

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

Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Direktoren:

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

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy

**UNTERSUCHUNGEN ÜBER DEN VERBUND
ZWISCHEN STAHL UND BETON
BEI HOHEN TEMPERATUREN**

von
Ulrich Diederichs



Heft 57

BRAUNSCHWEIG

1983

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand in den Jahren 1976 bis 1981 während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig.

Mein Dank gilt daher Herrn Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. KORDINA für die in jeder Hinsicht großzügig gewährte Möglichkeit, die Einrichtungen des von ihm geleiteten Instituts zur Durchführung der Untersuchungen zu nutzen.

Die Arbeit baut auf Untersuchungen auf, die im Auftrage des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau durchgeführt wurden. An dieser Stelle sei daher der fördernden Institution gedankt.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. U. SCHNEIDER für zahlreiche Anregungen, die Betreuung der Arbeit und für die ausführliche wissenschaftliche Diskussion der Untersuchungsergebnisse.

Bei allen Mitarbeitern und Kollegen des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz möchte ich mich für die jederzeit gute Zusammenarbeit bedanken.

Inbesondere danke ich Herrn H. FRESE und Herrn H.-J. WOLFF für die umsichtige Durchführung der zahlreichen meßtechnischen Untersuchungen, Herrn cand. arch. G. BOCK von WÜLFINGEN für die gewissenhafte Erstellung von Zeichnungen und Diagrammen und nicht zuletzt Frau SCHROEDER-HERRL für die sorgfältige Erledigung der umfangreichen Schreivarbeiten.

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Einleitung	3
1.1 Allgemeines	3
1.2 Stand der Erkenntnisse	6
1.3 Problemstellung	19
2. Entwicklung einer Prüfmethode für hohe Temperaturen .	22
2.1 Prüfverfahren und Probekörper für Raumtemperatur .	22
2.2 Prüfverfahren und Probekörper für hohe Tempera- turen.	26
2.3 Aufbau der Verbundprüfeinrichtung	29
2.4 Probekörperherstellung	35
2.5 Versuchsarten	37
2.6 Vorversuche	39
3. Diskussion der Prüfmethode anhand von Berechnungen von Verteilungen der Verschiebungen, Verbund- und Stahl- spannungen längs der Einbettungslänge	45
3.1 Vorbemerkung	45
3.2 Verteilung der Verschiebungen, Stahl- und Verbund- spannungen bei Raumtemperatur	46
3.2.1 Verteilungsgesetze	46
3.2.2 Verteilungen bei Raumtemperatur	50
3.2.3 Vergleich der berechneten Verteilungen mit Meßwerten bei 20 °C	58
3.3 Verteilungen der Verschiebungen, Stahl- und Ver- bundspannungen bei erhöhten Temperaturen	61
3.3.1 Verteilungsgesetze für erhöhte Temperaturen	61
3.3.2 Einfluß der temperaturabhängigen Material- kennwerte auf die Verteilungen	65
3.3.3 Thermisch induzierte Verbund- und Stahl- spannungen infolge Aufheizung	68
3.3.4 Verteilungen aufgeheizter Proben während des Ausziehversuchs (Versuchsart I)	78
3.3.5 Verteilungen bei Aufheizung belasteter Proben (Versuchsart II)	82
3.4 Folgerungen aus den theoretischen Untersuchungen .	87
4. Experimentelle Untersuchungen	88
4.1 Versuchsprogramm	88
4.2 Allgemeine Beobachtungen	92
4.3 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen bei hohen Temperaturen (Versuchsart I)	97

	Seite
4.3.1 Kiesbeton	97
4.3.2 Basaltbeton	103
4.3.3 Mörtel	106
4.4 Instationäres Verbundkriechen bei hohen Temperaturen (Versuchsart II)	109
4.5 Untersuchung der Ribbildungsvorgänge in der Verbundzone mit Hilfe der Schallemissionsanalyse	115
4.6 Untersuchung der Strukturveränderungen der Kontaktzone Stahl-Beton	121
5. Folgerungen aus den theoretischen und experimentellen Untersuchungen im Hinblick auf die Ermittlung von "Grundgesetzen"	132
5.1 Vorbemerkung	132
5.2 "Grundgesetze" für den Fall, daß sich Beton und Stahl gleich stark ausdehnen	133
5.3 "Grundgesetze" für den Fall, daß sich der Beton stärker ausdehnt als der Stahl	136
5.4 "Grundgesetze" für den Fall, daß sich der Stahl stärker ausdehnt als der Beton	150
6. Zusammenfassung	167
7. Ausblick	173
8. Schrifttum	174
9. Abkürzungen und Symbole	181

1. Einleitung

1.1 Allgemeines

Stahl und Beton ergeben einen Verbundwerkstoff, wobei der in Form von Stäben, Drähten, Litzen oder Fasern im Beton eingebettete Stahl die im Bauteil auftretenden Zugbeanspruchungen aufnehmen soll.

Beim Stahlbeton beeinflusst der Verbund nicht nur wesentlich das Tragverhalten einer Konstruktion, sondern ist gleichermaßen ausschlaggebend für die Rißbildung und damit für die Höhe des Ausnutzungsgrades eines Stahls, die Durchbiegung, die Korrosion, die Bruchkinetik, das Bruchbild u.a.m.. Der Verbund zwischen Bewehrung und Beton ist also eine der wichtigsten Voraussetzungen für die Stahlbetonbauweise. Daher wird schon seit der Erfindung des Stahlbetons vor über 100 Jahren intensiv auf diesem Gebiet geforscht. Seit Einführung der Spannbetonbauweise wurden die Forschungen noch intensiviert, da die genaue Kenntnis des Verbundverhaltens zwischen Stahl und Beton einerseits technologische Vorteile bringt (Fertigteilherstellung im Spannbett), andererseits unabdingbar notwendige Voraussetzung für dauerhafte, standsichere und dennoch wirtschaftliche Lösungen ist.

Beim Stahlfaserbeton bestimmt der Verbund maßgeblich die makroskopischen Werkstoffeigenschaften und -kenngrößen: Duktilität, Volumendehnung, Zugfestigkeit, Druckfestigkeit, Völligkeit der σ - ϵ -Kurven, Elastizität, Bruchdehnung bzw. -stauchung, Arbeitsvermögen usw.. Die genaue Kenntnis des Verbundverhaltens ist also auch hier Voraussetzung für den optimalen Einsatz des Baustoffes.

Das umfangreiche Feld der Verbundforschung umfaßt daher im wesentlichen die folgenden Aspekte:

- a) Theorie und Mechanismus des Verbundes: Arten des Verbundes, einschließlich elastischer-, Reibungs- und Scherverbund, Haftung und mechanische Verankerungen, theoretische Modelle

für die Spannungsübertragung, Morphologie der Berührungsf lächen.

- b) Verbundversuche: Art der Verbundprüfungen, Normung der Prüfungen, Interpretationen der Versuchsergebnisse.
- c) Einflüsse auf den Verbund: Art der mechanischen Belastung, einschließlich Langzeitbelastung; ruhende und schwingende Belastung; Stoß- und Umkehrbelastung; Art des Betons, einschließlich Zusatzmittel und Kunstharzbeton; Art der Bewehrung, einschließlich Oberflächenbehandlung; Art der Nachbehandlung und Lagerung; thermische Belastung einschließlich Brand; Korrosion.
- d) Verbund in Bemessung und Konstruktion: Normal- und Leichtbeton, Bewehrungsstäbe, Matten, Spannstahl und Fasern, einschließlich Überdeckungen, Bündelbewehrungen und Stöße.

Der größte Teil der publizierten Arbeiten (s. z.B. [1-11]) befaßt sich ausschließlich mit Fragen des Verbundes bei Raumtemperatur.

Für den Stahlbeton darf heute als gesicherter Wissensstand angesehen werden, daß das Zusammenwirken von Stahl und Beton in dem ingenieurmäßig interessierenden Beanspruchungsbereich überwiegend durch die geometrische Ausbildung der Stahloberfläche beeinflusst wird. Aus den Ergebnissen von über 1200 Ausziehversuchen mit Stäben unterschiedlicher Profilierung und unterschiedlichen Durchmessern konnte Rehm [3] die überragende Bedeutung der bezogenen Rippenfläche f_R für den Bereich des Scherverbundes ableiten. Danach steigt die Verbundwirkung mit zunehmendem f_R . Weiterhin sind die Betonfestigkeit und die Lage der Stäbe beim Betonieren von entscheidendem Einfluß auf das Verbundverhalten.

Auf dem Gebiet des Haftungs- und Reibungsverbundes - die von größter Bedeutung für das Verhalten von Stahlfaserbetonen sind - und des Aufbaus der Stahl-Beton-Kontaktzone haben Page et al. [12], Al Khalaf u. Page [13] und Pinchin und Tabor [14] den

Wissensstand bis 1979 zusammengetragen und durch eigene Forschungen ergänzt. Danach wird die Zwischenschicht innerhalb kurzer Zeit nach dem Betonieren durch Ausscheidung von Ca(OH)_2 im Kontaktbereich Stahl - Mörtel und durch Hineinwachsen von CSH-Phasen in meist wassergefüllte Hohlräume gebildet. Die endgültige Struktur der Zwischenschicht ändert sich nach 7 Tagen kaum noch. Für die Ausbildung des Kontaktbereiches spielen W/Z-Wert, Zement- und Zuschlaggehalt nur eine untergeordnete Rolle. Lediglich die Lage beim Betonieren, die Verdichtung und die Oberflächenrauigkeit des Stahls sind von Bedeutung. Der Verbundbruch verläuft längs der Zwischenschicht, seltener durch die Matrix (Beton bzw. Feinmörtel). Nach dem Überwinden der Haftkräfte werden die Kräfte zwischen Matrix und Stahl durch Reibung übertragen.

Ebenso wie bei Umgebungstemperatur ist die Kenntnis der Verbundeigenschaften zur rechnerischen Ermittlung bzw. Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahlbetonkonstruktionen unter erhöhten Temperaturen [15, 16] unerlässlich. Zu unterscheiden sind ungewollte Temperaturbeanspruchungen, wie sie beispielsweise im Katastrophenfall Brand auftreten, und planmäßig auftretende Langzeittemperaturbeanspruchungen, z.B. beim Silo-, Reaktor- und Schornsteinbau.

Bei der zuletzt genannten Beanspruchungsart treten die gleichen Probleme hinsichtlich des Verbundes wie bei Umgebungstemperatur auf, d.h. den konstruierenden Ingenieur interessieren hier vor allem die Art und der Verlauf der Grundgesetze ($\tau(s)$), das Verbundkriechverhalten und die Eigenschaften von Verankerungen.

Im Katastrophenfall konzentriert sich das Interesse zusätzlich auf folgende Fragen:

- a) Welchen Einfluß hat das Verbundverhalten auf innere Zwängungen, Bruchkinetik, Bruchbild und, speziell bei Stützen, Balken und Platten auf die Durchbiegung?
- b) Wird die Tragfähigkeit der Bauteile wesentlich durch die Änderung der Verbundeigenschaften gemindert?

- c) Nehmen die Verankerungseigenschaften bei hohen Temperaturen in besonderem Maße ab?

1.2 Stand der Erkenntnisse

Zum Verbundverhalten bei hohen Temperaturen liegt bis heute nur eine relativ geringe Anzahl von Veröffentlichungen [17-30] vor. In den bisherigen Untersuchungen wurde - abgesehen von einigen neueren Arbeiten [22-25, 29, 30] - aufgrund experimenteller Schwierigkeiten fast ausnahmslos die "Verbundrestfestigkeit" nach der Erwärmung, d.h. die Verbundfestigkeit im wiedererhaltenen Zustand, ermittelt. Auf die bisher veröffentlichten Ergebnisse wird im folgenden kurz eingegangen.

Kasami et al. [17] haben eine größere Anzahl von Probekörpern (120 Probekörper aus vier verschiedenen Betonmischungen mit normalem Portlandzement und Flußkies) mit einbetonierten glatten Rundstäben im Alter von 90 Tagen langsam aufgeheizt ($10^{\circ}\text{C}/\text{h}$, Höchsttemperatur 300°C) und 90 Tage auf dieser Temperatur gehalten. Anschließend wurden die Probekörper langsam abgekühlt ($10^{\circ}\text{C}/\text{h}$) und im kalten Zustand geprüft. Als "Verbundfestigkeit" wurde die Verbundspannung definiert, bei der der Schlupf $0,025\text{mm}$ am unbelasteten Ende betrug. Die Betonzylinder hatten einen Durchmesser von 10 cm und eine Länge von 20 cm. Genauere Angaben zu den Probekörpern, den Stahldurchmessern und zur Verbundlänge liegen leider nicht vor. Die Untersuchungsergebnisse sind zusammenfassend in Bild 1 dargestellt.

Reichel [18] untersuchte 20 Prismen $15 \times 15 \times 45 \text{ cm}^3$ mit Verbügelung, die er nach der Einheits-Temperaturzeit-Kurve auf verschiedene Temperaturen aufheizte und im kalten Zustand einem pull-out-test unterwarf. Dabei betrug der Stahldurchmesser 14 mm, die Einbettungslängen 30 cm und die Betongüten B 17 und B 33. Es wurden Portland-Zement und als Zuschlag 60 % Flußkies und 40 % gebrochener Granit verwendet. Die "Verbundfestigkeiten", hier definiert als maximal aufnehmbare Lasten, wurden dann nach einer 24-stündigen Abkühlzeit gemessen. Bild 2 zeigt seine Ergebnisse für glatte Rundstähle und für Rippenstähle.

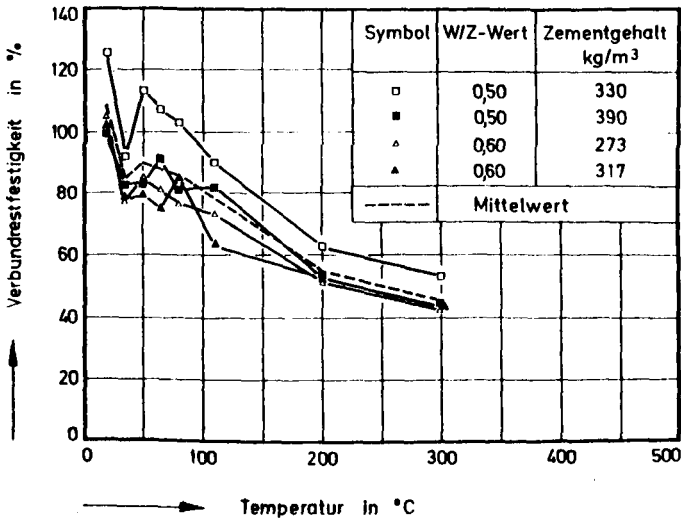


Bild 1 Verbundrestfestigkeit von beheizten Betonprobekörpern, gemessen im abgekühlten Zustand im Vergleich zu unbeheizten Proben (nach Kasami et al. [17])

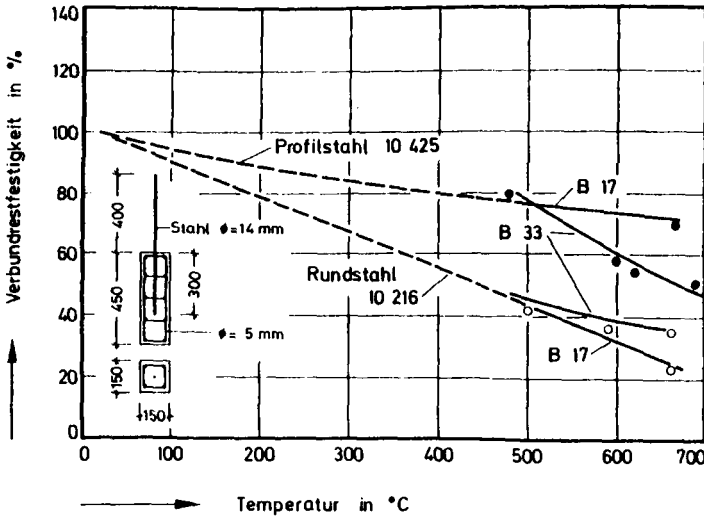


Bild 2 Verbundrestfestigkeit von Rippenstahl und glattem Rundstahl, gemessen nach Temperatureinwirkung im abgekühlten Zustand im Vergleich zu unbeheizten Proben (nach Reichel [18])

Ähnliche Untersuchungen wie Kasami et al. führten A.F. Milovanov und G.D. Salmanov [19] durch. Sie untersuchten Prismen von $14 \times 14 \times 30 \text{ cm}^3$ aus Normalbeton auf Portlandzementbasis mit Flußkieszuschlag. In die Prismen wurden glatte Rundstäbe und Rippenstäbe ($\varnothing 20 \text{ mm}$) einbetoniert. Die Prismen wurden im abgekühlten Zustand, nach Erwärmung auf $100, 250, 350$ und 450°C , getestet, wobei pro Temperaturstufe 3 Versuche und 5 Kontrollversuche bei 20°C durchgeführt wurden. Während des Ausziehversuchs wurde jeweils der Schlupf am belasteten und am unbelasteten Ende des Probekörpers aufgezeichnet. In einen Probekörper betonierten die Forscher eine Heizspirale aus $1,0 \text{ mm}$ starkem Draht einer Chrom-Nickel-Legierung ein. Der Probekörper wurde nach dem Austrocknen bei 110°C bei einer Versuchshöchsttemperatur von 250°C getestet. Auf Bild 3 sind die gemessenen Stahlspannungen σ_e über dem Schlupf am unbelasteten und am belasteten Ende wiedergegeben. Daraus geht hervor, daß in Abhän-

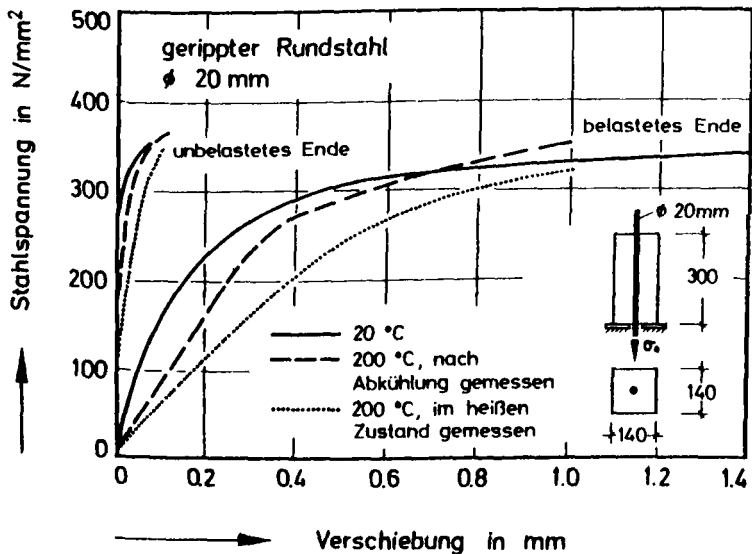


Bild 3 Stahlspannungen am belasteten Ende eines Ausziehkörpers in Abhängigkeit von den Verschiebungen am belasteten und unbelasteten Probekörperende, gemessen nach verschiedenen Temperatureinwirkungen (nach Milovanov und Salmanov [19])

gigkeit von den Versuchsbedingungen recht unterschiedliche Ergebnisse erzielt werden. So sind beispielsweise in der Nähe des Koordinatenursprungs die Stahlspannungen des im heißen Zustand getesteten Probekörpers bei gleicher Verschiebung nur nahezu halb so groß wie bei dem im abgekühlten Zustand geprüften Probekörper.

Die Abhängigkeit der ermittelten Verbundrestfestigkeiten von der Temperatur ist in Bild 4 zusammengestellt. Als Verbundfestigkeit wird hier die maximal aufnehmbare Last nach Temperatureinwirkung, bezogen auf die maximal aufnehmbare Last bei Raumtemperatur, angegeben. Die Verbundfestigkeit glatter Rundstähle fällt demnach mit beginnender Erwärmung rasch ab und geht bei 450°C gegen Null. Das Verhalten der Betonrippenstähle erweist sich als günstiger. Bei 450°C sind noch immerhin ca. 70 % der Verbundfestigkeit bei Raumtemperatur vorhanden.

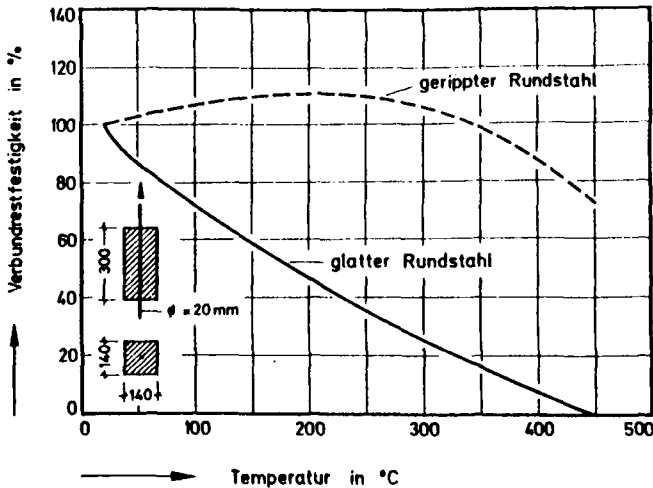


Bild 4 Verbundrestfestigkeit von Rippenstählen und glatten Rundstählen, gemessen bei Raumtemperatur nach Temperatureinwirkung, im Vergleich zu unbeheizten Probekörpern (nach Milovanov und Salmanov [19])

Hertz [20, 21] untersuchte die Verbundrestfestigkeit an Probekörpern, die am belasteten Ende konisch zulaufen (s. Bild 5). Durch diese spezielle Formgebung der Versuchskörper und der Belastungseinrichtungen werden die Ringzugkräfte i.w. vom Stahlwiderlager aufgenommen, und der Probekörper versagt ausschließlich durch Gleitbruch.

Zur Ermittlung der Verbundfestigkeit (definiert als maximal am Stahl angreifende Kraft, dividiert durch die sogenannte effektive Verbundfläche A_{eff} ; A_{eff} = "zylindrische Bruchfläche nahe der Stahloberfläche") wurden die Proben im Alter von 28 Tagen (bzw. 14 Tage bei Verwendung von Schnellzement) mit 1 K/min aufgeheizt und ca. 2 Stunden auf der Höchsttemperatur gehalten, mit 1 K/min abgekühlt und nach anschließender 7-tägiger Klimagerung (20°C/65 % r.F.) geprüft.

Untersucht wurden Proben aus dänischem Seekies (ein Gemisch aus Quarz, Kalkstein und Granit, Größtkorn 16 mm) und Portlandzement. In einigen Serien wurde anstatt des Portlandzements dänischer Schnellzement verwendet. Der W/Z-Wert betrug einheitlich 0,87. Die Versuche umfaßten glatten Rundstahl, Schrägrippenstahl und Querrippenstahl mit Durchmessern von 8 - 25 mm. Gemessen wurden Kraft-Schlupf-Beziehungen, woraus jedoch nur die Maximalspannungen abgelesen werden können.

Eine Zusammenstellung der ermittelten Verbundrestfestigkeiten enthalten die Bilder 6 und 7. Danach nimmt die Verbundrestfestigkeit für gerippte Stähle stetig mit der Erwärmung zunächst langsam, oberhalb 400°C jedoch rapide, ab. Ab 600°C stellt sich eine sehr geringe Verbundrestfestigkeit ein, die mit zunehmender Temperatur kaum noch abnimmt. Bei glatten Rundstählen sinkt die Verbundrestfestigkeit schon bei 400°C auf unter 50 % des Ausgangswertes ab und wird im Bereich 500 - 600°C unmeßbar klein.

Neben den Verbundrestfestigkeiten hat Hertz ebenfalls noch das Verhältnis Verbundrestfestigkeit/Zylinderdruckrestfestigkeit (τ/β_c) in Abhängigkeit von der Versuchshöchsttemperatur mitgeteilt (vgl. Bild 8a und 8b). Danach liegt das Verhältnis τ/β_c

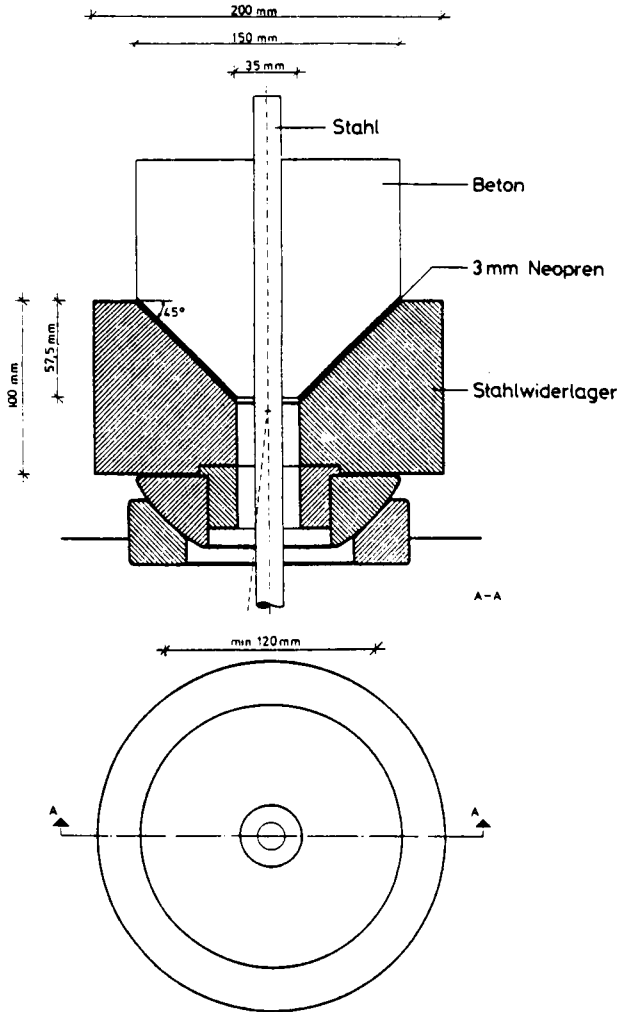


Bild 5 Probekörper und Belastungseinrichtung zur Bestimmung der Verbundrestfestigkeit (nach Hertz [21])

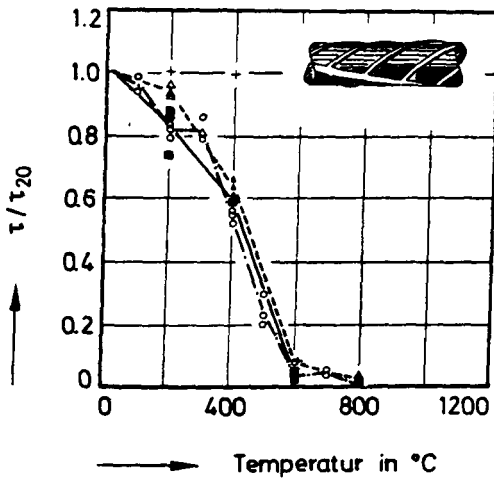


Bild 6 Verbundrestfestigkeit von Querrippenstahl (nach Hertz [21])

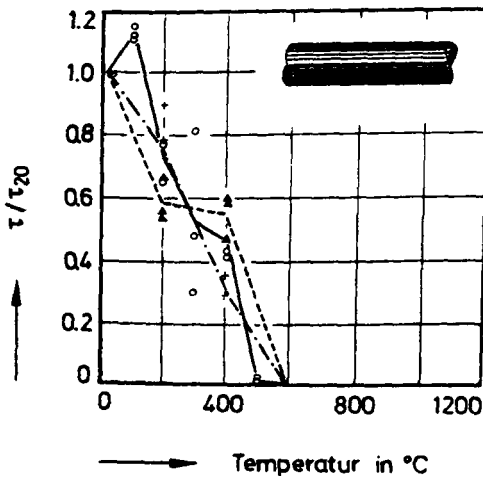


Bild 7 Verbundrestfestigkeit von glattem Rundstahl (nach Hertz [21])

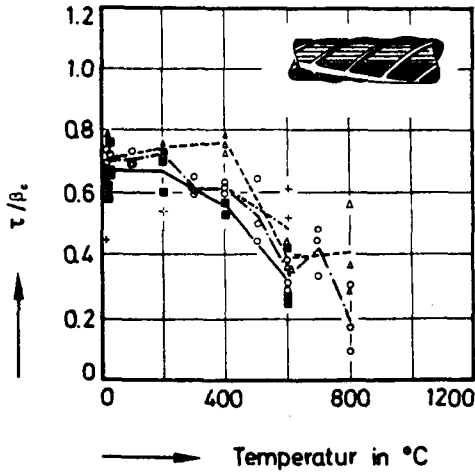


Bild 8a Verhältnis zwischen Verbundrestfestigkeit von Schrägrippenstahl und Zylinderdruckfestigkeit (nach Hertz [21])

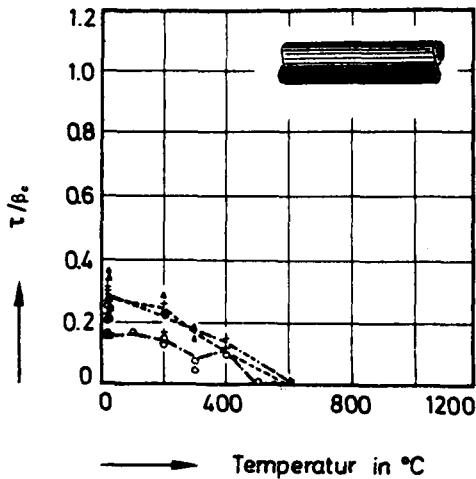


Bild 8b Verhältnis zwischen Verbundrestfestigkeit von glattem Rundstahl und Zylinderrestdruckfestigkeit (nach Hertz [21])

bei 20°C, bedingt durch die teilweise Querdehnungsbehinderung, für Rippenstähle mit 0,6 - 0,8 etwa 1,5 mal so hoch wie das von Paschen, Steinert und Hjorth [8] mit 0,5 ermittelte Verhältnis. Bei glatten Rundstählen liegen die Verhältnisse (Hertz: $\tau/\beta_c \approx 0,25$; Paschen et al.: $\tau/\beta_c \approx 0,1$) noch weiter auseinander. Die Versuche haben ergeben, daß die Verbundrestfestigkeit bei Rippenstählen erst ab ca. 400°C stärker abfällt als die Betondruckfestigkeit.

Während das Verbundverhalten bei den bisher zitierten Arbeiten fast ausschließlich nach einer Temperatureinwirkung im abgekühlten Zustand untersucht wurde, begann man 1975 im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, eine Verbundprüfanlage zu konzipieren und zu erstellen, die es erstmals ermöglichte, Verbunduntersuchungen bei erhöhten Temperaturen durchzuführen [22]. Mit dieser Apparatur ist es möglich, mit Hilfe von Ausziehversuchen neben der Verbundfestigkeit auch Kraft-Schlupf-Beziehungen zu messen und das sogenannte "instationäre Verbundkriechen" ($\hat{=}$ Schlupfänderung bei konstanter äußerer Belastung infolge Temperaturerhöhung) sowie die für die jeweilige Belastung "kritische Verbundtemperatur" zu bestimmen [23].

Erstmalig wurde 1980 zusammenfassend über den Stand der Erkenntnisse sowie über die ersten Versuchsergebnisse berichtet [24]. Damit sollten den in der Bauteilforschung stehenden Ingenieuren möglichst rasch Eckdaten über das Verbundverhalten bei hohen Temperaturen an die Hand gegeben werden. Bild 9 gibt einen Überblick über die ermittelte Änderung der Verbundfestigkeit von einem quarzitischem, portlandzementgebundenen Normalbeton und verschiedenen Stählen in Abhängigkeit von der Versuchstemperatur. Die Verbundfestigkeit ist hier als das Verhältnis der maximalen mittleren Verbundspannung bei Versuchstemperatur $\bar{\tau}(\vartheta)$ zur maximalen mittleren Verbundspannung bei Raumtemperatur $\bar{\tau}(20^\circ\text{C})$ in % definiert.

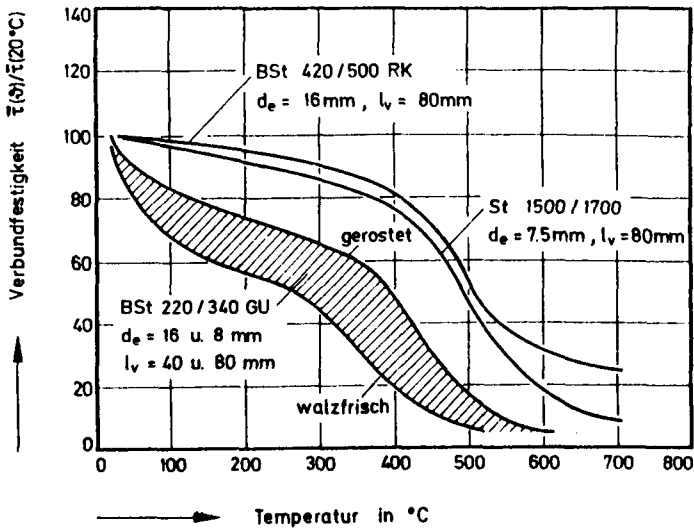


Bild 9 Bezogene Verbundfestigkeit verschiedener Betonstähle in Abhängigkeit von der Temperatur

Für den Rippentorstahl BSt 420/500 RK und den Spannstahl (St 1500/1700) ergeben sich in etwa gleiche Temperaturabhängigkeiten. Das liegt vor allem daran, daß der Spannstahl in diesem Fall ebenfalls eine vergleichsweise ausgeprägte Oberflächenstruktur besitzt. Die Verbundfestigkeiten wurden in beiden Fällen im Temperaturbereich unterhalb 400°C (übrigens) kaum stärker von der Temperatur beeinflusst als die Betonfestigkeiten. Bei höheren Temperaturen sank die Verbundfestigkeit in Übereinstimmung mit [21] deutlich stärker als die Betonfestigkeit. Wesentlich ungünstiger verhalten sich die glatten Rundstähle BSt 220/340 GU. Vor allem die walzfrischen Rundstähle weisen einen gravierenden Abfall der Verbundfestigkeit mit steigender Temperatur auf. Oberhalb von 500°C konnten nennenswerte Verbundspannungen nicht mehr nachgewiesen werden.

Größere Abweichungen zwischen Beton- und Verbundeigenschaften ergaben sich bei der kritischen Betontemperatur und der kritischen Verbundtemperatur. Bild 10 enthält eine Zusammenstellung der ermittelten kritischen Verbundspannungen für Rippentorstähle BSt 420/500 RK und glatte Rundstähle BSt 220/340 GU. Der Vergleich von kritischen Verbund- und Betontemperaturen - letztere sind einer Arbeit von Schneider [26] entnommen - zeigt, daß die Verbundeigenschaften unter diesen Versuchsbedingungen deutlich stärker beeinträchtigt werden als die Festigkeitseigenschaften des Betons. Bei gleichem Ausnutzungsgrad sind die kritischen Verbundtemperaturen 200°C - 400°C niedriger als die kritischen Betontemperaturen.

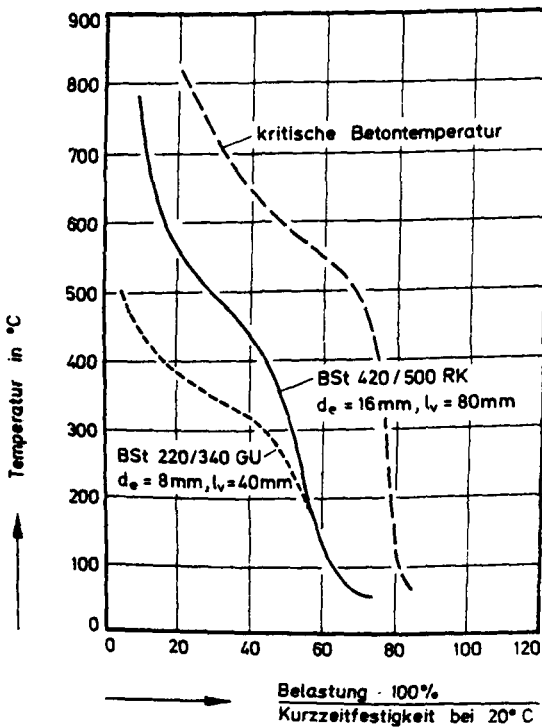


Bild 10 Kritische Verbund- und Betontemperaturen in Abhängigkeit vom Ausnutzungsgrad der Proben

Schon bald nach den ersten erfolgreichen Untersuchungen des Verfassers wurde klar, daß eine hinreichend umfassende Klärung des Verbundverhaltens bei erhöhten Temperaturen nur mit einem erheblichen Personal- und Sachaufwand möglich ist. Die Untersuchungen wurden daher durch Schaffung des neuen Teilprojekts "B5 - Hochtemperatur-Verbundverhalten von Beton- und Spannstählen" im Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen" intensiviert. In diesem anwendungsorientierten Teilprojekt ([27, 28]) werden gegenwärtig weitere an die Arbeiten [23] und [24] anknüpfende Grundlagenuntersuchungen durchgeführt.

Ein erstes Teilergebnis aus [29] enthält Bild 11. Es zeigt die Änderung der Verbundfestigkeiten mit der Temperatur. Daraus ergibt sich, daß die Zuschlagart besonders im Temperaturbereich oberhalb 400°C einen erheblichen Einfluß auf die Verbundfestigkeit hat. So zeigt der Kalksandsteinbeton bei 600°C noch 70 % der Ausgangsverbundfestigkeit. Selbst die Leichtbetone liegen mit knapp 60 % der Ausgangsverbundfestigkeit noch erheblich günstiger als der Quarzkiesbeton, dessen Verbundfestigkeit bereits auf unter 30 % seines ursprünglichen Wertes abgefallen ist.

Ähnliche Verhältnisse sind auch beim instationären Hochtemperaturverbundkriechen anzutreffen. Bild 12 zeigt die von Rostásy und Mitarbeitern [30] gemessenen kritischen Verbundspannungen. Auch hier zeigen die Betone mit der höheren thermischen Dehnung die kleineren kritischen Verbundspannungen.

