Bedeutung wie der Bügelbewehrung im Verstärkungsquerschnitt zukommt. Im Bruchzustand waren die Bügeldehnungen im Kern meistens größer als die in der Ummantelung. Dies verdeutlicht den Einfluß des Altersunterschiedes zwischen älterem Kernbeton und jüngerem Spritzbeton bzw. der zeitabhängigen Betoneigenschaften und sollte daher bei der Herleitung eines Bemessungsansatzes berücksichtigt werden.
- Da die Last bei Entstehen der ersten Längsrisse der verstärkten Stützen mit großem Abstand über der rechnerisch zulässigen Gebrauchslast nach DIN 1045 für monolithische Stützen mit gleichem Querschnitt und gleicher Bewehrung liegt, ist diese Verstärkungsmaßnahme auch im Sinne der Gebrauchstauglichkeit effektiv. Zu beachten ist jedoch, daß bei großem Altersunterschied zwischen Alt- und Neubeton Risse im Spritzbeton infolge der Spannungsumlagerungen bzw. der zeitabhängigen Betoneigenschaften entstehen können (s. Abschnitt 3.4), die die Gebrauchstauglichkeit der verstärkten Stützen beeinträchtigen und konstruktiv berücksichtigt werden sollten.

6 Bemessungsansatz und konstruktive Vorschläge

6.1 Überblick

Eine Erhöhung der Tragfähigkeit von Stahlbetonstützen durch eine nachträglich aufgebrachte bewehrte Spritzbetonummantelung ergibt sich aus der Vergrößerung des Stützenquerschnittes, der zugelegten Längsbewehrung und der Umschnürung der alten Stütze (Kernstütze) durch die Querbewehrungen. Wie die Versuche zeigen, lassen sich für nachträglich verstärkte Stützen unter Teilflächenbelastung zwei Stützenbereiche unterscheiden. Neben einem Lasteinleitungsbereich, in dem ein Teil der Last durch Haftung bzw. Reibung in die Spritzbetonummantelung eingeleitet wird, gibt es einen Stützenmittelbereich, der bei der Traglast in einem Abstand von ca. $1,5 b_M$ (bzw. $1,5 d_M$) von der Lasteinleitungsstelle entfernt beginnt. Da die Traglast der beiden Stützenbereiche auf voneinander abweichenden mechanischen Grundlagen beruht, ergibt sich damit - wie im übrigen in DIN 18551 vorgeschrieben - grundsätzlich ein zweiteiliger Nachweis. Neben dem örtlichen Nachweis im Lasteinleitungsbereich muß im Stützenmittelbereich der Nachweis für den gesamten Verbundquerschnitt geführt werden. Die maßgebende Traglast ergibt sich dann als die kleinere der für beide Stützenbereiche ermittelten Traglast.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist, mittels theoretischer Analysen und experimenteller Untersuchungen den Bemessungsvorschlag von Schäfer [16] zu überprüfen und zu vervollständigen. Die Schwerpunkte der experimentellen Untersuchungen sind deshalb, den Einfluß des Querbewehrungsgrades im Verstärkungsquerschnitt auf das Tragverhalten der nachträglich spritzbetonverstärkten Stahlbetonstützen unter Berücksichtigung des unterschiedlichen Verformungsvermögens von Alt- und Neubeton sowie die Wirksamkeit der Umschnürungsbewehrung mit unterschiedlichen Bügelformen zu erkunden. Infolgedessen wurden in zwei Versuchsreihen Stützen mit kreisförmigem und quadratischem Querschnitt geprüft. Die monolithisch hergestellten, "verstärkten" Vergleichsstützen haben den gleichen Querschnitt und die gleiche Bewehrung wie die jeweiligen nachträglich spritzbetonverstärkten Stützen, so daß das Tragverhalten monolithischer und nachträglich verstärkter Stützen (z.B. Q5 und Q2) bei gleicher Belastungsgeschichte direkt miteinander verglichen werden kann. Die "Altstützen" wurden vor der Verstärkung mindestens 6 Monate vorbelastet und die spritzbetonverstärkten Stützen wurden ebenso lange belastet. Somit konnten die Einflüsse der zeitabhängigen Betoneigenschaften auf das Tragverhalten des Verbundquerschnittes in etwa erfaßt werden. Die Kreis- und Quadratstützen in beiden Versuchsreihen haben einen nahezu gleich großen Kernquerschnitt und paarweise (z.B. K2 und Q2) auch eine nahezu

gleiche Bewehrungsanordnung, so daß die Wirksamkeit der ringförmigen und der quadratischen Bügel auf die Umschnürung direkt aus Versuchen miteinander verglichen werden darf. Die bisherigen Ergebnisse aus der theoretischen Analyse und den experimentellen Untersuchungen können wie folgt zusammengefaßt werden:

- **Tragverhalten nachträglich spritzbetonverstärkter Stahlbetonstützen**

Nachträglich verstärkte Querschnitte weisen gegenüber monolithischen Querschnitten die Besonderheit einer Verbundfuge auf. Unter Teilflächenbelastung - die in der Praxis bei nachträglich verstärkten Stützen der Regelfall ist - war das Tragverhalten der monolithischen und der nachträglich verstärkten Stützen in den experimentellen Untersuchungen kaum zu unterscheiden. Durch die bei der Lastübertragung vom Kernquerschnitt auf die Ummantelung entstehenden Spaltzugkräfte riß der Beton zwischen den beiden Bewehrungsebenen der monolithisch hergestellten Stützen, und an dieser Stelle wurden auch relative Verschiebungen beobachtet, obwohl dort keine herstellungsbedingte Verbundfuge wie bei den nachträglich verstärkten Stützen vorhanden war. Beim Auftreten der relativen Verschiebungen an beiden Stütztypen war auch kein Lastabfall bei gleichbleibender Belastungsgeschwindigkeit zu sehen. Dies bedeutet: Das Tragverhalten einer nachträglich verstärkten Stahlbetonstütze läßt sich nicht durch die Verbundfuge allein von einer monolithisch hergestellten Stahlbetonstütze unter Teilflächenbelastung unterscheiden. Infolge der relativen Verschiebung zwischen dem Kern und der Ummantelung steigt die Länge des Lasteinleitungsbereichs und die Gesamtstauchung der Stützen. In [103] wurden ähnliche Versuchsergebnisse gezeigt und bestätigt, daß eine umschnürende Wirkung auch ohne Verbund zwischen Kern und Verstärkungsummantelung erzielt werden kann. Das Tragverhalten des verstärkten Querschnittes mit oder ohne Verbund zwischen Kern und Ummantelung unterscheidet sich lediglich dadurch, daß die Gesamtstauchung mit Verbund kleiner und die Traglast ohne Verbund höher ist. Mit Hilfe einer theoretischen Analyse wurde in [10] auch bestätigt, daß die resultierenden Spaltzugkräfte in einer monolithischen Stütze unter Teilflächenbelastung noch höher liegen als in nachträglich verstärkten Stützen und deshalb die Bewehrung zur Aufnahme der resultierenden Spaltzugkräfte im Verstärkungsquerschnitt so bemessen werden darf wie bei einer monolithischen Stütze.

- **Länge des Lasteinleitungsbereichs**

Die Versuche zeigen, daß die Länge des Lasteinleitungsbereichs unter 70% der rechnerisch zulässigen Gebrauchslast der jeweiligen Stützen ungefähr dem Durchmesser (d_M) bzw. der Seitenlänge

(b_M) der verstärkten Stützen entspricht. Im Bruchversuch steigt sie mit der Lasterhöhung, insbesondere wenn eine relative Verschiebung in der Verbundfuge zwischen dem Alt- und dem Neuquerschnitt auftritt. Bei Traglast beträgt diese Länge ca. $1,5 d_M$ bzw. $1,5 b_M$. Das Tragverhalten in der Verbundfuge ist nach dem Auftritt der relativen Verschiebung sehr kompliziert und läßt sich weder experimentell noch theoretisch leicht erfassen. In der Verbundfuge wird die Last zum Teil durch Reibung (im gerissenen Bereich) und zum Teil durch Haftung (im noch nicht gerissenen Bereich) übertragen. Die Länge des gerissenen Bereichs ist jedoch sehr schwer zu bestimmen. Wie die Last auf dieser Länge übertragen wird, ist auch unklar. Bei der Entwicklung eines Bemessungsansatzes für den Lasteinleitungsbereich nachträglich verstärkter Stahlbetonstützen kann das Tragverhalten in der Verbundfuge deshalb nur empirisch abgeschätzt werden. Zum Beispiel wird nach Beobachtung in Versuchen vermutet, daß die für die Bemessung der Bügelbewehrung zur Aufnahme der Spaltzugkräfte maßgebende Länge nicht der Gesamtlänge des Lasteinleitungsbereich von $1,5 d_M$, sondern einer kürzeren Länge von $1,0 d_M$ entspricht.

- **Einflüsse der zeitabhängigen Betoneigenschaften**

Bei nachträglich verstärkten Stahlbetonstützen wirken Betone unterschiedlichen Alters, Spannungszustandes sowie unterschiedlicher mechanischer Eigenschaften beim Lastabtrag als Verbundquerschnitt zusammen. Wegen der Vorbelastung der Altstütze und der Teilflächenbelastung nach der Verstärkung stellt sich im Alt- und Neuquerschnitt eine Spannungsdifferenz ein, die sich mit der Zeit durch die Spannungsumlagerungen infolge zeitabhängiger Betoneigenschaften vergrößert. Die mögliche Größe dieser Spannungsdifferenz ist abhängig von dem Altersunterschied zwischen Alt- und Neubeton, dem Belastungsanfang des Alt- und des Neuquerschnitts, dem Flächenverhältnis von Alt- zu Neuquerschnitt, dem Bewehrungsgrad im Alt- und Neuquerschnitt sowie den mechanischen und zeitabhängigen Eigenschaften beider Betone. Nach der Berechnung im Abschnitt 3.4.4 kann der Spannungsunterschied zwischen den beiden Betonen im ungünstigen Fall so groß sein, daß sich der Neubeton im Bruchlastfall nur zu ca. 80% ausnutzen läßt.

Im Lasteinleitungsbereich, wo die Tragfähigkeit des Neuquerschnitts wegen der Teilflächenbelastung nicht eingesetzt werden darf, muß der Altquerschnitt nicht nur die gesamte äußere Last, sondern auch die zusätzliche Last infolge der Spannungsumlagerung vom Neu- auf den Altquerschnitt tragen. Dies war auch in den experimentellen Untersuchungen ersichtlich: Im Bruchversuch waren die Bügeldehnungen im Kern der nachträglich verstärkten Stützen deutlich größer als im Verstärkungsquerschnitt, während sie bei monolithisch hergestellten oder "frühzeitig"

verstärkten Stützen in der Ummantelung größer als im Kern waren, wie auch in kurzzeitigen Versuchen [3, 10, 15] gezeigt wurde. Dies soll bei Bemessung der Bügel im Verstärkungsquerschnitt beachtet werden.

- **Querbewehrungsgrad und Traglasterrhöhung**

Zahlreiche Versuche an bügelbewehrten, monolithisch hergestellten Stahlbetonstützen wie [34, 100] haben bereits gezeigt, daß der Querbewehrungsgrad als einziger Parameter neben der Stahlgüte zur Beschreibung des Spannungszuwachses infolge der umschnürenden Wirkung der Bügelbewehrung nicht ausreichend ist. Dabei ist die mögliche Tragfähigkeitssteigerung nicht mehr direkt proportional zum Querbewehrungsgrad, sondern von weiteren Parametern abhängig, insbesondere von dem Bügelabstand, der Anordnung der Längs- und Querbewehrung und den Querschnittsabmessungen [37, 41]. Nach Park [102] ist die erreichbare Erhöhung der Betondruckfestigkeit durch umschnürende Bügel nur etwa halb so groß wie durch eine wendelförmige Bewehrung.

Versuche an nachträglich spritzbetonverstärkten Stützen [3, 10, 15, 17], die ausnahmslos nur mit vier Eckstäben als Längsbewehrung sowohl im Alt- als auch im Neuquerschnitt versehen sind, was der ungünstigsten Anordnung der Bewehrung (vgl. [41] bzw. Bild 3.25) entspricht, haben auch die nicht-lineare Beziehung zwischen Traglasterrhöhung und Querbewehrungsgrad gezeigt. Aber gerade im Fall nachträglich verstärkter Stützen ist es zur Vereinfachung des Bemessungsverfahrens vermutlich sinnvoll, die Beziehung zwischen Traglasterrhöhung und Querbewehrungsgrad als annähernd linear anzunehmen, weil die Unsicherheit bei der Abschätzung der Größe zahlreicher Einflußfaktoren wie z. B. Eigenschaften des Altbetons oder der Anfangswinkel der Betondruckbögen ohnehin groß ist. Im praxisgerechten Bereich der Betondruckfestigkeit, des Querbewehrungsgrades, der möglichen Bewehrungsanordnung und der typischen Querschnittsabmessungen für Stahlbetonstützen soll die mögliche Abweichung infolge dieser Annahme begrenzt sein, weil nach [3, 15] bei höherem Querbewehrungsgrad über 3 Vol.% Querdruckversagen auftritt.

- **Bügelform und Traglasterrhöhung**

Da die kreisförmigen und quadratischen Stützen in beiden Versuchsreihen dieser Arbeit nicht nur einen nahezu gleich großen Kernquerschnitt, sondern auch paarweise (z.B. K2 und Q2) eine nahezu gleiche Bewehrungsanordnung haben, darf die Wirksamkeit der kreisförmigen und der quadratischen Bügel zur Umschnürung anhand der Versuchsergebnisse direkt miteinander verglichen werden. Das Vergleichsergebnis zeigt, daß die erreichte Traglasterrhöhung bei Stützen mit quadratischen Bügeln

nur ca. 60% derjenigen von Stützen mit ringförmigen Bügeln beträgt. Bei günstiger Bewehrungsanordnung (vgl. [41] bzw. Bild 3.25) kann der Faktor offenbar noch höher als 0,60 angenommen werden, weil die Bewehrungsanordnung im Versuch dem ungünstigsten Fall entspricht. Im Vergleich zu den rechnerischen Ergebnissen in Bild 3.27, die die Wirksamkeit der kreisförmigen und der quadratischen Bügel zur Umschnürung in Form der effektiv umschnürten Querschnittsfläche nach [41] darstellen, liegt dieses Versuchsergebnis (Faktor 0,60) jedoch deutlich höher. Rechnerisch ist die effektiv umschnürte Querschnittsfläche der quadratischen Bügel nur ca. 1/3 so groß wie die der ringförmigen Bügel bei gleich großer Kernquerschnittsfläche und üblichen Bügelabständen.

6.2 Bemessungsansatz für den Stützenmittbereich

Während für nachträglich verstärkte Stützen mit geringem Querbewehrungsgrad im Lasteinleitungsbereich im Regelfall dieser Bereich auch für die Ermittlung der Tragfähigkeit maßgebend ist, ist es bei geringer Betongüte und niedrigem Längsbewehrungsgrad aber durchaus möglich, daß der Mittbereich bei Stützen, die im Einleitungsbereich einen hohen Querbewehrungsgrad aufweisen, für die Ermittlung der Traglast maßgebend werden kann (z.B. bei Versuchsstütze K4).

Bei entsprechender Schlankheit und zentrischer Belastung kann die Gesamttragfähigkeit einer Stütze aus der Addition der Traganteile der Längsbewehrung und des Betons ermittelt werden. Dies gilt prinzipiell auch für den Stützenmittbereich einer nachträglich verstärkten Stahlbetonstütze, wenn die Dehnungsdifferenz zwischen Alt- und Neubeton, die sich aus der Vorbelastung des Altquerschnitts und den Spannungsumlagerungen infolge des unterschiedlichen zeitabhängigen Materialverhaltens einstellt, ausreichend berücksichtigt wird. Wegen dieser Dehnungsdifferenz steht bei Einhaltung der Grenzdehnung für den Altbeton und für den Neubeton keine gemeinsame Bruchdehnung mehr zur Verfügung. Nach der Berechnung in Abschnitt 3.4.4 läßt sich nachträglich aufgebrachtener Neubeton im ungünstigen Fall nur noch zu ca. 80% ausnutzen. Da die mögliche Tragfähigkeit des jüngeren Spritzbetons beim Erreichen der Traglast der verstärkten Stütze nicht mehr zur Verfügung steht, ist für den Stützenmittbereich eine gegenüber dem Additionsgesetz abgeminderte Tragfähigkeit nach der Gleichung (6.1) zu berechnen:

$$N_u = A_{b,K}\beta_{R,K} + A_{s,K}\beta_{s,K} + \kappa A_{b,M}\beta_{R,M} + A_{s,M}\beta_{s,M} \quad (6.1)$$

Der Abminderungsfaktor κ zur Berücksichtigung des unterschiedlichen zeitabhängigen Tragverhaltens bzw. Verformungsvermögens des jüngeren Spritzbetons gegenüber dem älteren Kernbeton wurde in [16] vorerst zu $\kappa = 0,50$ angenommen. Aufgrund der Versuchsergebnisse (Stütze K4), die auch dem bisherigen Kenntnisstand (vgl. Abschnitt 3.4.4) entsprechen, wird hier dieser Abminderungsfaktor zu $\kappa = 0,80$ gewählt. Eine Beschränkung beider Stahltraganteile und des Betontraganteils des Kernquerschnittes erscheint dagegen unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse nicht sinnvoll.

6.3 Bemessungsansatz für den Lasteinleitungsbereich

Der Bemessungsvorschlag von Schäfer [16] für den Lasteinleitungsbereich nachträglich verstärkter Stahlbetonstützen basiert auf einem Stabwerkmodell und wird aus einem Modell einer Kreisstütze (s. Bild 2.6) entwickelt (vgl. Abschnitt 2.2.3). Es soll nun die Übertragung des dadurch entwickelten Bemessungsverfahrens auf quadratische Stützen anhand der bisherigen Kenntnisse und der Versuchsergebnisse durchgeführt werden.

6.3.1 Maßgeblicher Lastanteil

Die Tragfähigkeit im Lasteinleitungsbereich nachträglich verstärkter Stützen wird im wesentlichen durch die Tragfähigkeit des Kernquerschnittes und die Wirksamkeit der Umschnürung der im Verstärkungsquerschnitt angeordneten Querbewehrung bestimmt. Mit zunehmendem Querbewehrungsgrad im Verstärkungsquerschnitt steigen die erreichbaren Traglasten der verstärkten Stützen an. Um jedoch die traglaststeigernde Wirkung der Umschnürungsbewehrungen zu erzeugen sind deutlich zunehmende Querdehnungen des Kernquerschnittes erforderlich, die erst bei Längsspannungen in der Größenordnung annähernd der einaxialen Betondruckfestigkeit (vgl. Bild 3.19) durch Mikrorißbildung hervorgerufen werden. Durch die Behinderung dieser Querdehnungen wird dann ein dreiaxialer Spannungszustand im Lasteinleitungsbereich erzeugt. Bei so einem Spannungszustand versagt die Verbundfuge zwischen dem Alt- und dem Neuquerschnitt infolge der bei der Lastumlenkung resultierenden hohen Spaltzugkräfte, so daß die Länge des Lasteinleitungsbereichs zunimmt. Dies weist darauf hin, daß bei der Bemessung der Querbewehrung im Einleitungsbereich nachträglich verstärkter Stützen nicht nur der Bewehrungsanteil zur Behinderung der Querdehnung des Kernes, sondern auch der Anteil zur Aufnahme der Spaltzugspannungen berücksichtigt werden

muß. Da die resultierenden Spaltzugkräfte in nachträglich verstärkten Stützen nach Entstehen der relativen Verschiebungen in der Verbundfuge sehr schwer zu bestimmen sind, kann der Bewehrungsanteil im Verstärkungsquerschnitt zur Aufnahme der Spaltzugkräfte so bemessen werden wie bei einer monolithischen Stütze, weil die Spaltzugkräfte in einer monolithischen Stütze unter Teilflächenbelastung noch höher liegen als die in nachträglich verstärkten Stützen. Außerdem zeigen die Versuche, daß die umschnürende Wirkung der Querbewehrung im Neuquerschnitt nahezu unabhängig von den zwischen Kern- und Spritzbeton auftretenden Relativverschiebungen ist.