Die bisher durchgeführten experimentellen Untersuchungen liefern eine Reihe von wertvollen Hinweisen zur Klärung der Frage, wie sich das Verbundverhalten unter zeitlich vorgegebenen thermischen und damit verbunden mechanischen Beanspruchungen verändert. Faßt man alle bisherigen Erfahrungen zusammen, so lassen sich drei Aussagen machen, die von grundlegender Bedeutung sind, weil sie unabhängig von der speziellen Versuchsdurchführung und den speziell untersuchten Betonmischungen von allen Forschungsergebnissen bestätigt werden:

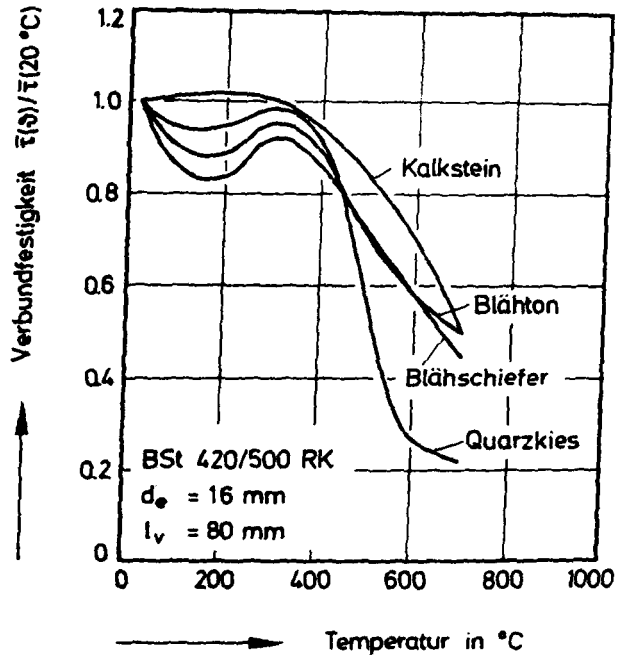


Bild 11 Bezogene Verbundfestigkeit von Rippenstahl BSt 420/500 RK ($\varnothing 16\text{ mm}$) und Betonen mit verschiedenen Zuschlägen in Abhängigkeit von der Temperatur (nach Sager [29])

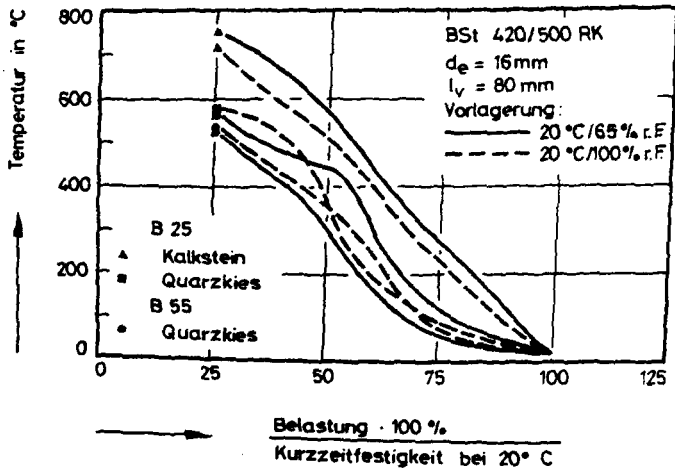


Bild 12 Kritische Verbundtemperaturen in Abhängigkeit vom Ausnutzungsgrad der Proben (nach Rostásy et al. [30])

- Das Verbundverhalten tritt unabhängig von der Versuchstemperatur immer im Bereich der Matrix (Mörtel oder Beton) auf. Die Schädigung der Stähle ist dagegen unerheblich;
- oberhalb von etwa 350°C nimmt die Verbundfestigkeit monoton mit steigender Temperatur ab;
- den größten Einfluß auf den Temperaturgang der Verbundfestigkeit haben die Zuschlagsart und die Oberflächenform bzw. -konstitution der Stähle.

1.3 Problemstellung

Wenn auch die Kenntnisse zum Verbundverhalten bei erhöhten Temperaturen in letzter Zeit erheblich an Umfang zugenommen haben, so wurde jedoch in keiner der bekannt gewordenen Arbeiten der Frage nachgegangen: Wie beeinflußt die Prüfmethode selbst die Versuchsergebnisse? Daß die jeweilige Prüfmethode die Untersuchungsergebnisse ganz wesentlich beeinflussen kann, ist aus der Prüfung der Festigkeit und des Verformungsverhaltens von Beton und Stahl hinreichend bekannt (s. u.a. [31 - 33]). So konnte Schickert [31] nachweisen, daß die Art des Lasteintragungssystems ebenso wie die Probekörpergestalt nicht nur die Bruchform, sondern auch die Festigkeits- und Verformungskennwerte von Beton maßgeblich bestimmen. Darüber hinaus haben Malhotra [34] sowie Schneider und Mitarbeiter [35] bei Untersuchungen des Hochtemperaturverhaltens von Beton festgestellt, daß Festigkeiten und E-Moduln bei hohen Temperaturen ganz wesentlich davon abhängen, ob bei den Versuchen mit oder ohne Vorlast aufgeheizt wird. Erst die genaue Kenntnis der aus der Prüfmethode resultierenden Beanspruchungszustände der Proben gestattet es, die experimentellen Untersuchungen zum Verbundverhalten sinnvoll zu interpretieren.

Die Fragen nach den Ursachen der Veränderungen im Verbundverhalten wurden bisher ebenfalls nicht behandelt. Rostásy et al. [30] konnten mit REM- und lichtmikroskopischen Aufnahmen lediglich feststellen, daß die Verbundzone und die umgebende Betonmatrix durch Rißbildung mit zunehmender Temperatur stark geschädigt wird.

Ebensowenig wurde bisher in den Arbeiten gezeigt, inwieweit die Ergebnisse der Verbunduntersuchungen auf andere Systeme übertragbar sind, ob also die bei erhöhten Temperaturen ermittelten Zusammenhänge zwischen Verschiebung und Belastung die gleiche Allgemeingültigkeit^{*)} besitzen wie die Rehmschen "Grundgesetze". Diese Frage ist von besonders praktischer Bedeutung, denn erst mit Hilfe experimentell und theoretisch abgesicherter Grundgesetze lassen sich auch komplexere Gebilde (z.B. Stützen, Rahmen, Balken, Platten o.ä. sowie die verschiedensten Arten der Verankerungen) hinsichtlich der Verbundwirkung theoretisch analysieren.

Die vorliegende Arbeit befaßt sich mit den oben formulierten Fragen. Dazu ist zunächst die Klärung folgender Probleme erforderlich:

- Welche Prüfmethode ist für Verbundprüfungen bei hohen Temperaturen geeignet?
Wie beeinflußt die Prüfmethode die Meßergebnisse?
Welche prinzipiellen Meßfehler sind dabei zu berücksichtigen?
- Welche Auswirkungen haben die Aufheizgeschwindigkeit, die Probengeometrie und die Belastungsart auf das Verbundverhalten?
- Welche Auswirkungen haben die Werkstoffkenngrößen, wie z.B. E-Modul, Kriechfunktion, thermische Dehnung usw., von Matrix (Beton, Mörtel) und Bewehrung (Stahl) auf die Beanspruchung in der Verbundzone und damit auf die erzielten Meßergebnisse?

Erst daran anschließend kann die experimentelle Ermittlung der Verbundeigenschaften und ihrer Veränderungen bei hohen Temperaturen erfolgen. Dies erfordert Messungen von Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen bei verschiedenen Temperaturen.

^{*)} Die von Rehm aufgezeigten Einschränkungen und Grenzen vorausgesetzt.

Daneben gleichberechtigt muß die Ermittlung der Ursachen der Veränderungen im Verbundverhalten stehen. Es ist durchaus anzunehmen, daß die Entwässerungs-, Umwandlungs- und Zersetzungsreaktionen, die im Beton bei hohen Temperaturen ablaufen und u.a. zu dessen Festigkeitsabfall führen, in der Kontaktschicht zwischen Stahl und Beton wesentlich anders und bei anderen Temperaturstufen ablaufen. Nach Zimbelmann [36] (s. a. Rehm, Diem u. Zimbelmann [37]) und einigen anderen Autoren [12, 13, 14] unterscheidet sich die Struktur der Kontaktschicht Stahl - Zementstein ebenso wie die Kontaktschicht Zuschlag - Zementstein deutlich in der Phasenzusammensetzung und in den mechanischen Eigenschaften (z.B. Mikrohärtigkeit) von der umgebenden Zementsteinmatrix.

Ausgehend von den Kenntnissen über den Aufbau der Kontaktschicht bei Raumtemperatur und dem Wissen über die temperaturbedingten Strukturveränderungen des Betons, sollen deshalb thermisch bedingte Veränderungen in der Kontaktschicht untersucht werden. Dazu werden die einschlägigen thermo- und strukturanalytischen Verfahren wie DTA, Rasterelektronen- und Lichtmikroskopie sowie die Schallemissionsanalyse eingesetzt. Hauptziel dieser strukturanalytischen Untersuchungen ist die Beantwortung der Frage, wie und warum ändern sich Haft-, Scher- und Reibungsverbund.

Abschließend soll dann auf der Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse und Versuchsergebnisse der prinzipielle Verlauf der "Grundgesetze des Verbundes bei erhöhten Temperaturen" diskutiert und mit den Meßwerten verglichen werden.

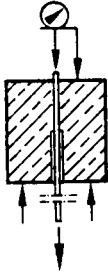
2. Entwicklung einer Prüfmethode für hohe Temperaturen

2.1 Prüfverfahren und Probekörper für Raumtemperatur

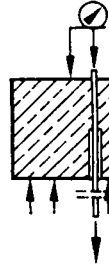
Da der Beanspruchungszustand, in dem sich ein beliebiges diskretes Stahlbetonelement in einem Bauteil befindet, ganz wesentlich den Verbund zwischen Stahl und Beton bestimmt, wurde eine Anzahl von Prüfverfahren entwickelt, um möglichst genau den Spannungszustand im Gebrauchszustand nachzubilden. Entsprechend der jeweils zur Anwendung gelangten Versuchsmethode entstanden u.a. folgende Prüfkörperformen: zentrischer Ausziehkörper, exzentrischer Ausziehkörper, konsolenartiger Ausziehkörper, Durchstoßkörper, Dehnkörper, Verankerungskörper, Balkenendkörper (vgl. Bild 13). Soweit handelsübliche Stähle untersucht werden, haben sich als Standardversuche der sogenannte Biegehaftversuch (Beam-Test) und der sogenannte Ausziehversuch (Pull-Out-Test) durchgesetzt.

Durch den Biegehaftversuch sollen die in der Verankerungszone von Balken vorliegenden Verhältnisse auf einfache Art nachgeahmt werden. Der Versuchskörper besteht aus zwei gleichartig ausgebildeten Hälften, die im unteren Teil durch den Stab, dessen Verbundeigenschaften untersucht werden sollen, und im oberen Teil durch ein Stahlgelenk miteinander verbunden sind. Der Balken ist auf zwei Stützen frei drehbar gelagert und wird durch zwei symmetrisch zur Mitte angreifende Einzellasten belastet. Die Versuchskörperabmessungen und die Querbewehrung sind vom Durchmesser der zu prüfenden Stäbe abhängig. Die Einbettungslänge beträgt in allen Fällen $10 d_e$. Die Belastung wird stufenweise bis zur Überwindung des Verbundes in beiden Balkenhälften gesteigert. Bei jeder Laststufe wird der Schlupf an den Stabenden durch Meßuhren oder induktive Geber gemessen. Der Verlauf der Verbundspannungen in Abhängigkeit vom Schlupf am unbelasteten Ende kann aus den Meßergebnissen unter Annahme einer definierten, meist als konstant unterstellten Verbundspannungsverteilung berechnet werden.

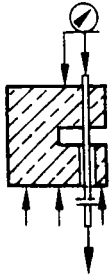
Beim Ausziehversuch wird ein in einem Betonwürfel mit einer Kantenlänge von $10 d_e$ eingebetteter Stab an einem Ende durch eine Zugkraft beansprucht, während das andere Ende spannungslos



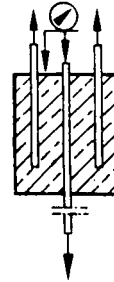
Zentrischer Ausziehkörper



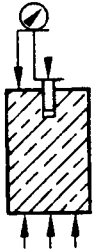
Exzentrischer Ausziehkörper



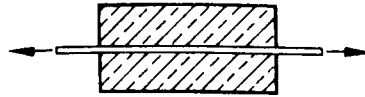
Konsolenartiger Ausziehkörper



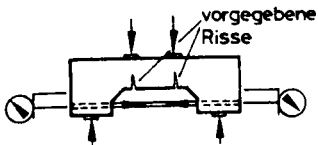
Spleißkörper



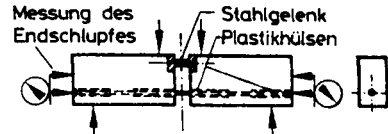
Durchstoßkörper



Dehnkörper



Verankerungskörper



Balkenendkörper

Bild 13 Probekörperformen und Testmethoden zur Untersuchung des Verbundverhaltens

bleibt. Dabei wird wie beim Biegehaftversuch die Beziehung zwischen der Zugkraft und der relativen Verschiebung zwischen Stahl und Beton am unbelasteten Stabende als Verbundmaßstab gewählt. Die Belastung wird kontinuierlich bis zum Bruch gesteigert. Verbund besteht nur auf einer Länge von $5 d_e$, während die verbundfreie Vorlänge zur Verringerung des Einflusses der Lasteintragung dient.

Der Ausziehversuch weicht zwar erheblich von den Verhältnissen in der Praxis ab, hat aber gegenüber dem Biegehaftversuch, der im übrigen auch nur in sehr beschränktem Maße den wirklichen Beanspruchungen eines auf Biegung beanspruchten Balkens entspricht^{*)}, den großen Vorteil, daß mit ihm auf "recht einfache", d.h. kostengünstige, sowie thermisch und mechanisch überschaubare und meßtechnisch auch bei höheren Temperaturen beherrschbare Art und Weise die erforderlichen Gesetze zur Charakterisierung des Verbundes gewonnen werden können. Bei den Ausziehversuchen ist jedoch zu beachten, daß die Versuchsergebnisse nicht ohne weiteres auf das Verbundverhalten in einem Bauteil, u.a. wegen der Druckbeanspruchung des Betons, des Querdrucks auf den Stahlstab infolge der Gewölbewirkung aus den Auflagerkräften und der Behinderung der Querdehnung durch Reibung an der Auflagerplatte, übertragen werden können (vgl. [38]).

Exzentrische Ausziehversuche werden vor allem angewendet, wenn Aussagen über die Sprengwirkung von Stählen gemacht werden sollen (s. z.B. Teffers [7]).

Bei den Dehnversuchen werden zentrisch bewehrte Prismen mit quadratischem Querschnitt über die an den beiden Enden herausstehenden Stahlstäbe auf Zug beansprucht. Die Ribbildung bei zunehmender Belastung wird verfolgt und die Ribbreite gemessen.

^{*)} Das Verhältnis Moment zur Querkraft entspricht wegen der kurzen Spannweite nicht dem eines normalen Balkens. Daneben ist der Einfluß unvermeidbarer Biegerisse nicht zu erfassen. Außerdem ist die Betondeckung meist größer (Sprenggefahr) als bei normalen Bauteilen.

Das Ziel dieser Versuche ist die Feststellung, in welchem Maße die Rißbildung durch verschiedene Stahlprofilierungen beeinflußt werden kann.

Bei Durchstoßversuchen, die relativ selten durchgeführt wurden [39], wird der Stahl im Gegensatz zu allen bisher erwähnten Versuchen auf Druck beansprucht. Hierzu können Betonrippenstähle mit oder ohne direkten Betonkontakt der Stirnflächen einbetoniert werden. Dehnungs- und Verbundspannungsverlauf können dabei mit und ohne Lastabtragung in der Stahlstirnfläche (Spitzendruck) erfaßt werden. Die Versuche werden als relevant für druckbeanspruchte Bauteile (Stützen, Wände) angesehen.

Grundliegende Untersuchungen des Verbundes an einem Stabelement wurden von Rehm [3] an einem "Betonzahn" und von Lutz [40] an einer "Stahlrippe" durchgeführt (s. Bild 14). Bei solch "differenziell kurzen" Einbettungslängen ist der Spannungszustand

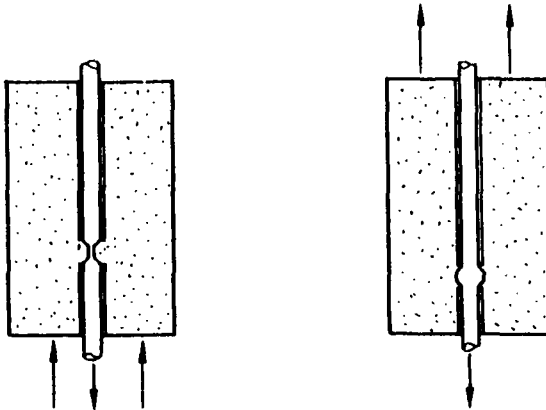


Bild 14 Versuchskörper von Rehm [3] und Lutz [40]

von Stahl und Beton nahezu unabhängig von der Belastungsart (Ausziehen bzw. Durchstoßen). Zur Ermittlung der Kraft-Schlupf-Charakteristika werden jedoch wegen der einfacheren Versuchstechnik Ausziehversuche gewählt. Der Vorteil solcher Untersuchungen besteht darin, daß man sog. "Grundgesetze des Verbundes" ermitteln kann, mit denen auch komplexere Gebilde hinsichtlich des Verbundes untersucht werden können. Nachteilig wirkt sich jedoch aus, daß sich die Streuungen der Versuchsergebnisse mit abnehmender Verbundlänge erhöhen (Rehm [41]).

Daneben werden für grundsätzliche Untersuchungen der Grenzschicht Stahl - Beton bzw. des Haftverbundes Haftversuche und, in modifizierter Form, Ausziehversuche angewendet.

Bei den Haftversuchen werden Metallscheiben mit Frischbeton überdeckt und nach dem Erhärten senkrecht zur Grenzschicht abgezogen. Damit gewinnt man Aussagen über die Stärke der Haftung und über die Struktur der Bruchfläche und der Grenzschicht [12, 13].

Die Ausziehversuche, meist durchgeführt an einbetonierten dünnen Drähten oder Fasern, ergeben Aufschluß sowohl über die Stärke der Haftung als auch über die Höhe des Reibungsverbundes. Ferner lassen sich aufgrund der kleinen Probendimension relativ einfach chemische und strukturelle Analysen der Grenzschicht und der Bruchflächen durchführen.

2.2 Prüfverfahren und Probekörper für hohe Temperaturen

Hochtemperaturverbunduntersuchungen erfordern aufgrund des zusätzlichen Parameters Temperatur eine sehr große Anzahl von Einzelversuchen. Komplizierte und damit teure und zeitaufwendig herzustellende Probekörper, wie sie zur Durchführung des Biegehaftversuches notwendig sind, wurden daher von vornherein ausgeschlossen. Durchstoßversuche wurden schon deshalb nicht gewählt, weil über diese Versuchsart im Bereich der Normaltemperaturen kaum Erfahrungen vorliegen. Außerdem bereitet das Verhindern des Ausknickens des Probestabes gerade im Bereich höherer Temperaturen große experimentelle Schwierigkeiten. Aus

Kosten-, Zeit- und experimentellen Gründen fiel die Entscheidung daher zugunsten der konventionellen Ausziehversuchsmethode. Wegen der bei "differentiell kurzen" Einbettungslängen zu erwartenden großen Streuungen der Versuchsergebnisse wurde mit größeren Verbundlängen gearbeitet.

Bei der Wahl der Probekörperform erfolgte eine Anlehnung an die Empfehlungen von RILEM CEB/FIP [42]. Danach soll die Kantenlänge des Probekörpers D ungefähr 10 mal so groß sein wie der Durchmesser des Bewehrungsstahls d_e und die Verbundlänge l_v etwa $5 \cdot d_e$ betragen. Jedoch wurde der RILEM-Probekörper aus thermischen Gründen noch modifiziert.

Ein entscheidender Einfluß auf die Dimensionierung der Probekörper ergab sich aus der Forderung, die Probe möglichst homogen aufzuheizen. Aus thermischen Gründen bietet sich eine zylindrische Probekörperform an. Quasi-isotherme Verhältnisse sind im Prinzip immer durch Wahl einer sehr kleinen Aufheizgeschwindigkeit der Probe zu erreichen. Jedoch sollte die Aufheizgeschwindigkeit aus experimentellen Gründen nicht kleiner als $1^\circ\text{C}/\text{min}$ gewählt werden.

Aus Hochtemperaturversuchen mit Probekörpern von 8 cm Durchmesser und 30 cm Länge, wie sie u.a. in [26] und [35] beschrieben sind, ist bekannt, daß bei Aufheizgeschwindigkeiten bis 10 K/min Temperaturgradienten von $6 - 7^\circ\text{C}/\text{cm}$ während der Aufheizung keinen nachweisbaren Einfluß auf das thermische Verhalten des Betons haben. Überträgt man diese Erkenntnisse auf die vorliegenden Verhältnisse, so ergibt sich, daß der maximale Probenradius 9 cm nicht überschritten werden darf.

Neben den thermischen Einflüssen sind auch die Struktur und Zusammensetzung des Betons bei der Dimensionierung der Probekörper zu beachten. Bei Festigkeits- und Verformungsmessungen an Beton soll z.B. die kleinste Probekörperabmessung mindestens das Fünffache des Größtkorndurchmessers betragen [4]. Aus beton-technologischen Gründen sollte andererseits das Größtkorn von Betonmischungen jedoch nicht unter 16 mm liegen, so daß daraus ein Mindestprobenradius von 8 cm folgt. Bei der konstruk-

tiven Ausbildung der Probekörper (vgl. Bild 15) wurden die Probenabmessungen aus technischen Gründen allerdings noch etwas abgeändert. Gewählt wurden schließlich die Höhe $H = 191 \text{ mm}$ und der Durchmesser $D = 172 \text{ mm}$. Aus Bild 15 geht u.a. hervor, daß die Verbundzone durch eine obere und eine untere verbundfreie Zone der Dicke l_o bzw. l_u abgeschlossen ist. Durch diese Maßnahme wird erreicht, daß in der Verbundzone eine im wesentlichen radikale Aufheizung erfolgt und daß das Temperaturfeld im Verbundbereich von Randstörungen durch die dreidimensionale Aufheizung frei bleibt. Die Verbundlänge l_v und die verbundfreien Vorlängen l_u und l_o wurden von Serie zu Serie entsprechend den vorliegenden Verhältnissen festgelegt.

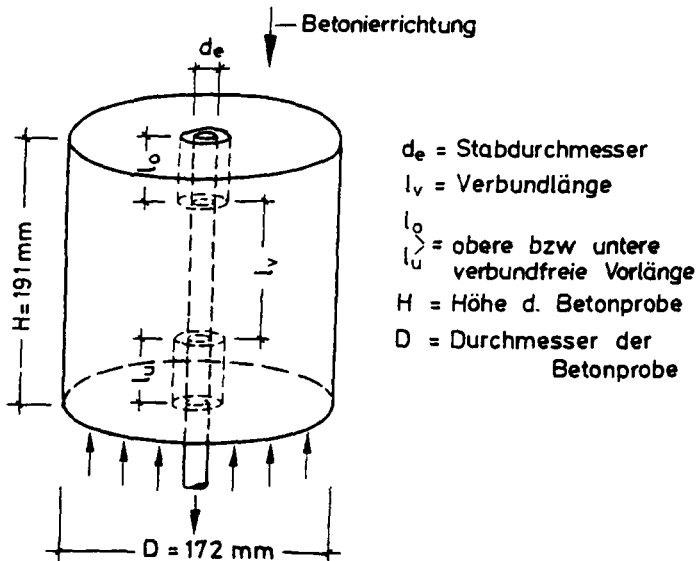


Bild 15 Versuchskörper für Ausziehversuche

2.3 Aufbau der Verbundprüfeinrichtung

Die Probekörper wurden in einem eigens für diese Versuche entwickelten Prüfstand untersucht. Der Prüfstand besteht aus 3 Komponenten:

- 1) Einem mechanischen Teil zur Erzeugung einer servohydraulisch geregelten Ausziehkraft und deren Messung - der eigentlichen Ausziehvorrichtung,
- 2) einem Ofen mit regelbarem Heizsystem,
- 3) einem Hochtemperatur-Dilatometer zur Messung des Schlupfes am unbelasteten Probekörperende.

Der mechanische Teil der Ausziehvorrichtung (s. Bild 16) besteht aus einer kreisförmigen Druckplatte, einem Stahlzylinder und einer Hohlkolbenpresse, die auf einer Konsole befestigt sind. Die Druckplatte aus zunderfreiem warmfesten Stahl und der obere Teil des Zylinders befinden sich im Ofenraum. Am unteren Teil des Stahlzylinders ist ein Flansch angeschweißt. Zwischen diesem und einem weiteren Flansch, der auf der Konsole befestigt ist, ist die Hohlkolbenpresse eingebaut. Am freien Ende des Hohlkolbens ist ein Ringkraftaufnehmer befestigt. Der Ringkraftaufnehmer dient als Istwertgeber für den Hydraulikregelkreis und zur Messung der angelegten Prüfkraft (Verbundkraft).

Den Kraftschluß zwischen Bewehrungsstab und Kraftmeßdose sowie Hohlkolbenpresse übernimmt eine Klemmvorrichtung, wie sie als Keilverankerung im Spannbetonbau üblich ist. Die Kraftregelung erfolgt servohydraulisch. Das Hydraulikaggregat erzeugt im Ölkreislauf einen Öldruck, der über das Servoventil zum Belastungszyylinder geführt wird. Eine Meß- und Regeleinheit übernimmt die Steuerung der Anlage.

Die Ausziehanlage ist so konzipiert, daß auch bei 800 °C die maximale Ausziehkraft von 200 kN aufgebracht werden kann. Der untere, außerhalb des Ofens liegende Teil des Stahlzylinders muß gekühlt werden, da bei Ofentemperaturen über 300 °C die natürliche Konvektion nicht ausreicht, um eine Überhitzung und damit verbunden eine Schädigung des Hydrauliköls im Ölkreislauf

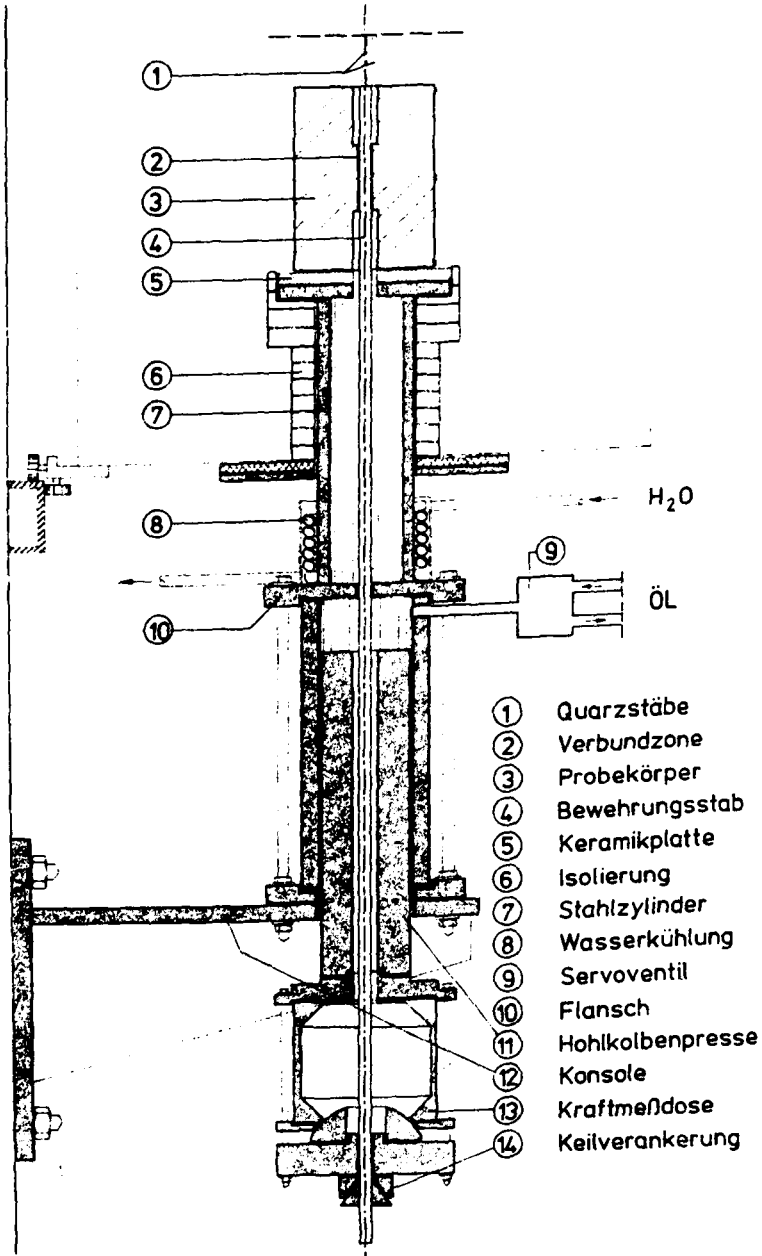


Bild 16 Ansicht der Ausziehvorrichtung

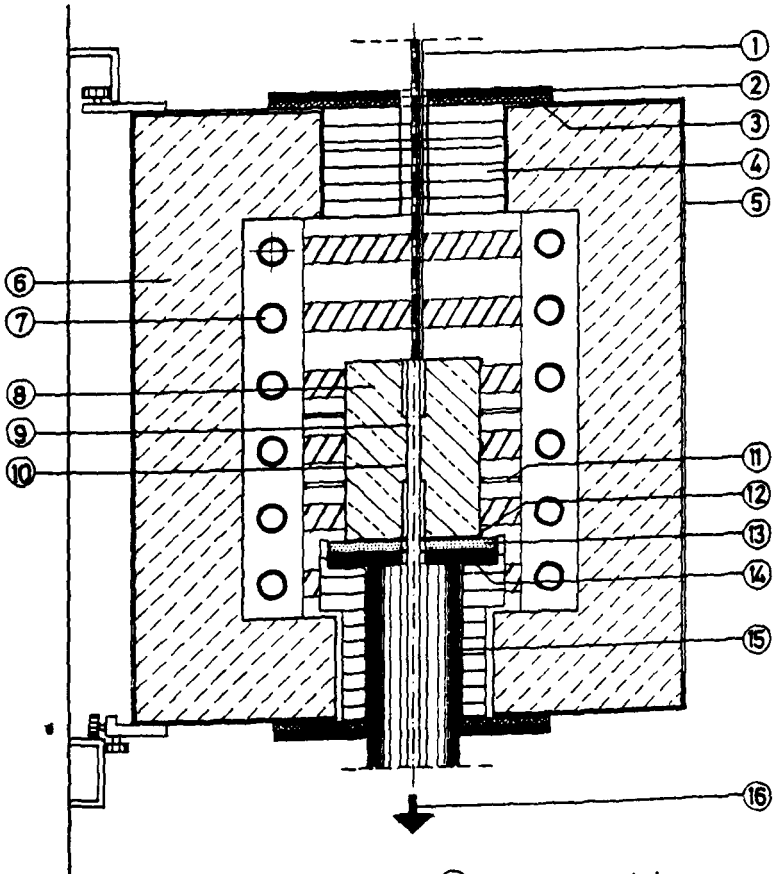
zu verhindern. Als besonders günstig hat sich eine Wasserkühlung erwiesen. Dazu ist der Stahlzylinder mit einem Kupferrohr umwickelt. Es wird mittels Stahlschellen angepreßt. Dieses Kühlsystem gewährleistet, daß sich der untere Stahlflansch des Stahlzylinders selbst bei 800°C Ofentemperatur nicht überhitzt und die Hohlkolbenpresse nicht über 80°C erwärmt wird.

Um den Wärmefluß aus dem Ofen durch den gut wärmeleitenden Stahl der Druckplatte zu vermindern und einen möglichst kleinen axialen Temperaturgradienten im Probekörper zu erreichen, ist zwischen Probekörper und Druckplatte eine Keramikscheibe angeordnet. Außerdem sind die Druckplatte, die Keramikscheibe und der im Kammerofen befindliche Teil des Stahlzylinders mit einer Wärmeisolationsschicht von 2 - 3 cm Dicke versehen.

Die Heizvorrichtung besteht aus einem Kammerofen (Bild 17) und einer Regeleinheit. Der Kammerofen ist über Rollenlager und Profileisen mit einem Ständerwerk verbunden und kann bei geöffneter Fronttür leicht verschoben werden, so daß die Druckplatte von allen Seiten her gut zugänglich wird und ein bequemer Einbau sowie eine genaue Justierung des Probekörpers gewährleistet sind.

Die obere Ofenabdeckung enthält eine Bohrung, durch die Quarzstäbe zur Schlupfübertragung auf das Dilatometersystem geführt werden (vgl. Bild 18).

Um den Temperaturgradienten in vertikaler Richtung möglichst gering zu halten, ist die Heizung des Ofens in drei Heizzonen aufgeteilt, die unabhängig voneinander geregelt werden können. Zur thermischen Entkopplung der drei Heizzonen dienen Konvektionsbleche. Die Temperaturregelung erfolgt elektronisch im geschlossenen Regelkreis, und zwar für jede Heizzone getrennt. Den Istwertgeber für die entsprechenden Heizzonen bilden NiCr-Ni-Thermoelemente, die direkt an der Oberfläche der Probekörper angebracht sind. Ein Sollwertgeber liefert das Vergleichssignal. Soll- und Istwert werden im Führungsregler ständig verglichen. Das erzeugte Differenzsignal dient zur Steuerung des Thyristorstellgliedes. Die beiden Seitenregler in der mittleren und obern



- | | |
|-----------------|--------------------|
| ① Quarzstäbe | ⑨ Bewehrungsstab |
| ② Abdeckblech | ⑩ Verbundzone |
| ③ Mineralwolle | ⑪ Konvektionsblech |
| ④ Isolierung | ⑫ Thermoelement |
| ⑤ Blechhülle | ⑬ Keramikplatte |
| ⑥ Silikatsteine | ⑭ Druckplatte |
| ⑦ Heizelement | ⑮ Stahlzylinder |
| ⑧ Probekörper | ⑯ Belastung |

Bild 17 Ansicht des 3-Zonen-Kammerofens

ren Heizzone, die ebenso wie der Führungsregler als PID-Regler aufgebaut sind, erhalten ihren Istwert ebenfalls aus Thermoelementen von der Probenoberfläche, als Sollwertgeber dient hier jedoch der Führungsregler.

Der Sollwertgeber gestattet es, lineare bzw. rampenförmige Temperaturprogramme vorzugeben, wobei die Aufheizgeschwindigkeiten zwischen 20 K/min (= 1200 K/h) und 0,02 K/min (= 1,2 K/h) variiert werden können. Die Maximaltemperatur wird über ein Potentiometer am Führungsregler eingestellt. Die Haltezeit kann an einer Schaltuhr vorgewählt werden. Die Abkühlung kann ebenfalls geregelt erfolgen. Die Regelung im Abkühlungszeitraum versagt, wenn die natürliche Abkühlgeschwindigkeit des Ofens, die sich exponentiell mit der Zeit verringert, von der vorgewählten Abkühlgeschwindigkeit überschritten wird.

Durch die gewählte Art der Temperaturregelung, speziell der Aufteilung des Ofens in 3 Heizzonen, werden äußerst geringe Temperaturdifferenzen von maximal 5 - 10 °C in axialer Probekörperichtung erzielt. Der aus der Aufheizgeschwindigkeit, der Probengeometrie und den thermischen Koeffizienten der Probe resultierende, unvermeidlich radiale Temperaturgradient beträgt bei einer Aufheizgeschwindigkeit von 1 K/min während des Aufheizens ca. 6 - 8 °C/cm [22].

Zur Messung des Schlupfes des unbelasteten Stahlendes des in Probenmitte befindlichen Bewehrungsstabes werden zwei Quarzglasstäbe aus dem Ofen herausgeführt und jeweils durch ein Parallelenkersystem (s. Bild 18) leicht gegen den Bewehrungsstab bzw. gegen den Betonprobekörper gedrückt. Das eine Parallelenkersystem enthält eine Halterung, in die der induktive Wegaufnehmer eingespannt ist. Die Tastspitze des Wegaufnehmers wird federnd gegen das zweite Parallelenkersystem gedrückt.

Das Meßsignal kann dann nach geeigneter Verstärkung und Gleichrichtung mit einem Linien- oder x-y-Schreiber aufgezeichnet werden. Die thermische Dehnung der Quarzglasstäbe braucht hier nicht gesondert berücksichtigt zu werden, da sich die Stäbe in gleicher Länge im heißen Ofenraum befinden und sich ihre ther-

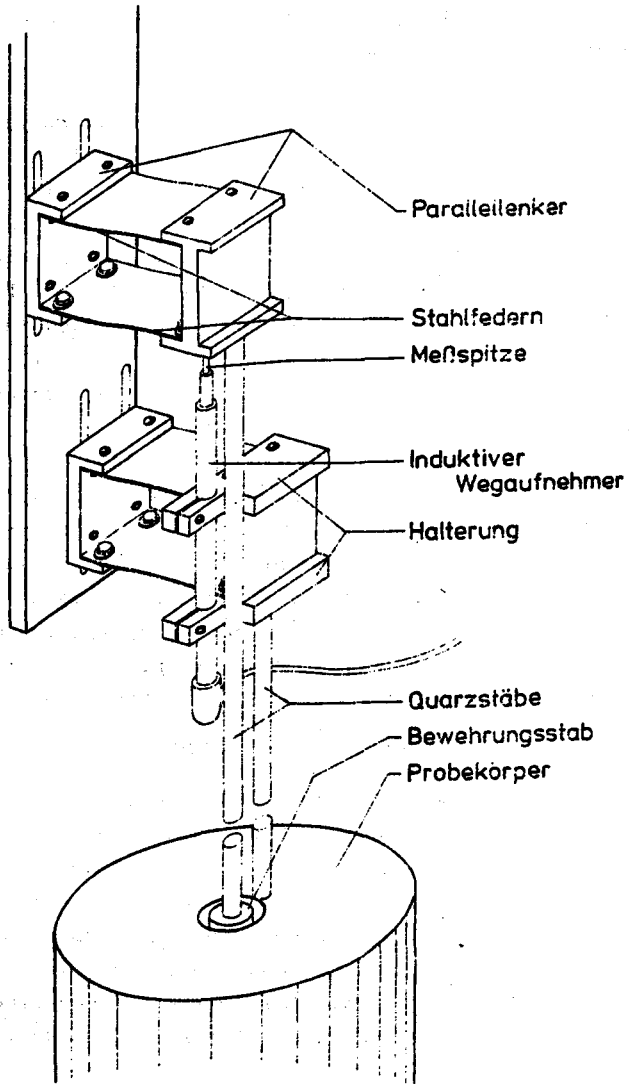


Bild 18 Parallelenker und Dilatometerstäbe der Schlupfmessrichtung

mischen Dehnungen aufgrund des Meßprinzips (Differenzmessung) gegenseitig aufheben, sofern eine gleichartige Erwärmung beider Stäbe vorausgesetzt werden kann. Im vorliegenden Fall trifft dies zu, wie Vergleichsmessungen gezeigt haben [22].

2.4 Probekörperherstellung

Zur Herstellung der Proben wurden spezielle Schalungen entwickelt (s. Bild 19), die auf einen Stahlrahmen, der auch die Zentrierbohrungen enthält, zu montieren sind. Die Probenschalung besteht aus einem längs aufgeschlitzten PVC-Rohr, das zwischen einer Stahlplatte, die auf den Rahmen aufgeschraubt ist, und einem Stahlring, der über zwei Stehbolzen mit der Stahlplatte verbunden ist, gehalten wird. Dadurch wird eine sehr gute Maßhaltigkeit der Probekörper erreicht.

Der Bewehrungsstab wird jeweils am oberen, unbelasteten Ende mit einer Zentrierbohrung versehen, in die ein kegelförmig angeschliffener Zentrierbolzen greift. An der Zugseite wird der Bewehrungsstab mit Hilfe einer Zentrierbuchse und durch zwei Klemmschrauben gehalten. Die Abgrenzung des Verbundbereichs erfolgt durch zwei Stahlrohre, deren Enden gegen das Eindringen von Beton mit einem dauerelastischen Kitt verschlossen und deren äußerer Umfang konisch abgedreht wurde, um eine Entfernung der Stahlrohre beim Ausschalen möglichst ohne großen Kraftaufwand zu ermöglichen.

Die Probekörper wurden alle stehend betoniert. Die Verdichtung erfolgte mit Hilfe eines Innenrüttlers (Flaschendurchmesser: 26 mm, Verdichtungszeit: 30 sec). Nach dem Glätten der Oberfläche wurden die Probekörper mit Plastikfolie abgedeckt und nach 24 Stunden ausgeschalt. Daran schloß sich eine 7-tägige Wasserlagerung an. Danach wurden die Probekörper bis zur Versuchsdurchführung in einem Klimaraum bei 20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte oder weiter unter Wasser gelagert.

Zu jeder Probekörperreihe wurden gleichzeitig 6 Probewürfel 20 x 20 x 20 cm³ unter den gleichen Bedingungen hergestellt und gelagert. Zur Überprüfung der Betongüte wurde die Druckfestig-

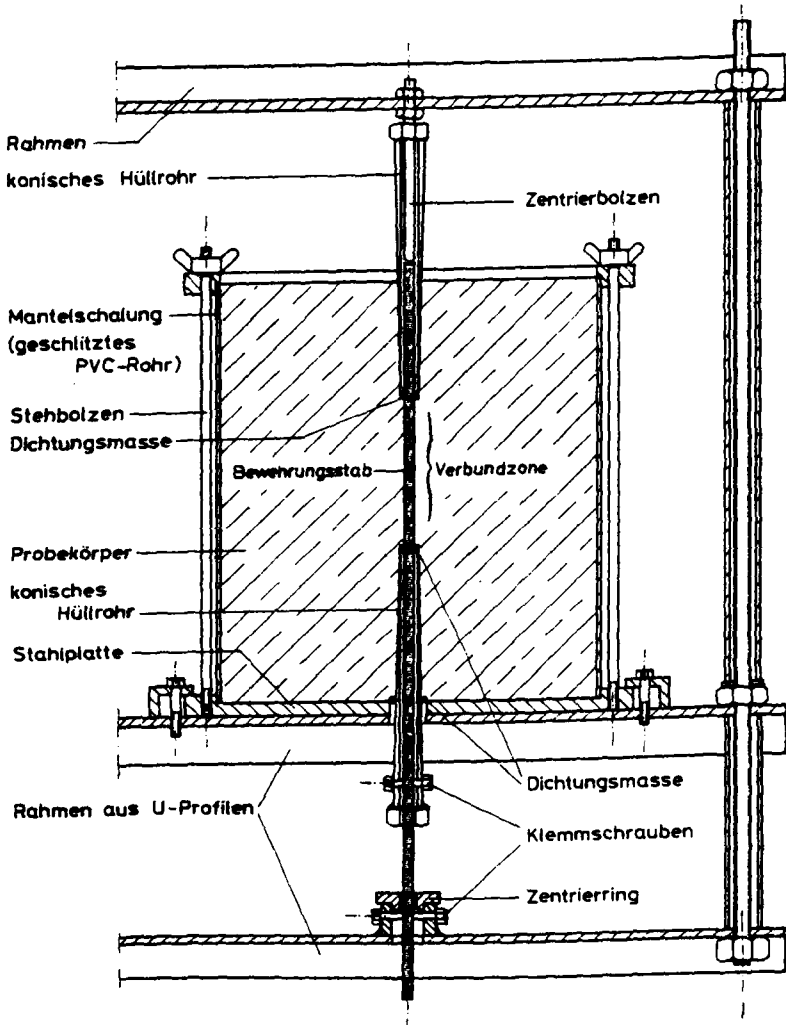


Bild 19 Stahlschalung zur Herstellung zylindrischer Probekörper für Ausziehversuche

keit von jeweils 3 Würfeln am 28. Tage und zum Versuchsbeginn bestimmt.

Das Herstellungsverfahren wurde für alle untersuchten Serien beibehalten. Die Angaben über die verwendeten Mischungen und Stähle sowie Angaben über die Lagerung sind in Kapitel 4.1 zusammengestellt.

2.5 Versuchsarten

Die Versuchsanordnung gestattet, abgesehen von einer Vielzahl von Variationen in den Heizprogrammen und dem Prüfen im warmen und erkalteten Zustand, die Durchführung von zwei grundsätzlich verschiedenen Versuchsarten:

Versuchsart I: Kraft-Schlupf-Messungen bei hohen, konstanten Temperaturen

Versuchsart II: Kraft-Schlupf-Messungen bei veränderlichen Temperaturen

Bei der Versuchsart I (s. Bild 20) werden die Probekörper mit 1,0 K/min auf die gewünschte Versuchstemperatur erwärmt und bei dieser Temperatur homogenisiert. Wie in Vorversuchen (s. [22]) ermittelt wurde, hat der Probekörper bei Manteltemperaturen über 200 °C sowohl den hygrischen als auch den thermischen Gleichgewichtszustand nach etwa 3 h erreicht. Bei einer Manteltemperatur von 105 °C erreicht der Probekörper dagegen erst nach ca. 4 - 5 h das thermische Gleichgewicht. Die Gleichgewichtsfeuchte stellt sich jedoch erst nach 1 - 2 Wochen ein. Aus versuchstechnischen Gründen wurden die Standzeiten für alle Temperaturstufen auf 3 h festgelegt. Nach dieser Standzeit wird die Probe zur Zeit t^* mechanisch belastet.

Die Belastungsgeschwindigkeit wird in Abhängigkeit von der zu erwartenden Bruchspannung so vorgewählt, daß Laststeigerungen von ca. 2 % der Bruchspannung je Sekunde erreicht wurden. Sie entspricht damit den bei den Materialfestigkeitsprüfungen nach DIN 50 146 bzw. DIN 1048 zugrunde gelegten Belastungsgeschwindigkeiten für Stahl (10 N/mm²s) und Beton (0,5 - 0,6 N/mm²s).

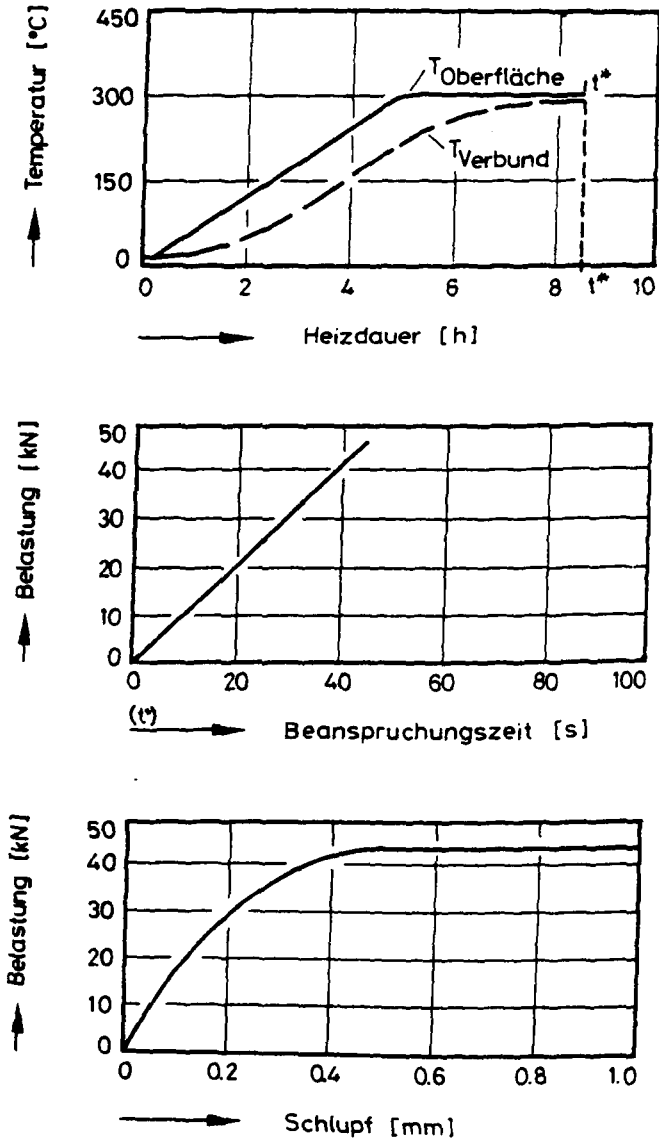


Bild 20 Versuchsablauf zur Ermittlung des Kraft-Schlupf-Verhaltens bei hohen, konstanten Temperaturen (Versuchsart I)

Gleichzeitig liegen sie in dem von Paschen et al. [8] angegebenen Geschwindigkeitsbereich $dr/dt = 0,1 - 10^2 \text{ N/mm}^2\text{s}$, in dem die Verbundfestigkeiten sowohl für glatte Rundstähle als auch für Rippenstähle nahezu unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit sind.

Diese Versuchsart gestattet es, neben der Verbundfestigkeit auch den Schlupf am unbelasteten Stabende in Abhängigkeit von der Ausziehenkraft zu messen. Aus diesen Kraft-Schlupf-Beziehungen lassen sich ggf. "Grundgesetze des Verbundes" bei erhöhten Temperaturen ermitteln.

Die Versuchsart II besteht darin, die Verbundzone bereits bei Versuchsbeginn, d. h. bei 20°C , einer definierten Spannung zu unterwerfen und anschließend die Probe so lange zu beheizen, bis der Verbund Beton/Stahl versagt. Die Aufheizgeschwindigkeit beträgt ebenso wie bei Versuchsart I einheitlich 1 K/min für alle Versuche. Diese Methode bildet das Analogon zu den bekannten Warmkriechversuchen, bei denen die Gesamtverformungen bei instationären, ansteigenden Temperaturen gemessen werden. Die Meßmethode wird im folgenden daher als "instationärer Verbundkriechversuch" bezeichnet.

Mit dem Beginn der Belastung und während der Beheizung der Proben wird der Schlupf am unbelasteten Ende ständig gemessen. Der Versagenszeitpunkt ist erreicht, wenn die Schlupfgeschwindigkeit sehr groß (theoretisch $\rightarrow \infty$) wird. Die dem Versagenszeitpunkt zuzuordnende Temperatur in der Verbundzone wird als kritische Verbundtemperatur bezeichnet. Auf Bild 21 ist der Versuchsablauf dieser Versuchsmethode schematisch dargestellt.

2.6 Vorversuche

Neben den in den nachfolgenden Abschnitten beschriebenen Hauptversuchen wurden vorweg einige Tastversuche unternommen, um

- einen ersten Überblick über das thermische Verhalten der Anlage und der Probekörper zu gewinnen,

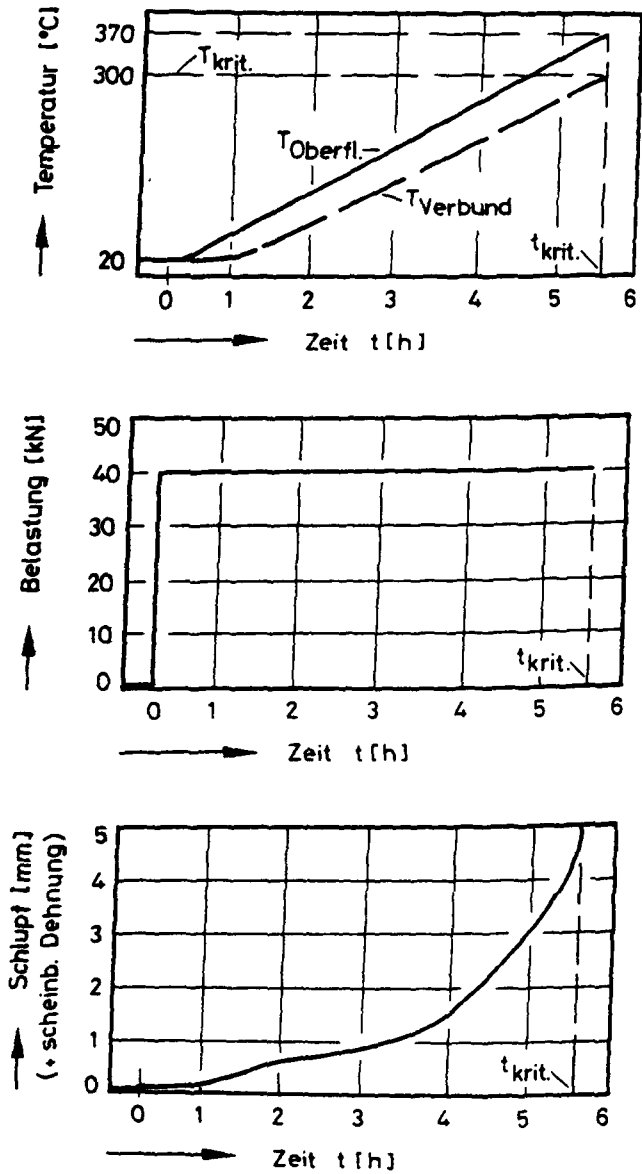


Bild 21 Versuchsablauf bei der Messung des Temperatur-Schlupf-Verhaltens bei Vorgabe einer konstanten Verbundlast während der Aufheizung (Versuchsart II - "instationärer Verbundkriechversuch")

- zur Erleichterung nachfolgender Messungen eine Übersicht über die zu erwartenden Verbundkräfte und Stahlspannungen und die Größe der dazugehörigen Verschiebungen zu erhalten,
- versuchstechnische und probenherstellungsmäßige Zwangspunkte zu erkennen und zu beseitigen,
- einige Meß- und Auswerteprobleme transparent werden zu lassen und zu lösen.

Bei der Auswahl der Betonmischung und des Stahls für die Tastversuche wurde davon ausgegangen, daß schon erste Informationen hinsichtlich der Verbundeigenschaften von praxisüblichem Normalbeton in Verbindung mit gängigem Betonstahl gewonnen werden sollten. Für die weitere Diskussion der Ergebnisse sollten schon Kenntnisse über physiko-chemische bzw. mechanische Hochtemperatureigenschaften der Einzelkomponenten Stahl und Beton bekannt sein. Deshalb wurde ein im Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen" besonders intensiv untersuchter Kiesbeton auf Portlandzementbasis mit im wesentlichen quarzhaltigen Zuschlägen ausgewählt, der für das Betonieren einer Vorserie geeignet erschien [35]. Der Mischungsaufbau sowie einige Frischbetondaten gehen aus Tabelle 1 hervor. Als Stahl wurde ein Rippentorstahl der Qualität III (BSt 420/500 RK) mit einem Durchmesser von 16 mm gewählt - einmal wegen seiner häufigen Anwendung im Bauwesen, zum anderen, weil ebenfalls Erfahrungen über sein Hochtemperaturverhalten vorliegen [43]. Die Verbundlänge wurde zu $5 \cdot d_e = 80$ mm, die verbundfreie Vorlänge l_u zu 48 mm und die obere verbundfreie Vorlänge l_o entsprechend zu 64 mm gewählt.

Die Proben wurden unmittelbar nach dem Herstellen mit Plastikfolie abgedeckt und nach einem Tag ausgeschalt. Daran schloß sich eine 7-tägige Wasserlagerung an. Danach wurden die Proben im Klimaraum bei 20 °C und 65 % r.F. bis zur Versuchsdurchführung gelagert.

Im Alter von 300 Tagen wurden dann erste Ausziehversuche nach Versuchsmethode I - Kraft-Schlupf-Messungen bei hohen konstanten Temperaturen - durchgeführt. Dazu wurden die Proben mit

Tabelle 1 Mischungsaufbau und Betondaten des bei den Vorversuchen verwendeten Betons

Portlandzement 350 F	360 kg/m ³
Kieszuschlag 0 - 2 mm	653 kg/m ³
Kieszuschlag 2 - 8 mm	500 kg/m ³
Kieszuschlag 8 - 16 mm	768 kg/m ³
Gesamtwasser	178 kg/m ³
Frischbetonrohddichte	2,39 kg/dm ³
Rohddichte (28 Tage)	2,37 kg/dm ³
Ausbreitmaß	35,5 cm
Würfeldruckfestigkeit: 28 Tage	47,3 N/mm ²
300 Tage (Versuchsalter)	48,4 N/mm ²

1,0 K/min auf die gewünschte Versuchstemperatur erwärmt und bei dieser Temperatur 3 h lang homogenisiert. In der Aufheizperiode wurde laufend die Verformung zwischen dem unbelasteten Stabende und dem Betonzylinder gemessen.

Nach der Haltezeit wurde dann der Stahlstab mit einer konstanten Lastanstiegsgeschwindigkeit von ca. 1 kN/s ausgezogen. Die Verschiebungen des unbelasteten Stahlendes wurden dabei gemessen und über der Ausziehungskraft aufgezeichnet.

Bild 22 zeigt zunächst den bei der Aufheizung des Probekörpers gemessenen scheinbaren Schlupf s_{therm} . Außerdem enthält das Bild die rein rechnerische Differenz der thermischen Dehnungen von quarzitischem Beton ($\Delta l_b - \Delta l_e$) und dem verwendeten Betonstahl BST 420/500 RK (nach [35]), wobei die Dehnungsdifferenzen noch mit der entsprechenden Meßlänge ($l_o + l_v/2$) multipliziert wurden. Aus beiden Kurven ist bereits ersichtlich, daß allein aufgrund der unterschiedlichen thermischen Dehnungen der beiden Einzelkomponenten ein signifikanter Temperatureinfluß auf die Verbundeigenschaften zumindest bei Temperaturen oberhalb 450 °C zu erwarten ist.

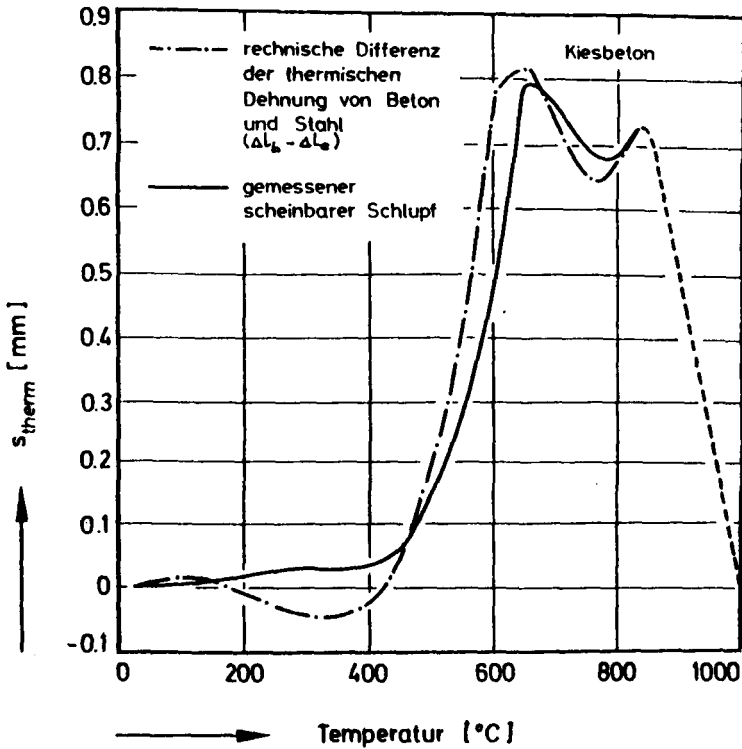


Bild 22 Gemessener scheinbarer Schlupf s_{therm} und die entsprechende rechnerische Differenz der thermischen Dehnungen von Beton und Betonstahl (nach [35]) in Abhängigkeit von der Temperatur

Einige typische Ergebnisse aus den Versuchen sind in Bild 23 zusammengestellt. Auf der x-Achse ist der Schlupf $s(0)$ des unbelasteten Stahlendes und auf der y-Achse die Stahlspannung des belasteten Endes aufgetragen. Zu Vergleichszwecken ist auf der rechten Seite des Bildes noch die mittlere Verbundspannung $\bar{\tau}$ eingetragen. Zur Bestimmung der mittleren Verbundspannung $\bar{\tau}$ wurde dabei angenommen, daß die Verbundspannung τ über der Verbundlänge l_v konstant ist. Da die Stahlkräfte $\sigma_e \cdot A_e$ völlig über Verbundkräfte abgebaut werden müssen, erhält man aus dem

Gleichgewicht der Kräfte:

$$\sigma_e \cdot \pi \cdot d_e^2 / 4 = \bar{\tau} \cdot \pi \cdot d_3 \cdot l_v \quad (2.1)$$

$$\bar{\tau} = \sigma_e \cdot \frac{d_e}{4} \cdot \frac{1}{l_v} \quad (2.2)$$

Im vorliegenden Fall mit $l_v = 5 \cdot d_e$ ist

$$\bar{\tau} = \frac{\sigma_e}{20} . \quad (2.3)$$

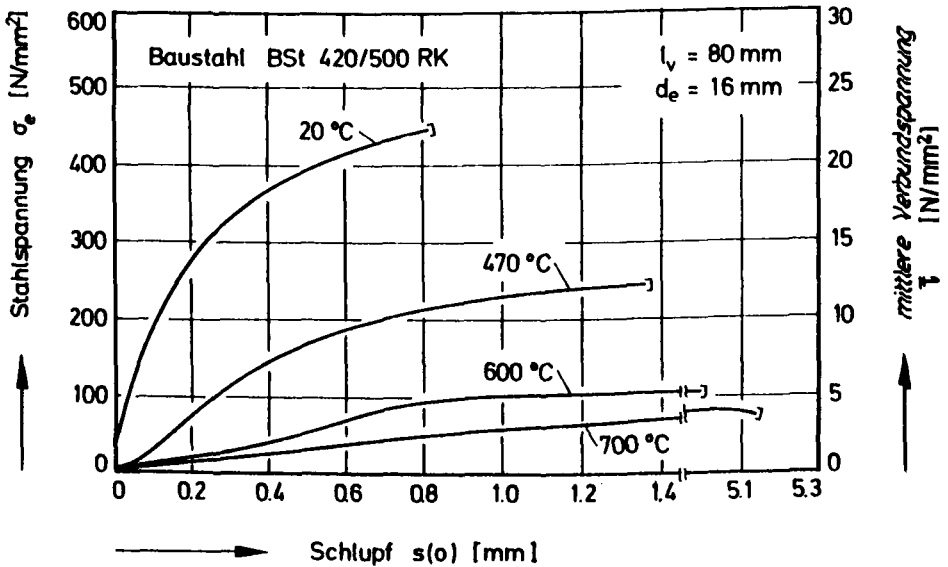


Bild 23 Verlauf der Stahlspannungen σ_e am belasteten Stahlende und der mittleren Verbundspannungen $\bar{\tau}$ in Abhängigkeit vom Schlupf $s(o)$ am unbelasteten Stahlende bei Ausziehversuchen an unterschiedlich stark aufgeheizten Proben

Wie man Bild 23 entnehmen kann, hängt die σ_e - $s(o)$ -Charakteristik sehr stark von der Versuchstemperatur ab. Es werden offenbar nicht nur der Anfangswert der Kurven, die Steigung und

der Höchstwert der Spannung von der einwirkenden Höchsttemperatur beeinflußt, sondern ganz entscheidend auch der σ_e - $s(\sigma)$ -Kursenverlauf. Das ist damit zu begründen, daß sich alle wichtigen Verformungseigenschaften der Einzelkomponenten wie E-Modul, Duktilität, Kriechen, Festigkeit usw. stark mit der Temperatur ändern. Darüber hinaus können aber auch schon während des Aufheizens infolge der Dehnungsdifferenzen sehr große Verbundspannungen geweckt werden, die wahrscheinlich eine Vorschädigung des Verbundbereichs bewirken. Für die weitere Diskussion ist es daher wichtig, die Verteilungen der Verbundspannungen $\tau(x)$, der Verschiebungen $s(x)$ und der Stahlspannungen $\sigma_e(x)$ im Heißen und im Kalten zu berechnen, um einerseits das Meßverfahren kritisch diskutieren und andererseits die Wirkung der Einzeleinflüsse ihrer Stärke nach ordnen zu können.

3. Diskussion der Prüfmethode anhand von Berechnungen von Verteilungen der Verschiebungen, Verbund- und Stahlspannungen längs der Einbettungslänge

3.1 Vorbemerkung

Zur Ermittlung der Einflüsse aus Prüfmethode, Probengeometrie und Werkstoffkenngrößen auf den Verbund ist die Kenntnis des Spannungszustands des Probekörpers Voraussetzung. Zur Bestimmung des Spannungszustands stehen als Untersuchungsmethoden die Spannungsoptik, die Methode der finiten Elemente und die Elastizitätstheorie zur Verfügung. Diesen Verfahren liegen jedoch Idealisierungen des komplexen Verbundbaustoffs Stahlbeton zugrunde. Eine weitere Möglichkeit, die Einflüsse aus Prüfmethode, Probengeometrie und Werkstoffkenngrößen auf den Verbund zu studieren, besteht in der Berechnung der Verteilungen der Verbundspannungen, Stahlspannungen und Verschiebungen. Dieses Verfahren besitzt gegenüber den anderen Verfahren den Vorteil, daß ein Teil der modellmäßig nicht erfaßbaren Beanspruchungszustände (z. B. lokaler Spannungszustand um den Stahlstab) über meßtechnisch gefundene Verbundspannungs-Schlupfbeziehungen implizit in die Berechnungen wieder eingehen. Außerdem hat das Verfahren den Vorteil, daß es relativ einfach zu handhaben und überschaubar ist und daß der Einfluß bestimmter Parameter bzw.

Parameterkombinationen im Ergebnis explizit dargestellt werden kann.

Das letztgenannte Verfahren wurde nicht zuletzt auch deshalb für die weiteren Untersuchungen herangezogen, weil die darin enthaltenen Größen wie Stahlspannung (und somit indirekt auch die Verbundspannung) und Verschiebung gemessen werden können, d. h. die rechnerischen Ergebnisse können experimentell verifiziert werden.

3.2 Verteilung der Verschiebungen, Stahl- und Verbundspannungen bei Raumtemperatur

3.2.1 Verteilungsgesetze

Zur Ermittlung der Verteilungen der Verbundspannungen, der Verschiebungen und der Stahlspannungen sei ein Element aus dem Ausziehkörper herausgeschnitten (vgl. Bild 24). Im Beton herrschen dabei in Richtung Probekörperachse Druckspannungen (-) vor, die vom unbelasteten Ende her ($x = 0$) zum belasteten Ende hin monoton ansteigen und bei $x = l_v$ ihren Höchstwert erreichen. Im Stahl herrschen parallel dazu Zugspannungen (+) vor.

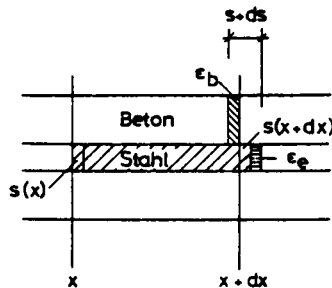


Bild 24 Verbundkörperelement

An einem Element gemäß Bild 24 stellen sich in einem bestimmten Moment t während eines Ausziehversuchs über die Länge dx die in Bild 25 angegebenen Verteilungen ein.

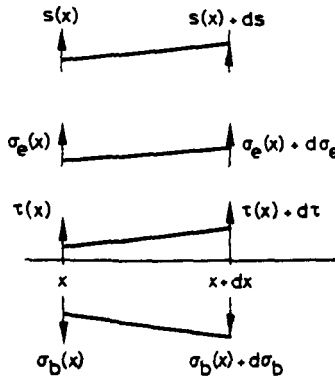


Bild 25 Schematischer Verlauf der Verteilungen der Verschiebung sowie der Stahl- und Verbundspannungen im Verbundkörpererelement

Zur Ermittlung der Verschiebungen zwischen Stahl und Beton werden die Gleichgewichtsbedingungen betrachtet. So kann z. B. eine Änderung der Stahlspannungen nur durch einen Abtrag über Verbundspannungen erfolgen:

$$A_e \cdot d\sigma_e(x) = u \cdot dx \cdot \left(\frac{2\tau(x) + d\tau}{2} \right) \quad (3.1)$$

Unter Vernachlässigung des Produktterms der differentiellen Größen dx und $d\tau$ ergibt sich:

$$A_e \cdot d\sigma_e(x) = u \cdot dx \cdot \tau(x) \quad (3.2)$$

und nach Division durch dx und A_e

$$\frac{d\sigma_e(x)}{dx} = \frac{u}{A_e} \tau(x) \quad (3.3)$$

wobei vorausgesetzt wird, daß die Stahlspannungen über dem Stahlquerschnitt konstant sind.

In der gleichen Weise erhält man für die über den Querschnitt gemittelten Betonspannungen

$$\frac{d\sigma_b(x)}{dx} = \frac{u}{A_b} \tau(x) \quad (3.4)$$

Die Änderung der Verschiebung $s(x)$ auf der Strecke dx beträgt ds und ist gleich der Differenz der Dehnungen von Beton und Stahl. Da im vorliegenden Fall der Beton jedoch gestaucht (negative Dehnung) und der Stahl gedehnt wird, addieren sich die Absolutwerte.

$$\begin{aligned} ds &= (\epsilon_e - \epsilon_b) dx \\ &= \frac{\sigma_e(x) + \frac{1}{2} d\sigma_e}{E_e} - \frac{\sigma_b(x) + \frac{1}{2} d\sigma_b}{E_b} dx \end{aligned} \quad (3.5)$$

Unter Vernachlässigung der Differentialglieder zweiten Grades ergibt sich:

$$\frac{ds}{dx} = \frac{\sigma_e(x)}{E_e} - \frac{\sigma_b(x)}{E_b} \quad (3.6)$$

Nach dem Ableiten nach dx erhält man daraus

$$\frac{d^2s}{dx^2} = \frac{1}{E_e} \frac{d\sigma_e(x)}{dx} - \frac{1}{E_b} \frac{d\sigma_b(x)}{dx} \quad (3.7)$$

Das Einsetzen von (3.3) und (3.4) in (3.7) unter der Berücksichtigung, daß die Verschiebung s eine Funktion von x ist ($s = f(x)$), für die auch die Umkehrfunktion $x = f^{-1}(s)$ existiert, d.h. $\tau(x) = \tau(f^{-1}(s)) = \tilde{\tau}(s)$, liefert

$$\frac{d^2s}{dx^2} = \frac{u}{A_e \cdot E_e} + \frac{u}{A_b \cdot E_b} \tilde{\tau}(s) \quad (3.8)$$

wobei bereits berücksichtigt wurde, daß $\text{sign } \sigma_e = - \text{sign } \sigma_b$ ist.

Der Ausdruck in den Klammern ist konstant und hängt nur von den Probeabmessungen und den E-Moduln der Einzelkomponenten Stahl und Beton ab. Die Gl. (3.8) kann daher in folgender Form geschrieben werden,

$$\frac{d^2 s}{dx^2} = C \cdot \tau(s), \quad (3.9)$$

wobei aus Gründen der Vereinfachung $\tilde{\tau}(s) = \tau(s)$ gesetzt wird.

Es ist außerdem zu beachten, daß für Ausziehkörper in jedem Schnitt durch den Probekörper parallel zur Stirnfläche aus Gleichgewichtsgründen die Integrale

$$2\pi \int_{r_e}^{r_b} \sigma_b(r) r dr \text{ und } 2\pi \int_0^{r_e} \sigma_e(r) r dr \quad (3.10)$$

betragsmäßig gleich sein müssen (vgl. Bild 26).

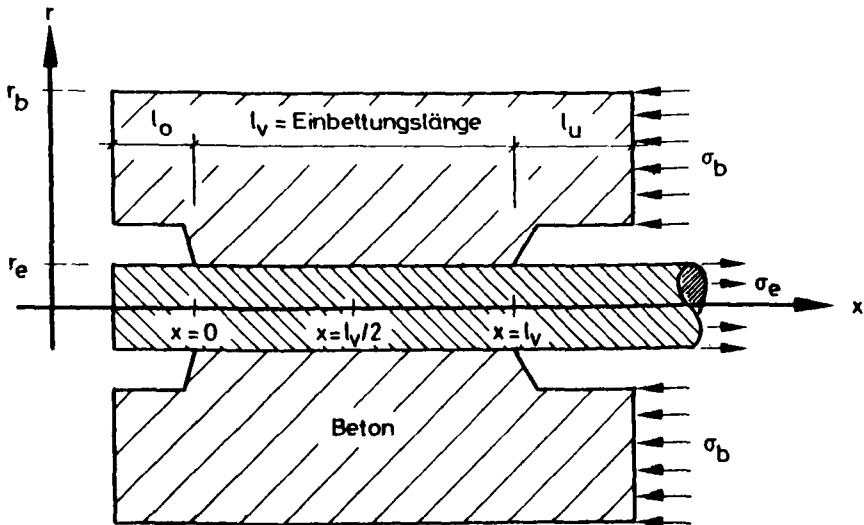


Bild 26 Bezeichnung der Ortskoordinaten und Probeabmessungen

Am Ort der Lasteintragung ($x = l_v$) ist die Ausziehungskraft gleich der Stahlkraft und, mit umgekehrtem Vorzeichen, gleich der auf die Betonstirnfläche wirkenden Kraft. Unter der Voraussetzung, daß σ_e und σ_b über dem Querschnitt gemittelte Spannungen darstellen, gilt:

$$A_e \cdot \sigma_e = - A_b \cdot \sigma_b = \text{Ausziehungskraft} \quad (3.11)$$

Am unbelasteten Ende der Verbundzone $x = 0$ gilt:

$$\sigma_e = \sigma_b = 0 \quad (3.12)$$

Mit Hilfe dieser Formeln lassen sich nun die Verteilungen von $s(x)$, $\tau(x)$ und $\sigma_e(x)$ bzw. $\sigma_b(x)$ berechnen, wenn $\tau(s)$ bekannt ist. Dazu kann man einerseits Gl. (3.8) direkt integrieren, was allerdings nur für spezielle Funktionen $\tau(s)$ gelingt. Andererseits kann man aber auch mit Hilfe der Gl. (3.3) und (3.6) die Verteilungen sukzessive bei Vorlage einer beliebigen $\tau(s)$ -Kurve berechnen.

3.2.2 Verteilungen bei Raumtemperatur

Zur Berechnung der Verteilungen von $\sigma_e(x)$, $s(x)$ und $\tau(x)$ geht man zweckmäßigerweise von Gl. (3.6) und (3.11)

$$\frac{ds}{dx} = \frac{1}{E_e} + \frac{A_e}{A_b \cdot E_b} \cdot \sigma_e = \frac{(1 + \mu \cdot n)}{E_e} \cdot \sigma_e \quad (3.13)$$

mit $\mu = A_e/A_b$ und $n = E_e/E_b$ sowie Gl. (3.3)

$$\frac{d\sigma_e(x)}{dx} = \frac{u}{A_e} \cdot \tau(x) = \frac{\pi \cdot d_e \cdot 4}{\pi \cdot d_e^2} \cdot \tau(x) = \tau(x) \cdot \frac{4}{d_e} \quad (3.14)$$

aus.

Ferner muß die Gleichung oder eine Kurve für

$$\tau = \tau(s) \quad (3.15)$$

bekannt sein. Nun kann man für eine bestimmte Anfangsverschie-

bung am unbelasteten Ende ($s(0)$) für ein Element dx ein dazugehöriges mittleres $\tau(s(0))$ bestimmen. Aus diesem Ergebnis erhält man mit Gl. (3.14) die dazugehörige mittlere Stahlspannung und daraus mit Gl. (3.13) die zugehörige mittlere Verschiebung über dx . Sukzessive erhält man dann den gesamten Stahlspannungs-, Verbundspannungs- und Verschiebungsverlauf.

Für das folgende Beispiel wurden folgende Annahmen getroffen:

$$E_e = 210.000 \text{ N/mm}^2 \text{ (nach [44])} \quad n = 6,23$$

$$E_b = 33.700 \text{ N/mm}^2 \text{ (eigene Messung)}$$

$$A_e = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 230,3 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 8,73 \cdot 10^{-3}$$

$$d_e = 16 \text{ mm}$$

$$l_v = 80 \text{ mm}$$

Als $\tau(s)$ -Kurve wurde die im Vorversuch gemessene $\bar{\tau}(s(0))$ -Kurve (s. Bild 23) herangezogen. Die Verteilungen wurden für folgende Verschiebungen $s(0)$ am unbelasteten Ende

- a) $s(0) = 0,4 \text{ mm}$
- b) $s(0) = 0,04 \text{ mm}$
- c) $s(0) = 0,01 \text{ mm}$

berechnet, um die Einflüsse prinzipieller Meßfehler bei der Bestimmung von $\tau(s)$ diskutieren zu können. Bilder 27 a) - c) gibt die Ergebnisse wieder. Dargestellt sind auf der Abszisse die Ortskoordinaten entsprechend Bild 26. In Ordinatenrichtung sind die Verteilungen der Stahlspannungen $\sigma_e(x)$, der Verschiebungen $s(x)$ und der Verbundspannungen $\tau(x)$ aufgetragen.

Bild 27a) kann man entnehmen, daß die Verbundspannung praktisch konstant über die gesamte Verbundlänge verläuft. Dies hat seine Ursache darin, daß die Verbundspannungs-Verschiebungs-Kennlinie bei Verschiebungen $> 0,4 \text{ mm}$ nur noch sehr gering ansteigt (vgl. Bild 23), d. h. die geweckte Verbundspannung ist hier nahezu unabhängig von der Verschiebung. Aufgrund der "Konstanz" der Verbundspannung über der Einbettungslänge stimmen daher auch

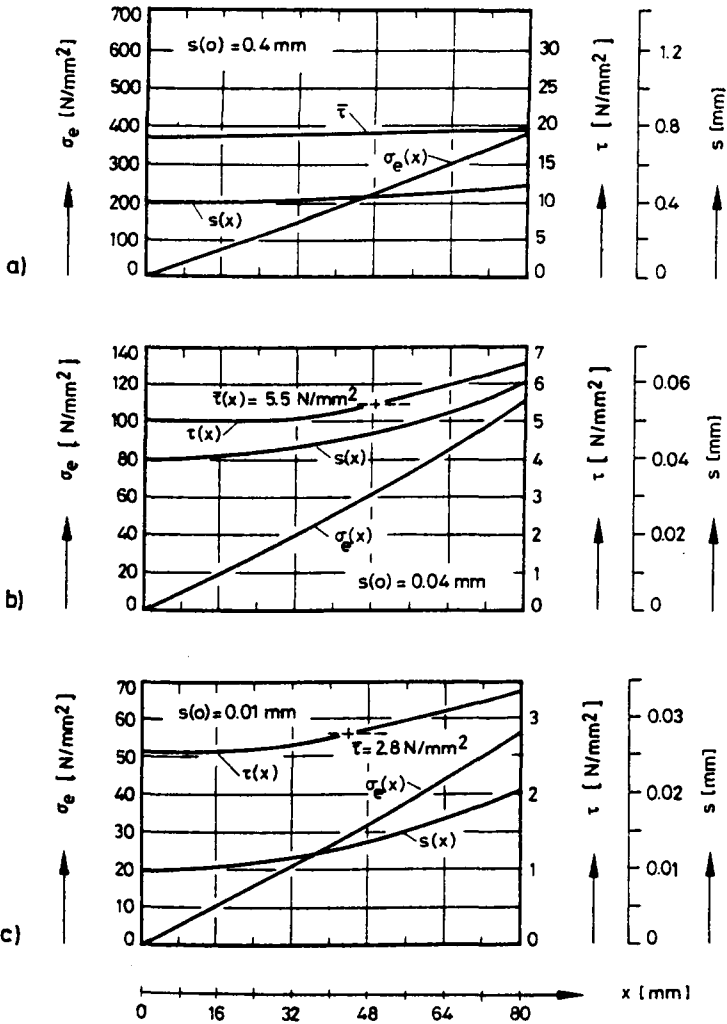


Bild 27 a) - c) Mit Hilfe der σ_e - s -Beziehung des 20 °C-Tastversuchs rechnerisch ermittelte Verteilungen der Stahlspannungen, Verschiebungen und Verbundspannungen im Ausziehkörper

die berechneten und die bei $x = l_v$ gemessenen Stahlspannungen sehr gut überein. Ebenso sind natürlich auch die aus der Verteilung ermittelte mittlere Verbundspannung $\bar{\tau}$ und die aus der Stahlkraft berechnete mittlere Verbundspannung $\bar{\tau}_{\text{meß}}$ praktisch identisch.