Zu beachten ist, daß die Umschnürungswirkung der Querbewehrung im Altquerschnitt bei hohen Lasten ebenfalls aktiviert wird, was auch zu einem Traglastanstieg bei den verstärkten Stützen beiträgt, und in [16] noch nicht berücksichtigt wird. Dieses wurde durch die Versuchsergebnisse bestätigt. Gerade bei den nachträglich verstärkten Stützen waren die in den Bruchversuchen gemessenen Bügeldehnungen im Altquerschnitt deutlich größer als jene im Spritzbetonmantel, obwohl die Bügel im Altquerschnitt der quadratischen Stützen wie üblich durch Übergreifung und nicht durch Verschweißung geschlossen waren. Dieser Traganteil soll bei Bemessung der nachträglich verstärkten Stützen auch berücksichtigt werden.

Da bei der Bemessung allseits verstärkter, vorwiegend mittig belasteter Stützen wegen der nicht kraftschlüssigen Ausbildung der horizontalen Anschlußfugen der bewehrte Spritzbetonmantel im Lasteinleitungsbereich der Stützen nicht berücksichtigt werden darf, ist die daraus resultierende Überlast des Altquerschnitts durch geeignete Maßnahmen aufzunehmen. Diese Überlast ΔN_u ist nach Gl. (6.2) zu berechnen:

$$\Delta N_u = (\kappa \cdot \beta_{R,n} + \sigma_{M,u}) \cdot A_{b,n} + \beta_{s,n} \cdot A_{s,n} \quad (6.2)$$

Die Aufnahme dieser Überlast wird durch geschlossene Bügel sichergestellt. Sie werden zum einen in Anlehnung an DIN 1045, Abschnitt 17.3.2, so bemessen, daß die dreiaxiale Betondruckfestigkeit aktiviert wird; zum anderen sollen sie die Spaltzugkräfte aufnehmen, die sich aus der Umlenkung der Lastanteile der Zulagebewehrung und des Spritzbetonmantels in den Altquerschnitt ergeben. Da aber die Umschnürungswirkung der Querbewehrung im Altquerschnitt auch zum Traglastzuwachs der verstärkten Stütze beitragen kann, ist der für die Ermittlung der erforderlichen Querbewehrung in der Ummantelung maßgebende Lastanteil nicht mehr die Gesamtüberlast ΔN_u nach Gl.(6.2), sondern der durch die Umschnürungswirkung der Bügelbewehrung im Spritzbetonmantel erzeugte Anteil des Lastanstiegs ΔN_u^M nach Gl.(6.3):

$$\Delta N_u^M = \Delta N_u - \Delta N_u^K \quad (6.3)$$

In Gl.(6.3) bezeichnet ΔN_u^K den Lastanstieg infolge der Umschnürungswirkung der vorhandenen Querbewehrung im Altquerschnitt und wird bei Kreisstützen bzw. Stützen mit ringförmigen Bügeln oder Wendel nach DIN 1045, Abschnitt 17.3.2 errechnet,

$$\Delta N_u^K = \text{vorh } A_{s,Bü}^K \cdot \beta_{s,Bü} \frac{v \pi d_{K,i}}{s_{Bü}} \quad (6.4)$$

wobei $d_{K,i}$ der Durchmesser der von der Mittellinie der Querbewehrung im Altquerschnitt umschlossenen Querschnittsfläche ist.

Für die Länge des Überlastbereiches bzw. des Lasteinleitungsbereiches l_e wurde in [16] erfahrungsgemäß der größere Wert von $30 d_{sl}$ bzw. $1,0 d_M$ angenommen. Nach [10] kann der Lasteinleitungsbereich nachträglich verstärkter Stützen bei Bruchlast eine Länge von $2,0 b_M$ bis $2,5 b_M$ erreichen. Eigene Versuche unter Berücksichtigung der zeitabhängigen Einflußfaktoren zeigen jedoch, daß die Länge des Lasteinleitungsbereiches nur unter Gebrauchslast etwa dem Durchmesser (d_M) bzw. der Seitenlänge (b_M) der jeweiligen verstärkten Stützen entspricht. Dies gilt sowohl für nachträglich verstärkte als auch für monolithisch hergestellte Stützen. Sie vergrößert sich, wenn in der Verbundfuge zwischen dem Alt- und dem Neuquerschnitt einer relative Verschiebung auftritt. Unter Traglast beträgt diese Länge bei nachträglich verstärkten Stützen ca. $1,5 d_M$ bzw. $1,5 b_M$ und ist damit deutlich kürzer als die von monolithisch hergestellten Stützen (ca. $2,0 d_M$ bzw. $2,0 b_M$). Entsprechend diesen Versuchsergebnissen wird die Länge des Lasteinleitungsbereiches für die Bemessung der Umschnürungsquerbewehrung im Verstärkungsquerschnitt nachträglich verstärkter Stützen näherungsweise nach Gl. (6.5) bestimmt.

$$l_e = \begin{cases} 30d_{sl} \\ 1,5d_M \end{cases} \quad (6.5)$$

Dabei ist der größere der beiden Werte maßgebend.

Zu diskutieren ist die Länge, auf der die Spaltzugkräfte wirken. Die Versuche zeigen, daß die Länge des Lasteinleitungsbereichs mit der Lasterhöhung steigt, wenn die relativen Verschiebungen, die bereits weit vor Erreichen der Traglast auftreten, in der Verbundfuge entstehen. Unter Traglast beträgt diese Länge bei nachträglich verstärkten Stützen ca. $1,5 d_M$. Dabei war der Spritzbeton am Anfang des Lasteinleitungsbereiches stark gerissen. Es wird deshalb vermutet, daß sich der Bereich,

in welchem die Spaltzugkräfte wirken, nur mit der Lasterhöhung bzw. der Erweiterung des gerissenen Bereichs - als zunehmende relative Verschiebungen in der Verbundfuge ersichtlich - in Richtung Stützenmitte verlagert. Dabei bleibt die für die Bemessung der Querbewehrung zur Aufnahme der Spaltzugkräfte maßgebliche Länge auf d_M - gleich der Länge vor Entstehen der relativen Verschiebungen. Die für die Bemessung der Umschnürungsbewehrung maßgebliche Länge ist trotzdem die gesamte Länge des Lasteinleitungsbereichs. Der mögliche Verlauf der Überlast im Altquerschnitt wird in Bild 6.1 dargestellt. Zur Vereinfachung der Bemessung wird angenommen, daß die Überlast in der Anschlußfuge 100% beträgt und über eine Länge von ca. $1,5 d_M$ gleichmäßig auf Null abnimmt.

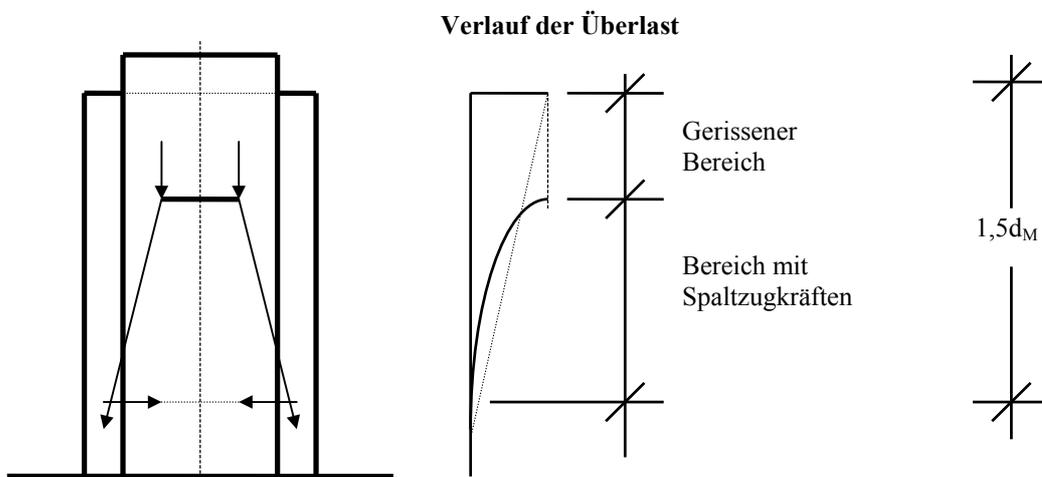


Bild 6.1: Möglicher Verlauf der Überlast im Altquerschnitt bei Traglast

6.3.2 Bemessung des Einleitungsbereichs spritzbetonverstärkter Stützen mit kreisförmigem Querschnitt

Die gesamte Überlast ΔN_u im Lasteinleitungsbereich des Kernquerschnittes ist nach Gl.(6.2) zu bestimmen. Für geringfügig exzentrisch beanspruchte Stützen mit

$$\left| \frac{M_u}{N_u d_M} \right| \leq \frac{1}{8} \quad (6.6)$$

darf für die Betonspannung im Spritzbetonmantel näherungsweise eingesetzt werden:

$$\sigma_{Mu} = \frac{M_u}{W_0} \quad \text{mit} \quad W_0 = \frac{\pi d_M^2}{32} \quad (6.7)$$