Bei kleineren Ausziehwegen verlaufen die $\bar{\tau}$ - $s(o)$ -Kurven steiler, d. h. die Verbundspannungen ändern sich sehr viel stärker mit den Ausziehwegen und somit bei Belastung über der Einbettungslänge.

Unterhalb $s(o) = 0,04$ mm verläuft die $\bar{\tau}$ - $s(o)$ -Kurve nahezu linear, die Steigung nimmt in Richtung kleinerer Verschiebungen kaum noch zu. Wegen der relativ starken Steigung der $\bar{\tau}(s(o))$ -Kurven nehmen die Verbundspannungen längs der Einbettungslängen beträchtlich zu ($\tau(o) = 5$ N/mm², $\tau(l_v) = 6,75$ N/mm²). Die Abweichungen vom rechnerischen Mittelwert $\bar{\tau} = 5,5$ N/mm sind auch gegenüber dem aus der Messung gewonnenen Mittelwert $\bar{\tau}_{\text{meß}} = 5$ N/mm² relativ groß (vgl. Bild 27b). Die errechneten Stahlspannungen ($\sigma(l_v)_{\text{rechn}} = 110$ N/mm²) unterscheiden sich hier um ca. 10 % von den gemessenen ($\sigma(l_v)_{\text{meß}} = 100$ N/mm²).

Demgegenüber ändern sich die Formen der Stahlspannungs- und Verbundspannungsverläufe bei noch kleineren Verschiebungen (z. B. $s(o) = 0,01$ mm) nicht mehr signifikant, wie dem Bild 27c) zu entnehmen ist. Das Verhältnis zwischen der errechneten und der gemessenen mittleren Verbundspannung $\bar{\tau}/\bar{\tau}_{\text{meß}}$ ändert sich ebenfalls kaum noch.

Es kann also festgestellt werden, daß mit der dargelegten Auswertemethode und unter der Verwendung der $\bar{\tau}$ - $s(o)$ -Kurve aus Bild 23 der Verlauf der Verbundspannungen, Stahlspannungen und Verschiebungen längs der Verbundlänge größenordnungsmäßig richtig ermittelt wird. Es wird aber auch deutlich, daß bei der direkten Übertragung der Meßwerte auf quasi differentielle Größen zur Gewinnung der "Grundgesetze" ($\tau(s)$) einige systematische Fehler auftreten, die am folgenden Bild 28 verdeutlicht werden sollen:

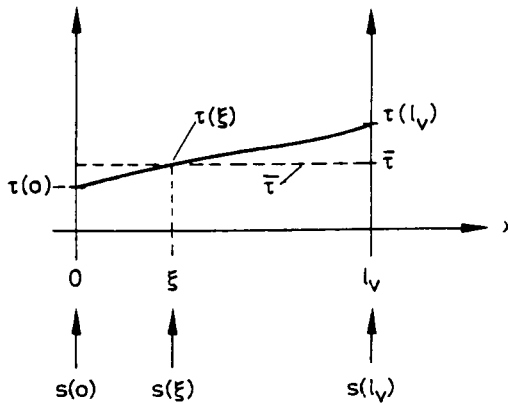


Bild 28 Schematische Darstellung des Verlaufs der Verbundspannungen längs der Einbettungslänge

Gemessen wird der Schlupf $s(0)$ am unbelasteten Ende, die Auftragung erfolgt jedoch über $\bar{\tau}$. $\bar{\tau}$ stimmt jedoch nur im Punkt ξ mit der tatsächlichen Höhe der Verbundspannung überein. Es müßte also der Schlupf im Punkt ξ gemessen werden, um "exakte" $\tau(s)$ -Beziehungen zu erhalten. Trägt man jedoch $\bar{\tau}$ über $s(0)$ auf, wird dem Schlupf am unbelasteten Ende immer eine zu hohe Verbundspannung zugewiesen. Bei Auftragung von $\bar{\tau}$ über dem Schlupf am belasteten Ende wird dem Schlupf dagegen immer eine zu niedrige Verbundspannung zugeordnet. Bild 29 verdeutlicht diesen Sachverhalt noch einmal.

Bei großen Schlupfwerten sind alle 3 Kurven nahezu identisch, da - wie auf Bild 27a) gezeigt wurde - die Verbundspannung über der Verbundlänge nahezu konstant ist und somit $\tau(0) \approx \tau(l_v) \approx \bar{\tau}$ ist. Zu kleiner werdenden Verschiebungen hin vergrößern sich jedoch die Abweichungen zwischen den Meßkurven und dem wahren Verlauf, da aus dem steileren Verlauf des Kraft-Schlupf-Diagramms eine stärkere Veränderung der Verbundspannung über der Einbettungslänge resultiert, die mit stärkeren Abweichungen des Mittelwertes von den Endwerten verbunden ist.

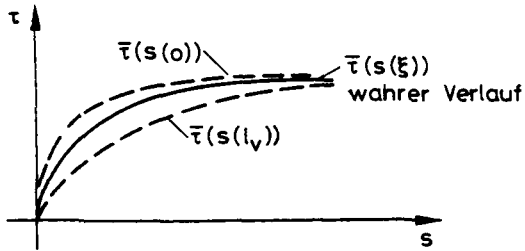


Bild 29 Vergleich des wahren Verlaufs der Verbundspannungs-Schlupfdiagramme mit den aus den Endschlupfwerten und der Stahlspannung am belasteten Ende ermittelten Verbundspannungs-Schlupfdiagrammen

Interessant ist noch der Verlauf der Kurven in der Nähe des Koordinatenursprungs; denn aus der Tatsache, daß man bei Messung am unbelasteten Ende bei Raumtemperatur immer erst einen Schwellenwert von $\bar{\tau}$ überschreiten muß, bevor eine meßbare Verschiebung eintritt, folgt das Vorhandensein von echter Haftung.

Die Größe der Haftspannungen läßt sich anhand des folgenden Bildes 30 abschätzen.

Dort ist das Verhältnis $\bar{\tau}/\tau(0)$ über dem Schlupf am unbelasteten Ende angegeben. Es wurde Bild 27 und weiteren Verteilungsberechnungen entnommen. Bild 30 macht deutlich, daß mit abnehmender Steigung der $\bar{\tau}$ - $s(0)$ -Kurve - also mit zunehmender Verschiebung $s(0)$ - das Verhältnis $\bar{\tau}/\tau(0)$ kleiner wird. Die Abweichung des Endwertes $\tau(0)$ vom Mittelwert $\bar{\tau}$ ist jedoch sehr gering, und selbst bei $s(0) = + 0$ (d.h. eingerade noch meßbarer Schlupf) ist der Endwert $\tau(0)$ nur ca. 11 % geringer als der Mittelwert. In Wirklichkeit dürfte die Abweichung noch darunter liegen, da - wie Bild 29 zeigt - der $\bar{\tau}$ -über- $s(0)$ -Verlauf noch über dem "wahren" Verlauf von $\bar{\tau}(s(x))$ liegt, also auch eine größere Steigung als der "wahre" Verlauf besitzt. Bei kleiner werdender Steigung, wie beim wahren Verlauf der $\bar{\tau}(s(x))$ -Kurven bzw. bei größeren Schlupfwerten, nimmt die Abweichung vom wahren Wert sehr schnell ab und ist beispielsweise bei einem Ausziehweg von nur 0,2 mm auf unter 5 % abgesunken.

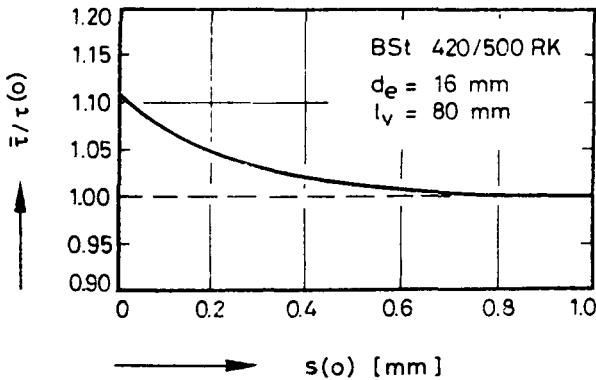


Bild 30 Verhältnis der mittleren Verbundspannung $\bar{\tau}$ zur Verbundspannung am unbelasteten Ende in Abhängigkeit vom Schlupf

Die gemessene Haftspannung entsprechend Bild 23 beträgt $1,77 \text{ N/mm}^2$. Die wahre Haftspannung $\tau(o)$ nach Bild 30 ist um den Faktor 1,12 geringer, beträgt also $1,58 \text{ N/mm}^2$. Rehm [41] gibt eine Haftspannung von $\approx 1 \text{ N/mm}^2$ an. Da in den beiden betrachteten Fällen die Betonfestigkeiten jedoch unterschiedlich waren (Rehm [41]: $\beta_w = 30 \text{ N/mm}^2$, eigene Messung: $\beta_w = 48,8 \text{ N/mm}^2$) und die Größe der Haftspannungen etwa proportional den Betonfestigkeiten ist [3], liegt der mit $1,77 \text{ N/mm}^2$ gemessene Wert in dem erwarteten Bereich.

Weiterhin stellt sich die Frage, welche Abweichungen sich in den Verteilungen bei anderen Stahldurchmessern, Verbundlängen oder Profilierungen von den vorstehenden Verteilungen ergeben bzw. wie groß speziell das Verhältnis $\bar{\tau}/\tau(o)$ ist.

Der Stahldurchmesser hat einen Einfluß auf den Faktor μ in Gl. (3.13). Er bestimmt, wie hoch der Anteil der Betonverformungen an der Entstehung des Schlupfes ist. Im vorliegenden Fall ist der Einfluß nicht besonders stark. So ändert sich $(1 + n \cdot \mu)$ von 1,054 bei $d_e = 16 \text{ mm}$ nur auf 1,014 bei $d_e = 8 \text{ mm}$, d. h. die Schlupfänderung resultiert aus ca. 5,0 % Betonverformung bei $d_3 = 16 \text{ mm}$ und ca. 1 % Betonverformung bei $d_e = 8 \text{ mm}$.

Der Stahldurchmesser d_e beeinflusst nach Gl. (3.14) den Stahlspannungsverlauf. Mindert man beispielsweise d_e um die Hälfte, ändert sich auf der gleichen Länge dx die Stahlspannung mindestens um das Doppelte. Mit der stärkeren Änderung der Stahlspannungen pro dx ändert sich gemäß Gl. (3.13) auch ds pro Länge dx stärker und damit auch die Verbundspannung.

Läßt man aber das Verhältnis Verbundlänge zum Stahldurchmesser l_v/d_e konstant, so ergeben sich wiederum ähnliche Verhältnisse, d. h. der absolute Stahlspannungsanstieg über der Verbundlänge ist bei kleinerem Durchmesser in etwa genau so groß wie bei großem Durchmesser. Die Verschiebungen, und damit die Verbundspannungen, weisen somit auch über der Verbundlänge gleiche Absolutwerte bzw. Änderungen auf. Durch das kleinere μ liegen die Absolutwerte der Verbundspannungen in der Verbundzone sogar noch etwas enger zusammen. Damit verläuft auch der Anstieg der Stahlspannungen, bezogen auf die Verbundlänge l_v , etwas flacher. Daraus folgt, daß das Verhältnis $\bar{\tau}/\tau(0)$ bei Einhaltung von $l_v/d_e = \text{const}$ bei kleinen Durchmessern näher bei 1 liegt als bei großen Durchmessern. So ergibt eine Vergleichsrechnung für einen Probekörper mit einem Stahldurchmesser $d_e = 8$ mm und einer Verbundlänge $l_v = 40$ mm unter Zugrundelegung des gleichen Grundgesetzes ein Verhältnis $\bar{\tau}/\tau(0) = 1,05$. Dagegen erhält man bei einer Einbettungslänge $l_v = 80$ mm und einem Stahldurchmesser $d_3 = 16$ mm bei dem gleichen Schlupf $s(0) = +0$ ein Verhältnis $\bar{\tau}/\tau(0) = 1,12$.

Variiert man dagegen nur den Stahldurchmesser von $d_e = 16$ auf $d_e = 8$ mm und läßt die Verbundlänge konstant ($l_v = 80$) mm, ergibt sich für $\bar{\tau}/\tau(0) = 1,22$, also ein wesentlich höherer Wert $\bar{\tau}/\tau(0)$ als für den größeren Durchmesser.

Der Einfluß der bezogenen Rippenfläche auf das Verhältnis $\bar{\tau}/\tau(0)$ muß ebenfalls diskutiert werden. Das Verhältnis Rippenhöhe zu Rippenabstand, die bezogene Rippenfläche f_R , bestimmt die Steigung der τ - s -Kurven [3]. Die Steigungen nehmen mit steigendem f_R zu. In Deutschland besitzen die handelsüblichen Betonstähle BSt 420/500 RK und BSt 420/500 RU bezogene Rippenflächen von mindestens 0,065. Dies gilt für Stahldurchmesser

von ca. 28 mm bis 12 mm. Für kleinere Durchmesser nimmt die bezogene Rippenfläche ab. Sie beträgt für $d_e = 10$ mm 0,060, für $d_e = 8$ mm 0,055 und für $d_e = 6$ mm nur noch 0,048 [45].

Bei Durchmessern < 12 mm muß nach dem Vorhergesagten davon ausgegangen werden, daß die $\bar{\tau}$ -s-Kurven flacher ansteigen. Daraus folgt, daß das $\bar{\tau}/\tau(0)$ -Verhältnis bei kleineren Durchmessern geringer ist als auf Bild 30 angegeben. Schwach profilierte Spannstähle und glatte Rundstähle weisen ebenfalls schwächer geneigte τ -s-Kurven auf als z. B. auf Bild 23 für $f_R = 0,065$ dargestellt.

Die Ergebnisse der Diskussion der prinzipiellen Meßfehler, die sich dadurch ergeben, daß bei Ausziehversuchen der Schlupf nur am unbelasteten Ende und die Verbundspannung $\bar{\tau}$ nur aus der Stahlspannung am belasteten Ende berechnet wird, lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Bei den vorliegenden Probekörpern (BST 420/500 RK, $l_v/d_e = 5$, $d_e = 16$ mm) wird die wahre Verbundspannung gegenüber der gemessenen Verbundspannung um höchstens 12 % überschätzt;
- mit größer werdenden Ausziehwegen werden die Abweichungen zwischen gemessener und wahrer Verbundspannung geringer;
- bei gleichen Stählen und kleineren Durchmessern sowie konstanten Verhältnissen l_v/d_e werden die Abweichungen ebenfalls geringer;
- schwach profilierte Spannstähle und glatte Rundstähle zeigen infolge der geringen Anfangssteigungen der $\tau(s)$ -Kennlinien nur geringe Unterschiede zwischen gemessener und wahrer Verbundspannung.

3.2.3 Vergleich der berechneten Verteilungen mit Meßwerten bei 20 °C

Im folgenden werden drei Vergleichsrechnungen durchgeführt, um die Berechnungsmethode und die in Bild 23 dargestellte $\bar{\tau}(s(0))$ -Kurve hinsichtlich ihrer Übereinstimmung mit Verteilungsmessun-

gen zu überprüfen. Die Meßwerte wurden einer Arbeit von Paschen, Steinert und Hjorth [8] entnommen. Zur Messung der Verteilungen wurde der einbetonierte Betonstahl geschlitzt, eine Nut eingefräst, in die Nut Dehnungsmeßstreifen eingeklebt, die beiden Stahlhälften wieder zusammengeklebt, der so präparierte Stahl einbetoniert und anschließend einem Ausziehversuch unterzogen. Die Anordnung der DMS und die Verteilungen der gemessenen Stahlspannungen sind in Bild 31 dargestellt. Außerdem sind die berechneten Verteilungen der Stahlspannungen aufgetragen. Bei der Berechnung der Verteilungen wurden folgende Materialkonstanten angenommen:

$$E_e = 210.000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_b = 32.000 \text{ N/mm}^2$$

Grundgesetz: entsprechend Bild 23 bei 20°C

Die Probenabmessungen betragen:

$$A_e = 1,4 \text{ cm}^2; d_e = 16 \text{ mm}$$

$$A_b = 225 \text{ cm}^2; d_b = 170 \text{ mm}$$

$$n \cdot \mu = 0,041$$

$$l_v = 160 \text{ mm}$$

Als Randbedingungen wurden gewählt:

$$s(x \leq 35 \text{ mm}) = 0 \text{ mm für } \sigma_e(l_v) \approx 80 \text{ N/mm}^2$$

$$s(x = 0) = 0,005 \text{ mm} \hat{=} \tau = 2,0 \text{ N/mm}^2 \text{ für } \sigma_e(l_v) = 160 \text{ N/mm}^2$$

$$s(x = 0) = 0,03 \text{ mm} \hat{=} \tau = 4,25 \text{ N/mm}^2 \text{ für } \sigma_e(l_v) = 230 \text{ N/mm}^2,$$

wobei die entsprechenden Werte $\sigma_e(l_v)$ den gemessenen Stahlspannungen am belasteten Ende entsprechen. Wie Bild 31 zeigt, stimmen die Ergebnisse der Rechnung recht gut mit den Messungen überein. Der Vergleich zeigt jedoch, daß die Messung solcher Verteilungen nicht unproblematisch ist. Vergleicht man beispielsweise die Meßergebnisse der DMS 9 und 10, so müßte sich in diesem Bereich rein rechnerisch das Vorzeichen für die Verbundspannung geändert haben.

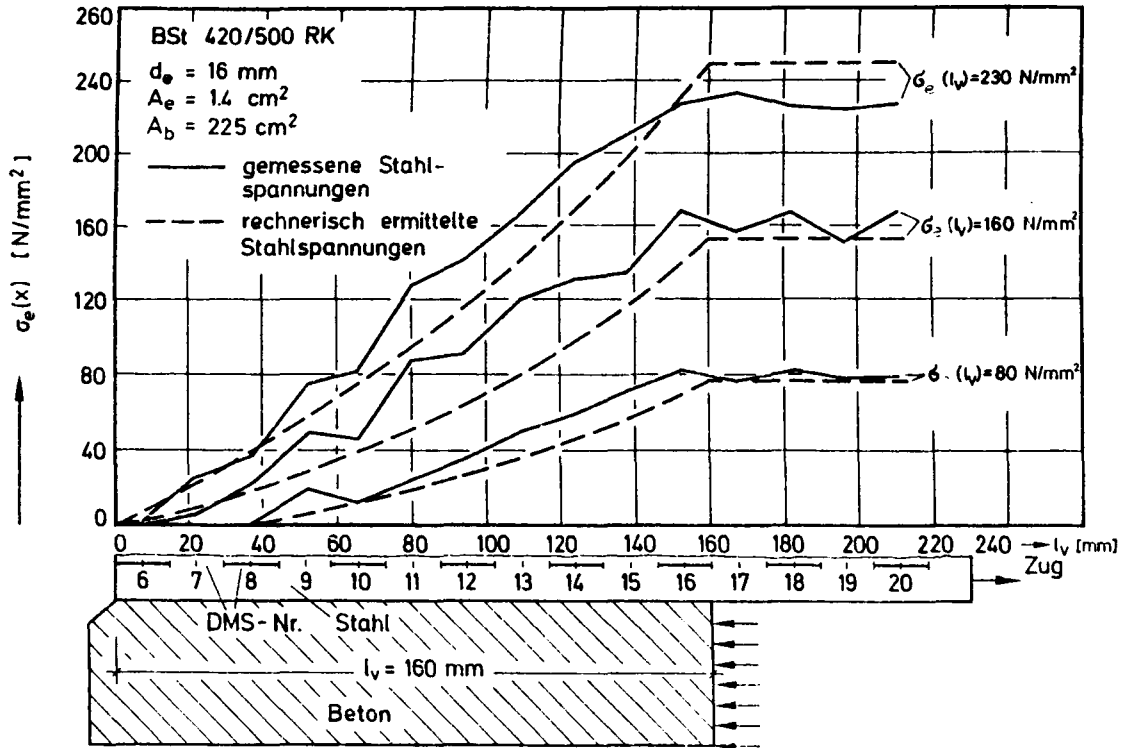


Bild 31 Vergleich errechneter und gemessener Verteilungen der Stahlspannungen längs der Einbettungslänge

3.3 Verteilungen der Verschiebungen, Stahl und Verbundspannungen bei erhöhten Temperaturen

3.3.1 Verteilungsgesetze für erhöhte Temperaturen

Die Ermittlung der Verteilungen von $\tau(x)$, $s(x)$ und $\sigma(x)$ erfolgt in Anlehnung an die Ermittlung der Verteilungen bei 20 °C, jedoch werden die Materialkoeffizienten jetzt temperaturabhängig. Außerdem ist als wesentlicher Einflußfaktor die thermische Dehnung von Beton und Stahl in den Verteilungsgesetzen zu berücksichtigen. Das Element der Länge dx ist jetzt zu modifizieren (vgl. Bild 32).

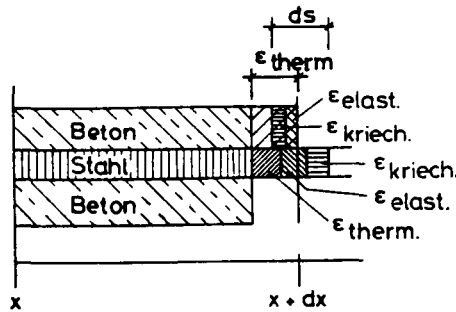


Bild 32 Verbundkörperelement unter thermischer und mechanischer Belastung

Das Betonelement mit der ursprünglichen Länge dx dehnt sich um den Betrag $\epsilon_b \text{ therm} \cdot dx$, wird um die Beträge $\epsilon_b \text{ el} \cdot dx$ und darüber hinaus beim zeitabhängigen Aufheizvorgang um einen Kriechanteil $\epsilon_b \text{ Kr inst} \cdot dx$ gestaucht. Das Stahlelement der Länge dx wird dagegen in allen Fällen gedehnt, und zwar um die Beträge der thermischen Dehnung $\epsilon_e \text{ therm} \cdot dx$, den elastischen Anteil $\epsilon_e \text{ el} \cdot dx$ und einen möglichen Kriechanteil $\epsilon_e \text{ Kr inst} \cdot dx$. Die Verschiebung ds über der Länge dx ergibt sich wiederum als Differenz zwischen den Verformungen des Betons und des Stahls:

$$ds = (\epsilon_e \text{ elast} + \epsilon_e \text{ Kr inst} + \epsilon_e \text{ therm} - \epsilon_b \text{ therm} - \epsilon_b \text{ elast} - \epsilon_b \text{ Kr inst}) dx$$

$$ds = (\epsilon_e \text{ elast} (1+\phi^*) + \epsilon_e \text{ therm} - \epsilon_b \text{ therm} - \epsilon_b \text{ elast} \cdot (1+\phi)) dx \quad (3.16)$$

wobei ϕ^* bzw. ϕ die Kriechfunktionen für instationäres Kriechen des Stahls bzw. Betons [46] darstellen. Die instationären Kriechanteile müssen hier in Ansatz gebracht werden, da während des Aufheizens eines Probekörpers schon erhebliche Verbundkräfte, und damit Stahl- bzw. Betonspannungen, aktiviert werden können.

In Anlehnung an Gl. (3.6) ergibt sich somit unter der Annahme homogener Temperaturverteilung:

$$\frac{ds}{dx} = \frac{\sigma_e(x)}{E_e} (1 + \phi^*(\theta)) - \frac{\sigma_b}{E_b} (1 + \phi(\theta)) + (\alpha_e - \alpha_b) \cdot \theta \quad (3.17)$$

Ferner gilt weiterhin, analog zu Gl. (3.3), daß eine Änderung der Stahl- bzw. Betonspannung nur über Verbundspannungen erfolgen kann

$$\frac{d\sigma_e}{dx} = \frac{u}{A_e} \cdot \tau(x) \quad (3.18)$$

$$\frac{d\sigma_b}{dx} = \frac{u}{A_b} \cdot \tau(x), \quad (3.19)$$

wobei auch hier wieder vorausgesetzt wird, daß Stahlspannungen bzw. Betonspannungen über den Beton- bzw. Stahlquerschnitt konstant angesetzt werden können.

Schließlich sollen noch kurz die Randbedingungen für den Hochtemperaturfall angeschrieben werden. Zur Erläuterung dient das Bild 33. Es stellt schematisch die durch die unterschiedliche thermische Dehnung von Stahl und Beton induzierten Stahlspannungs- ($\sigma_e(x)$), Verbundspannungs- ($\tau(x)$) bzw. Verschiebungsverläufe ($s(x)$) eines Ausziehkörpers kurz nach erfolgter Aufheizung dar. Die gestrichelte Linie gibt den Verlauf der Differenz der thermischen Ausdehnungen von Beton und Stahl über der Einbettungslänge wieder, und zwar für den Fall, daß sich der Beton stärker ausdehnt als der Stahl (vgl. Bild 22).

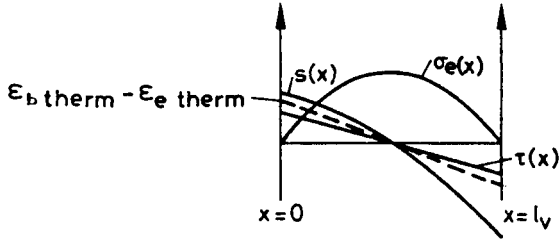


Bild 33 Schematische Darstellung der Verteilungen der Verbund- und Stahlspannungen und der Verschiebungen über der Einbettungslänge bei erhöhten Temperaturen ohne äußere Belastung

Die Vorzeichenwahl für $s(x)$ ist so getroffen, daß ein Verschieben des Stahls gegen den umgebenden Beton in Richtung wachsendes x (für den Ausziehkörper also in Belastungsrichtung) positiv und ein Verschieben in Richtung unbelastetes Ende negativ gezählt wird (s. auch Gl. 3.16). Die zu den Verschiebungen gehörenden Verbundspannungen $\tau(x)$ werden in gleicher Weise gezählt.

Greift zusätzlich eine äußere Kraft am Bewehrungsstahl an, ergeben sich für einen Ausziehkörper die in Bild 34 qualitativ dargestellten Verteilungen. Sie entstehen aus der Überlagerung der inneren und der äußeren Spannungen bzw. Verschiebungen.

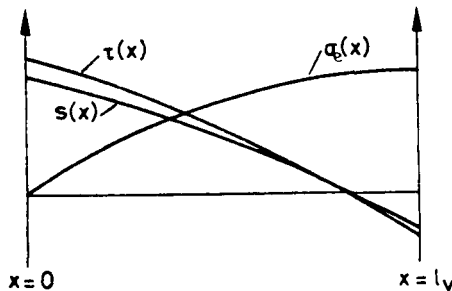


Bild 34 Schematische Darstellung der Verteilungen $s(x)$, $\tau(x)$ und $\sigma_e(x)$ über der Einbettungslänge bei erhöhten Temperaturen und Einwirkung einer äußeren Last

Die Randbedingungen ergeben sich aus dem Gleichgewicht der Kräfte. So verschwindet am linken Rand ($x = 0$) die Stahlspannung $\sigma_e(x=0)$ in jedem Fall, am rechten Rand dagegen nur, wenn die äußere Kraft $F_{\text{außen}}$ gleich Null ist. Es gilt also für die Stahlspannung:

$$\begin{aligned} x = 0 & : \sigma_e(x=0) = 0 \\ x = l_v & : \sigma_e(x=l_v) = F_{\text{außen}}/A_e \end{aligned} \quad (3.20)$$

Ferner gilt für die Betonspannungen:

$$\begin{aligned} x = 0 & : \sigma_b(x=0) = 0 \\ x = l_v & : \int_{A_b} \sigma_b \cdot dA = F_{\text{außen}} \end{aligned} \quad (3.21)$$

Da die Kräfte vom Stahl auf den Beton nur über Verbundkräfte übertragen werden können, gilt in jedem vertikalen Schnitt

$$\int_{A_b} \sigma_b \cdot dA = \int_{A_e} \sigma_e \cdot dA. \quad (3.22)$$

Außerdem ist an jeder Stelle x die Stahlspannung

$$\sigma_e = \int_0^x \frac{u}{A_e} \cdot \tau(x) \, dx \quad (3.23)$$

Im folgenden wird das Kriechen des Stahls vernachlässigt und vorerst angenommen, daß auch bei hohen Temperaturen sowohl die Stahlspannungen als auch die Betonspannungen in jedem vertikalen Schnitt von den Ortskoordinaten unabhängig sind. Dann erhält man zusammen mit Gl. (3.22) und Gl. (3.23) aus Gl. (3.17) für den Ausziehkörper ($\text{sign } \sigma_e = - \text{sign } \sigma_b$):

$$\frac{ds}{dx} = \frac{\sigma_e(x)}{E_e} + \frac{\sigma_e(x) \cdot A_e}{E_b \cdot A_b} (1+\phi) + \epsilon_e \text{ therm} - \epsilon_b \text{ therm} \quad (3.24)$$

bzw. nach Umformen

$$\frac{ds}{dx} = (1 + n \cdot \mu \cdot (1+\phi)) \frac{\sigma_e}{E_e} + (\alpha_e - \alpha_b) \theta \quad (3.25)$$

3.3.2 Einfluß der temperaturabhängigen Materialkennwerte auf die Verteilungen

Anhand der Gl. (3.18) und (3.25) werden im folgenden der Einfluß der Temperatur auf einzelne Materialkennwerte und die sich daraus ergebenden Veränderungen der Verteilungen diskutiert. Die E-Moduln des Betons E_b und Stahls E_e sind temperaturabhängig und beeinflussen damit n . Darüber hinaus ist der direkte Einfluß des Stahl-E-Moduls in Gl. (3.17) gegeben. Eine weitere wichtige Einflußgröße ist die Kriechfunktion ϕ des Betons (vgl. [46]). Den stärksten Einfluß auf die Verteilungen dürfte die Differenz der thermischen Dehnungen $\epsilon_b^{\text{therm}} - \epsilon_e^{\text{therm}}$ von Stahl und Beton in Verbindung mit der Länge der Verbundzone haben. Wesentliche Veränderungen in den Verteilungen sind auch von den veränderten Grundgesetzen $\tau = \tau(s, \theta)$ zu erwarten. Der Einfluß der beiden zuletzt genannten Parameter wird in den nächsten Abschnitten detailliert diskutiert.

Zunächst sind die übrigen temperaturabhängigen Materialkennwerte dargestellt. Bild 35 zeigt die temperaturabhängigen Verläufe der E-Moduln von Stahl und Beton, bezogen auf den jeweiligen Anfangswert bei 20 °C. Die Kriechfunktion ϕ des Betons ist in Bild 36 wiedergegeben. In Bild 37 ist der aus den E-Moduln und der ψ -Funktion berechnete dimensionslose Faktor $(1 + n(\theta) \cdot \mu \cdot (1 + \phi(\theta)))$ über der Temperatur für die Stahldurchmesser $d_e = 16$ mm und $d_e = 8$ mm dargestellt. Der Summand $n(\theta) \cdot \mu \cdot (1 + \phi(\theta))$ gibt entsprechend Gl. (3.17) den zusätzlichen Anteil der Schlupfänderung pro Einbettungslänge ds/dx wieder, der aus den Betonverformungen resultiert. Die gestrichelten Kurven geben den Verlauf von $1 + n(\theta) \cdot \mu$ wieder. Das instationäre Kriechen wurde dafür identisch Null gesetzt.

Bei dem vorliegenden quarzitischen Beton und den angegebenen Probekörperabmessungen ist der zusätzliche Anteil aus den Betonverformungen an ds/dx selbst bei $d_e = 16$ mm relativ gering, solange das instationäre Kriechen nicht berücksichtigt wird (s. Bild 37). Der Anteil an ds/dx beträgt bei Raumtemperatur 5,6 % und steigt auf maximal 15 % bei 600 °C. Berücksichtigt man jedoch das instationäre Kriechen, so nimmt der zusätzliche

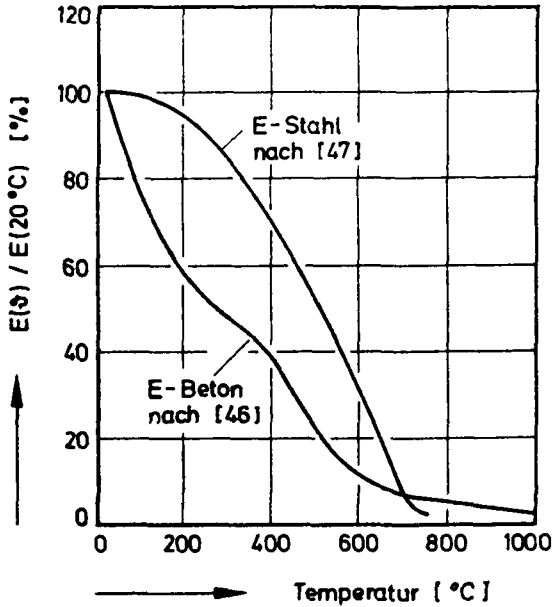


Bild 35 Temperaturabhängigkeit der E-Moduln von Stahl und Beton (nach [46] und [47])

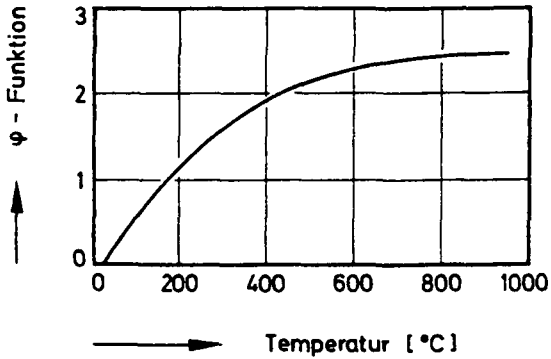


Bild 36 ϕ -Funktion des instationären Hochtemperaturkriechens von überwiegend quarzhaltigem Normalbeton (nach [46])

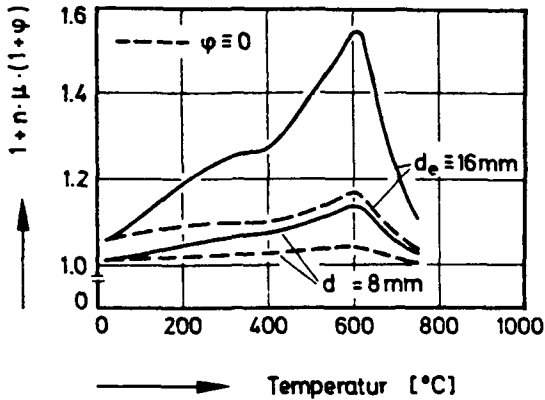


Bild 37 Zum Einfluß des instationären Hochtemperaturkriechens und des Durchmessers auf die Verschiebungsänderungen ds längs eines Verbundkörperelements dx

Anteil aus den Betonverformungen an ds/dx auf 55 % zu. Diese Verhältnisse ändern sich nur gering mit der Betonart und der Betonzusammensetzung, wie Bild 38 zeigt.

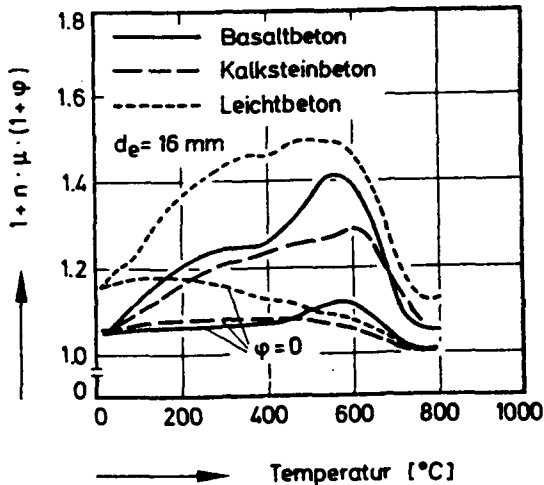


Bild 38 Zum Einfluß des instationären Hochtemperaturkriechens und der Betonzusammensetzung (vgl. [48]) auf die Verschiebungsänderungen ds längs eines Verbundkörperelements dx

Da sich μ umgekehrt proportional dem Quadrat des Stahldurchmessers verhält (vgl. Gl. 3.13), geht der Einfluß der Betonverformung auf ds/dx mit kleiner werdendem Durchmesser stark zurück. Bei einem Stahldurchmesser $d_e = 8$ mm ist ds/dx bei hohen Temperaturen nur maximal 13 % größer als bei Raumtemperatur, selbst wenn man das instationäre Kriechen mitberücksichtigt (vgl. Bild 37).

Zusammenfassend kann man also hinsichtlich des instationären Kriechens feststellen, daß dieses nur bei relativ kleinen Stahldurchmessern ($d_e \leq 8$ mm) bei der Berechnung der Verteilungen von $\tau(x)$, $s(x)$ und $\sigma_e(x)$ vernachlässigt werden kann. In diesem Fall geht die Temperatur nur über den E-Modul des Stahls $E_e(\theta)$, die Differenz der thermischen Dehnungen von Stahl und Beton und über das temperaturabhängige Grundgesetz $\tau = \tau(s, \theta)$ in die Berechnung der Verteilungen von $\tau(x)$, $s(x)$ und $\sigma_e(x)$ ein. Dagegen tritt bei stärkeren Stahldurchmessern (d.h. höherem Bewehrungsgrad) als unvernachlässigbare Komponente das instationäre Betonkriechen hinzu.

3.3.3 Thermisch induzierte Verbund- und Stahlspannungen infolge Aufheizung

Im folgenden werden unter Berücksichtigung des instationären Kriechens einige Verteilungen $\tau(x)$, $\sigma_e(x)$ und $s(x)$ bei hohen, konstanten Temperaturen berechnet, um die Größenordnungen der durch das Aufheizen bedingten "inneren" Verbund- und Stahlspannungen sowie der dazugehörigen Verschiebungen zu ermitteln. In Tabelle 2 sind die für die Berechnungen benutzten Materialkennwerte zusammengestellt. Sie wurden den Bildern 22, 35 und 37 entnommen.

Tabelle 2: Materialkennwerte zur Berechnung der Verteilungen $\tau(x)$, $\sigma_e(x)$ und $s(x)$ unbelastet aufgeheizter Ausziehkörper

Temperatur [°C]	d_e [mm]	$1+n_{\mu}(1+\phi)$ [1]	$E_e(\theta)$ [kN/mm ²]	$\epsilon_b \text{ therm} - \epsilon_e \text{ therm}$ [%]
470	8	1,09	0,58 · 210	1,15
	16	1,35		
600	8	1,14	0,32 · 210	7,80
	16	1,55		
700	8	1,05	0,08 · 210	7,3
	16	1,21		

Ferner wurden zur Berechnung der Verteilungen die $\tau(s(o))$ -Kurven aus den Vorversuchen (Bild 23) herangezogen. Dies war einerseits notwendig, da keine entsprechenden Daten anderweitig vorlagen, andererseits aber auch - wie sich später herausstellte - gerechtfertigt, da die Ergebnisse der Vorversuche in den nachfolgenden Versuchsreihen (vgl. Kapitel 4) bestätigt wurden.

Außerdem wurde vorausgesetzt:

- Die Temperatur im Probekörper ist homogen verteilt und konstant;
- gleiche Verschiebungen sind auf gleich hohe Verbundspannungen zurückzuführen, unabhängig davon, ob die Verbundspannung durch Anlegung äußerer Kräfte oder durch die Wirkung "innerer" thermischer Spannungen aufgebaut wird, d. h. daß die τ - s -Beziehung unabhängig vom Spannungszustand des Probekörpers ist;
- die gemessenen Kurven (Stahlspannungen am belasteten Ende über Verschiebungen am unbelasteten Ende) dürfen näherungsweise als $\tau(s)$ - "Grundgesetze" interpretiert werden.

Die beiden zuletzt genannten Voraussetzungen sind zwar nur in grober Näherung erfüllt, erscheinen aber im Hinblick auf das spätere Ergebnis als vorläufige Näherung vollauf gerechtfertigt.

Außerdem sind folgende Randbedingungen zu beachten (vgl. Bild 33):

$$\begin{aligned}\sigma_e(x = 0) &= 0 \\ \sigma_e(x = l_v) &= 0 \\ s(x = l_v/2) &= 0 \\ \tau(x = l_v/2) &= 0\end{aligned}\tag{3.26}$$

In Bild 39 sind die errechneten Verteilungen für den in den Vorversuchen getesteten Rippentorstahl BST 420/500 RK mit einem Durchmesser von $d = 16$ mm und einer Einbettungslänge von $l_v = 80$ mm für drei verschiedene Aufheiztemperaturen dargestellt. In Ordinateurichtung sind jeweils die Stahlspannungen $\sigma_e(x)$, Verbundspannungen $\tau(x)$ und die Verschiebungen $s(x)$ eingetragen. Die Abszisse enthält die Ortskoordinaten, beginnend vom unbelasteten Ende ($x = 0$), über die gesamte Verbundlänge $x = l_v$.

Die Stahlspannungen sind an den beiden Enden ($x = 0$; $x = l_v$) Null und steigen bis zur Mitte der Einbettungsstrecke ($x = l_v/2$) auf ihre Maximalwerte. Sie liegen zwischen 5,2 ($\theta = 470$ °C) und 10,2 N/mm² ($\theta = 600$ °C). Ob die in Bild 39 dargestellten maximalen Stahlspannungen größenordnungsmäßig mit den tatsächlich im Probekörper auftretenden Spannungen übereinstimmen, läßt sich anhand der folgenden Überlegung abschätzen (vgl. Bild 33 und 34).

Wird am Stahlstab gezogen, so wird der Verbund für $x > l_v/2$ entlastet, da die äußere Stahlspannung Verschiebungen hervorruft, die den ursprünglich durch die Differenz der thermischen Dehnungen hervorgerufenen Verschiebungen entgegengerichtet sind. Eine Verschiebung bei $x = 0$ wird genau dann beobachtet, wenn die von außen angelegte Stahlspannung die thermisch induzierte Stahlspannung in Probenmitte überschreitet und den Verbund im Bereich $x < l_v/2$ zusätzlich belastet.

Ein Vergleich der im Ausziehversuch gemessenen Stahlspannungen, bei denen gerade ein erster Schlupf registriert werden konnte, mit den errechneten thermisch induzierten Stahlspannungen in Verbundlängenmitte ist für die Vorversuche in Tabelle 3 zusammengestellt (vgl. auch Bild 22).

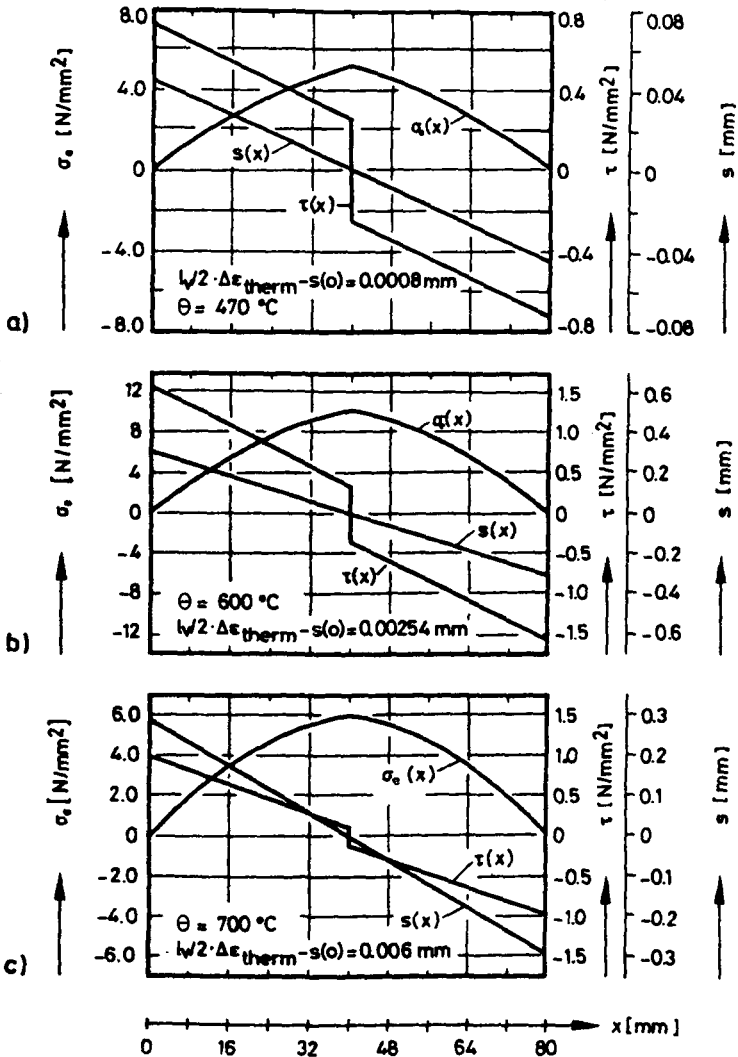


Bild 39 Verteilungen $\tau(x)$, $s(x)$, $\sigma_e(x)$ unmittelbar nach dem Aufheizen, berechnet unter Zugrundelegung der $\tau(s(0))$ -Kurve aus Bild 23; Stahldurchmesser $d_e = 16 \text{ mm}$, Verbundlänge $l_v = 80 \text{ mm}$

Tabelle 3: Vergleich der berechneten und gemessenen thermisch induzierten Verbundspannungen in Verbundzonenmitte

Temperatur [°C]	$\sigma_e(l_v/2)$ (gerechnet) [N/mm ²]	$\sigma_e(l_v/2)$ (gemessen) [N/mm ²]
470	5,2	6,5
600	10,2	5,0
700	6,0	4,0

Man erkennt, daß die Werte zumindest größenordnungsmäßig übereinstimmen. Abweichungen sind einmal damit zu erklären, daß der Bereich der auftretenden kleinen Spannungen meßtechnisch schwierig zu erfassen ist, und zum anderen damit, daß der Spannungszustand des Probekörpers beim Ausziehversuch ein anderer ist als während des reinen Aufheizens. So nehmen beispielsweise während der Aufheizphase die Stahl- und Betonspannungen, ausgehend von $x = l_v/2$, zu den Enden hin ab, während die Stahl- und Betonspannungen beim Ausziehversuch vom unbelasteten Ende her zum belasteten Ende stetig zunehmen.

Insgesamt kann aber festgestellt werden, daß der qualitative und quantitative Verlauf der Stahlspannungen (induziert durch Unterschiede in den thermischen Dehnungen der Einzelkomponenten) im Hinblick auf den Haupteinflußfaktor "Differenz der thermischen Dehnungen von Beton und Stahl" mit vorerst ausreichender Genauigkeit durch die vorstehenden Rechnungen wiedergegeben werden.

Es müssen aber auch die tatsächlich auftretenden Verbundspannungen sowohl in den absoluten Höhen als auch im qualitativen Verlauf größenordnungsmäßig richtig wiedergegeben worden sein, denn der Stahlspannungsverlauf resultiert ja direkt aus dem Verbundspannungsverlauf. Ob der Verbundspannungsverlauf bei $x = l_v/2$ tatsächlich einen Sprung macht oder ob er zwischen $x = 0$ und $x = l_v/2$ bzw. $x = l_v/2$ und $x = l_v$ mehr gekrümmt ist, ist vorerst von geringer Bedeutung.

Vergleicht man die errechneten Verschiebungen zwischen Stahl und Beton längs der Einbettungslänge mit der Differenz der thermischen Dehnungen von Stahl und Beton, so stellt man fest, daß die Verschiebungen nahezu der thermischen Dehnung entsprechen. Die Unterschiede in den Endverschiebungen betragen bei 700 °C maximal 5 µm und liegen bei den anderen Temperaturen noch darunter. Sie betragen zwischen 2 ‰ ($\theta = 700$ °C) und 0,8 ‰ ($\theta = 470$ °C) der Endverschiebungen.

Man kann also davon ausgehen, daß die Verschiebungen während des Aufheizens ungefähr durch die Unterschiede in den thermischen Dehnungen beschrieben werden können. Dies gilt zumindest bei Unterstellung der Gültigkeit der Verbundgesetze aus den Vorversuchen und für Stahldurchmesser $d_e = 16$ mm.

Mit welchen Verhältnissen bei dünneren Stahldurchmessern (8 mm) gerechnet werden muß, zeigt Bild 40. Hier wurden ebenfalls die $\tau(s)$ -Beziehungen aus Bild 23 zur Berechnung herangezogen, was für eine erste Näherung gerechtfertigt erscheint, da zumindest für Raumtemperatur die $\tau(s)$ -Beziehungen innerhalb bestimmter Grenzen vom Stahldurchmesser unabhängig sind [3].

Die Maximalspannungen ($\sigma_e(l_v/2)$) beim Aufheizen liegen in der gleichen Größenordnung wie bei den dickeren Stäben (16 mm), wenn die Einbettungslänge der dünnen Stäbe halbiert wird, also für $l_v = 40$ mm. Das Gleiche gilt in etwa für die Höhe der Verbundspannungen.

Die Verschiebungen unterscheiden sich ebenfalls kaum von den Unterschieden der thermischen Dehnungen. Sie sind für $\theta = 470$ °C um 1,5 ‰, für $\theta = 600$ °C um 0,7 ‰ und für $\theta = 700$ °C um 0,24 ‰ geringer als die entsprechenden thermischen Dehnungen.

Wesentlich höhere Stahl- und Betonspannungen könnten sich aufbauen, wenn während des Aufheizens des Probekörpers zwischen dem Stahl und dem Beton ein Temperaturunterschied auftritt. Im folgenden wird davon ausgegangen, daß die mittlere Temperatur des Stahls von der mittleren Temperatur des Betons um 100 bzw. 50 °C abweicht und daß diese Mitteltemperaturen homogen über

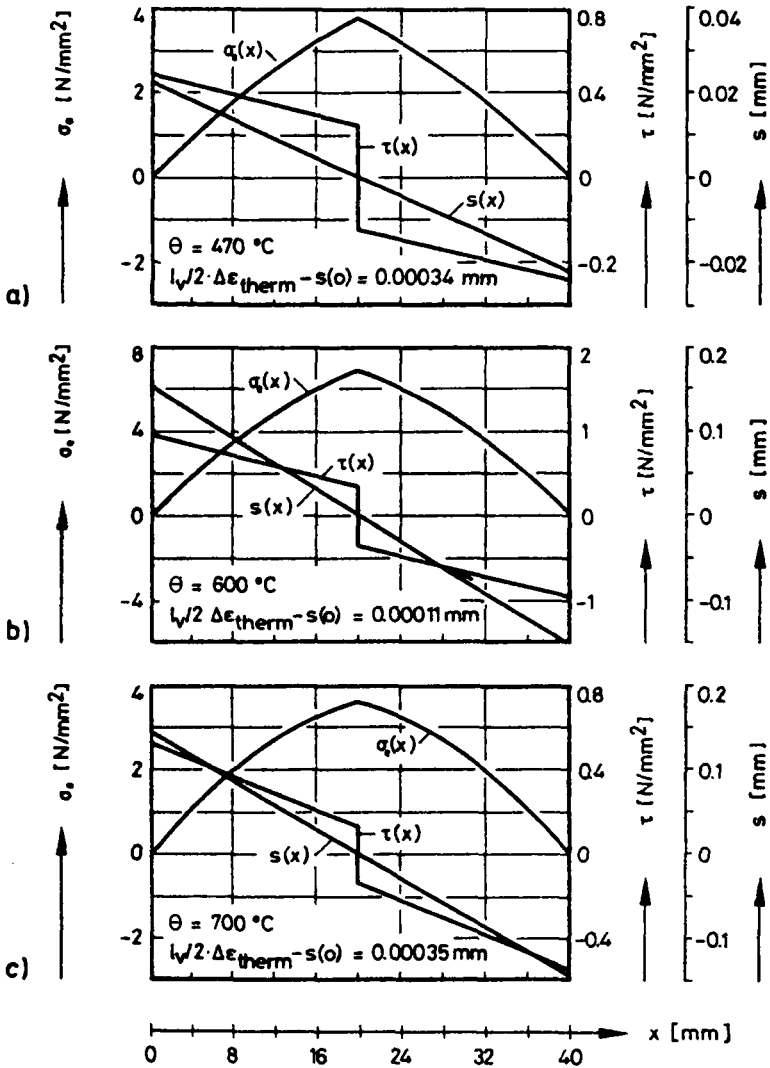


Bild 40 Verteilungen $\tau(x)$, $s(x)$, $\sigma_e(x)$ unmittelbar nach dem Aufheizen, berechnet unter Zugrundelegung der $\tau(s(0))$ -Kurven aus Bild 23. Stahldurchmesser $d_e = 8$ mm, Verbundlänge $l_V = 40$ mm

dem Querschnitt der Einzelkomponenten verteilt sind. Die Temperatur macht in der Grenzfläche Stahl/Beton einen Sprung. Um die maximal auftretenden Spannungen nach oben abschätzen zu können, wurde ferner angenommen, daß für den Verbundbereich das 20 °C-Verbund-Gesetz gilt (vgl. Bild 23) und daß der Beton die Materialeigenschaften eines auf 70 °C bzw. 120 °C erwärmten Betons hat. Die für die Rechnung verwendeten Parameter sind in Tabelle 4 zusammengestellt.

Tabelle 4: Materialkennwerte zur Berechnung der Verteilungen $\epsilon(x)$, $\sigma_e(x)$ und $s(x)$ unbelastet aufgeheizter Proben unter Annahme einer Temperaturdifferenz zwischen Stahl und Beton

θ [°C]	d_e [mm]	$1+n\mu(1+\phi)$ []	$E_e(\theta)$ [kN/mm]	$\epsilon_b \text{ therm} - \epsilon_e \text{ therm}$ [%]
70	8	1,017	210	0,5
	16	1,085		
120	8	1,027	210	1,0
	16	1,125		

Bild 41a gibt die Verteilungen eines 16 mm starken Stahls wieder. Die gestrichelten Kurven entsprechen den Werten, für die eine Temperaturdifferenz zwischen Stahl und Beton von 50 °C angesetzt wurde. Die durchgezogenen Linien gelten für eine Temperaturdifferenz von 100 °C. Wie man sieht, betragen die maximalen Stahlspannungen 33,5 N/mm² ($\Delta\theta = 100$ °C) bzw. 25 N/mm² ($\Delta\theta = 50$ °C). Sie wird nur relativ schwach von der Temperatur beeinflusst. Der Grund dafür ist, daß mit einem hohen temperaturabhängigen Schwellenwert (die Verbundspannung, die mindestens erreicht werden muß, bevor erste Verschiebungen auftreten) gerechnet wurde.

Die Verschiebungen verlaufen über den gesamten Einbettungsbereich nahezu linear und weichen nur sehr gering von der Differenz der thermischen Dehnungen ab. Die Abweichungen betragen an den Rändern ($x = 0$, $x = l_v$) für $\Delta\theta = 50$ °C 2,5 μm und für $\Delta\theta = 100$ °C 3,6 μm .

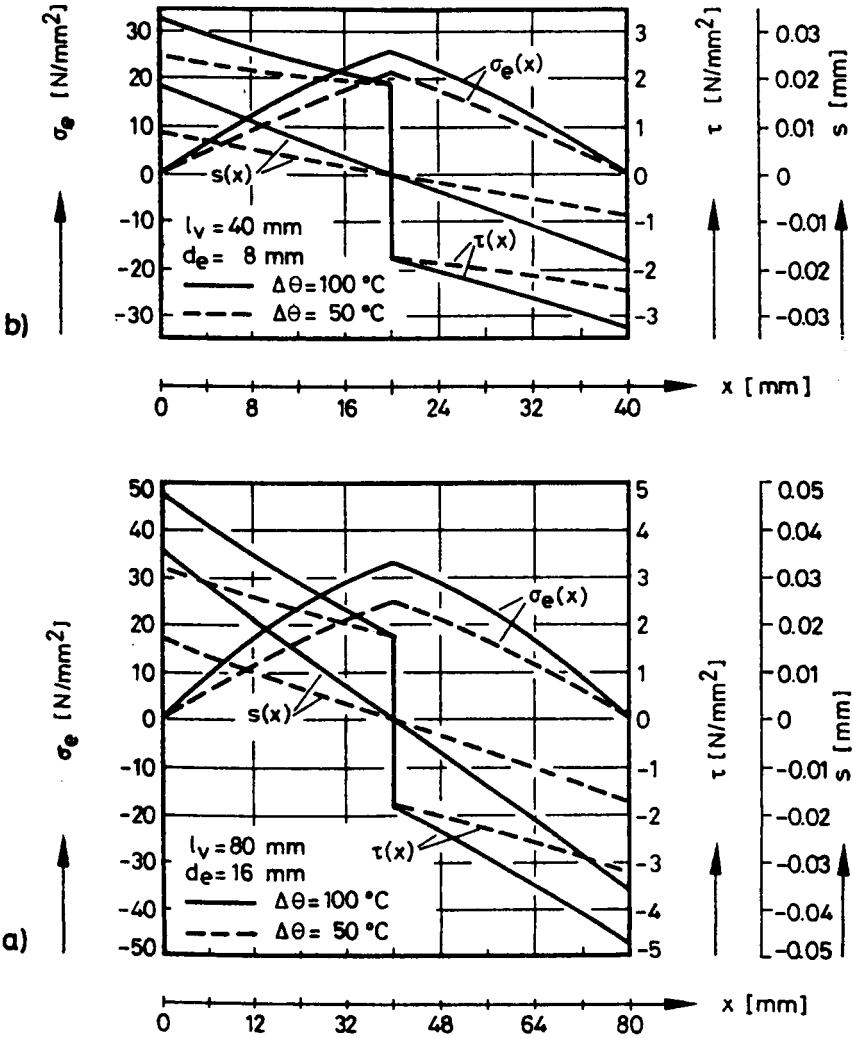


Bild 41 Verteilungen der Verschiebungen und der Stahl- und Verbundspannungen, die durch Temperaturunterschiede in der Anfangsphase des Aufheizens induziert werden (Beton wärmer als Stahl)

Die gleiche Rechnung wurde für einen 8 mm starken Stahlstab mit einer Einbettungslänge von $l_v = 40$ mm durchgeführt. Dabei wurden ähnliche Ergebnisse wie für die 16 mm starken Stäbe erzielt. Die maximalen Stahlspannungen $\sigma(l_v/2)$ betragen für $\Delta\theta = 50$ °C 21,4 N/mm² und für $\Delta\theta = 100$ °C 25,8 N/mm². Die Verschiebungen unterscheiden sich ebenfalls nur wenig von der Differenz der thermischen Dehnung von Stahl und Beton, jedoch sind die Abweichungen davon bei den dünneren Stäben etwas geringer als bei den dickeren Stäben (vgl. Bild 41b).

Abschließend seien die wesentlichen Ergebnisse des Kapitels 3.3.2 noch einmal zusammengestellt:

- Die Verschiebungen werden in erster Linie von der Differenz der thermischen Dehnungen der Einzelkomponenten Stahl und Beton $\Delta\epsilon_{\text{therm}}$ bestimmt. Bei hohen Temperaturen (homogene Temperaturverteilung) unterscheiden sich die Verschiebungen an den Rändern ($x = 0$, $x = l_v$) um weniger als 2 % von der Differenz der thermischen Dehnungen von Beton und Stahl ($s(\sigma_v, l_v) - \Delta\epsilon_{\text{therm}} \cdot l_v/2 < 2$ %). Bei geringfügig erhöhten Temperaturen können diese Abweichungen maximal zwischen 13 % ($\theta_b - \theta_e = 100$ °C, $d_e = 16$ mm) und 7 % ($\theta_b - \theta_e = 50$ °C, $d_e = 8$ mm) liegen.
- Die rechnerisch ermittelten maximalen Stahlspannungen (längs der Einbettungslänge) liegen für hohe Temperaturen in der Größenordnung 5 bis 10 N/mm². Demgegenüber stehen messtechnisch anhand von Versuchen ermittelte Werte von 4 bis 6,5 N/mm². Bei geringfügig erhöhten Temperaturen und großen Temperaturdifferenzen zwischen Beton und Stahl ($\Delta\theta = 50$ bis 100 °C) können Stahlspannungen bis zu maximal 33,5 N/mm² induziert werden.
- Die durch Aufheizen maximal erzeugbaren Verbundspannungen liegen für hohe Temperaturen und homogene Temperaturverteilungen in der Größenordnung 0,1 N/mm² bis 1 N/mm². Bei Temperaturdifferenzen zwischen Stahl und Beton von 100 °C und relativ niedrigen Temperaturen können Verbundspannungen bis zu 5 N/mm² induziert werden.

3.3.4 Verteilungen aufgeheizter Proben während des Ausziehversuchs (Versuchsart I)

Wie bereits in Kapitel 3.2.1 (vgl. Bild 34) dargelegt wurde, ergeben sich die Verteilungen $\tau(x)$, $s(x)$ und $\sigma_e(x)$ während des Ausziehversuchs durch Superposition der Verteilungen, die durch innere Kräfte (infolge Aufheizung) und durch äußere Kräfte (Ausziehkräfte) hervorgerufen werden. Dabei wird angenommen, daß bei Entlastung des Verbundes die Verbundspannung sofort auf Null zurückgeht (vgl. auch [3]). Zur Veranschaulichung des Spannungsverlaufs bzw. der unterschiedlichen Spannungszustände dient das nachfolgende Beispiel mit den Parametern:

$$\begin{aligned} \theta &= 600 \text{ }^{\circ}\text{C} & 1 + n \cdot \mu (1 + \phi) &= 1,66 \\ d_e &= 16 \text{ mm} & E_e &= 0,32 \cdot 210 \text{ kN/mm}^2 \\ l_v &= 80 \text{ mm} & \epsilon_b \text{ therm} - \epsilon_e \text{ therm} &= 7,8 \% \end{aligned}$$

$\tau(s)$ nach Bild 23;

$$s(l_v/2) = 0; 0,01 \text{ mm}; 0,1 \text{ mm}; 0,282 \text{ mm}; 0,51 \text{ mm}; 1,11 \text{ mm};$$

wobei die Wahl der angegebenen Verschiebungen in Einbettungsmitte ($s(l_v/2)$) im Hinblick auf eine möglichst übersichtliche Darstellung der Änderung der Spannungs- und Tragverhältnisse während der Durchführung eines Ausziehversuchs erfolgte.

Die Ergebnisse sind in den Bildern 42a bis 42e dargestellt. Bild 42a zeigt die Verteilungen $\tau(x)$, $s(x)$ und $\sigma_e(x)$, wie sie sich im aufgeheizten Zustand einstellen. Lediglich in der Einbettungsmitte ist die Verschiebung gegenüber dem Ausgangszustand Null, d. h. das Element dx befindet sich vor und nach der Aufheizung noch am gleichen Platz, während mit zunehmendem Abstand von der Einbettungsmitte ($x = l_v/2$) die Verschiebungen immer größer werden. Von $x = l_v/2$ aus in Richtung unbelastetes Ende ($x = 0$) gesehen, stimmen die Verschiebungen vorzeichenmäßig mit den Verschiebungen überein, die durch Anlegen einer äußeren Kraft beim Ausziehversuch auftreten. Von der Einbettungsmitte in Richtung belastetes Ende gesehen, haben die durch Aufheizen induzierten Verschiebungen und Verbundspannungen gegenüber den beim Ausziehversuch auftretenden Verbundspannungen und Verschiebungen entgegengesetzte Vorzeichen. Die Stahlspannung erreicht ihren höchsten Wert in der Einbettungsmitte.

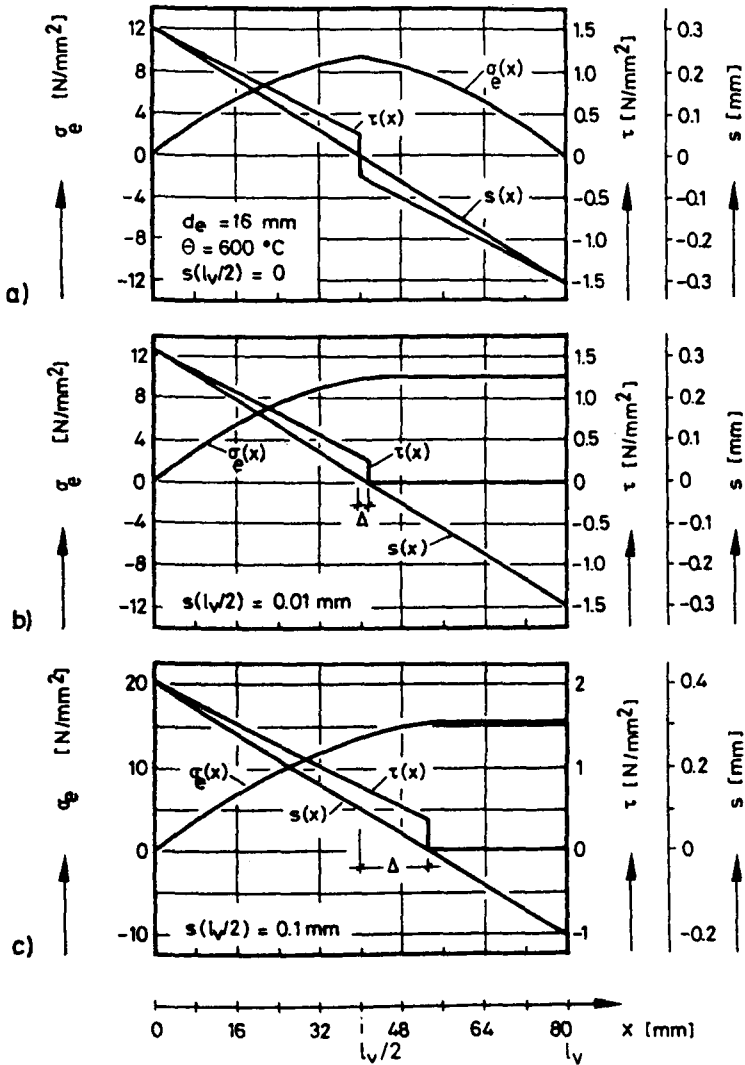


Bild 42a - 42c Berechnete Verteilungen $s(x)$, $\sigma_e(x)$ und $\tau(x)$ aufgeheizter Proben während des Ausziehversuchs (Versuchsmethode I)

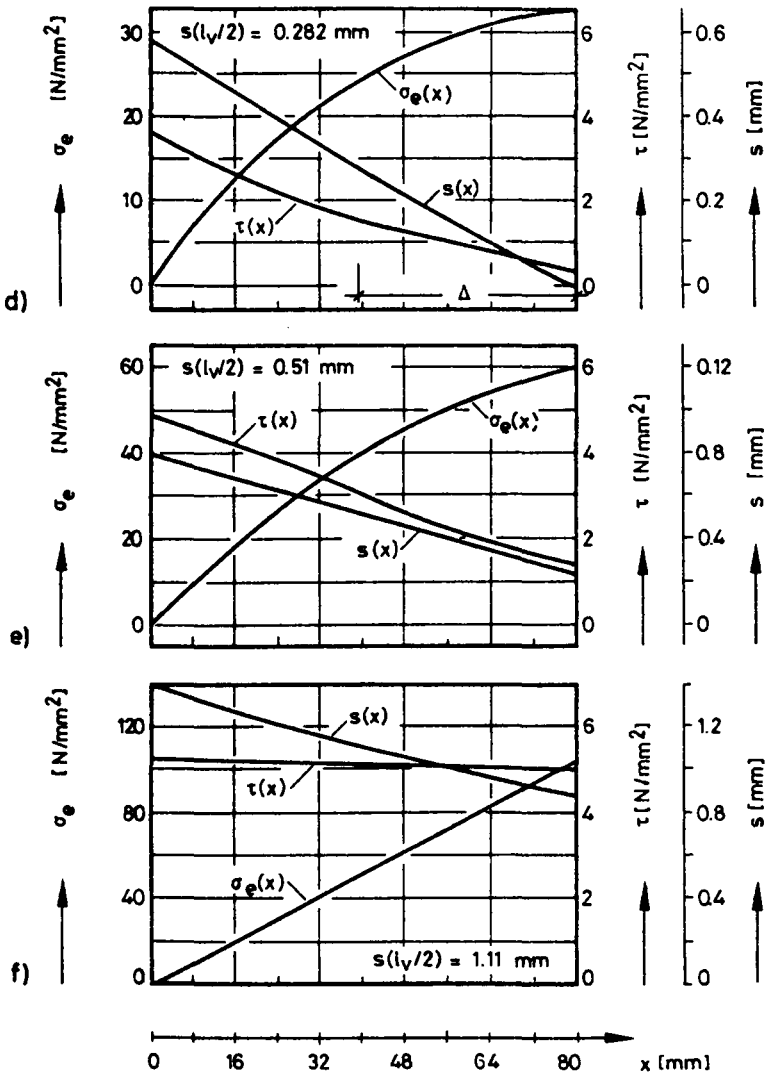


Bild 42d - 42f Berechnete Verteilungen $s(x)$, $\sigma_e(x)$ und $\tau(x)$ aufgeheizter Proben während des Ausziehversuchs (Versuchsmethode I)

Wird nun von außen bei $x = l_v$ eine kleine Stahlspannung angelegt, so wird der Verbund im Randbereich bei $x = l_v$ entlastet, da hier die thermisch bedingte Verschiebung durch die äußere Spannung z. T. kompensiert wird. Bei einer Zunahme dieser äußeren Kraft wird der Verbund für $x > l_v/2$ weiter entlastet, bis die Verbundspannung im gesamten Intervall $l_v/2 < x < l_v$ verschwindet bzw. bei weiterem Lastanstieg wieder ansteigt, aber jetzt mit umgekehrten Vorzeichen. Bild 42b zeigt die Verteilungen nach einer Verschiebung der Einbettungsmitte um 0,01 mm ($s(l_v/2) = 0,01$). Die Verbundspannung ist über die Mitte der Einbettungslänge hinaus ($l_v/2 + \Delta$) positiv und geht danach auf Null zurück. Die gesamte Stahlkraft wird jetzt also auf der Länge $l_v/2 + \Delta$ übertragen. Die Stahlspannung übertrifft ganz gering die Spannung, die sich allein durch das Aufheizen in Probenmitte eingestellt hat (vgl. Bild 42b).

Nach weiterer Erhöhung der Stahlkräfte wächst auch Δ , d.h. die tragende Fläche nimmt mit steigender Ausziehkraft zu. Bei einer Verschiebung $s(l_v/2) = 0,282$ mm wird schließlich der Verbund auf der gesamten Einbettungslänge beansprucht (vgl. Bild 42d). Danach bleibt die wirksame Verbundfläche bei weiter steigenden Ausziehkraften konstant (vgl. Bild 42e und 42f).

Im Vergleich zum Ausziehversuch bei Raumtemperatur, bei dem die wirksame Verbundfläche konstant bleibt und die Verbundspannungen mit zunehmendem x vom unbelasteten Ende zum Belastungsende zunehmen, fällt auf, daß bei erhöhten Temperaturen $\tau(x)$ mit wachsenden x abnimmt. Erst nach relativ großen Ausziehwegen $s(0)$ ist im heißen Zustand die Verbundspannung über der Einbettungslänge nahezu konstant, und man kann die aus der Stahlkraft errechnete Verbundspannung zusammen mit dem Schlupf am unbelasteten Ende als "Grundgesetz" $\tau(s)$ werten.

Bei kleinen Ausziehwegen können die Meßergebnisse "Stahlkraft am belasteten Ende über Schlupf am unbelasteten Ende" nicht allgemein als Grundgesetze interpretiert werden. Dafür sind nach den vorstehenden Ausführungen folgende Gründe maßgebend:

- die wirksame Verbundfläche ist nicht konstant;
- die Verbundspannung über der wirksamen Verbundfläche ändert sich sehr stark;
- die Verschiebung über x (gegenüber Lage der einzelnen Elemente dx bei Raumtemperatur) ändert sich allein durch das Aufheizen sehr stark.

Theoretisch lassen sich die Schwierigkeiten dadurch beheben, daß man einfach die Einbettungslänge gegen Null gehen läßt. Jedoch würden sich daraus große experimentelle Probleme ergeben, z. B. Schädigung der Verbundzone beim Ausschalen der Proben und Randeffekte aus den Verbundzonenenden. Außerdem steigen die Versuchsstreuungen nach Rehm [41] überproportional mit der Verkürzung der Einbettungslänge an.

3.3.5 Verteilungen bei Aufheizung belasteter Proben (Versuchsart II)

Es wurde dazu die gleiche Berechnungsmethode wie bei der Ermittlung der Verteilungen nach Versuchsmethode I (Ermittlung von Kraft-Schlupf-Beziehungen im stationären Temperaturfall) zugrunde gelegt. Zur Ermittlung der Verteilungen wurden ebenfalls die $\tau(s)$ -Kennlinien aus Bild 23, die nach Versuchsmethode I gewonnen wurden, benutzt. Im Vergleich zu den Berechnungen des vorigen Kapitels sind also lediglich die Randbedingungen geändert worden.

Es gilt für die Stahlspannungen am unbelasteten Ende

$$\sigma_e(x = 0) = 0$$

und am Belastungsende

$$\sigma_e(x = l_v) = F_{\text{außen}}/A_e = \text{konstant}$$

für alle Zeiten und Temperaturen kleiner als der Versagenszeitpunkt bzw. die Versagenstemperatur.

Um den Lasteinfluß hervorzuheben, wurden die Verteilungen für zwei verschieden hohe Belastungen, nämlich $P = 19 \%$ und $P = 29 \%$ der im Kaltversuch ermittelten Bruchlast, ermittelt.

In Bild 43 sind die Verteilungen für die hohe Belastung ($P = 29 \%$) dargestellt. Bei Raumtemperatur sind Verteilungen $\tau(x)$, $\sigma_e(x)$ und $s(x)$ gemäß Bild 43a zu erwarten. Die Stahlspannungen steigen, vom unbelasteten Stahlende aus gesehen, leicht progressiv an, ebenso die Verbundspannungen und die Verschiebungen.

Setzt nun eine Erwärmung des Probekörpers ein, so tritt ein Temperaturgefälle zwischen Betonmantel und Stahlkern auf und damit, idealisierend angenommen, eine Differenz in den thermischen Ausdehnungen von Stahl und Beton, obwohl die thermischen Ausdehnungskoeffizienten noch gleich sind. Die Auswirkungen auf die Verteilungen sind aus Bild 43b ersichtlich. Zur Berechnung der Verteilungen wurde dabei vereinfachend angenommen, daß der Stahl noch Umgebungstemperatur besitzt, der Beton im Mittel 50°C wärmer ist und daß das Verbundgesetz mit $\tau(\theta = 20^\circ\text{C})$ noch gilt.

Wie Bild 43b zeigt, unterscheidet sich die mittlere Höhe der Verbundspannungen von der bei Raumtemperatur kaum. Dagegen zeigen die Verteilungen von $\tau(x)$, $s(x)$ und auch $\sigma_e(x)$ deutlich einen Temperatureinfluß. So treten beispielsweise die maximalen Verschiebungen (und entsprechend die maximalen Verbundspannungen) nicht mehr am Belastungsende, sondern am unbelasteten Ende auf und nehmen in Richtung Belastung ab. Die Stahlspannungen verlaufen dementsprechend, vom unbelasteten Ende her, leicht degressiv. Diese Tendenz bleibt auch zu höheren Temperaturen hin erhalten (vgl. Bild 43c). Jedoch sind jetzt aufgrund der flacheren Steigung des $\tau(s)$ -Diagramms die $\tau(x)$ - und $s(x)$ -Linien weniger stark geneigt, d. h. die Verbundspannungen sind über der Verbundzone nahezu gleich groß, und die Stahlspannungen steigen über der Einbettungslänge nahezu linear an.