Die Überlast ΔN_u^M nach Gl.(6.3) muß vom Altquerschnitt in die neu aufgebrachte Spritzbetonschicht und die in ihr liegende Zulagebewehrung geleitet werden. Die dabei entstehenden Umlenkkräfte bzw. Spaltzugkräfte werden durch eine Bügelbewehrung aufgenommen. Diese wäre streng genommen in der unteren Hälfte des St. Venant'schen Störbereiches anzuordnen. Die in den Versuchen gemessene Länge des Lasteinleitungsbereichs entspricht zwar dem 1,5-fachen Durchmesser d_M der verstärkten Stützen, hinsichtlich der relativen Verschiebungen in der Verbundfuge wird jedoch angenommen, daß die für die Bemessung der Querbewehrung - zur Aufnahme der Spaltzugkräfte - maßgebliche Länge $1,0 d_M$ beträgt (vgl. Bild 6.1). Die örtliche Überlast wird - wie in einer wendelbewehrten Stütze - durch eine Umschnürungsbewehrung, welche die dreiaxiale Festigkeit des Betons aktiviert, aufgenommen. Dieser Anteil der Querbewehrung wird in Anlehnung an DIN 1045, Abschnitt 17.3.2, bemessen. Zur Vereinfachung der Bemessung der Querbewehrung zur Querdehnungsbehinderung wird angenommen, daß die Überlast in der Anschlußfuge 100% beträgt und über eine Länge von ca. $1,5 d_M$ gleichmäßig auf Null abnimmt. Dem Verlauf des Lasteintrags entsprechend wäre diese Bügelbewehrung überwiegend in der oberen Hälfte des Lasteintragungsbereiches anzuordnen. Die gesamte Bügelbewehrung im Verstärkungsquerschnitt aus dem Anteil zur Aufnahme der Spaltzugkräfte (bezeichnet mit ^(s)) und dem Anteil zur Querdehnungsbehinderung (bezeichnet mit ^(u)) kann vereinfacht über die gesamte Eintragungslänge l_e gleichmäßig verteilt werden. Als Verteilungslänge wird der größere Wert aus Gl.(6.5) angesetzt. Der maßgebende Lastanteil ist dabei nach Gl.(6.3) zu bestimmen.

- **Bügelbewehrung $a_{s,Bü}^{(s)}$ zur Aufnahme der Spaltzugkräfte**

Wird ein nachträglich verstärkter Querschnitt betrachtet, kann der Bewehrungsanteil zur Aufnahme der infolge der Lastumlenkung entstehenden Spaltzugkräfte aus einer Gleichgewichtsbetrachtung in einem Stützenabschnitt mit einem räumlichen Stabwerkmodell (vgl. Bild 2.6 u. Bild 6.1) ermittelt werden. Dabei wird die Überlast ΔN_u^M nach Gl.(6.3) zunächst zu einer Linienlast q_1 zusammengefaßt, die in der Schwerlinie der Kernfläche im Abstand

$$r_1 = d_K/3$$

angreift. Unter N_u liegt diese Last vermutlich nicht mehr direkt am Anfang des Lasteinleitungsbereichs, sondern in einem Abstand von ca. $0,5 d_M$ von der Lasteinleitungsstelle, weil die Verbundfuge zwischen Alt- und Neuquerschnitt versagt, und in der Fuge relative Verschiebungen

auftreten. Sie breitet sich entsprechend einem einfachen räumlichen Stabwerkmodell kegelförmig aus. Im Abstand $1,5 d_M$ von der Lasteinleitungsstelle hat sich die Gegenkraft q_2 auf einen Umfang mit dem Radius r_2 verteilt, der die Schwerlinie des Neuquerschnitts beschreibt:

$$r_2 = \frac{d_2}{2} = \frac{1}{3} \left(d_M + d_K - \frac{d_M \cdot d_K}{d_M + d_K} \right)$$

Um die "Kegelschale" im Gleichgewicht zu halten, ist eine radiale Umlenkraft u erforderlich:

$$u = q_2 \cdot \frac{r_2 - \frac{1}{3} d_K}{\frac{1}{2} \cdot d_M}$$

welche ihrerseits eine Ringzugkraft N_φ erzeugt:

$$N_\varphi = \frac{\Delta N_u^M}{3\pi} \cdot \frac{d_M}{d_M + d_K} \quad (6.8)$$

Der zur Aufnahme dieser Ringzugkraft notwendige Bewehrungsquerschnitt

$$\text{erf } a_{s,Bü}^{(s)} = \frac{\Delta N_u^M}{\beta_{s,Bü}} \cdot \frac{1}{3\pi} \cdot \frac{d_M}{d_M + d_K} \quad (6.9)$$

kann dann unter Ansatz der im Bruchzustand zulässigen Stahldehnung ermittelt werden.

- **Bügelbewehrung $a_{s,Bü}^{(\mu)}$ zur Querdehnungsbehinderung**

Da der Altquerschnitt im Lasteinleitungsbereich zusätzlich den Traglastanteil ΔN_u^M nach Gl.(6.3) übernehmen muß, stellt sich in diesem Bereich eine Betonüberlast ein, die der Altquerschnitt nur bei Aktivierung eines dreiaxialen Druckspannungszustandes durch umschnürende Wirkung der Querbewehrung im Verstärkungsquerschnitt aufnehmen kann. Diese Bügelbewehrung wird in Anlehnung an DIN 1045, Abschnitt 17.3.2, bemessen:

$$\text{erf } A_{s,Bü} = \frac{\Delta N_u^M}{\beta_{s,Bü}} \cdot \frac{s_{Bü}}{\nu \cdot \pi \cdot d_{M,i}} \quad (6.10)$$

In Gl.(6.10) bezeichnet $d_{M,i}$ den Durchmesser der von der Mittellinie der Bügel im Neuquerschnitt umschlossenen Querschnittsfläche. Wenn über einen gesamten Lasteinleitungsbereich l_e eine konstante Überlast ΔN_u^M wirken würde, betrüge demnach die erforderliche Gesamtbügelbewehrung $a_{s,Bü}^{(\mu)}$:

$$a_{s,Bü}^{(\mu)} = A_{s,Bü} \frac{l_e}{s_{Bü}} = \frac{\Delta N_u^M}{\beta_{s,Bü}} \cdot \left(\frac{1}{\nu \cdot \pi} \right) \cdot \left(\frac{l_e}{d_{M,i}} \right) \quad (6.11)$$

Wird jedoch berücksichtigt, daß die Überlast des Kernquerschnittes im Lasteinleitungsbereich wegen der zunehmenden Lastaufnahme des Spritzbetonmantels nicht konstant ist, sondern einen gleichmäßig abnehmenden Verlauf aufweist, ist der tatsächliche Gesamtbedarf an Bügelbewehrung nur die Hälfte der Menge nach Gl (6.11), nämlich

$$erf a_{s,Bü}^{(\mu)} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta N_u^M}{\beta_{s,Bü}} \cdot \left(\frac{1}{\nu \cdot \pi} \right) \cdot \left(\frac{l_e}{d_{M,i}} \right) \quad (6.12)$$

- **Erforderliche Gesamtbügelbewehrung $a_{s,Bü}^M$ im Verstärkungsquerschnitt**

Die erforderliche Gesamtmenge an Bügelbewehrung im Verstärkungsquerschnitt zur Aufnahme von Spaltzugkräften und zur Aktivierung der dreiaxialen Festigkeit des Betons beträgt mit den Gln. (6.9) und (6.12):

$$ges a_{s,Bü}^M = \frac{\Delta N_u^M}{\beta_{s,Bü}} \left(\frac{1}{3\pi} \cdot \frac{d_M}{d_M + d_k} + \frac{1}{2 \cdot \nu \cdot \pi} \cdot \frac{l_e}{d_{M,i}} \right) \quad (6.13)$$

In Gl. (6.13) wird näherungsweise gesetzt

$$\frac{d_M}{d_M + d_K} \approx 0,60 ,$$

so daß für nachträglich verstärkte Stützen mit Kreisquerschnitt gilt:

$$erf ges a_{s,Bü}^M = \frac{\Delta N_u^M}{\beta_{s,Bü}} \left(0,0637 + 0,159 \frac{l_e}{\nu \cdot d_{M,i}} \right) \quad (6.14)$$

Gl.(6.14) soll wegen der zahlreichen getroffenen Annahmen in eine Form gebracht werden, in der nur "abgerundete" Zahlen Verwendung finden. Deshalb wird als Faustformel vorgeschlagen:

$$\text{erf ges } a_{s,Bü}^M = \frac{\Delta N_u^M}{\beta_{s,Bü}} \cdot \frac{1}{32} \left(2,0 + \frac{5l_e}{v \cdot d_{M,i}} \right) \quad (6.15)$$

In Gl.(6.15) entspricht $\beta_{s,Bü}$ der im Bruchzustand zulässigen Stahlspannung. Der Beiwert v ist in Anlehnung an DIN 1045, Abschnitt 17.3.2, zu bestimmen.

Der Gesamttraglastanstieg des Lasteinleitungsbereiches einer nachträglich verstärkten Stütze infolge der Verstärkungsmaßnahme ist dann nach Gl.(6.16) zu berechnen:

$$\Delta N_u = \Delta N_u^K + \Delta N_u^M \quad (6.16)$$

wobei ΔN_u^K nach Gl.(6.4) und ΔN_u^M nach der aus Gl.(6.15) abgeleiteten Gl.(6.17) zu bestimmen sind.

$$\Delta N_u^M = 32 \cdot \text{vorh } a_{s,Bü}^M \cdot \beta_{s,Bü} \cdot \frac{1}{2,0 + \frac{5l_e}{v \cdot d_{M,i}}} \quad (6.17)$$

6.3.3 Bemessung des Einleitungsbereiches spritzbetonverstärkter Stützen mit quadratischem Querschnitt

Bei nachträglich verstärkten Stützen mit quadratischem Querschnitt bzw. quadratischen Bügeln kann die erforderliche Bügelbewehrung im Lasteinleitungsbereich des Verstärkungsquerschnitts ebenso ermittelt werden wie bei Stützen mit Kreisquerschnitt, wenn dafür eine fiktive Kreisstütze mit gleich großer Kernquerschnittsfläche angesetzt wird. Da die umschnürende Wirkung der quadratischen Bügel jedoch nicht so effektiv wie die der ringförmigen Bügel oder der Wendelbewehrung ist, können die in Abschnitt 6.3.2 abgeleiteten Gleichungen nicht ohne Beschränkungen direkt auf die fiktive Stütze übertragen werden. Der Zusammenhang zwischen quadratischen Stützen und den entsprechenden fiktiven Kreisstützen kann entweder durch theoretische Analysen (wie in [10]) oder durch experimentelle Untersuchungen direkt an quadratische Stützen und die entsprechende fiktive Kreisstützen gefunden werden. Das experimentelle Verfahren wird in der vorliegenden Arbeit bevorzugt. Der Vorteil des experimentellen Verfahrens ist, daß die Unsicherheit bei der Abschätzung einiger Einflußfaktoren vermieden werden kann.