Ähnliche Verhältnisse sind auch bei kleineren Belastungshöhen ($P = 19 \%$) anzutreffen (vgl. Bild 44). Die bei Raumtemperatur

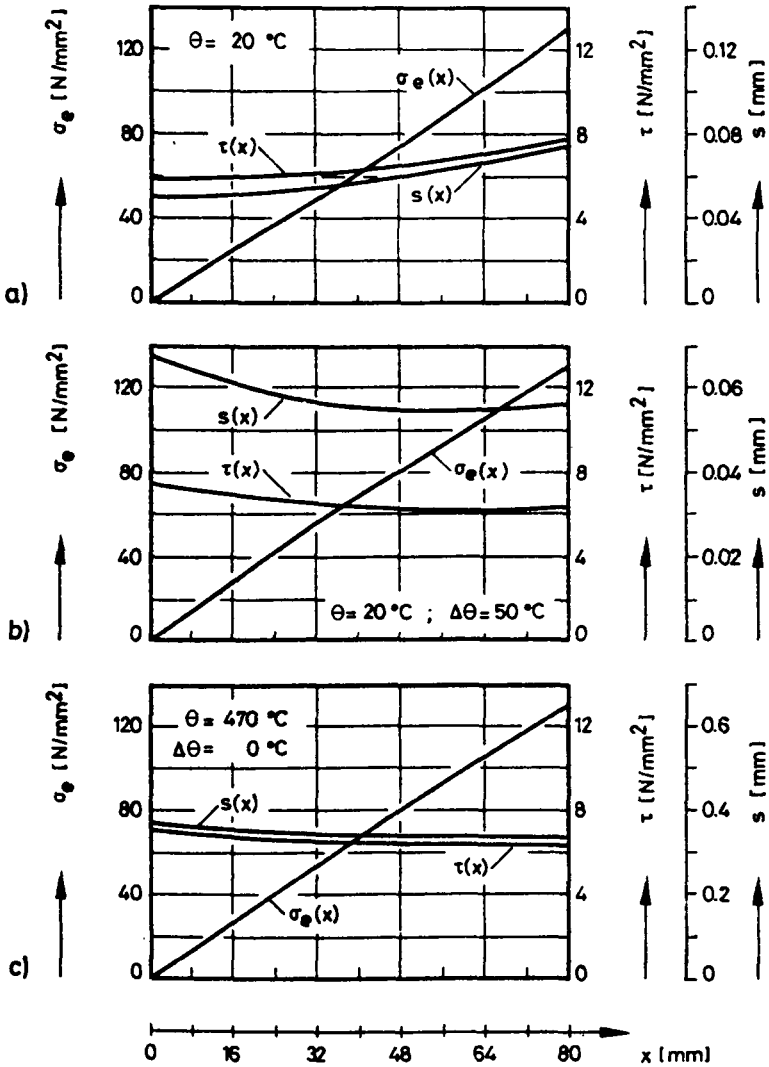


Bild 43a - 43c Berechnete Verteilungen $s(x)$, $\sigma_e(x)$ und $\tau(x)$ während der Aufheizung belasteter Proben. $d_0 = 16$ mm, $l_v = 80$ mm, Stahlspannung $\sigma_e(l_v) \hat{=} 29$ % der Kurzzeitverbundfestigkeit bei Raumtemperatur

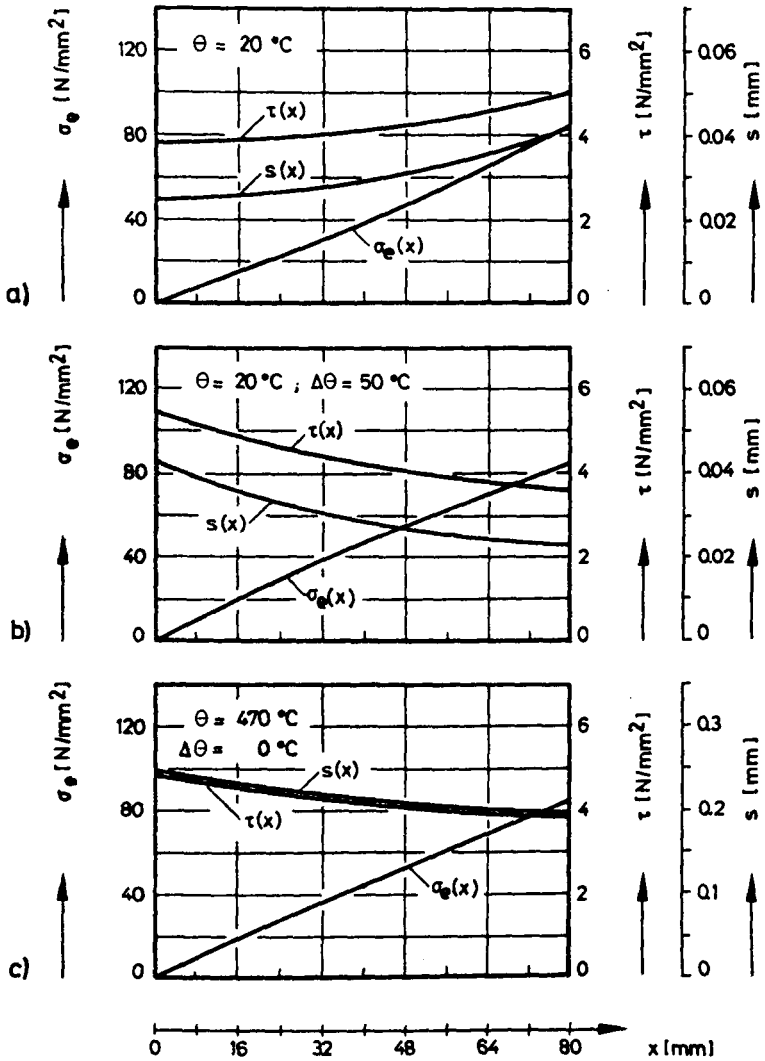


Bild 44a - 44c Berechnete Verteilungen $s(x)$, $\sigma_\theta(x)$ und $\tau(x)$ während der Aufheizung belasteter Proben. $d_{\text{e}} = 16 \text{ mm}$, $l_y = 80 \text{ mm}$, Stahlspannung $\sigma_{\text{e}}(l_y) \approx 19 \%$ der Kurzzeitverbundfestigkeit bei Raumtemperatur

über die Verbundlänge ansteigenden Verbundspannungen und Verschiebungen ändern bei Temperatureinwirkung ihren Verlauf. Sie fallen bei höheren Temperaturen vom unbelasteten Ende in Richtung belastetes Ende ab.

Es finden also nach der Temperatureinwirkung erhebliche Spannungs- und Verschiebungsumlagerungen statt. Im Vergleich zu höheren Belastungen fallen diese Umlagerungen bei kleineren Belastungen höher aus. Bei hohen Temperaturen (vgl. Bild 44d), bei denen der Verbund nur noch schwach belastbar ist, sind diese Umlagerungen infolge der großen Dehnungsunterschiede besonders ausgeprägt. Im vorliegenden Fall wird z.B. die Verbundspannung auf der Lasteinleitungsseite ($x = l_V$) von $4,2 \text{ N/mm}^2$ (bei Raumtemperatur) auf $2,6 \text{ N/mm}^2$ (bei $600 \text{ }^\circ\text{C}$) entlastet.

Zusammenfassend kann also festgestellt werden, daß die Umlagerungen bei hohen Belastungen und niedrigen Temperaturen gering ausfallen und die Verteilungen der Verbundspannungen und Verschiebungen über der Verbundlänge nahezu konstant sind. Bei kleinen Belastungen treten dagegen erhebliche Umlagerungen der Verschiebungen und Spannungen (besonders bei hohen Temperaturen) auf. Die Verteilungen der Verschiebungen und Verbundspannungen längs der Einbettungslänge sind nun auch näherungsweise nicht mehr als konstant anzusehen, so daß die Meßergebnisse nicht mehr ohne weiteres verallgemeinert werden können.

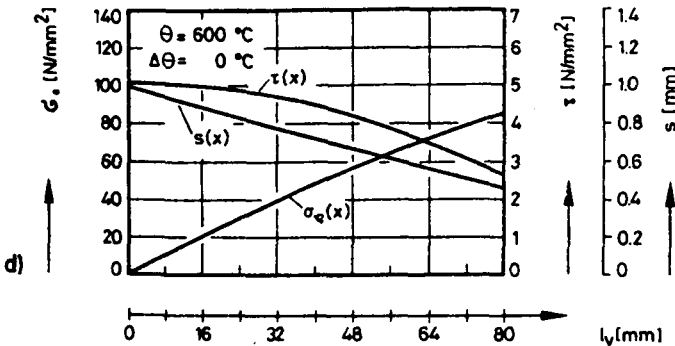


Bild 44d Berechnete Verteilungen $s(x)$, $\sigma_e(x)$ und $\tau(x)$ während der Aufheizung belasteter Proben. $d = 16 \text{ mm}$, $l_V = 80 \text{ mm}$, Stahlspannung $\sigma_e(x = l_V) \cong 19 \%$ der Kurzzeitverbundfestigkeit bei Raumtemperatur

3.4 Folgerungen aus den rechnerischen Untersuchungen

Um den Einfluß der verschiedenen Materialkennwerte der Einzelkomponenten (E-Modul, thermische Dehnung usw.) auf die Verteilungen der Stahlspannungen, Verschiebungen und Verbundkräfte abzuschätzen, wurden einige Berechnungen der Verteilungen während des Aufheizens, während des Ausziehversuchs (Versuchsart I) und während der Ermittlung der kritischen Verbundspannung (Versuchsart II) durchgeführt.

Als Ergebnis der Berechnungen kann festgehalten werden:

- Bei den vorliegenden geometrischen Verhältnissen der Probekörper und der betrachteten Materialien beeinflußt die thermische Dehnung der Einzelkomponenten - bzw. ihre Differenz - die Verteilungen am stärksten. Es ist dabei egal, ob die Differenz aus unterschiedlichen Ausdehnungskoeffizienten oder gleichen Ausdehnungskoeffizienten und unterschiedlichen Temperaturen resultieren;
- schon während der Aufheizung kommt es aufgrund der unterschiedlichen thermischen Dehnungen zu erheblichen Verschiebungen, die nur geringfügig kleiner als die Unterschiede der thermischen Dehnungen von Stahl und Beton sind. Die Abhängigkeit der Verschiebungen ist vom gewählten Grundgesetz des Verbundes $\tau(s)$ sowie von den anderen Materialkennwerten und den vorliegenden geometrischen Verhältnissen nur schwach abhängig (ca. eine Zehnerpotenz weniger als die Differenz der thermischen Dehnungen);
- wegen der Verschiebungen, die aus den Unterschieden der thermischen Dehnungen resultieren, ist die "wirksame Verbundfläche" besonders bei hohen Temperaturen und kleinen äußeren Belastungen nicht konstant. Die gemessenen Schlupf-Kraft-Diagramme können bei Temperaturen oberhalb von 400 °C nicht ohne weiteres auf $\tau(s)$ -Grundgesetze umgerechnet werden;
- bei der Versuchsart II treten während des Aufheizvorganges trotz konstanter äußerer Last laufend Verbundspannungsumlagerungen auf, die bei kleinen und mittleren Belastungen erheblich sind, während sie bei hohen Belastungen geringer ausfallen.

4. Experimentelle Untersuchungen der Verbundeigenschaften

4.1 Versuchsprogramm

Eine hinreichende Klärung des Verbundproblems bei Raumtemperaturen ist schwierig und aufwendig (Rehm [3]). Für den Fall erhöhter Temperaturen gilt dies umso mehr. Daher mußte die Arbeit von vornherein auf einen sehr engen Themenkreis beschränkt bleiben. Zunächst wurde mit glatten Rundstählen und handelsüblichen Rippenstählen experimentiert, um die wichtigsten Verbundarten

- Haftverbund,
- Scherverbund,
- Reibungsverbund

hinsichtlich ihrer Veränderungen bei hohen Temperaturen zu analysieren. Dabei kam ein überwiegend quarzhaltiger Normalbeton zur Anwendung.

Wie die Berechnung der Verschiebungen, Stahl- und Verbundspannungen zeigt, beeinflußt die thermische Dehnung das Verbundverhalten am nachhaltigsten. Die thermisch induzierten axialen Verschiebungen bewirken eine Schädigung des Verbundes. Es treten aber auch, entsprechend dem Verhältnis der thermischen Dehnungen von Beton und Stahl, Schädigungen des Verbundes in radialer Richtung durch Aufweiten oder Aufschumpfen der Betonhülle auf. Um diesem Effekt nachzugehen, wurde zusätzlich mit einem Basaltbeton gearbeitet, der im Gegensatz zu Normalbetonen mit anderen Grobzuschlägen im gesamten untersuchten Temperaturbereich eine geringere thermische Dehnung als Stahl aufweist.

Schließlich sollte auch der Einfluß des Feuchtigkeitsgehaltes betrachtet werden. Dazu wurde eine Mörtelserie betoniert, weil durch den gegenüber dem Beton höheren Zementgehalt auch die auf Feuchteunterschiede oder -wechsel reagierende Zementsteinphase in höherer Konzentration vorliegt. Feuchtigkeitsbedingte Änderungen im Verbundverhalten müßten somit deutlicher hervortreten.

Eine Übersicht über das Versuchsprogramm und die variierten Parameter enthält Tabelle 5. Insgesamt wurden 15 Versuchsserien mit je 20 Proben betoniert und geprüft.

Tabelle 5: Versuchsprogramm zur Ermittlung des Verbundverhaltens bei erhöhten Temperaturen

Versuchsmethode	Betonart	Stahlart	Bemerkungen
I: Kraft-Schlupfmessungen bei erhöhten Temperaturen	Kiesbeton	glatter Rundstahl BST 220/340 GU $d_e = 8 \text{ mm}$ stark angerostet	untersucht wurden alle Kombinationen der nebenstehenden Betone und Stähle; Die Lagerungsart, Herstellung und Zusammensetzung der Betone wurde nicht variiert. $l_v = 5 d_e$ +)
	Kiesbeton	glatter Rundstahl BST 220/340 GU $d_e = 16 \text{ mm}$ walzfrisch	
	Kiesbeton Basaltbeton	Rippentorstahl BST 420/500 RK $d_e = 8 \text{ mm}$ $f_R > 0,055$	
	Kiesbeton Basaltbeton	Rippentorstahl BST 420/500 RK $d_e = 16 \text{ mm}$ $f_R > 0,065$	
	Kiesbeton, Basaltbeton	Spannstahl St 1500/1700 profiliert $d_e = 7,5 \text{ mm}$	
	Mörtel	Rippentorstahl BST 420/500 RK $d_e = 16 \text{ mm}$ $f_R > 0,065$	variiert wurde die Lagerungsart des Mörtels: 20/65 -, Wasserlagerung und 105 °C Vortrocknung. $l_v = 5 d_e$
II: Kraft-Schlupfmessungen bei veränderten Temperaturen	Kiesbeton	glatter Rundstahl BST 220/340 GU $d_e = 8 \text{ mm}$ stark angerostet	Lagerungsart, Herstellung und Zusammensetzung des Betons wurden nicht variiert. $l_v = 5 d_e$ +)
		glatter Rundstahl BST 220/340 GU $d_e = 16 \text{ mm}$, walzfrisch	
		Rippentorstahl BST 420/500 RK $d_e = 16 \text{ mm}$ $f_R > 0,055$	
		Rippentorstahl BST 420/500 RK $d_e = 16 \text{ mm}$ $f_R > 0,065$	

+) gilt für die überwiegende Anzahl der Versuche; Abweichungen von diesem Verhältnis sind auf den Diagrammen deutlich vermerkt.

In Tabelle 6 sind der Mischungsaufbau und die wichtigsten Frisch- und Festbetondaten der verwendeten Betone und Mörtel zusammengestellt. Hierbei sind auch die Werte des in den Vorversuchen verwendeten quarzitischen Betons aus Übersichtsgründen noch einmal mit aufgeführt, weil diese Mischung auch für die weiteren Untersuchungen unverändert beibehalten wurde.

Tabelle 6: Mischungsaufbau, Frisch- und Festbetondaten der verwendeten Betone bzw. Mörtel

	Einheit	Kiesbeton	Basaltbeton	Mörtel
Portlandzement 35 F	kg/m ³	360	380	480
quarz. Sand 0 - 2 mm	kg/m ³	653	605	1440
quarz. Kies 2 - 8 mm	kg/m ³	500	-	-
quarz. Kies 8 - 16 mm	kg/m ³	768	-	-
Basaltsplitt 8 - 11 mm	kg/m ³	-	302	-
Basaltsplitt 11 - 16 mm	kg/m ³	-	1110	-
EFA-Füller (BM II)	kg/m ³	-	61	-
Gesamtwasser	kg/m ³	178	169	230
Ausbreitmaß	cm	35,5	36	37
Frischbetonrohddichte	kg/dm ³	2,39	2,63	2,15
Rohddichte (28 Tage)	kg/dm ³	2,37	2,62	2,13
Würfeldruckfestigkeit:				
28 Tage min ⁺	N/mm ²	48,0	76,4	35,1
max ⁺	N/mm ²	60,9	79,1	
Versuchsalter ⁺⁺				
min ⁺	N/mm ²	50,7	82	42,0
max ⁺	N/mm ²	63,9	85	
Lagerung bis zur Versuchsdurchführung: in Anlehnung an DIN 1048, d.h. nach einem Tag ausgeschalt, 7 Tage unter Wasser gelagert, anschließend Lagerung im Klimaraum bei 20 °C und 65 % r.F.; ein Teil der Mörtelproben wurde ca. eine Woche vor der Versuchsdurchführung entweder unter Wasser gelagert oder bei 105 °C vorgetrocknet.				

+) Minimal- bzw. Maximalwerte der insgesamt untersuchten Betonserien einer Betonart nach Normlagerung.

++) Das Betonalter lag bei allen untersuchten Serien zwischen 150 und 600 Tagen.

Streuungen und Unterschiede in den Festigkeitswerten der industriell hergestellten Stähle sind weitaus geringer als die entsprechenden Werte für Beton. Darüber hinaus sind die Hochtemperaturdaten der Stähle mit ausreichender Genauigkeit bekannt [43, 47]. Im Rahmen dieser Arbeit wurden daher keine Zugversuche zur Ermittlung von Zugfestigkeit, Streckgrenze, Bruchdehnung usw. durchgeführt. Außerdem war aus den Vorversuchen bekannt, daß die Stähle keine meßbaren äußerlichen Schädigungen nach den Verbundprüfungen aufweisen. Selbst in den Fällen, in denen als Grenzzustand Stahlversagen auftrat, lag der Einschnürbereich deutlich außerhalb der Einbettungslänge.

Der für die Spannungsverteilung wichtige E-Modul wurde für 20 °C einheitlich zu 210.000 N/mm² angenommen, da er bekanntermaßen kaum vom Legierungsgehalt, der Vorbehandlung usw. abhängt (vgl. auch Richter [44]). Die Größe der Oberflächenrauigkeit, die vor allem die Verbundeigenschaften unprofiliertes Stähle bestimmt, konnte aus der Rehmschen Arbeit [3] übernommen werden. Einige orientierende Auswertungen mikroskopischer Aufnahmen lieferten entsprechende Werte. Die Rauhtiefen des Spannstahls wurden anhand rasterelektronenmikroskopischer Aufnahmen abgeschätzt. Die Rauhtiefen der gerippten Baustähle, deren Oberflächen mäßig angerostet waren, lagen zwischen denen der walzfrischen und denen der stark angerosteten Rundstähle. In Tabelle 7 sind die Werte zusammengestellt.

Tabelle 7: Narbentiefe der verwendeten Stähle

Stahl	Spannstahl St 1500/1700 $d_e = 7,5$ mm profiliert	glatter Rundstahl BSt 220/340 GU $d_e = 16$ mm walzfrisch	Rippentorstahl BSt 420/500 RK $d_e = 8, 16$ mm mäßig angerostet	glatter Rundstahl BSt 220/340 GU $d_e = 8$ mm stark angerostet
Narben- tiefe	≤ 20 μm	≤ 30 μm	$< 30 - 60$ μm	$< 60 - 100$ μm

4.2 Allgemeine Beobachtungen

Einige Proben wurden längs und quer zur Probekörperachse aufgeschnitten, um Aufschluß über die makroskopische Struktur des Betons und über die Verteilung der Grob- und Feinzuschläge im Verbundbereich zu erhalten (vgl. Bild 45). Die Grobzuschläge waren sowohl in axialer als auch in radialer Richtung um den Stahlstab wie um ein Zuschlagkorn gleicher Größe verteilt, d.h. es gab kaum einen direkten Kontakt zwischen einem Grobzuschlagkorn und der Stahleinlage. Der Stahlstab war fast immer in direktem Kontakt mit einer Feinmörtelschicht. Luftporen aus Verdichtungsmängeln waren auch im unmittelbaren Verbundbereich äußerst selten.

Das Aufheizen der herausgesägten Probestücke führte bis zu Temperaturen von etwa 350 °C zu keinen mit dem Stereomikroskop (Vergrößerung max. 50-fach) wahrnehmbaren Rissen im Beton oder in der Verbundzone (vgl. Bild 46). Bis auf 600 °C aufgeheizte Probestücke zeigten dagegen deutliche Kontaktrisse zwischen dem Bewehrungsstahl und dem umhüllenden Feinmörtel (vgl. Bild 47). Auf der Stahloberfläche verbleibt nur eine sehr dünne, mechanisch wenig widerstandsfähige Schicht aus Rückständen von Hydratisationsprodukten. Solche Rückstände zeigten sich auch als weißer Belag bei den glatten Rundstählen und dem Spannstahl nach dem Ausziehversuch sowohl bei Raumtemperatur als auch bei erhöhten Temperaturen (vgl. Bild 48 und 49). Größere Feinstmörtelrückstände verblieben bei den Rundstählen nur in Bereichen größerer Vernarbung. Dagegen wurden beim Spannstahl, vor allem bei höheren Temperaturen, deutlich sichtbar Feinmörtelkonsolen unter den Rippen abgeschert (vgl. Bild 49). Bei Umgebungstemperaturen trat dieses Abscheren nicht auf; der den Spannstahl umgebende Mörtel wurde vielmehr seitlich weggedrückt.

Bei den Rippentorstählen wurden die Mörtelkonsolen zwischen den Querrippen auf voller Länge abgeschert (vgl. Bild 50), sofern der Probekörper nicht durch Absprengen der Betonhülle versagte. Die Konsolen unter den Längsrippen wurden nur bei sehr hohen Temperaturen (ab ca. 500 - 600 °C) fast vollständig abgeschert (vgl. Bild 51). Bei niedrigeren Temperaturen erfolgte das Abscheren nur teilweise in der Nähe der Lasteinleitung (vgl.

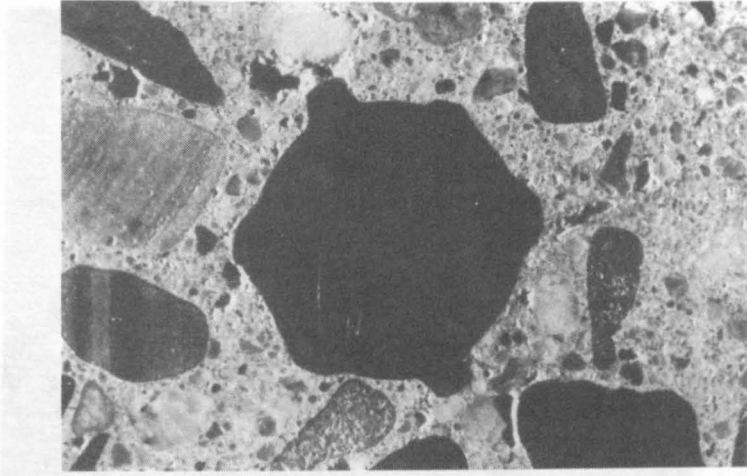


Bild 45 Waagerechter Schnitt durch eine Probe (Quarkiesbeton, Rippentor-
stahl, 20 °C); Vergr. 3-fach. Der Stahlstab ist von einer Mörtel-
schicht umgeben. Die Grobzuschläge sind um den Stahlstab wie um
ein Zuschlagkorn gleicher Größe verteilt.

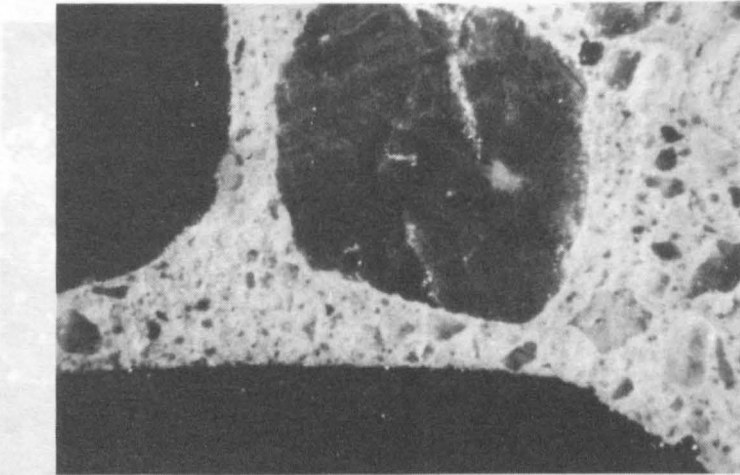


Bild 46 Längsschnitt durch eine auf 350 °C aufgeheizte Probe (w.o.), Vergr.
12-fach. Die Bildunterkante (dunkel) zeigt den Bewehrungsstab. Die
helle Mörtelschicht schließt sich nach oben ohne Risse in der Kon-
taktzone an.

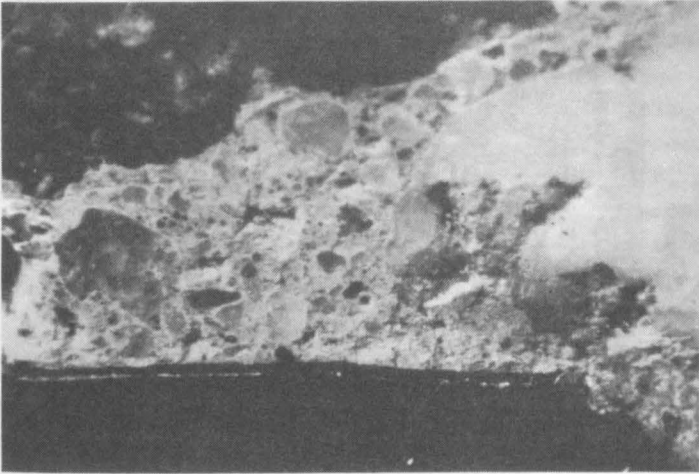


Bild 47 Längsschnitt durch eine auf 600 °C aufgeheizte Probe (w.o.). Vergr. 12-fach. Die Bildunterkante zeigt den Bewehrungsstab (dunkle Fläche). Die helle Mörtelschicht ist durch einen etwa 0,1 mm starken Riß vom Stahl getrennt.



Bild 48 Oberfläche des glatten Rundstahls nach einem Ausziehversuch bei Raumtemperatur. Weiße Flecken: anhaftende Rückstände aus Hydratisationsprodukten. Vergr. 6-fach.

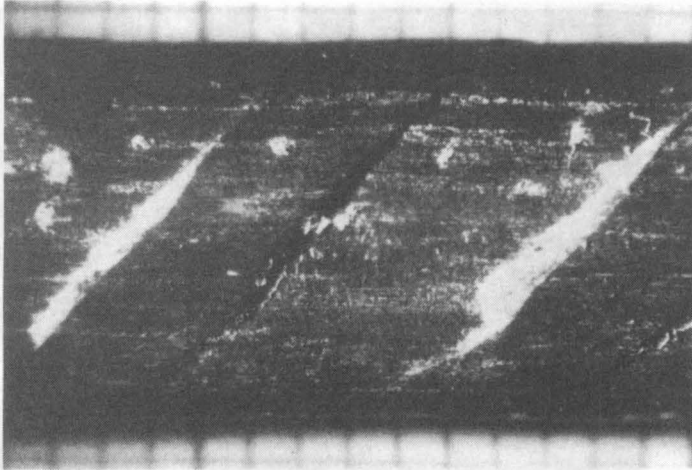


Bild 49 Oberfläche des schwach profilierten Spannstahls nach einem Ausziehversuch bei erhöhter Temperatur (470 °C). Weiße Stellen unter den Rippen: abgescherte Feinmörtel-Konsolen. Helle Streifen und Flecken: Rückstände aus Hydratationsprodukten. Vergr. 6-fach.

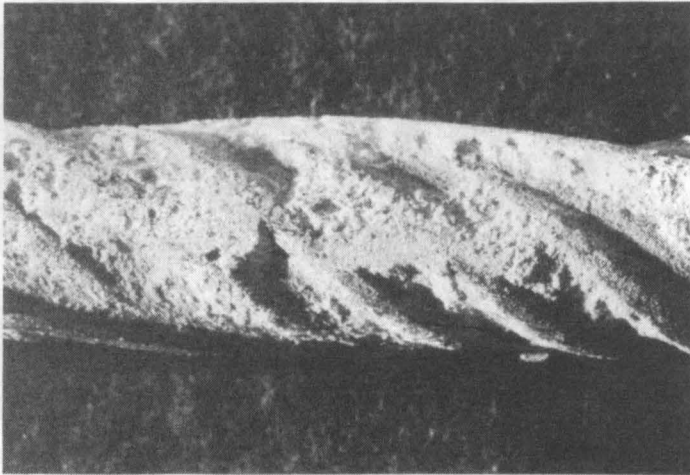


Bild 50 Oberfläche des Rippentorstahls nach einem Ausziehversuch bei erhöhten Temperaturen (150 °C). Die Mörtelkonsolen sind zwischen den Querrippen zum größten Teil auf voller Höhe abgeschert. Vergr. 3-fach.

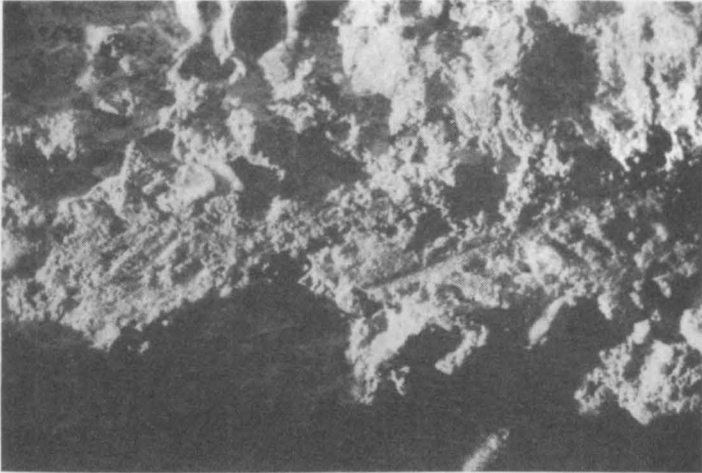


Bild 51 Verbundzone einer auf 650 °C erhitzten Probe nach einem Ausziehversuch (Quarkiesbeton, Rippentorstahl, $d_e = 16$ mm). In der Mitte der rechten Bildhälfte ist noch der Abdruck der Längsrippe zu erkennen. Vergr. 3-fach.

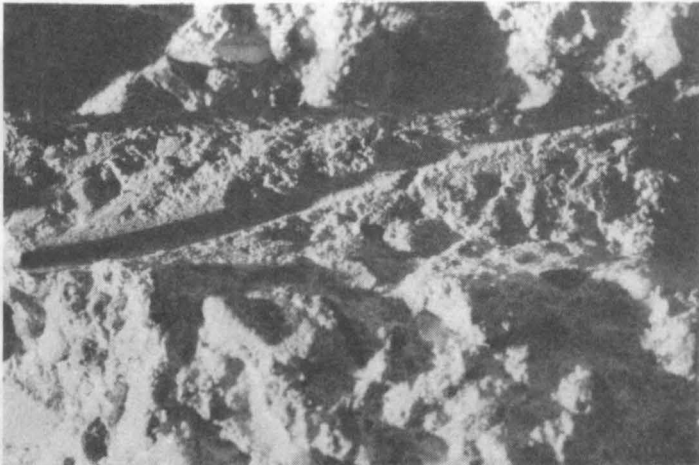


Bild 52 Verbundzone einer auf 350 °C erhitzten Probe nach einem Ausziehversuch (Quarkiesbeton, Rippentorstahl, $d_e = 16$ mm). Auf der linken Bildhälfte ist die Einbuchtung der Längsrippe nahezu unzerstört; am rechten Bildrand, dem Kräfteinleitungsbereich, ist die Betonkonsole unter der Längsrippe fast vollständig abgeschert. Vergr. 3-fach.

Bild 52). Der Stahlstab wurde in diesen Fällen, in dem Betonkanal der Längsrippen gleitend, aus dem Probekörper herausgedreht.

Das Verbundversagen durch Absprengen der Betonhülle wurde im Rahmen dieser Arbeit nicht gezielt untersucht und soll deshalb nur am Rande erwähnt werden. Das Absprengen wurde gelegentlich bei den 16 mm starken Rippentorstählen beobachtet. Es trat bei Temperaturen im Bereich 20 °C bis etwa 350 °C auf, hier aber sowohl bei der Versuchsart I (Kraft-Schlupfmessungen) als auch bei der Versuchsart II (instationäres Hochtemperaturverbundkriechen). Entscheidend für das Auftreten des Sprengbruchs war weniger eine bestimmte Temperatur, sondern vielmehr die Höhe der angreifenden Stahlkraft. So zeigten Proben mit größerer Einbettungslänge (max. 110 mm) und Proben mit besonders hohen Verbundfestigkeiten eine höhere Neigung zum Sprengbruchversagen. Diese Beobachtung steht im Einklang mit der Ansicht, daß höhere Verbundkräfte größere Ringzugspannungen in der Probe erzeugen, die schließlich so weit ansteigen können, bis die Zugfestigkeit des umgebenden Betons erschöpft ist (vgl. auch Tefers [7] und Martin [9]).

4.3 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen bei erhöhten Temperaturen (Versuchsart I)

4.3.1 Kiesbeton

Bei der Darstellung der Versuchsergebnisse sind auf der Ordinate jeweils die aus der Ausziehenkraft F_e ermittelten Verbundspannungen $\bar{\tau}$ und auf der Abszisse die am unbelasteten Ende gemessenen Verschiebungen aufgetragen. Bild 53 zeigt die gemessenen Zusammenhänge zwischen mittlerer Verbundspannung $\bar{\tau}$ und Schlupf für glatten Rundstahl (BST 220/340 GU, $d_e = 16$ mm, walzfrisch) und quarzitischem Normalbeton bei verschiedenen Temperaturen. Die 20 °C-Kurve wurde aus drei Messungen gemittelt. Die anderen Kurven resultieren aus Einzelmessungen. Die höchste Temperatur, bei der noch meßbare Verbundspannungen auftraten, betrug hier 450 °C. Bei höheren Temperaturen wurde der Stab schon beim Ein-

schalten der Prüfmaschine während des "Einschwingens" der Kraftregelung herausgezogen.

Die Darstellung macht verschiedene Verbundeigenschaften deutlich: Zunächst erkennt man, daß die maximal aufnehmbare Verbundspannung deutlich mit der Temperatur abfällt. Außerdem sinken die Haftspannungen (Verbundspannungen, die ohne Verschiebungen aufgenommen werden) von 1 N/mm^2 bei 20°C auf ca. $0,1 \text{ N/mm}^2$ bei 80 und 220°C . Sie steigen bei 300°C wieder auf $0,6 \text{ N/mm}^2$ an und verschwinden ab 450°C ganz. Ebenso sinken die Steigungen der Verbundkurven kontinuierlich mit der Temperatur mit Ausnahme der 300°C -Kurve. Eine mögliche Ursache für die relativ hohe Verbundverfestigung bei 300°C kann aus Bild 22 hergeleitet werden. Es zeigt, daß die Differenz der thermischen Dehnungen von Beton und Stahl bei etwa 300°C ein Minimum durchläuft. Es kommt dabei zu einem Aufschumpfen des Betons auf den Stahl. Der starke Abfall in der Verbundfestigkeit ab 450°C könnte dementsprechend mit der Verbundschädigung durch thermisches Aufweiten der Betonhülle ab ca. 425°C in Verbindung mit den thermisch induzierten axialen Verschiebungen erklärt werden.

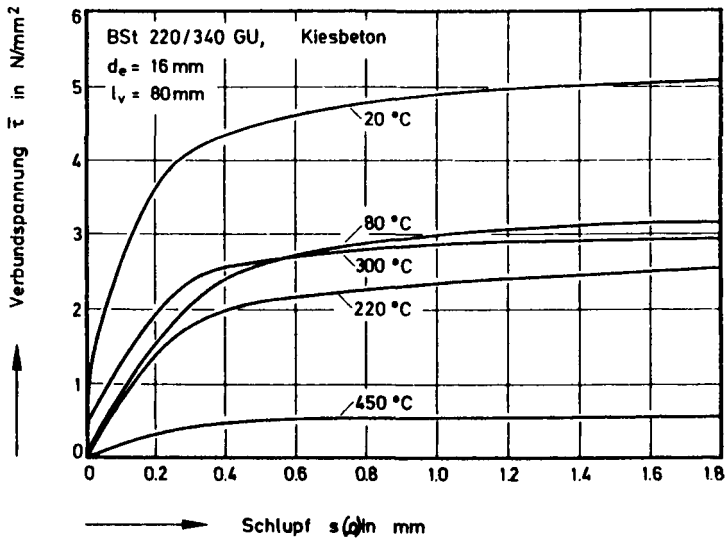


Bild 53 Verbundspannungs-Schlupf-Diagramme bei erhöhter Temperatur; glatter Rundstahl, walzfrisch

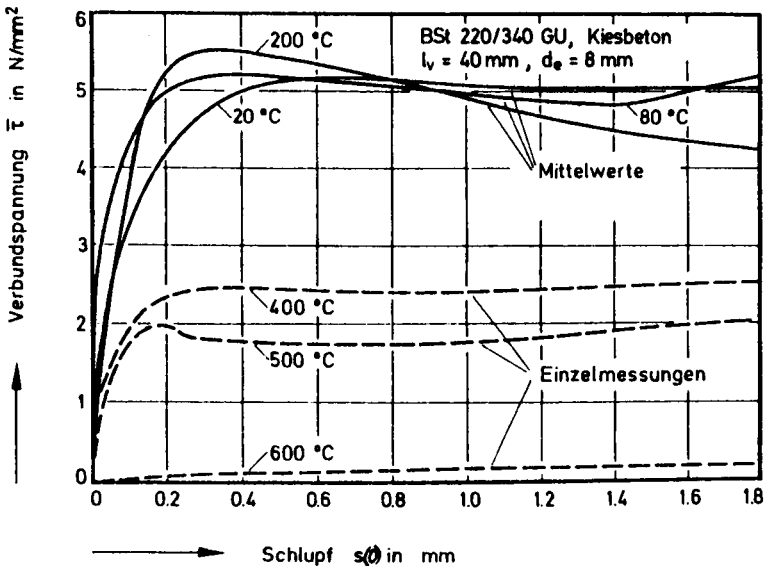


Bild 54 Verbundspannungs-Schlupf-Diagramme bei erhöhten Temperaturen; glatter Rundstahl, stark angerostet

Eine höhere Oberflächenrauigkeit ergibt erfahrungsgemäß einen besseren Verbund [3, 14]. Dies zeigt sich vor allem in der stärkeren Steigung der Ausziehkurven und zum Teil auch in erhöhten Haftspannungen. Die Kurven für den stark angerosteten Rundstahl (BST 220/340 GU, $d_e = 8 \text{ mm}$) auf Bild 54 geben diese Tendenzen deutlich wieder. Die Haftspannungen liegen bis nahe 400 °C deutlich über denen der walzfrischen Stähle. Sie betragen bei 20 °C etwa $1,3 \text{ N/mm}^2$ und stimmen damit ebenso wie die Haftspannungen der walzfrischen Stähle mit den Werten von Rehm [3], Pinchin und Tabor [14] gut überein. Bis ca. 400 °C verändern sich die Haftspannungen nur geringfügig, danach gehen sie jedoch auch sehr schnell auf Null zurück. Die Anfangssteigerungen der Ausziehkurven der stark angerosteten Stähle liegen nahezu unabhängig von der Temperatur deutlich höher als bei den walzfrischen Stählen. Erst ab 400 °C nehmen sie deutlich mit der Temperatur ab. Die Verbundwirkung ist noch bis 600 °C nachweisbar, wenn auch in äußerst geringem Umfange.

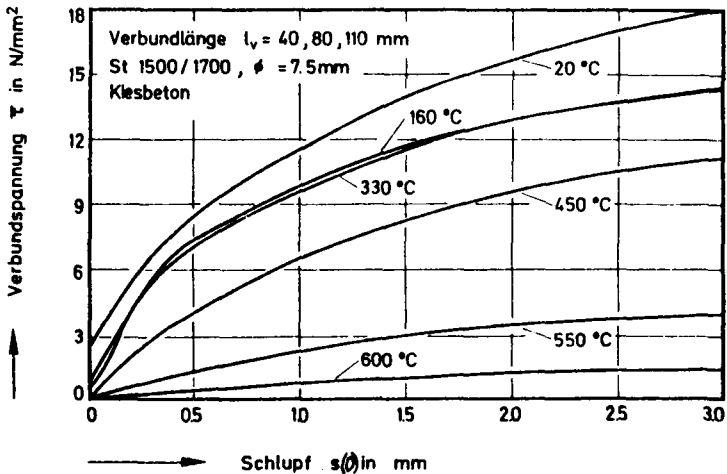


Bild 55 Verbundspannungs-Schlupf-Diagramme bei erhöhten Temperaturen; Spannstahl, schwach profiliert

Bild 55 zeigt das Verbundverhalten eines schwach profilierten Spannstahls. Aufgrund seiner Profilierung (Rippenhöhe ca. 110 - 170 μ m) und seiner relativ glatten Oberfläche weichen die Kraftschlupfdiagramme sowohl bei Raumtemperatur als auch bei erhöhten Temperaturen deutlich von den Kurven der glatten Rundstähle ab. Die Haftfestigkeiten betragen bei Raumtemperatur knapp 3 N/mm². Sie sind, wenn auch in vermindertem Umfang, bis ca. 300 °C deutlich meßbar. Ab 450 °C verschwinden sie aber vollständig. Die Verbundspannungs-Schlupfkurven sind wegen der glatteren Oberfläche stärker geneigt. Der Höchstwiderstand wird wegen relativ schwacher Ripping erst nach relativ großen Verschiebungen erreicht. Die Kurvenform ändert sich bis 330 °C nur sehr geringfügig. Unterschiede resultieren fast ausschließlich aus der geringeren Haftung. Erst ab 450 °C ändert sich die Verbundspannungs-Schlupf-Kurve mit dem Verschwinden der Haftspannungen deutlicher. Oberhalb 450 °C werden die Kurven sehr rasch flacher. Eine ausgeprägte Verbundwirkung ist bis 600 °C feststellbar.

Die Verwendung von Beton mit Rippenhöhen der Schrägrippen von 0,56 mm ($d_e = 8$ mm) bzw. 1,12 mm ($d_e = 16$ mm) und der Längsrippen von 0,8 mm ($d_e = 8$ mm) bzw. 1,6 mm ($d_e = 16$ mm) führt im Vergleich zum Spannstahl zu keinen wesentlichen Veränderungen im Temperaturgang der Haftspannung und der maximalen Verbundspannungen (vgl. Bilder 56 und 57). In der Form der Verbundspannungs-Verschiebungs-Linien ergeben sich dagegen aufgrund der höheren bezogenen Rippenflächen recht deutliche Unterschiede zwischen dem Spannstahl und dem Schrägrippenstahl. Die Unterschiede in den bezogenen Rippenflächen machen sich bei relativ niedrigen Temperaturen (bis ca. 400 °C) sogar zwischen den beiden Rippenstählen bemerkbar. Die Kurven des 8 mm Rippenstahls ($f_R = 0,055$) zeigen in fast allen Fällen eine stärkere Neigung als der 16 mm starke Betonstahl ($f_R = 0,065$).

Die Ausziehkurven des 8 mm starken Rippenstahls zeigen im Temperaturbereich 20 °C bis etwa 300 °C gewisse Überschneidungen, ein Verhalten, das auch schon bei den glatten Rundstählen und Spannstählen aufgetreten ist (vgl. Bilder 53 - 55). Bei den 16 mm Rippenstählen zeigten sich prinzipiell die gleichen Effekte, jedoch wurden die 300 °C- und 370 °C-Kurven aus mehreren Meßkurven gemittelt, wodurch die Tendenz der Verbundschwächung deutlicher hervortritt.

Im Bereich der hohen Temperaturen 500 °C - 800 °C fällt auf, daß die Verbundfestigkeit der Rippenstähle deutlich höhere Werte aufweist als die der Rundstähle und des Spannstahls, obwohl der Verbund aufgrund der thermisch während der Aufheizung induzierten Verschiebungen zumindest beim 16 mm starken Rippenstahl mit einer Verbundlänge $l_v = 80$ mm am stärksten geschädigt sein müßte (vgl. Bilder 39 und 41). Das vorteilhaftere Verhalten der Rippenstähle beruht auf der günstigeren Lastabtragung hoher Rippen. Bei hohen Rippen sind die Pressungen unter den Rippen bei gleichen Stahlspannungen geringer als bei niedrigen. Außerdem sinken die Pressungen unter den größeren Rippen mit der Entfernung von der Aufstandsfläche schneller auf kleinere Werte ab (Rehm [3]).

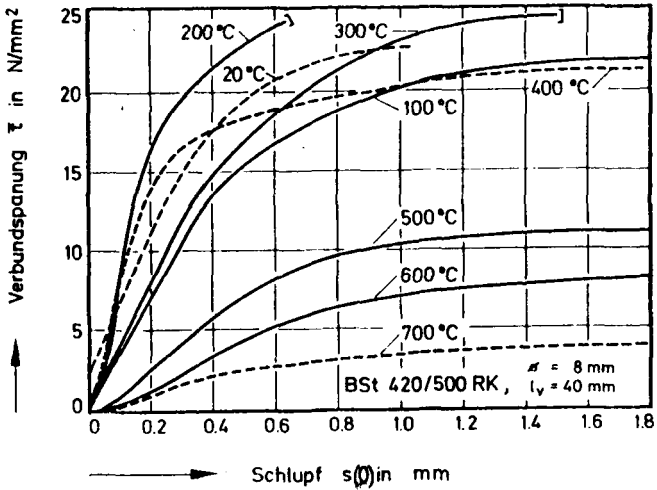


Bild 56 Verbundspannungs-Schlupf-Diagramm bei erhöhten Temperaturen, Rippentorstahl, $\varnothing 8 \text{ mm}$

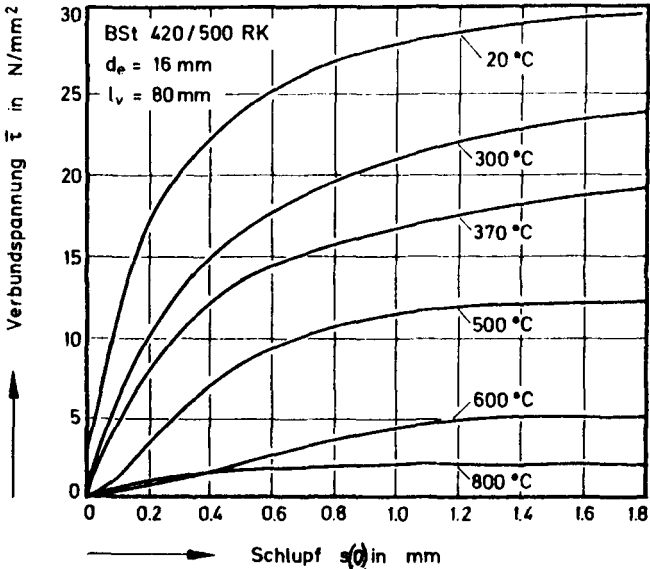


Bild 57 Verbundspannungs-Schlupf-Diagramme bei erhöhten Temperaturen, Rippentorstahl, $\varnothing 16 \text{ mm}$

Den Kurven der Bilder 56 und 57 kann man weiterhin entnehmen, daß die Steigungen der Kurven bis etwa 400 °C monoton fallen. Bei Temperaturen oberhalb 450 °C sind die Kurven bei Verschiebungsbeginn sehr flach geneigt und erreichen ihre höchste Steigung erst nach 0,2 - 0,3 mm. Dieses Verhalten kann einerseits mit den durch das Aufheizen verursachten Verschiebungen, die die wirksame Verbundfläche reduzieren, erklärt werden, zum anderen dürften aber auch radiale Temperatureffekte von Bedeutung sein, die u. a. ein Ablösen des Betons verursachen und eine Reduzierung der Rippenaufstandsflächen und der Querdehnungsbehinderung zur Folge haben.

4.3.2 Basaltbeton

Auswirkungen des radialen Temperatureffekts auf die Verbundeigenschaften treten beim Vergleich des Kiesbetons mit dem Basaltbeton besonders deutlich hervor, da die thermische Dehnung des Basaltbetons im Gegensatz zum Kiesbeton im gesamten Temperaturbereich deutlich unter der der verwendeten Stähle liegt. Bild 58 zeigt dazu die Verbundspannungs-Schlupf-Diagramme von glatten Rundstählen in Basaltbeton. Bei 20 °C sind die Haftspannungen aufgrund der höheren Betonfestigkeit gegenüber dem Kiesbeton nur leicht erhöht. Auffallend hoch sind dagegen die Haftkräfte bei 300 und 500 °C. Sie übertreffen zum Teil die 20 °C-Werte des Kiesbetons. Sogar bei 800 °C treten noch erhebliche Haftkräfte auf, obwohl der Verbund auch hier ebenfalls durch thermisch induzierte axiale Verschiebungen eine Schädigung erfährt.

Die Annahme, daß der Verbund durch radiales Aufschrumpfen oder Aufweiten des Betons, je nach der Differenz der thermischen Dehnung von Stahl und Beton, geschwächt oder verstärkt wird, wird auf Bild 58 insbesondere dadurch gezeigt, weil der Stahl mit dem größeren Durchmesser trotz glatterer Oberfläche bei hohen Temperaturen eine bessere Verbundqualität zeigt als der dünnere, stärker vernarbte Stahl.

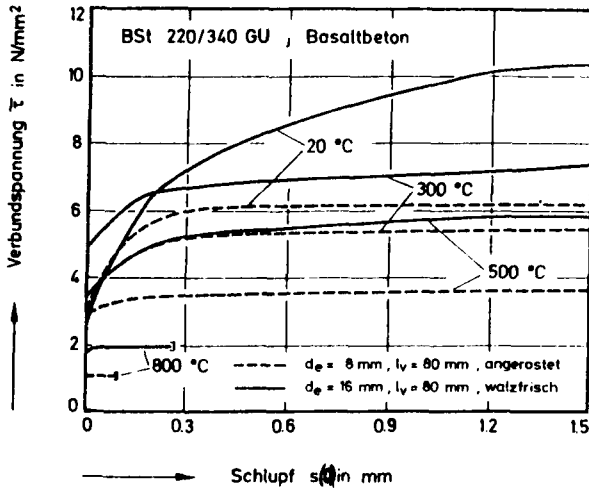


Bild 58 Verbundspannungs-Schlupf-Diagramme bei erhöhten Temperaturen, Basaltbeton, glatter Rundstahl

Die Verbundfestigkeiten liegen auch unter Berücksichtigung der gegenüber dem Kiesbeton 1,46-fach höheren Festigkeit des Basaltbetons im Hochtemperaturbereich deutlich über den Verbundfestigkeiten der Kiesbetone. Allerdings nimmt auch hier die Verbundfestigkeit deutlich mit der Temperatur ab.

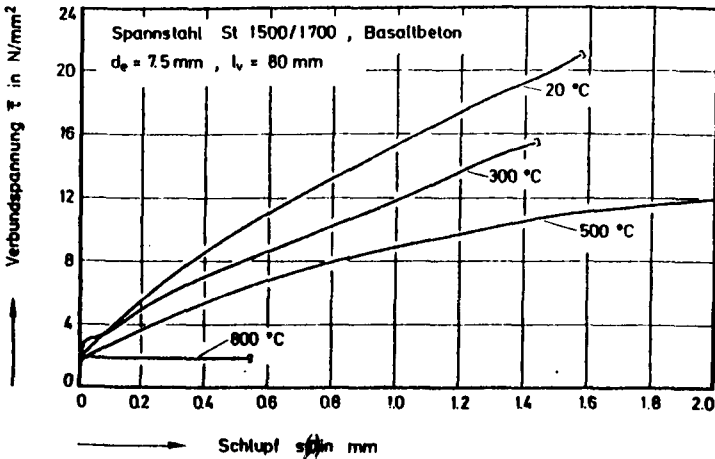


Bild 59 Verbundspannungs-Schlupf-Diagramme bei erhöhten Temperaturen; Basaltbeton, schwach profilierter Spannstahl

Die Kurven auf Bild 59 zeigen den für schwach profilierte Spannstähle typischen Verlauf, d. h. einen relativ flachen Anstieg der Verbundkräfte bis zum Höchstwiderstand. Dabei werden für 20 °C und 300 °C mit steigender Ausziehenkraft maximale Verschiebungen von ca. 1,5 mm erreicht, bis das Verbundversagen eintritt.

Bei 800 °C bleibt die Verbundwirkung nur bis zu Verschiebungen von etwa 0,5 mm wirksam. Nach größeren Verschiebungen gleitet der Spannstahl fast ohne Widerstand im Betonkanal. Auffallend an den Kurven ist das Verhalten der Haftkräfte. Ihre Höhe bleibt beim Basaltbeton bis 800 °C nahezu konstant. Die maximalen Verbundfestigkeiten liegen ebenso wie bei den Rundstählen im oberen Temperaturbereich (500 und 800 °C) deutlich höher als beim Kiesbeton.

Ähnliche Ergebnisse erhält man auch mit einbetonierten Rippenroststählen (vgl. Bild 60). Auch hier liegen die Verbundfestigkeiten bei den höheren Temperaturen (500 und 800 °C) weit über den entsprechenden Werten des Kiesbetons (vgl. Bild 56 und 57). Weiterhin fällt auf, daß alle Kennlinien des Basaltbetons ihre größte Steigung bei Verschiebungsbeginn ($s = 0$) haben. Ein Wendepunkt wie beim Kiesbeton ist auch bei hohen Temperaturen nicht festzustellen. Die geringeren Steigungen bei dem kleineren Stahldurchmesser ($d_e = 8$ mm) sind zumindest bei Raumtemperatur auf die kleinere bezogene Rippenfläche zurückzuführen. Bei den höheren Temperaturen kommt hinzu, daß der Effekt des Aufschumpfens durchmesserabhängig ist und sich dementsprechend geringer bei kleinen Durchmessern auswirkt (vgl. auch Bild 58).

Zu bemerken ist noch, daß bei den Basaltbetonproben alle verwendeten Stähle in gleicher Länge ($l_r = 80$ mm) einbetoniert wurden. Damit sind Unterschiede im Verbundverhalten fast ausschließlich auf "radiale Temperatureffekte" zurückzuführen.

Die große Einbettungslänge führte bei den 8 mm starken Rippenroststählen in allen Fällen zum Versagen des Stahls, bevor der Verbund voll ausgenutzt werden konnte. Bei den 16 mm starken Rippenroststählen wurde der Verbundhöchstwiderstand bei der

300 °C- und der 800 °C-Probe nach relativ geringen Verschiebungen (0,35 bzw. 0,2 mm) überwunden. Die 300 °C-Probe versagte danach durch Spalten der Probe. Bei der 800 °C-Probe konnte der Stab mit einer geringeren als der Höchstkraft weiter herausgezogen werden, die Höhe dieser Kraft konnte jedoch entsprechend der Regelungsart (Kraftregelung) nicht aufgezeichnet werden.

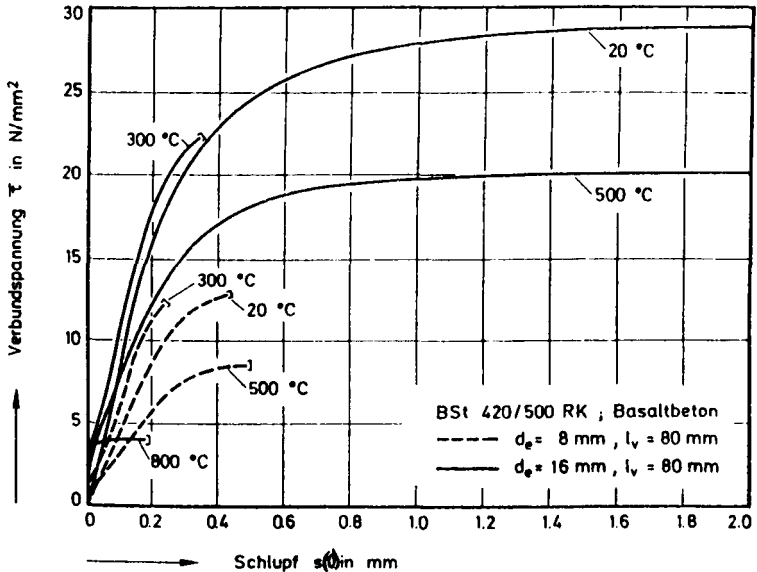


Bild 60 Verbundspannungs-Schlupf-Diagramme bei erhöhten Temperaturen; Basaltbeton, Rippentorstahl

4.3.3 Mörtel

Die Untersuchungen an Mörteln wurden durchgeführt, um den Einfluß des Feuchtigkeitsgehalts auf die Verbundeigenschaften zu studieren. Die Ergebnisse der Messungen sind in den Bildern 61 und 62 dargestellt.

Bild 61 enthält die Verbundspannungs-Schlupf-Kennlinien von Rippentorstahl ($d_e = 16 \text{ mm}$) und Mörtel. Die Proben wurden bis kurz vor der Versuchsdurchführung im Klimaraum bei 20 °C und 65 % rel. Feuchte gelagert. Die Kennlinien unterscheiden sich von dem

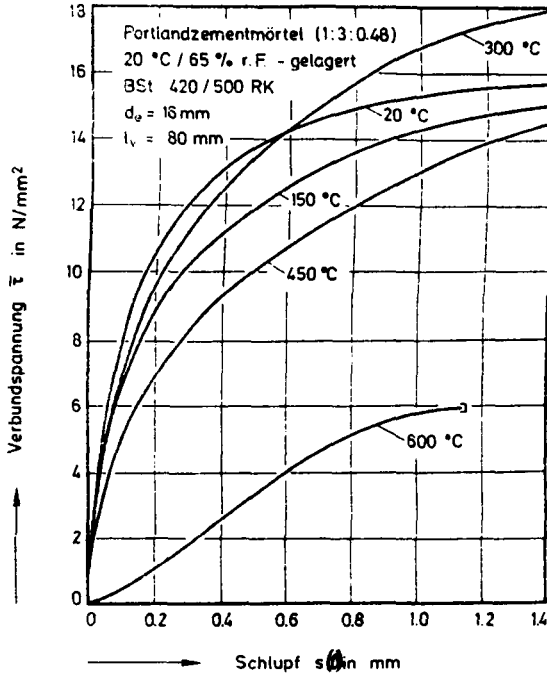


Bild 61 Verbundspannungs-Schlupf-Diagramm von Rippentorstahl und Portlandzementmörtel bei erhöhten Temperaturen

Kiesbeton durch ihre geringeren Steigungen zu Verschiebungsbeginn und die geringeren Verbundfestigkeiten. Beide Größen sind gegenüber den Werten des Kiesbetons kleiner, als es die um den Faktor 0,73 geringere Mörtelfestigkeit erwarten läßt. Zurückzuführen ist dies auf die größere Verformungsfähigkeit des zementreicheren Mörtels im Bereich hoher Lasten, was sich aus der größeren Völligkeit der σ - ϵ -Kurven von Mörteln ableiten läßt [48]. Die temperaturbedingten Änderungen im Verbundverhalten unterscheiden sich jedoch nicht wesentlich von denen der Kiesbetone. So tritt auch bei den Mörteln ein Wendepunkt bei Temperaturen ab etwa 450 °C in den Ausziehkurven auf. Die 600 °C-Kurve in Bild 61 zeigt den Wendepunkt besonders deutlich bei einem Schlupf von etwa 0,4 mm.

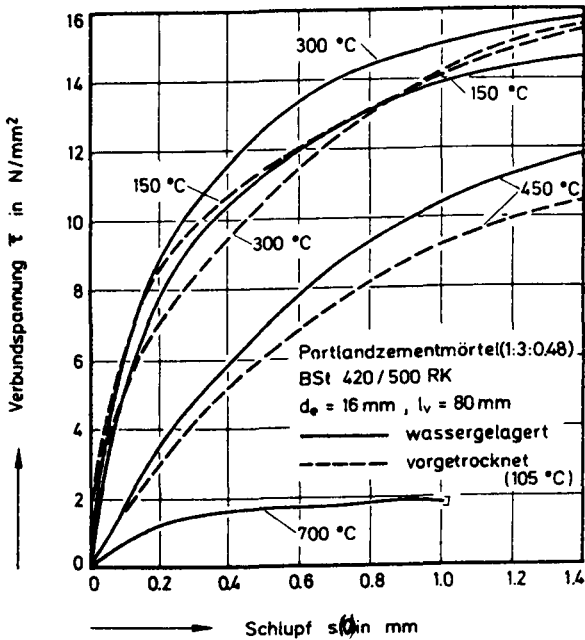


Bild 62 Verbundspannungs-Schlupf-Diagramme von Rippentorstahl und Portlandzementmörtel

Aus dem Vergleich der Bilder 61 und 62, die die Verbundkennlinien von wassergesättigten und bei 105 °C vorgetrockneten Mörtelproben enthalten, geht hervor, daß sowohl aus der Wasserlagerung als auch der Vortrocknung ein weicherer Verbund resultiert. Bei den wassergelagerten Proben dürften die gegenüber normal gelagerten Proben niedrigeren Verbundfestigkeiten und die geringeren Steigerungen der Ausziehkurven auf die höhere Verformungsfähigkeit des feuchten Mörtels sowie auf den Wasserdampftransport während des Aufheizens zurückzuführen sein (vgl. auch [49 - 51]).

Die bei 105 °C getrockneten Proben weisen fast ausnahmslos die geringsten Steigungen der Ausziehkurven und die geringsten Verbundfestigkeiten auf. Als Ursache dafür wird die Schädigung des Verbundes durch die während der Erwärmung und Abkühlung auftretenden Temperaturgradienten angesehen. Die Temperaturgradi-

enten führen infolge von Dehnungsdifferenzen von Stahl und Beton zu Verschiebungen in axialer Richtung (vgl. Bild 42) und lok- kern den Verbund, da der trockene Mörtel wenig verformungswil- lig ist und die Kräfte beim Aufheizen auf Versuchstemperatur ein weiteres Mal ihr Vorzeichen ändern.

4.4 Instationäres Verbundkriechen bei hohen Temperaturen (Versuchsart II)

Diese Versuchsmethode ist das Analogon zu den Warmkriechversu- chen, mit denen Stahl- und Betonkennwerte, wie beispielsweise die kritische Stahl- und die kritische Betontemperatur [43, 46], bestimmt werden. Die unter instationären thermischen Be- dingungen gewonnenen Meßwerte haben eine spezielle praktische Relevanz, weil die Materialbeanspruchung im Versuch einer in- stationären Beanspruchung im Bauwerk (Aufheizvorgänge in Silos, Schornsteinen oder Reaktoren, Schadensfeuer) am ehesten ent- spricht. Außerdem hat die Untersuchungsmethode den Vorteil, daß Änderungen im Verbundverhalten über den gesamten Temperaturbe- reich kontinuierlich verfolgt werden können.

Der versuchstechnische Ablauf der Messungen ist in Bild 21 dargestellt. Die Ergebnisse der instationären Verbundkriech- Untersuchungen zeigen die Bilder 63 - 65. Auf der Ordinate sind jeweils Verschiebungen zuzüglich der versuchsbedingten Dehnungsdifferenzen zwischen Beton und Stahl aufgetragen. Die Abszisse enthält den Mittelwert der Temperaturen, die in sehr engem Abstand vom Stahl in der Verbundzone gemessen wurden (Ver- bundtemperatur). Der Parameter P gibt den Ausnutzungsgrad des Verbundes in % an. So bedeutet beispielsweise $P = 27\%$, daß der Verbund mit 27 % der als Mittelwert an drei Proben der gleichen Serie gemessenen Verbundfestigkeit bei 20 °C belastet wurde.

$P = 0\%$ bedeutet, daß die Probe ohne äußere Belastung aufgeheizt wurde. Diese Kurven geben also die Differenz der thermischen Ausdehnungen von Beton und Stahl abzüglich der elastischen und der Kriechverformungen wieder, solange sich Stahl und Beton

nicht in der Mitte der Einbettungslänge ($x = l_v/2$) gegeneinander verschieben (vgl. Bild 40 bzs. 42). Das ist beim walzfrischen Rundstahl offenbar nur bis etwa 440 °C der Fall (vgl. Bild 63). Der danach einsetzende Schlupf übersteigt die Dehnungsdifferenzen bereits beträchtlich, die nach Bild 22 bei 440 °C auf jeden Fall kleiner als 0,1 mm sein müßten. Die Verschiebungen können entsprechend Abschnitt 4.3 nur aus einer äußeren Belastung resultieren. Im vorliegenden Fall war keine Belastung durch die Hydraulik aufgegeben, sie resultiert vielmehr aus dem Eigengewicht des Bewehrungsstabes (vgl. Bild 17) und der Anpreßkraft des Dilatometersystems. Sie beträgt etwa 3 kp (Stahlgewicht 2 kg, Anpreßkraft 1 kp), woraus sich Verbundspannungen $< 0,01 \text{ N/mm}^2$ ergeben, das entspricht $p \approx 0,2 \%$.

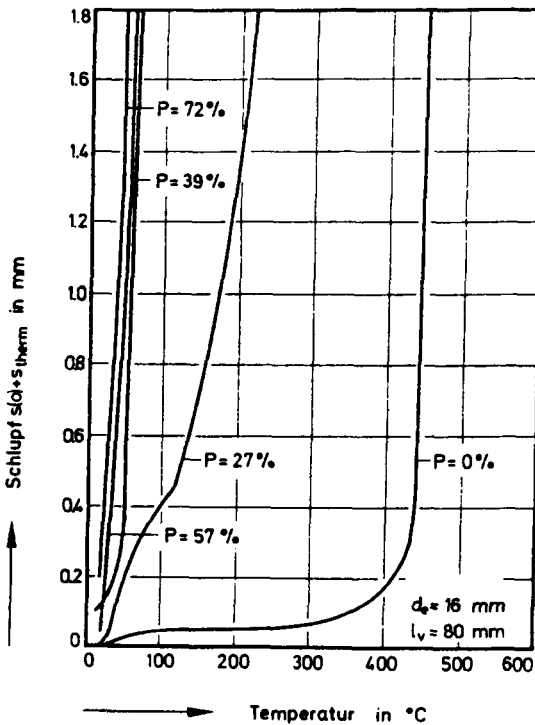


Bild 63 Instationäres Verbundkriechen bei hohen Temperaturen; glatter Rundstahl, walzfrisch, Kiesbeton

Beim stark verarbeiteten Rundstahl verschieben sich Stahl und Beton in der Einbettungsmitte erst ab Temperaturen von $560\text{ }^{\circ}\text{C}$ merklich (vgl. Bild 64). Beim Rippentorstahl bleiben Stahl und Beton in Verbundzonenmitte dagegen unverschieblich bis über $800\text{ }^{\circ}\text{C}$ hinaus (vgl. Bild 22 und 65).

Aus dem zuvor geschilderten Sachverhalt kann gefolgert werden, daß die Haftung bei Temperaturen ab ca. $450\text{ }^{\circ}\text{C}$ fast ausschließlich auf Verzahnung beruht und daß andere Haftkräfte physikalischer oder chemischer Natur schon während der Aufheizung durch axiale Verschiebungen zwischen Stahl und Beton und radiale Betonaufweitungen überwunden werden. Darüber hinaus muß eine definierte Grenzfläche als schwächstes Glied im Verbund von Stahl und Beton existieren, die mechanisch und thermisch wesentlich weniger stabil ist als der umgebende Beton, denn sonst würden sich Teile des Betons mit ablösen, und es würde sich eine rauhere Grenzschicht mit einem höheren Reibungswiderstand ergeben.

Aus Bild 63 läßt sich weiterhin ableiten, daß der Verbund, der hier nach der mechanischen Belastung während der Aufheizung im wesentlichen auf Reibung zurückzuführen ist, bei hohen Ausnutzungsgraden ($P = 72, 57$ und 39%) schon bei relativ niedrigen Temperaturen (zwischen 45 und $65\text{ }^{\circ}\text{C}$) versagt. Offenbar reicht der radiale Temperaturgradient, der hier ca. $6\text{ }^{\circ}\text{C}/\text{cm}$ beträgt, aus, den Verbund so weit zu lockern, daß die Lasten nicht mehr aufgenommen werden können. Die Kurve mit der geringeren Belastung ($P = 27\%$) läßt sich in drei Bereiche einteilen:

- Bis etwa $45\text{ }^{\circ}\text{C}$ steigt die Verschiebung aufgrund des sich zwischen Probenmantel und -kern bildenden Temperaturgradienten leicht an.
- Anschließend steigt die Verschiebung etwas stärker mit der Temperatur an und flacht bei $115\text{ }^{\circ}\text{C}$ wieder ab. Dies steht offenbar im Zusammenhang mit dem häufig beim Beton bei $80\text{ }^{\circ}\text{C}$ beobachteten "Festigkeitsloch" [48].
- Ab etwa $115\text{ }^{\circ}\text{C}$ nehmen die Verschiebungen sehr schnell bis zum Versagen bei $215\text{ }^{\circ}\text{C}$ zu. Dieser Temperaturbereich fällt mit dem in der Verbundzone beobachteten Temperaturhaltepunkt zu-

sammen (vgl. [22]), der der Entwässerung zuzuordnen ist.

Die Entwässerungsrate hat aufgrund unserer Erfahrung bei der hier vorliegenden Probengeometrie etwas oberhalb 200 °C ihr Maximum. Das Verbundversagen steht also hier mit der Vergrößerung des Temperaturgradienten und dem Wassertransport im Zusammenhang.

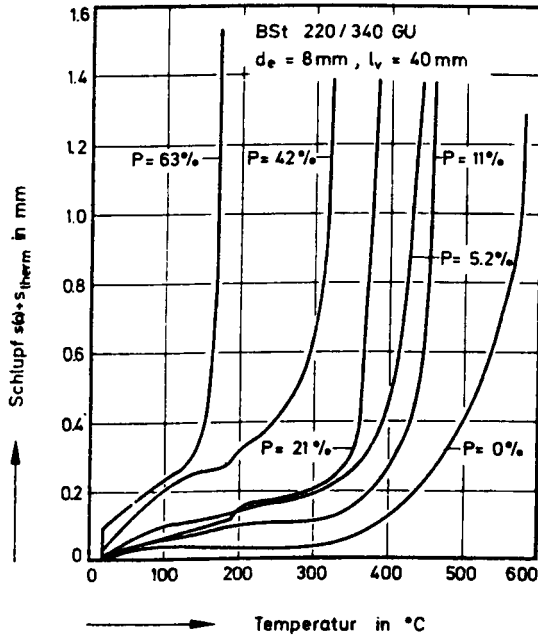


Bild 64 Instationäres Verbundkriechen bei hohen Temperaturen; glatter Rundstahl, stark angerostet, Kiesbeton

Einen ähnlichen Verlauf haben auch die Kurven des stark vernarbten Rundstahls (vgl. Bild 64), jedoch ist der Verbund wesentlich stärker belastbar, d. h. die kritischen Verbundtemperaturen sind zu deutlich höheren Temperaturen verschoben. Die Kurven lassen sich bei den höheren Ausnutzungsgraden in drei verschiedene Bereiche einteilen:

- Steiler Anstieg bei Beginn der Aufheizung,
- Abflachen der Steigung etwas oberhalb 100 °C,
- danach - zwischen 140 - 190 °C - erneuter steiler Anstieg der Verschiebungen.

Die instationären Verbundkriechkurven des Rippentorstahls (vgl. Bild 65) zeigen ebenfalls bei etwa 80 °C relativ große Verschiebungszunahmen. Bei der höchsten Belastung ($P = 70 \%$) vergrößert sich die Verschiebung sogar bis zum Verbundversagen bei 85 °C. Im Temperaturbereich 90 - 110 °C verläuft die Steigung etwas flacher und steigt bei 115 °C erneut an. Bei 160 °C macht sich noch einmal, zumindest bei großen Belastungen, eine kräftige Verschiebungszunahme bemerkbar. Oberhalb 160 °C nehmen die Verschiebungen nahezu monoton mit der Verbundtemperatur bis zum Versagen zu. Lediglich die gering belasteten Stäbe ($P = 29$ und 19%) zeigen im Bereich 460 - 500 °C noch einen Wendepunkt. Dieses Phänomen geht sehr wahrscheinlich auf die erheblichen Spannungsumlagerungen zurück, die durch die auftretenden Dehnungsdifferenzen zwischen Stahl und Beton induziert werden (vgl. Kapitel 3.3.4, Bild 44 und 53).

Abschließend muß noch darauf hingewiesen werden, daß sich die Schlupfänderungen, die in den Bildern 63 - 65 aus Gründen der graphischen Darstellung kontinuierlich erscheinen, ab einer bestimmten Temperatur in kleinen Stufen einstellen. Bild 66 zeigt diesen Effekt, der im übrigen bei allen Stählen beobachtet wurde, am Beispiel eines Rippentorstahls, der mit $P = 44 \%$ belastet worden war.

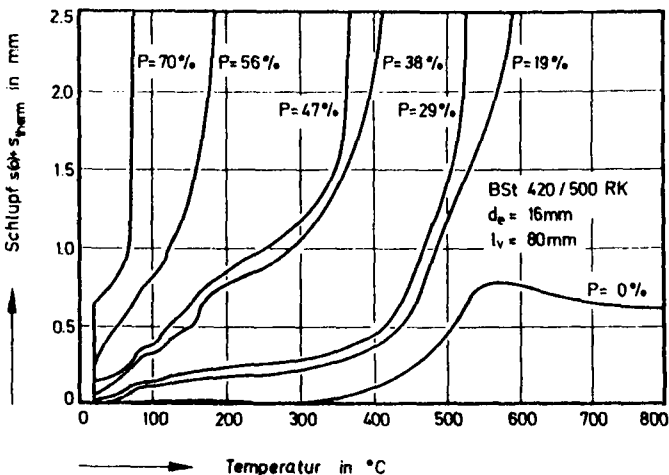


Bild 65 Instationäres Verbundkriechen bei hohen Temperaturen; Rippentorstahl, Kiesbeton

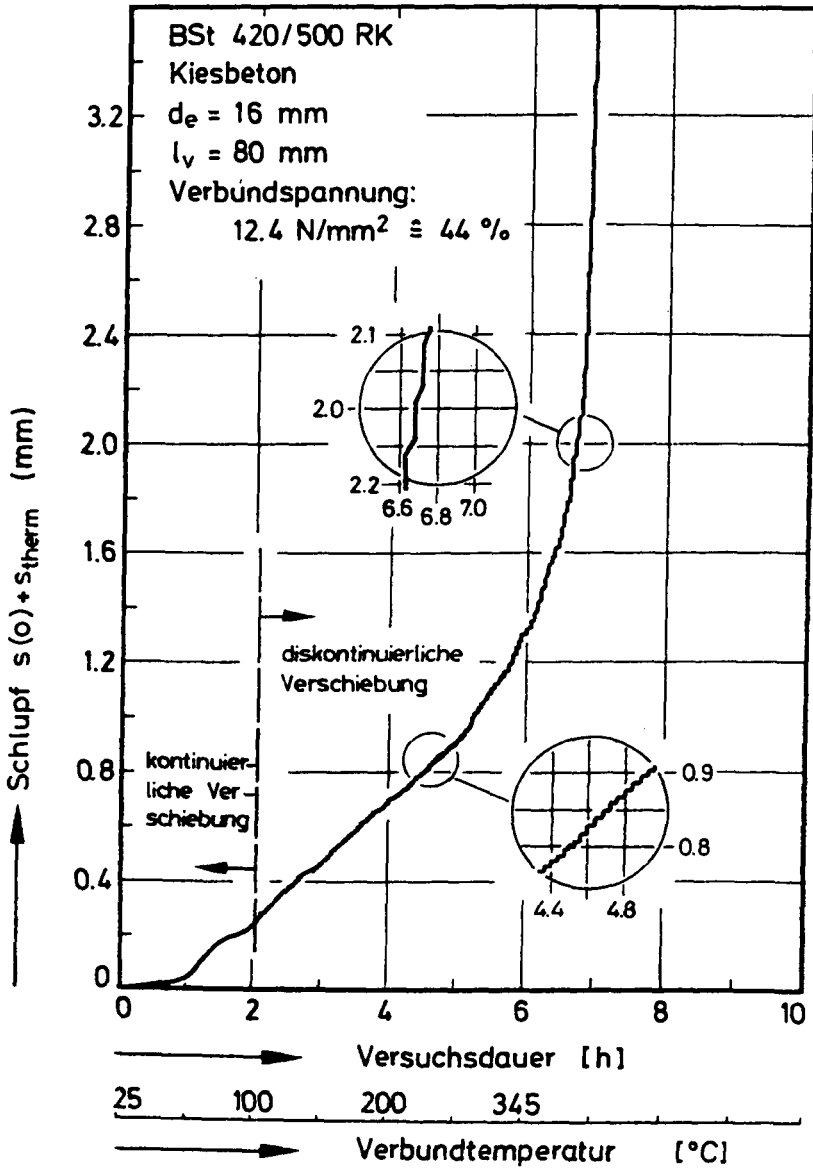


Bild 66 Zum Rückgleiten beim instationären Verbundkriechen

Versuche mit Totlasten entkräfteten erste Vermutungen, daß diese Erscheinung mit Reibeffekten im hydraulischen System im Zusammenhang stehen. Das Ruckgleiten (stick-and-slip-effect) tritt in der Verbundzone auf und wird hervorgerufen durch den Reibungsanteil am Verbund. Voraussetzung für das Ruckgleiten sind Unterschiede zwischen dem Haft- und dem Gleitreibungskoeffizienten. Da für reale Körper die Haftreibung immer größer ist als die Gleitreibung, muß immer erst ein Schwellenwert überschritten werden, um ein Gleiten, das dann mit verminderter Kraft abläuft, zu initiieren (vgl. auch [50]). Im Verlaufe eines kurzen Gleitweges erhöhen sich die Gleitreibungskräfte infolge Oberflächenrauigkeiten wieder so stark, daß das Gleiten zum Stillstand kommt. Der Verbund muß anschließend erst wieder durch Temperaturerhöhung in einem Maß gelockert werden, daß erneut die Haftreibung überwunden wird. Mit der Erhöhung der Temperatur steigen die Gleitwege zwischen zwei Haftphasen bis zum Eintreten des Verbundbruchs an. Als Gründe dafür sind u. a. das stärkere Aufweiten der Betonhülle und das Glätten des Betonkanals durch die vorangegangenen Verschiebungen anzusehen.

4.5 Untersuchungen der Rißbildungsvorgänge in der Verbundzone mit Hilfe der Schallemissionsanalyse

Die Schallemissionsanalyse (SEA) ist eine neuere Meßmethode, die für Untersuchungen thermisch induzierter Rißbildungsvorgänge besonders geeignet ist, weil in Realzeit gemessen werden kann und sich auch Rißbildungsvorgänge aus dem Probeninneren analysieren lassen. Das Meßverfahren beruht darauf, daß die bei der Rißbildung und -fortpflanzung spontan freigesetzte elastische Energie in Form von Spannungs- bzw. Schallwellen ausgesandt wird, die über hochempfindliche Schallaufnehmer, meist Piezokeramiken, an der Probenoberfläche aufgenommen werden können (s. auch [54]). Die Schallwellen umfassen den Frequenzbereich 500 Hz bis ca. 50 MHz. Erste meßtechnische Untersuchungen dieses Phänomens an Beton stammen von Rüschi [55] aus dem Jahre 1959. Der heutige Stand der Technik der Schallemissionsanalyse im Hinblick auf die Untersuchungen der Rißkinetik im Beton ist in [56] verkürzt wiedergegeben.