Da die kreisförmigen und quadratischen Stützen in dieser Arbeit nicht nur einen nahezu gleich großen Kernquerschnitt, sondern auch paarweise eine nahezu gleiche Bewehrungsanordnung haben, kann man die Kreisstützen als die fiktiven Stützen der jeweiligen quadratischen Stützen betrachten. Die Versuche zeigen, daß die zu erreichende Traglasterrhöhung bei Stützen mit quadratischen Bügeln nur ca. 60% von Stützen mit ringförmigen Bügeln beträgt. Bei günstiger Bewehrungsanordnung (vgl. [41] bzw. Bild 3.25) kann dieser Verhältnisfaktor offenbar noch höher als 0,60 angenommen werden, weil die Bewehrungsanordnung in diesen Versuchen dem ungünstigsten Fall entspricht.

Wie bei Stützen mit kreisförmigem Querschnitt ist die Gesamtüberlast ΔN_u im Lasteinleitungsbereich des Kernquerschnittes einer nachträglich verstärkten Quadratstütze auch nach Gl.(6.2) zu berechnen. Für geringfügig exzentrisch beanspruchte Stützen mit

$$\left| \frac{M_{x,u}}{N_u d_y} \right| + \left| \frac{M_{y,u}}{N_u d_x} \right| \leq \frac{1}{6} \quad (6.18)$$

darf für die Betonspannung im Spritzbetonmantel näherungsweise

$$\sigma_{Mu} = \left| \frac{M_{x,u}}{W_x} \right| + \left| \frac{M_{y,u}}{W_y} \right| \quad (6.19)$$

W_x = Widerstandsmoment um die x-Achse

W_y = Widerstandsmoment um die y-Achse

angesetzt werden. Zur Ermittlung der Bügelbewehrung wird der quadratische Querschnitt zunächst in einen flächengleichen Kreisquerschnitt umgewandelt:

Ersatz - Kernstützendurchmesser d_K : $d_K = \frac{2}{\sqrt{\pi}} b_K$ (aus $\frac{\pi}{4} d_K^2 = b_K^2$)

Ersatz - Außendurchmesser d_M : $d_M = \frac{2}{\sqrt{\pi}} b_M$

Die erforderliche Bügelbewehrung wird für die fiktive Stütze mit diesem Ersatzdurchmesser anhand der im Abschnitt 6.2.2 abgeleiteten Gleichungen für den Kreisquerschnitt bestimmt. Zur Berücksichtigung der kleineren Wirksamkeit der Umschnürung der quadratischen Bügel wird nach den Versuchsergebnissen angenommen, daß der so ermittelte Bügelquerschnitt eines Ersatzkreisbügels mit einem Faktor

$$\frac{1}{0,6} = \frac{5}{3}$$

zu vergrößern ist. Mit Gl.(6.15) ergibt sich der erforderliche Querschnitt quadratischer Bügel somit zu

$$erf ges a_{s,Bü}^M = \frac{5}{3} \cdot \frac{\Delta N_u^M}{\beta_{s,Bü}} \cdot \frac{1}{32} \left(2,0 + \frac{5l_e}{v \cdot d_{M,i}} \right)$$

bzw. annähernd zu

$$erf ges a_{s,Bü}^M = \frac{\Delta N_u^M}{\beta_{s,Bü}} \cdot \frac{1}{19} \left(2,0 + \frac{5l_e}{v \cdot d_{M,i}} \right). \quad (6.20)$$

Der Gesamttraglastanstieg des Einleitungsbereiches einer nachträglich verstärkten quadratischen Stütze infolge der Verstärkungsmaßnahme ist ebenfalls nach Gl.(6.16) zu berechnen. Der Anteil

ΔN_u^M ist dann nach der aus der Gl.(6.20) abgeleiteten Gl.(6.21) zu bestimmen.

$$\Delta N_u^M = 19 \cdot vorh a_{s,Bü}^M \cdot \beta_{s,Bü} \cdot \frac{1}{2,0 + \frac{5l_e}{v \cdot d_{M,i}}} \quad (6.21)$$

Da die Bügel in quadratischen Altstützen (Kernstützen) häufig nur durch Überlappung geschlossen sind, wird empfohlen, die nach Gl.(6.4) ermittelte Traglastserhöhung infolge der quadratischen Bügel im Altquerschnitt ebenso mit dem Faktor 0,60 abzumindern.

$$\Delta N_u^K = \frac{3}{5} \cdot vorh A_{s,Bü}^K \cdot \beta_{s,Bü} \frac{v \pi d_{K,i}}{s_{Bü}} \quad (6.22)$$

6.4 Vergleich des Bemessungsansatzes mit Versuchsergebnissen

Um die Güte des im Abschnitt 6.3 abgeleiteten Bemessungsansatzes zu beurteilen, werden die nach dem Bemessungsansatz berechneten Traglastanstiege mit den Versuchsergebnissen verglichen. Neben den Ergebnissen aus sechs nachträglich verstärkten Stützen aus den eigenen Versuchen werden auch Versuchsergebnisse von vier weiteren Stützen aus Kurzzeit-Versuchen von Krause [10] ausgewertet. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6.1 zusammengestellt. Außer der Stütze K4 versagten alle Stützen im Lasteinleitungsbereich.

In Tabelle 6.1 sind die rechnerischen Traglastanstiege (*rechn.* ΔN_u) nach Gl.(6.16) bestimmt worden, wobei für die Stahlspannung $\beta_{s,Bü}$ die Meßwerte $R_{P0,2}$ nach Tab.3.2 angesetzt wurden.

Während die in den Versuchen gemessenen Traglastanstiege ($ist-\Delta N_u$) der Stützen K2, K4, Q2 und Q4 direkt durch Subtraktion der Traglast der Kernstütze (K1 und Q1) von der Traglast der jeweiligen verstärkten Stütze berechnet werden können, muß bei den Stützen K3 und Q3 wegen der unterschiedlichen Betonfestigkeit zuerst die Traglast der jeweiligen Kernstütze rechnerisch ermittelt werden. Dabei werden die angesetzten Betondruckfestigkeiten aufgrund der Ergebnisse der Begleitversuche (s. Tabelle 3.4) und der gemessenen Verhältnisse $\beta_b / \beta_{b,Br}$ bei Stütze K1 bzw. Q1 durch eine Interpolation zwischen den β_R -Werten nach DIN 1045 bestimmt. Bei der Auswertung der Versuchsergebnisse von Krause [10] wird $ist-\Delta N_u$ durch

$$ist \Delta N_u = N_u - (N_{u,VA} + N_{u,VC}) / 2$$

ermittelt (s. [10], Index VA und VC bezeichnen die unverstärkten Vergleichsstützen). Bei der Ermittlung der rechnerischen Traglastanstiege ($rechn. \Delta N_u$) werden für die Stahlspannung $\beta_{s,Bü}$ ebenfalls die in den Versuchen gemessenen $R_{p0,2}$ -Werte angesetzt.

Zu bemerken ist, daß die Altbetonfestigkeit der Stütze K3 unterhalb eines B25 liegt und deshalb ΔN_u^K nach DIN 1045, Abschnitt 17.3.2, zu Null angesetzt wird. Da die Stütze K4 in Stützenmitte versagte, wird ihr Traglastanstieg nach Gl.(6.2) errechnet. Es wird angenommen, daß die Traglast der Kernstütze der Traglast von Stütze K1 entspricht. Für den Spritzbetonmantel werden die in den Versuchen gemessenen Werte ($\beta_{s,M} = R_{p0,2} = 576,8 \text{ N/mm}^2$ nach Tab.3.2 und $\beta_{R,M} = 25.2 \text{ N/mm}^2$) für die Stahl- sowie für die Betonfestigkeit angesetzt. Das Vergleichsergebnis mit Stütze K4 bestätigt auch die Annahme von $\kappa = 0,80$ in Abschnitt 6.2.

Abgesehen von den beiden Versuchsstützen (K3 und Q3), für die keine Vergleichskernstütze zur Verfügung steht und der Traglastanstieg $ist-\Delta N_u$ deshalb weniger genau nachzurechnen ist, stimmt der rechnerische Traglastanstieg bei den anderen Stützen aus den eigenen Versuchen recht gut mit dem in den Versuchen gemessenen $ist-\Delta N_u$ überein. Die größere Abweichung bei der Stütze St.8 kann auch durch die ungenaue Annahme der Tragfähigkeit der Altstütze verursacht werden, weil der Unterschied der Traglast der beiden Vergleichsstützen VA (1605 kN) und VC (2013 kN) relativ groß ist.

Stützen-Nr.	vorh $a_{s,Bü}^M$ (Einleitungsbereich) [mm ²]	rechn ΔN_u nach Gl.(6.16) [kN]	ist ΔN_u (in Versuchen) [kN]	$\frac{\text{ist } \Delta N_u}{\text{rechn. } \Delta N_u}$
K2	302	1080	1103	1,02
K3	302	759	810 ¹⁾	1,07 ¹⁾
K4	628	1246 ²⁾	1255 ²⁾	1,01 ²⁾
Q2	302	671	651	0,97
Q3	302	671	714 ¹⁾	1,06 ¹⁾
Q4	550	942	926	0,98
St. 7	302	704	751	1,07
St. 8	302	704	864	1,23
St. 9	706	1330	1251	0,94
St.12	1017	1822	1789	0,98

Tabelle 6.1: Vergleich der rechnerischen Traglastanstiege nach dem Bemessungsansatz von Schäfer mit den Versuchsergebnissen (¹⁾: Keine Vergleichskernstütze, ist- ΔN_u wird deshalb auch errechnet. ²⁾: Bruchort befindet sich in der Stützenmitte, rechn ΔN_u wird deshalb nach Gl.(6.2) berechnet)

Im Vergleich zu anderen Ansätzen für die Bemessung nachträglich verstärkter Stahlbetonstützen wie in [10, 15] ist dieser Ansatz in der Form wie in DIN 1045, Abschnitt 17.3.2, für eine wendelbewehrte Kreisstütze formuliert und deshalb sehr handhabbar. Da die ungünstigen Einflüsse der zeitabhängigen Betoneigenschaften auf das Tragverhalten der verstärkten Stützen in den experimentellen Untersuchungen ausreichend berücksichtigt wurden, ist dieser durch die Vergleichsergebnisse in Tabelle 6.1 bestätigte einfache Bemessungsansatz praxisgerechter. Die Annahme der linearen Beziehung zwischen Traglastanstieg und Querbewehrungsgrad sowie des Verhältnisfaktors 5/3 zwischen kreisförmigen und quadratischen Stützen hat mindestens bei den ausgewerteten Versuchsstützen ($\rho_q = 0,91 \sim 3,28\%$) keine große Abweichung verursacht und ist deshalb berechtigt.

6.5 Vorschlag zur konstruktiven Durchbildung

Eine Voraussetzung für eine effektive nachträgliche Verstärkung einer Stahlbetonstütze ist, daß der Altbeton mindestens die Festigkeit eines B25 aufweist. Bei Stützen mit niedrigerer Betondruckfestigkeit als B25 kann Querdruckversagen - wie bei der Versuchsstütze K3 mit $\beta_b = 22,9 \text{ N/mm}^2$ - auftreten. Die Bügelbewehrung im Lasteinleitungsbereich des Verstärkungsquerschnittes soll verschweißt geschlossen werden, weil die Seitenlänge der Altstützen oft kleiner als die erforderliche Übergreifungslänge nach DIN 1045 ist. Zudem reicht ein Anschluß nur mit Übergreifung bei niedrigerer Betonfestigkeit nach [36] auch nicht, um eine umschnürende Wirkung zu erzeugen.

Die nach diesem Bemessungsverfahren ermittelte Bügelbewehrung im Lasteinleitungsbereich des Verstärkungsquerschnittes soll gleichmäßig auf einer Länge von $1,5 d_M$ bis $2,0 d_M$ (bei Kreisstützen) bzw. $1,5 b_M$ bis $2,0 b_M$ (bei Quadratstützen) verteilt werden. Um die umschnürende Wirkung sicher zu stellen, soll der Bügelabstand möglichst klein gehalten werden, was auch im Sinne der Schwindrißbeschränkung notwendig ist, weil gerade bei nachträglich verstärkten Stützen mit großem Altersunterschied zwischen Alt- und Neubeton die Wahrscheinlichkeit des Schwindrißauftrittes durch die Spannungsumlagerung erhöht wird. Die konstruktive Bügelbewehrung im Stützenmittelpunkt kann in der Regel nach DIN 1045 angeordnet werden. Ein kleiner Bügelabstand ist jedoch auch hier zu empfehlen.

Bei Verstärkung einzelner Stützen in einer Skelettkonstruktion soll die zulässige Verformung der verstärkten Stützen beachtet werden, insbesondere wenn der Altersunterschied zwischen Alt- und Neubeton groß ist. Der Grund liegt darin, daß der Altquerschnitt im Lasteinleitungsbereich nachträglich verstärkter Stützen nicht nur die gesamte äußere Last, sondern auch die zusätzliche Last aus der Spannungsumlagerung tragen muß. Bei ungünstigem bzw. kleinem Flächenverhältnis A_{ba}/A_{bn} kann die gesamte Stützenstauchung so groß sein, daß Schäden im gesamten Skelettbau verursacht werden können. Daher wird empfohlen, das Flächenverhältnis A_{ba}/A_{bn} oder die auf die Traglast der Altstütze bezogene Zusatzlast $\Delta N_u/N_{a,u}$ zu begrenzen, z. B. $A_{ba}/A_{bn} \geq 3/4$ oder $\Delta N_u/N_{a,u} \leq 1,0$. Im kritischen Bereich soll die Stützenstauchung genau ermittelt werden.

Zum Nachweis des Lasteinleitungsbereichs von Stützen mit Rechteckquerschnitt wird der Querschnitt näherungsweise in eine Summe von Quadraten zerlegt. Wo zwei Teilquadrate aneinandergrenzen, sind zur Aufnahme der Querkraft Querstäbe in Bohrungen anzuordnen und z. B. an Längsleisten zu verankern. Wenn sich bei der Aufteilung in Quadrate Flächenbereiche

überlappen, wird die erforderliche Querverankerungsbewehrung in der Mitte der Überlappungsbereiche durch lineare Interpolation ermittelt.

7 Zusammenfassung

Die nachträgliche Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Hilfe einer bewehrten Spritzbetonschicht gewinnt im Bauwesen zunehmend an Bedeutung. Die Wirksamkeit dieser Maßnahme ist jedoch bisher nicht in ausreichendem Maße geklärt. Dies gilt auch für die Verstärkung von Stahlbetonstützen. Aus diesem Grund sind am Lehrstuhl für Beton- und Stahlbetonbau der Universität Dortmund in zwei Versuchsreihen insgesamt zehn nicht knickgefährdete Stahlbetonstützen - davon sechs nachträglich spritzbetonverstärkte - unter zentrischer Belastung geprüft worden. Die wesentlichen Untersuchungsparameter waren der Einfluß des Querbewehrungsgrades, der Bügelform und der Belastungsgeschichte auf das Tragverhalten nachträglich verstärkter Stützen. Es handelt sich überwiegend um Langzeitversuche an kreisförmigen und quadratischen Stützen mit einem großen Altersunterschied zwischen Kern- und Spritzbeton.

Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen zeigen, daß der erzielbare Traglastanstieg der verstärkten Stützen gegenüber den alten, unverstärkten Stützen im wesentlichen durch den Querbewehrungsgrad in der Altstütze und im nachträglich aufgetragenen Spritzbetonmantel sowie die Druckfestigkeit des Altbetons begrenzt ist. Die Gesamttraglast der verstärkten Stützen nimmt mit steigendem Querbewehrungsgrad in der Spritzbetonummantelung - im praxisgerechten Bereich - annähernd linear zu. Die umschnürende Wirkung der Bügelbewehrung im Altbeton, die bei der nicht verstärkten Vergleichsstütze kaum eine Rolle spielt, trägt bei der verstärkten Stütze spürbar zum Traglastanstieg bei. Die Umschnürungswirkung ringförmiger Bügel ist wesentlich größer als die quadratischer Bügel.

Der Altersunterschied zwischen Kernstützen- und Ummantelungsbeton hat einen bedeutsamen Einfluß auf das Tragverhalten verstärkter Stützen, insbesondere im Lasteinleitungsbereich. Während die im Bruchversuch gemessenen Bügeldehnungen im Lasteinleitungsbereich bei monolithisch hergestellten, verstärkten Stützen und frühzeitig verstärkten Stützen im Kern kleiner waren als in der Ummantelung, wiesen die Bügeldehnungen der nachträglich verstärkten Stützen, bei denen ein großer Altersunterschied zwischen Alt- und Spritzbeton bestand, im Kern deutlich größere Werte auf als im Spritzbetonmantel. Der Altquerschnitt wird eindeutig durch die Spannungsumlagerung zusätzlich belastet. Im Stützenmittelpunktbereich ist sowohl nach den numerischen Untersuchungen als auch nach den Versuchsergebnissen aufgrund des

Altersunterschiedes zwischen Kern- und Ummantelungsbeton mit einer auf etwa 80% abgeminderten Spritzbetonfestigkeit zu rechnen.

Auswertungen nach dem modifizierten Bemessungsansatz von Schäfer zeigen, daß die so gewonnenen rechnerischen Traglastanstiege die Größenordnung der Versuchsergebnisse recht gut wiedergeben. Der Bemessungsansatz für den Lasteinleitungsbereich einer nachträglich verstärkten, quadratischen Stütze wird in Anlehnung an eine fiktive Kreisstütze formuliert und ist durch die Versuchsergebnisse justiert. Die Auswertung der Ergebnisse aus Fremdversuchen mit diesem Ansatz hat seine Richtigkeit bestätigt. Da dieser Bemessungsansatz in der Form wie in DIN 1045 für die wandbewehrten, monolithischen Stützen dargestellt wird, ist er für die Baupraxis sehr handhabbar. Ob der Ansatz für die Bemessung nachträglich verstärkter Stahlbetonstützen mit rechteckigem Querschnitt plausibel ist, muß noch durch experimentelle Untersuchungen geprüft werden.

Literaturverzeichnis

- [1] Schäfer, H. G.; Schmidt, W.:
Verminderte Schubdeckung in Fertigplatten mit Ortbetonergänzung.
Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben, Universität Dortmund, 1989.
- [2] Schäfer, H. G.; Bäätjer, G.:
Verbundmittel in spritzbetonverstärkten Stahlbetonbauteilen.
Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben, Universität Dortmund, 1992.
- [3] Eibl, J.; Bachmann, H.:
Nachträgliche Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton.
Beton- und Stahlbetonbau (85) 1990, Heft 1, S. 1-4 und Heft 2, S. 39-44.
- [4] Krause, H.-J.; Cordes, H.; Trost, H.:
Tragverhalten und Bemessung spritzbetonverstärkter Stahlbetonstützen.
Beton- und Stahlbetonbau (89) 1994, Heft 4, S. 90-96.
- [5] DIN 1045:
Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung; Ausgabe Juli 1988.
- [6] DIN 18551:
Spritzbeton, Herstellung und Güteüberwachung. Ausgabe März 1992.
- [7] Ruffert, G.:
Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen. Bauverlag Wiesbaden, 1990.
- [8] Brockert, W.; Thielen, W.:
Teilumbau und Instandsetzung eines Hochhauses. Beton Heft 1, 1992, S. 10-13.
- [9] Rosa, W.:
Spritzbetonsanierung an Hoch- und Brückenbauwerken. Berichtsband, 2. internationale
Fachtagung "Spritzbeton-Technologie", Innsbruck-Igls 1987, Institut für Baustofflehre und
Materialprüfung der Universität Innsbruck, S. 113-120.
- [10] Krause, H.-J.:
Zum Tragverhalten und zur Bemessung nachträglich verstärkter Stahlbetonstützen unter
zentrischer Belastung. Dissertation RWTH Aachen, 1993.
- [11] Westerberg, B.:
Förstärkning och reparation av betongkonstruktioner.
Nordisk Betong 1980, Heft 1, S. 7-13.
- [12] DAfStb:
Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen; Teil 1: Allgemeine
Regelungen und Planungsgrundsätze; Teil 2: Ausführung; Teil 3: Gütesicherung.
Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Entwurf 1989.

- [13] DIN 4102, Teil 4:
Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile. Ausgabe März 1994.
- [14] Eibl, J.; Wörner, R.; Braun, :
Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben, Universität Karlsruhe, 1994.
- [15] Wörner, R.:
Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton. Heft 23 der Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie, TH Karlsruhe, 1994.
- [16] Schäfer, H. G.; Bäätjer, G.:
Bemessung von spritzbetonverstärkten Stahlbetonbauteilen. Vortrag auf der Fachveranstaltung Verstärkung von Stahlbetonkonstruktionen. Von Haus der Technik e. V., Berlin, Dezember 1992.
- [17] Schäfer, H.G.; Li, B.; Bäätjer, G.:
Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben "Spritzbetonverstärkte Stahlbetonstützen". AiF-Nr. 9169 (DBV-Nr. 165). Universität Dortmund, August 1996
- [18] Fiedler, L.-D.:
Tragfähigkeitserhöhung von Stahlbetonstützen - ein Beitrag zur Lösung von Rekonstruktionsbaumaßnahmen. Dissertation, TH Leipzig, 1985.
- [19] TGL 33405/01:
Betonbau, Nachweis der Trag- und Nutzungsfähigkeit. Konstruktionen aus Beton und Stahlbeton. Fachbereichsstandard der DDR, Oktober 1980.
- [20] Specht, M.; Schade, K.; Nehls, P.:
Instandsetzung zweier Schornsteine aus Tonerdezementbeton. Die Bautechnik (63) 1986, Heft 4, S. 109-116.
- [21] Ortiz, R.; Diez, B.:
Strength efficiency of bad quality reinforced concrete columns strengthened by two different ways. Proceedings of the conference on the "Behaviour in Service of Concrete Structures". Contribution II 5/12, S. 1091-1107, Liège 1975.
- [22] Wierig, H. J.; Scholz, E.:
Traglastversuche an nachträglich mit Spritzbeton verstärkten Stahlbetonbauteilen. Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben, Hannover 1982.
- [23] Bett, J.; Klingner, R.E.; Lirsa, J. O.:
Lateral Load Response of Strengthened and Repaired Reinforced Concrete Columns. ACI Journal of the Structural Division, September-October 1988, S. 499-508.
- [24] Tassios, T. P.:
Physical and Mathematical Models for Redesign of Damaged Structures. IABSE Symposium, Venezia 1983.

- [25] Krätzig, W.B.; Meyer, I.F.; Stangenberg, F.:
Experimentelle Untersuchungen zur Schädigungsevolution und Instandsetzung von Stahlbetonstützen unter erdbebenähnlicher Beanspruchung. SFB 151-Berichte Nr. 14, Ruhr-Universität Bochum, 14. Oktober 1989.
- [26] Eurocode 2:
Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Ausgabe 1992.
- [27] ÖNORM B 4200 Teil 6:
Betonbau: "Instandsetzung, Umbau, Verstärkung"; Ausgabe August 1988.
- [28] TGL 33452:
Verstärkung und Auswechslung von Betonbauteilen. "Berechnung und bauliche Durchführung", Fachbereichsstandard der DDR, Ausgabe Januar 1982.
- [29] TGL 33453:
Verstärkung und Anwendung von Betonbauteilen. "Ausführung", Fachbereichsstandard der DDR, Entwurf 1980.
- [30] TGL 33403:
Betonbau, Festigkeits- und Formänderungskennwerte. Fachbereichsstandard der DDR, Ausgabe Oktober 1980.
- [31] Richart, F. E.; Brandtzaeg, A.; Brown, R. L.:
The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression. Tresses, Bulletin No. 190, University of Illinois, 1929.
- [32] Müller, K. F.:
Beitrag zur Berechnung der Tragfähigkeit wendelbewehrter Stahlbetonstützen. Dissertation, TU München 1975.
- [33] Menne, B.:
Zur Traglast der ausmittig gedruckten Stahlbetonstütze mit Umschnürungsbewehrung. Schriftenreihe des DAfStb, Heft 285, W. Ernst & Sohn, Berlin 1977.
- [34] Soliman, M. T. M.; Yu, C. W.:
The Flexural Stress-Strain Relationship of Concrete Confined by Rectangular Transverse Reinforcement. Magazine of Concrete Research, Vol.19, No.61, Dec. 1967, 223-238.
- [35] Moehle, J. P.; Cavanagh, T.:
Confinement Effectiveness of Crossties in Reinforced Concrete. Journal of the Structural Engineering, ASCE, Vol.111, No.10, 1985, 2105-2120.
- [36] Stöckl, S.:
Einige Versuche zum Umschnürungseinfluß der Bügel auf das Tragverhalten zentrisch gedrückter Stahlbetonsäulen. MPA für das Bauwesen der TH München, Bericht Nr.51 1965.
- [37] Sheikh, S. A.; Uzumeri, S. M.:
Strength and Ductility of Tied Concrete Columns. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.106, No.ST5, May 1980, 1079-1102.

- [38] Roy, H.; Sozen, M.:
Ductility of Concrete. Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ACI/ASCE, Miami 1964, 213-224.
- [39] Kent, D. C.; Park, R.:
Flexural Members with Confined Concrete. Proceedings, ASCE, Vol. 97, No. ST7, July 1971, 1969-1990.
- [40] Vallenias, J.; Bertero, V. V.; Popov, E. P.:
Concrete Confined by Rectangular Hoops and Subjected to Axial Loads. Report No. UCB/EERC-77/13, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, August 1977, 114 pp.
- [41] Sheikh, S. A.; Uzumeri, S. M.:
Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.108, No.ST12, December 1982, 2703-2722.
- [42] Kraft, U.:
Verstärkung von Betonstützen. Bautechnik (64) 1987, Heft 5, S. 164-171.
- [43] Comite Euro-International du Beton
Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading (redesign). Bulletin d'Information No.162, Lausanne 1983.
- [44] Daschner, F.:
Versuche zur notwendigen Schubbewehrung zwischen Betonfertigteilen und Ortbeton. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 372, 1986.
- [45] Steinwede, K.:
Statische und dynamische Untersuchungen an nachträglich verstärkten, auf Biegung beanspruchten Stahlbetonbauteilen. Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der TU Hannover, Heft 38, 1997.
- [46] Rhatsack, H.-J.:
Der Haftverbund von Spritzbeton und Altbeton in Abhängigkeit der Oberflächenbeschaffenheit des Altbetons und Prüfmethode zu dessen Ermittlung. Wissenschaftliche Zeitung der TH Leipzig, Heft 4, 1990.
- [47] Block, K.:
Oberflächenrauheit und Haftverbund. Beitrag zum 25. Forschungskolloquium des DAfStb an der Ruhr-Universität Bochum, 1991.
- [48] Klönne, H.:
Versuche zur Verbundbauweise "Bochumer Querschnitt". Deutscher Kommunal Verlag, Düsseldorf, 1989.
- [49] Eurocode EC8, Part 1.4:
Buildings in Seismic Regions - Strengthening and Repair. Predraft, 1989.

- [50] Tassios, T. P.; Vassiliou, G.:
Mechanical behaviour of repaired reinforced structures. Proceedings of the conference on the "Behaviour in Service of Concrete Structures". Contribution II 5/9, S. 1055-1069, Liège 1975.
- [51] Leonhardt, F.:
Vorlesung über Massivbau, Teil 2. Sonderfälle der Bemessung im Stahlbetonbau. Springer-Verlag, Berlin; 2. Auflage 1975.
- [52] Mörsch, E.:
Über die Berechnung der Gelenkquader. Beton und Eisen 23 (1924), Heft 12, S.156-161.
- [53] Jyengar, K. T. S. R.; Prabhakara, M. K.:
A three-dimensional elasticity solution for rectangular prism under end loads. Zeitschrift für angew. Mathematik und Mechanik (ZAMM) 49 (1969), Heft 6, S. 321-332.
- [54] Jyengar, K. T. S. R.; Yogananda, C. V.:
A three-dimensional stress distribution problem in the anchorage zone of a post-tensioned concrete beam. Magazine of Concrete Research, Vol.18 (1966), No. 55, p. 75-84.
- [55] Jyengar, K. T. S. R.; Prabhakara, M. K.:
Anchor zone stresses in prestressed concrete beams. Proc. ASCE, Structural Division, Vol. 97 (1971), No. ST 3, p. 807-824.
- [56] Guyon, Y.:
Contraintes dans les pièces prismatiques soumises à des forces appliquées sur leurs bases, au voisinage de ces bases. Abh. IVBH XI (1951), S.165-226.
- [57] Jyengar, K. T. S. R.:
Der Spannungszustand in einem elastischen Halbstreifen und seine technischen Anwendung. Dissertation, TH Hannover, 1960.
- [58] Schleeh, W.:
Die Rechteckscheibe mit beliebiger Belastung der kurzen Ränder. Beton- und Stahlbetonbau 56 (1961), Heft 3, S. 72-83.
- [59] Sargious, M.:
Hauptzugkräfte am Endauflager vorgespannter Betonbalken. Die Bautechnik 38 (1961), Heft 3, S. 91-97.
- [60] Spitz, H.:
Beitrag zur Untersuchung von Krafteinleitungsproblemen des Stahlbetonbaus im Zustand II mit Hilfe finiter Elemente. Dissertation, RWTH Aachen, 1977.
- [61] Buchhardt, F.:
Anmerkungen zum räumlichen Problem der Lasteinleitung. Beton- und Stahlbetonbau 73 (1978), Heft 6, S. 140-145.

- [62] Hiltcher, R.; Florin, G.:
Darstellung der Spaltzugspannungen unter einer konzentrierten Last (Druckplatte) nach Guyon-Jyengar und nach Hiltcher und Florin.
Die Bautechnik 47 (1967), Heft 6, S. 196-200.
- [63] Yettram, A. L.; Robbins, K.:
Anchorage zone stressed in axially post-tensioned members of uniform rectangular section.
Magazine of Concrete Research, Vol. 21 (1969), No. 67, S.102-112.
- [64] Müller, R. K.; Gaupp, M.:
Rechnergestützte Auswertung spannungsoptischer Modellversuche mit der digitalen Bildverarbeitung. VDI-Berichte Nr. 514, 1984.
- [65] Sautner, M.:
Ein Beitrag zur Entwicklung der Mikrobetonbautechnik. Berichte des Instituts für Modellstatik der Universität Stuttgart, Nr. 7, 1983.
- [66] Leonhardt, F.; Reimann, H.:
Betongelenke, Versuchsbericht und Vorschläge zur Bemessung und konstruktiven Ausbildung. DAfStb., Heft 175, Berlin, W. Ernst & Sohn, 1965.
- [67] Schlaich, J.; Schäfer, K.:
Konstruieren im Stahlbetonbau. Beton-Kalender 1989, Teil II, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin.
- [68] Schäfer, H. G.; Brandt, B.:
Verbindung von Stahlbetonfertigteilstützen. Forschungsreihe der Bauindustrie, Band 18, 1974.
- [69] DIN 4227, Teil 1:
Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung; Ausgabe Juli 1988.
- [70] Schiessl, P.:
Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rißbreite.
Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Feft 400, 1989.
- [71] Leonhardt, F.:
Vorlesungen über Massivbau; Teil 5, Spannbeton; Springer-Verlag, 1980.
- [72] Blessenohl, B.:
Zur numerischen Berechnung der Auswirkungen des Kriechens und Schwindens auf Betonverbundtragwerke - Grundlagen und Algorithmen für die EDV.
Dissertation, RWTH Aachen, 1990.
- [73] DIN 1045:
Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung; Ausgabe Januar 1972.
- [74] Comite Euro-International du Beton
CEB-FIP Model Code 1990. First Draft. Bulletin d'Information No.195, Lausanne, 1990.

- [75] Trost, H.; Cordes, H.; Abele, G.:
Kriech- und Relaxationsversuche an sehr altem Beton. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 295, 1978.
- [76] Wesche, K.; Schrage, I.; vom Berg, W.:
Versuche zum Einfluß des Belastungsalters auf das Kriechen von Beton.
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 295, 1978.
- [77] Grasser, E.; Kraemer, U.:
Kriechen von Beton unter hoher zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung.
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 358, 1985.
- [78] Stöckl, S.:
Versuche zum Einfluß der Belastungshöhe auf das Kriechen des Betons.
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 324, 1981.
- [79] CEB, FIP:
Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton, Band 2, 3. Ausgabe 1978,
Anhang e.
- [80] Rüschi, H.; Jungwirth, D.:
Stahlbeton-Spannbeton, Band 2, Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden auf das
Verhalten der Tragwerke. Werner-Verlag, Düsseldorf, 1976.
- [81] Bažant, T. P.:
Theory of Creep and Shrinkage in Concrete Structures: A Précis of Recent Developments,
in Mechanics Today, Volume 2. Pergamon Press Inc., New York, Toronto, Oxford, Sydney,
Braunschweig, 1975.
- [82] Trost, H.:
Auswirkungen des Superpositionsprinzips. Beton- und Stahlbetonbau 61 (1967), S. 230-
238, S. 261-269.
- [83] Zerna, W.:
Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Beton bei einachsiger Beanspruchung. Aus Theorie
und Praxis des Stahlbetonbaus, Franz-Festschrift, Berlin, München, Düsseldorf, W. Ernst &
Sohn, 1969.
- [84] Thomsing, M.; Holzapfel, H.-J.:
Berechnung des Spannungsverlusts infolge von Schwinden und Kriechen nach den
Spannbeton-Richtlinien (Juni 1973).
Beton- und Stahlbetonbau 70 (1975), Heft 5, S. 115-120.
- [85] Bažant, T. P.:
Prediction of Concrete Creep Effects Using Age Adjusted Effective Modulus Method.
Journal of American Concrete Institute 69 (1972), S. 212-217.
- [86] Rüschi, H.; Kupfer, H.:
Bemessung von Spannbetonbauteilen. Betonkalender 1978, Teil I, Verlag W. Ernst & Sohn,
Berlin, München, Düsseldorf.

- [87] Trost, H.:
Zur Auswirkung zeitabhängigen Betonverhaltens unter Berücksichtigung der neuen Spannbetonrichtlinien, Konstruktiver Ingenieurbau in Forschung und Praxis. Zerna-Festschrift, Düsseldorf, Werner-Verlag, 1976.
- [88] Schade, D.:
Alterungsbeiwerte für das Kriechen von Beton nach den Spannbetonrichtlinien. Beton- und Stahlbetonbau 72 (1977), S. 113-117.
- [89] Ottosen, N.S.:
A Constitutive Model for Short-Time Loading of Concrete. Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 105, EM1, 1979, S.127-141.
- [90] Chen, W.F.; Saleeb, A.F.:
Constitutive Equations for Engineering Materials. Vol. 1, Elasticity and Modeling, Wiley Interscience, New York, 1982.
- [91] Darwin, D.; Pecknold, D.A.W.:
Inelastic Model for Cyclic Biaxial Loading of Reinforced Concrete. Civil Engineering Studies SRS409, University of Illinois, 1974, 169ff.
- [92] Kupfer, H.; Hilsdorf, H.K.; Rüsçh, H.:
Behaviour of Concrete under Biaxial Stresses. Proceedings, American Concrete Institute, Vol. 66, No. 8, 1969.
- [93] Kupfer, H.:
Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. Schriftenreihe des DAfStb, Heft 229, W. Ernst & Sohn, Berlin, 1973.
- [94] Kupfer, H.; Gerstle, K.H.:
Behaviour of Concrete under Biaxial Stresses. ASCE, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 99, EM4, August 1973.
- [95] Willam, K.J.; Warnke, E.P.:
Constitutive model for the triaxial Behaviour of concrete. IABSE Report Vol. 19, 1974; Colloquium on "concrete structures subjected to triaxial stresses", ISMES Bergamo 1974.
- [96] Podgorski, J.:
General failure criterion for isotropic media. Journal of Engineering Mechanics ASCE 111, No. 2, 1985.
- [97] Schickert, G.:
Schwellenwerte beim Betondruckversuch. Schriftenreihe DAfStb, Heft 312, W.Ernst & Sohn Berlin, 1980.
- [98] Balmer, G.G.:
Shearing Strength of Concrete under High Triaxial Stress-Computation of Mohr's Envelope as a Curve. Structures Research Laboratory, Report No.SP-23, Bureau of Reclamation, United States Department of the Interior, 1948.

- [99] Richart, F.; Brandtzaeg, A.; Brown, R.:
A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. University of Illinois, Engineering Experiment Station, Bulletin No. 185, Nov. 1928.
- [100] Burdette, E.G.; Hilsdorf, H.K.:
Behavior of laterally reinforced concrete columns. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 97, No.2, Feb.1971, S.587-602.
- [101] Martinez, S.; Nilson, A.; Slate, F.:
Spirally reinforced high-strength concrete columns. ACI-Journal, No.5, 1984, S.431-442.
- [102] Park, R.; Priestley, N.; Gill, W.:
Ductility of square-confined concrete columns. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.108, No.4, Apr. 1982, S. 929-951.
- [103] Sator, T.; Orito, Y.; Tanaka, N.; Watanabe, Y.:
Unbonded steel-tube concrete. IABSE-Symposium, Paris-Versailles, 1987, S.699-700.
- [104] DIN 4099:
Schweißen von Betonstahl. Ausführung und Prüfung. Ausgabe November 1985.
- [105] Eisenbiegler, W.:
Lasteinleitung in die Längsbewehrung von Druckgliedern. Beton- und Stahlbetonbau (81) 1986, Heft 8, S. 208-214.
- [106] DIN 50 145:
Prüfung metallischer Werkstoffe, Zugversuch. Ausgabe Mai 1975.
- [107] DIN 488, Teil 1:
Betonstahl; Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen. Ausgabe September 1984.
- [108] DIN 1048:
Prüfverfahren für Beton. Ausgabe 1991.
- [109] Rackwitz, R.; Adam, G.; Schrub, G.:
Statistische Untersuchungen zur Betondruckfestigkeit in Stützen und Wänden. Beton, Heft 12, 1975.
- [110] Roš, M.:
Die materialtechnischen Grundlagen und Probleme des Eisenbetons im Hinblick auf die zukünftige Gestaltung der Stahlbeton-Bauweise. Bericht 162, EMPA Zürich, 1950.
- [111] Leonhardt, F.; Mönning, E.:
Vorlesungen über Massivbau, Teil 1. 3. Auflage. Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo.
- [112] Newman, K.; Newman, J. R.:
Failure Theories and Design Criteria for Plain Concrete.
Conference Structure, Solid Mechanics and Engineering Design, Southampton 1969,
Wiley-Interscience, London 1971, 963-995.

- [113] Kerkeni, N.; Hegger, J.:
Bemessung von Spritzbetonverstärkten Stahlbetonstützen unter beliebiger Belastung.
Ernst & Sohn: Beton- und Stahlbetonbau 96, 2001, Heft 11.

- [114] Kerkeni, N.:
Zur Anwendung der FE-Methode bei spritzbetonverstärkten Stützen.
Heft 11 der Schriftenreihe des IMB, Aachen 2000.