Für die vorliegenden Messungen wurde zur Bewertung der Meßsignale das sogenannte ring-down-counting (vgl. [56]) herangezogen. Hierbei werden alle Schwingungen gezählt, die von einem Rißereignis ausgehen (Burst-Signale) und eine bestimmte, fest vorgegebene Signalhöhe überschreiten. Die Summe der gezählten Impulse gibt näherungsweise den Schädigungsgrad wieder, denn die Signale eines kleinen Risses übersteigen die Diskriminator-schwelle weniger häufig als die Signale eines großen Risses⁺⁾ . Die Ankoppelung des Schallaufnehmers erfolgte über den Bewehrungsstahl, so daß aufgrund der guten Schalleitung des Stahls und der relativ geringen akustischen Leitfähigkeit des Betons vorzugsweise Schallsignale aus der Verbundzone aufgenommen werden.

Ergebnisse der Messungen sind in Bild 67 und 68 wiedergegeben. Dargestellt ist auf der x-Achse die Aufheizdauer in Stunden. Die y-Achse enthält die Temperatur in der Verbundzone, die Differenz der thermischen Dehnungen von Stahl und Beton und die Schallimpulssumme. In Bild 67 und 68 sind im Bereich der Aufheizphase drei charakteristische Bereiche mit deutlich unterschiedlichem Rißverhalten zu unterscheiden:

Bereich I: Geringe Schallemission. Die geringe Schallemission deutet auf eine geringe Schädigung des Verbundes hin. Für den Kiesbeton ist dies mit den geringen Dehnungsunterschieden zwischen Stahl und Beton zu erklären. Außerdem ist die Mikrorißbildung im Beton infolge von Schwindprozessen durch Verdampfen des Porenwassers sehr gering. Das Entstehen sehr kleiner Risse führt zu einer vergleichsweise geringen Schädigung des Verbundes. Beim Basaltbeton weichen die thermischen Dehnungen von Stahl und Beton zwar schon ab ca. 200 °C erheblich voneinander ab, eine signifikante Schädigung des Verbundes tritt jedoch erst ab ca. 460°C auf.

+) Zu beachten ist, daß die Schallimpulse von Rissen, die ein weiter Entfernung vom Schallaufnehmer auftreten, aufgrund von Absorption, Streuung, Reflexion, Brechung und geometrischer Schallschwächung einen Intensitätsverlust erleiden, so daß u. U. selbst große, weit entfernte Risse wie kleine Risse gewertet oder auch gar nicht erfaßt werden.

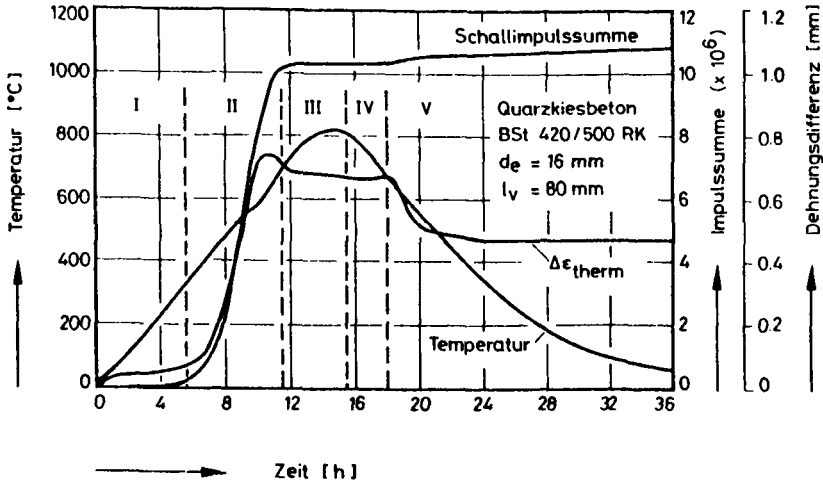


Bild 67 Verlauf von Temperatur, Schallimpulssumme und Differenz der thermischen Dehnung; Rippentorsteel (BSSt 420/500 RK, d_e = 16 mm) und Kiesbeton, Aufheizung ohne Belastung

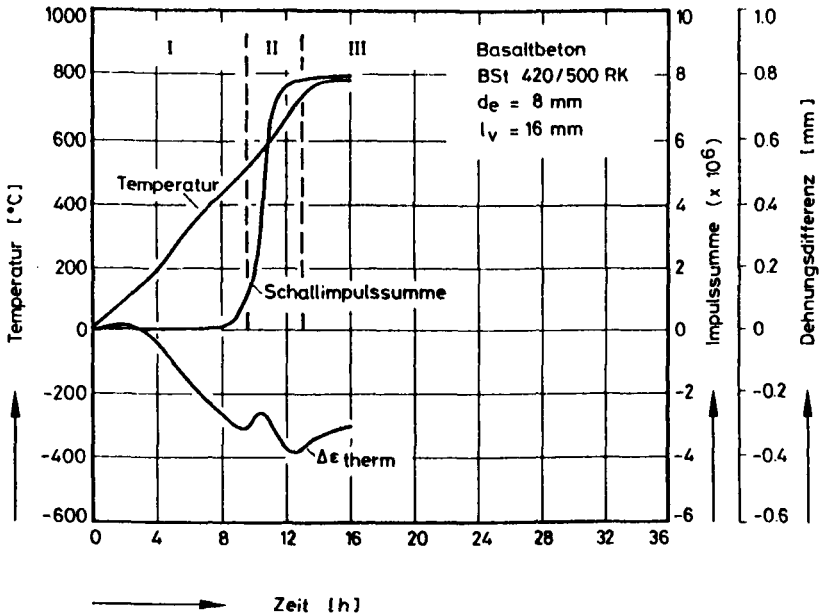


Bild 68 Verlauf von Temperatur, Schallimpulssumme und Differenz der thermischen Dehnung; Rippentorsteel (BSSt 420/500 RK, d_e = 8 mm) und Basaltbeton, Aufheizung ohne Belastung

Bereich II: Deutlicher Anstieg der Schallemission. Dieser Bereich beginnt beim Kiesbeton bei 350 °C und endet bei etwa 700 °C. Hier verursacht die starke Ausdehnung des quarzhaltigen Zuschlags große Verformungen der Zementsteinmatrix. Weiterhin tritt der Zerfall des Portlandzements und die Quarzinversion (α - β -Quarz) ein. Außerdem führen die starken Dehnungsdifferenzen zwischen Stahl und Beton zu einer erheblichen Rißbildung in der Verbundzone, was aus der Affinität der Schallemissionskurve und der Dehnungsdifferenzkurve zu schließen ist. Beim Basaltbeton beginnt der starke Anstieg der Schallemission bei etwa 460 °C. Er fällt mit der in den Mantelzonen bei 573 °C einsetzenden Quarzinversion des Sandanteils zusammen. Die Quarzinversion deutet sich auch in der Abnahme der Differenz der thermischen Dehnung bei etwa 525 °C an.

Bereich III: Rückgang der Schallemission. Oberhalb von 700 °C ist beim Kiesbeton ein deutlicher Rückgang der Schallemission zu bemerken. Hier nehmen einerseits die Dehnungsdifferenzen von Stahl und Beton wieder ab, der Verbund wird also entlastet. Andererseits nimmt der Beton immer mehr haufwerksähnlichen Charakter an, in dem sich keine inneren Spannungen mehr aufbauen können. Außerdem kommt noch hinzu, daß die Schallschwächungen infolge der vielen Risse sehr stark ansteigen und Schallsignale entsprechender Höhe aus einem sehr viel kleineren Betonvolumen detektiert werden.

Beim Kiesbeton wurde die Schallemission auch bei abklingender Temperatur gemessen, um den Anteil der Schädigung des Verbundes in der Abkühlphase abschätzen zu können. Hier lassen sich zwei Bereiche mit unterschiedlichem Rißverhalten unterscheiden (vgl. Bild 67):

Bereich IV: Geringe Schallemission. Trotz Abkühlung der Verbundzone von 825 °C auf 675 °C bleibt die Differenz der

thermischen Dehnung von Stahl und Beton konstant. Die mit der Vorzeichenänderung des Temperaturgradienten verbundenen Spannungsumlagerungen bewirken offenbar keine weitere nennenswerte Schädigung des Verbundes.

Bereich V: Anstieg der Schallemission. Die Unterschiede in den Dehnungen von Stahl und Beton vermindern sich infolge Quarzinversion ($\beta \rightarrow \alpha$ -Quarz). Mit der dadurch verursachten Spannungsumlagerung ist eine deutliche Zunahme der Schallemission verbunden. Eine geringe Schallemission bleibt trotz gleichbleibender Dehnungsunterschiede bis zur vollständigen Abkühlung aktiv. Insgesamt ist jedoch die Schädigung der Abkühlphase deutlich geringer als in der Aufheizphase.

Bild 69 zeigt den Schallemissionsverlauf einer Mörtelprobe, die während des Aufheizens mit 14 % der Kurzzeitfestigkeit belastet wurde. Bis etwa 400 °C bleibt die Schallemission im gleichen Maße gering wie die Verschiebung zwischen Stahl und Beton. Im Temperaturbereich 400 bis 500 °C steigt die Schallemission progressiv an. Sie erfährt mit der beginnenden Quarzumwandlung, die sich durch die beiden Extrema und den Wendepunkt in der Schlupfkurve andeutet, nochmals einen deutlichen Anstieg. Die Schallemission vermindert sich zwar mit dem Ende der Quarzinversion vorübergehend etwas, steigt aber bis zum Bruch der Probe deutlich weiter an.

Auch bei dieser Versuchsart verläuft die Schallemission affin zur Verschiebungskurve. Unterschiede zur unbelastet aufgeheizten Betonprobe (vgl. Bild 67) ergeben sich aus den stärkeren Verschiebungen zwischen Stahl und Beton ab 550 °C. Die stärkeren Verschiebungen sind mit einer deutlich höheren Schallemission verbunden. Bei der Mörtelprobe erreicht die Schallimpulssumme bis zum Bruch mit $19 \cdot 10^6$ einen nahezu doppelt so hohen Wert wie bei einer unbelastet aufgeheizten Mörtelprobe ($10,5 \cdot 10^6$), die etwa den gleichen Verlauf der Schallimpulssumme zeigte wie der unbelastet aufgeheizte Kiesbeton (vgl. Bild 67).

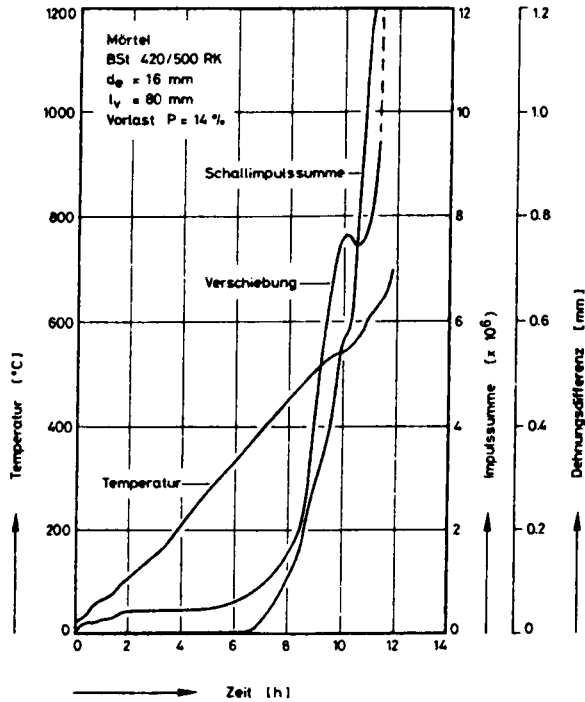


Bild 69 Verlauf von Temperatur, Schallimpulssumme und Verschiebungen; Rippentorstahl (BST 420/500 RK, $d_e = 16 \text{ mm}$) und Mörtel; Belastung während der Aufheizung: $P = 14 \%$

Es wurden auch Schallmessungen an aufgeheizten Proben während des Ausziehversuchs (Versuchsart I) durchgeführt. Auch bei diesen Versuchen zeigte sich, daß die Verschiebungskurven affin zu den Schallsummenkurven verlaufen. Als weiteres Ergebnis dieser Messungen ist jedoch hervorzuheben, daß zu jeder gemessenen auch noch so geringen Verschiebung zwischen Stahl und Beton deutliche Schallemission detektiert wurde. Daraus ist zu folgern, daß Verschiebungen zwischen Stahl und Beton stets mit der Erzeugung von Rissen verbunden sind. Rein elastisches Verhalten der Mörtelkonsolen unter den Stahlrippen tritt offenbar nicht auf.

Die Ergebnisse der Schallmessungen, der theoretischen Betrachtungen und der mechanischen Untersuchungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Folgerungen aus den theoretischen Untersuchungen werden durch die Schallmessungen im wesentlichen bestätigt. Das gilt insbesondere für die Feststellung, daß es schon während der Aufheizung aufgrund unterschiedlicher thermischer Dehnungen von Stahl und Beton zu bedeutenden Verschiebungen und damit verbunden zu einer ausgeprägten Rißbildung in der Verbundzone kommt;
- als Schädigungsmechanismus überwiegt die Rißbildung. Die stärkste Schädigung erfährt der Verbund daher während des Aufheizens;
- bei Umkehrung der thermisch induzierten Spannungen (während der Abkühlung der Proben) wird der Verbund entlastet. Die Schädigung des Verbundes ist dabei im Vergleich zur Aufheizung gering;
- die Verbundfestigkeit nimmt in Abhängigkeit von der Temperatur im wesentlichen in drei Stufen ab. Ursache dafür ist das unterschiedliche Rißverhalten. Die Lage der Entfestigungsstufen hängt hauptsächlich von der Art des Betongrobzuschlags ab. Die erste Stufe ist nur mit einer geringen Entfestigung verbunden: Sie reicht beim Kiesbeton von 20 °C bis 350 °C und beim Basaltbeton von 20 °C bis 460 °C. Daran schließt sich jeweils die zweite Stufe mit einer sehr starken Entfestigung an, die bis etwa 600 - 700 °C reicht. In der dritten darüberliegenden Stufe nimmt die Verbundfestigkeit wiederum nur sehr gering ab.

4.6 Untersuchung der Strukturänderungen der Kontaktzone Stahl-Beton

Die Kontaktzone Stahl-Beton wurde bisher hauptsächlich an polierten oder sandgestrahlten rostfreien Oberflächen, seltener an in natürlicher Atmosphäre angerosteten Oberflächen studiert. Untersuchungen sowohl der Kontaktzone Zuschlag/Zementstein als auch der Kontaktzone Stahl/Beton ergaben, daß diese Kontaktzonen durchweg die gleiche, in Bild 70 dargestellte Struktur aufweisen [12, 13, 14, 37]. Lediglich aufgrund unterschiedlicher Affinitäten der Zuschläge bzw. des Stahls zu den die Kontaktschicht

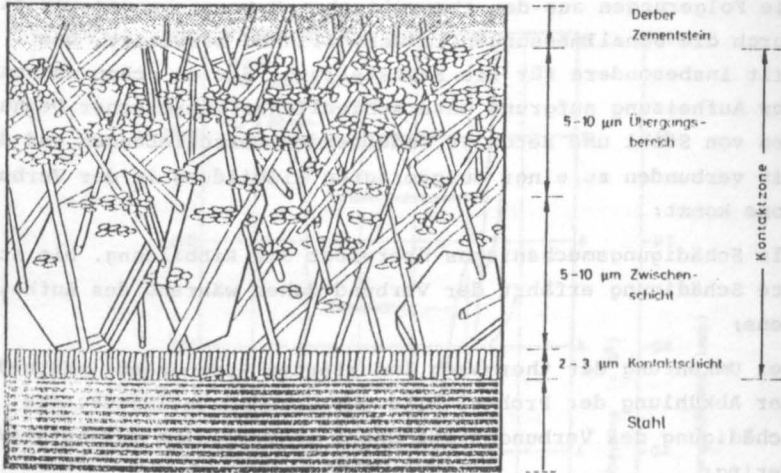


Bild 70 Schematische Darstellung der Struktur des Zementsteins in der Kontaktzone zum Zuschlag (nach [37])

bildenden Mineralien variiert die Kontaktschicht etwas in Struktur und Ausdehnung.

Eigene, rasterelektronenmikroskopische Untersuchungen an Betonstählen mit atmosphärisch korrodierten Oberflächen (Bild 71 - 74) ergaben keine Hinweise, daß die Struktur der Kontaktzone von dem in Bild 70 angegebenen Aufbau abweicht. Die Kontaktschicht

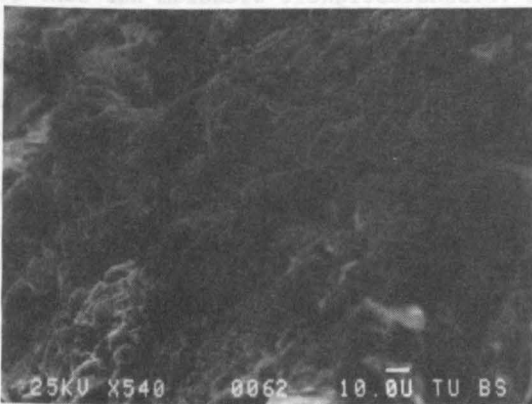


Bild 71 Oberflächenstruktur eines atmosphärisch korrodierten Baustahls (Balkenlänge 10 µm)

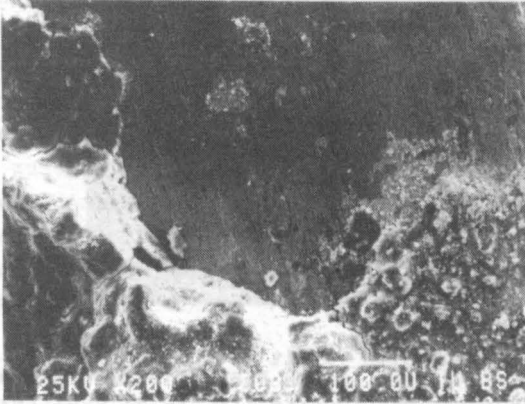


Bild 72 Der gleiche Stahl nach dem Entfernen der 6 Tage alten Mörtelhülle (obere Bildhälfte) und mit noch anhaftendem Mörtel, der netzartig mit Rissen durchzogen ist (untere Bildhälfte) (Balkenlänge 100 µm)

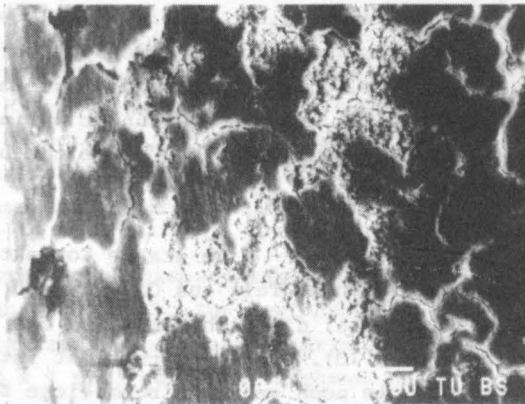


Bild 73 Draufsicht auf die mörtelseitige Bruchfläche der Kontaktzone; Probenalter 6 Tage (Balkenlänge 100 µm)

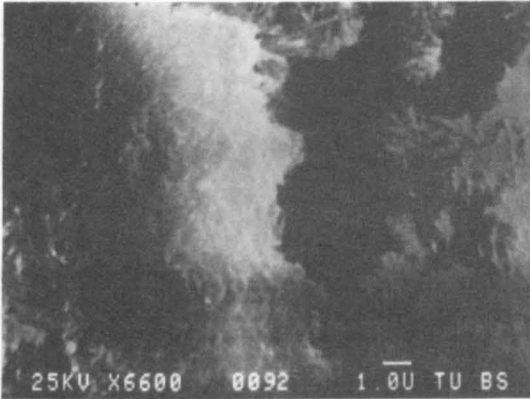


Bild 74 Ausschnitt aus Bild 73 mit dichter Kontaktschicht (linke Bildhälfte) und in die Hohlräume hineinwachsende Hydratationsprodukte (rechte Bildhälfte) (Balkenlänge 1 μm)

grenzt jedoch nicht an elementares Eisen, denn bei der atmosphärischen Korrosion, die ab ca. 60 % relativer Feuchtigkeit abläuft, gehen Fe^{2+} -Ionen in Lösung, und es bildet sich zunächst mit Sauerstoff und OH^- -Ionen Eisenhydroxid, das sich durch weitere Reaktionen mit Hämatit ($\alpha\text{-Fe}_2\text{O}_3$) bzw. Maghemit ($\gamma\text{Fe}_2\text{O}_3$) oder Magnetit (Fe_3O_4) umwandelt. In alkalischer Umgebung sind jedoch Eisenhydroxid und Hämatit nicht stabil. Es bildet sich im Verlaufe der Hydratation des Zementsteins eine fest haftende Deckschicht mit Sandwich-Struktur, die aus einer äußeren (zementsteinseitigen) $\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3$ -Schicht und einer darunter befindlichen (eigenseitigen) submikroskopisch dünnen Fe_3O_4 -Schicht besteht [57].

An die Deckschicht schließt die 2 - 3 μm starke Kontaktschicht an. Sie besteht zum überwiegenden Teil aus $\text{Ca}(\text{OH})_2$ mit Einlagerungen aus Ettringitkristallen, die sich direkt an die Deckschicht anlagern (vgl. Bild 70). Die Kontaktschicht ist mit dem jungen Zementstein durch die noch sehr hohlraumreiche Zwischenschicht verbunden, in der wenige große hexagonale $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Kristalle eingelagert sind. Mit fortschreitender Hydratation verdichtet sich die Zwischenschicht durch Nukleation und Wachstum weiterer $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Kristalle und durch Hineinwachsen von CSH-Fa-

sen (vgl. Bild 74). An diese Zwischenschicht schließt sich nach einer dünnen, zementsteinartig aufgebauten Übergangsschicht der feste Zementstein an [37].

Im jungen Betonalter verläuft der Verbundbruch in der Grenzfläche Kontaktschicht-Zwischenschicht [36, 37]. Die Bruchflächen weisen dadurch eine ebene Struktur auf (vgl. Bild 72 und 73). Mit zunehmendem Betonalter verlagert sich die Bruchfläche in die Zwischenschicht, die auch nach der vollständigen Hydratation relativ porös bleibt (vgl. Bild 75a und 75b). Aufgrund des inhomogeneren Gefüges der Zwischenschicht ergeben sich sehr rauhe Bruchflächen.

Die Kontaktzone ist, wie die Bilder 72, 73 und 75 zeigen, mit zahlreichen netzartig verlaufenden Rissen durchsetzt. Gleiche Beobachtungen wurden in [12, 13, 14, 30 und 37] mitgeteilt. Sie werden dort mit dem "inneren Schwinden" des Zementsteins erklärt, weil die Risse auch bei wassergelagerten Proben auftraten. Da die Proben jedoch für Betrachtungen im REM im Feinvakuum mit einer leitenden Schicht (Kohle, Gold, Silber o. ä.) bedampft werden müssen und außerdem die Probenkammer des REM unter Hochvakuum steht, könnte es sich aber auch um trocknungsbedingte Schwindrisse handeln.

Bei einer thermischen Belastung im Temperaturbereich der Kapillarentwässerung erfährt die Kontaktzone mit Sicherheit die gleiche Rißbildung. Im Bereich höherer Temperaturen ist eine weitere Schädigung durch thermische Zersetzungs- und Umwandlungsreaktionen zu erwarten, so daß diesbezüglich weiterführende Untersuchungen durchgeführt wurden.

Die Bestimmung möglicher Reaktionen erfolgte durch Differential-Thermo-Analyse (DTA). Zur Gewinnung von Probensubstanzen aus der Kontaktzone wurden atmosphärisch korrodierte Stahlplättchen ($48 \times 20 \times 1 \text{ mm}^3$) senkrecht stehend in einen Mörtel (Mischungsverhältnis Sand : Portlandzement : Wasser = 3 : 1 : 0,5 in Gewichtsteilen) einbetoniert. Nach 90tägiger Wasserlagerung wurden die Proben auf definierte Temperaturen aufgeheizt. Nach dem Wiedererkalten wurden die Bleche durch Spalten der Proben

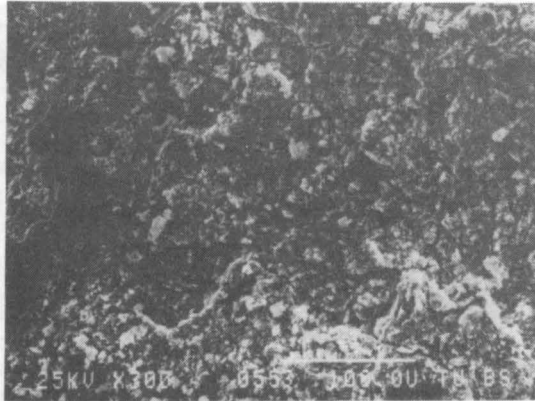


Bild 75a Draufsicht auf die stahlseitige Bruchfläche der Kontaktzone; Probenalter 120 Tage (Balkenlänge 100 µm)

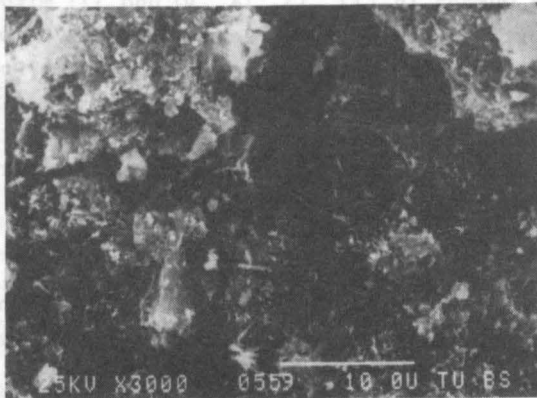


Bild 75b Ausschnitt aus Bild 75a mit relativ poröser Zwischenschicht (Balkenlänge 10 µm)

freigelegt. Von den Oberflächen der Stahlplättchen und den betonseitigen Bruchflächen wurden dann die Bindemittelrückstände vorsichtig abgeschabt. Zu Vergleichszwecken wurden auch jeweils Teile des Mörtels pulverisiert und untersucht.

Auf Bild 76 sind die DTA-Diagramme einer thermisch unbelasteten Probe wiedergegeben. Es lassen sich 7 verschiedene Reaktionen unterscheiden:

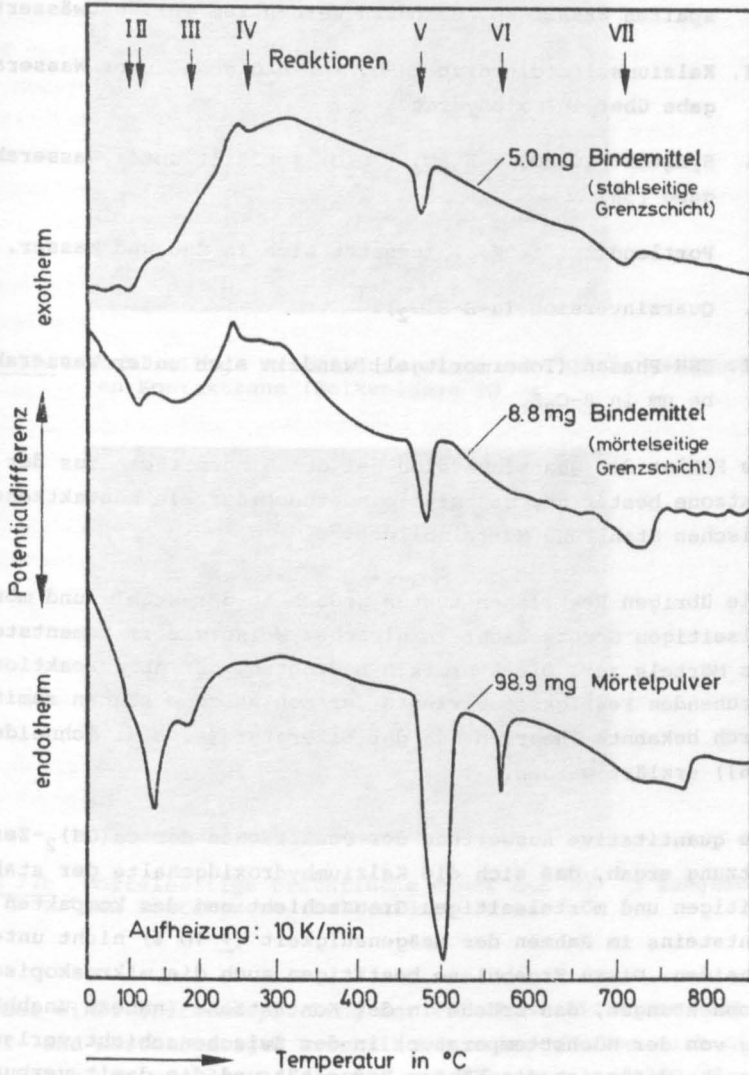


Bild 76 DTA-Diagramme von Mörtelpulver und Bindemittel aus der Kontaktzone

- I. Wasserverdampfung aus den Kapillarporen.
- II. Ettringit ($\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{OH})_{12}(\text{SO}_4)_3 \cdot 25 \text{H}_2\text{O}$) und CSH-Phasen spalten Wasser ab, Gelporen werden zum Teil entwässert.
- III. Kalziumsulfatdihydrat $\text{CaSO}_4 \cdot 2 \text{H}_2\text{O}$ geht unter Wasserabgabe über in Halbhydrat.
- IV. Syngenit ($\text{CaSO}_4 \cdot \text{K}_2\text{SO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$) zerfällt unter Wasserabgabe [58].
- V. Portlandit ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) zersetzt sich in CaO und Wasser.
- VI. Quarzinversion ($\alpha+\beta\text{-SiO}_2$).
- VII. CSH-Phasen (Tobermoritgel) wandeln sich unter Wasserabgabe um in $\beta\text{-C}_2\text{S}$.

Das Fehlen der Quarzinversion bei den Bindemitteln aus der Kontaktzone bestätigt, daß sich eine zuschlagfreie Kontaktzone zwischen Stahl und Mörtel bildet.

Alle übrigen Reaktionen treten jedoch in der stahl- und mörtelseitigen Grenzschicht in gleicher Weise wie im Zementstein des Mörtels auf. Die thermisch bedingten, auf Abbaureaktionen beruhenden Festigkeitsverluste der Kontaktzone können somit durch bekannte Theorien aus der Literatur (s. z.B. Schneider [26]) erklärt werden.

Die quantitative Auswertung der Peakflächen der $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Zersetzung ergab, daß sich die Kalziumhydroxidgehalte der stahlseitigen und mörtelseitigen Grenzschicht und des kompakten Zementsteins im Rahmen der Meßgenauigkeit ($\pm 10 \%$) nicht unterscheiden. Diese Ergebnisse bestätigen auch die mikroskopischen Beobachtungen, daß Brüche in der Kontaktzone (nahezu unabhängig von der Höchsttemperatur) in der Zwischenschicht verlaufen. Ursache dafür ist die höhere Porosität und die damit verbundene geringere Festigkeit der Zwischenschicht (vgl. auch [14] und [46]) gegenüber dem dichteren Zementstein der Mörtelmatrix.

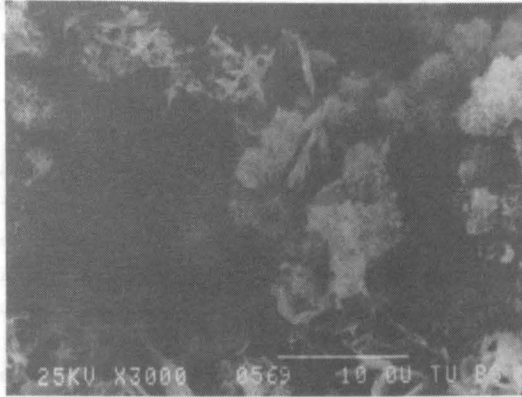


Bild 77a Stahlseitige Bruchfläche einer auf 700 °C aufgeheizten Kontaktzone (Balkenlänge 10 µm)

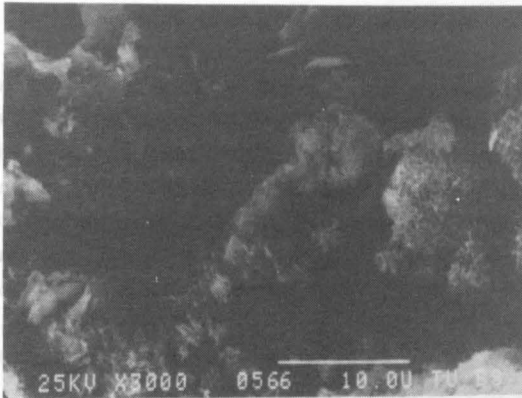


Bild 77b Mörtelseitige Bruchfläche einer auf 700 °C aufgeheizten Kontaktzone (Balkenlänge 10 µm)

Die bei einer Überbeanspruchung der Zwischenschicht entstehenden stahl- und mörtelseitigen Bruchflächen unterscheiden sich mikroskopisch kaum, wie die Bilder 77a und 77b einer auf 700 °C aufgeheizten Kontaktzone zeigen. Sowohl auf den stahlseitigen als auch auf den mörtelseitigen Bruchflächen sind die gleichen schwammartigen, etwa 1 - 5 µm großen Gebilde zu erkennen. Nach

den EDAX-Auswertungen⁺⁾ könnte es sich, entsprechend den ermittelten Ca/Si-Verhältnissen, um dehydratisierte CSH-Phasen und zum Teil auch um dehydratisiertes Portlandit handeln. In makroskopischer Hinsicht zeigen sich jedoch deutliche Unterschiede. Die stahlseitige Bruchfläche einer auf 700 °C aufgeheizten Probe, in Bild 78 in ca. 300-facher Vergrößerung wiedergegeben, zeigt im Vergleich zur entsprechenden betonseitigen Bruchfläche (vgl. Bild 79) eine sehr viel feinere Rißstruktur. Die feinere Rißstruktur setzt eine ausreichende und gleichmäßige Haftung zwischen Stahl und Kontakt- bzw. Zwischenschicht voraus.

Bei schwächerer Haftung könnten die aus den unterschiedlichen Ausdehnungen des Stahls und des anhaftenden Bindemittels resultierenden Scherkräfte nicht innerhalb so kurzer Abstände rißerzeugend wirken. Die betonseitige Bruchfläche zeigt dagegen die aus anderen Untersuchungen bekannte grobe Rißstruktur als Folge des starken Schrumpfens des Zementsteins [46].

Zusammenfassend läßt sich feststellen: Ursache der Schädigung der Kontaktzone durch Bildung von Rißflächen in der Zwischenschicht ist die unterschiedliche thermische Dehnung von Stahl und Zementstein. Diese Unterschiede - Stahl dehnt sich aus, Zementstein schrumpft ab 300 °C [46] - führen zu erheblichen Scherkräften. Sie nehmen wegen der relativ guten Haftung der Kontaktschicht am Stahl in der Zwischenschicht ihre höchsten Werte an. Da die Zwischenschicht aufgrund ihrer hohen Porosität ohnehin die geringste Festigkeit aufweist, tritt überwiegend dort die Rißbildung auf.

+) EDAX = Energy dispersive analysis of X-rays

3. Zusammenfassung aus den theoretischen und experimentellen Untersuchungen zur Ermittlung der Bruchenergie und der Bruchmechanik von Grundkörpern

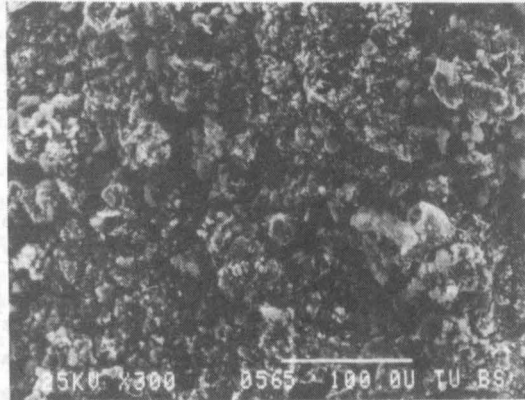


Bild 78 Draufsicht auf die stahlseitige Bruchfläche einer auf 700 °C aufgeheizten Kontaktzone. Probenalter 120 Tage (Balkenlänge 100 μm)

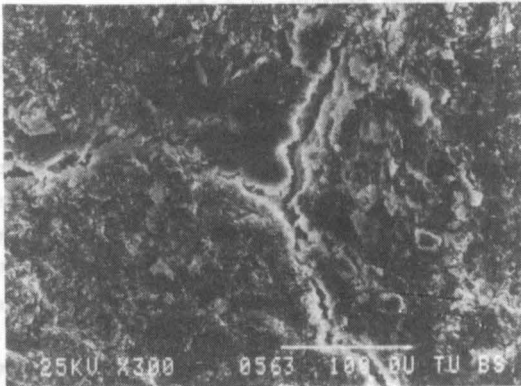


Bild 79 Draufsicht auf die mörtelseitige Bruchfläche einer auf 700 °C aufgeheizten Kontaktzone. Probenalter 120 Tage (Balkenlänge 100 μm)

5. Folgerungen aus den theoretischen und experimentellen Untersuchungen im Hinblick auf die Ermittlung von "Grundgesetzen"

5.1 Vorbemerkung

Entsprechend den bisherigen Ergebnissen ist die Differenz in der thermischen Dehnung von Stahl und Beton der Hauptfaktor, der das Verbundverhalten bei hohen Temperaturen bestimmt. Grundsätzlich sind dabei drei Fälle zu unterscheiden:

1. Fall: Die thermischen Dehnungen von Stahl und Beton sind gleich groß ($\epsilon_{b \text{ therm}} = \epsilon_{e \text{ therm}}$). Dies trifft für den hier verwendeten Kiesbeton bzw. für den Mörtel im Temperaturbereich 20 °C bis etwa 175 °C zu. In diesem Fall können die gemessenen Verbundspannung-Schlupf-Charakteristika u. U. als "Grundgesetze" betrachtet werden; es ist lediglich zu prüfen, ob aufgrund der Probengeometrie - insbesondere der Einbetungslänge und des Stahldurchmessers - für den Bereich sehr kleiner Verschiebungen die gemessene mittlere Verbundspannung auf die "wahre Verbundspannung" am unbelasteten Ende umgerechnet werden muß (vgl. Bild 28, 30 und Abschn. 3.2.2).
2. Fall: Die thermische Ausdehnung von Beton ist größer als die Ausdehnung von Stahl ($\epsilon_{b \text{ therm}} > \epsilon_{e \text{ therm}}$). Dies ist Fall bei dem hier verwendeten Kiesbeton bzw. Mörtel für Temperaturen ab etwa 350 °C und für Schnellaufheizungen, bei denen der den Stahl umhüllende Beton deutlich wärmer wird als der Stahl. In diesem Fall muß eine Analyse der thermisch induzierten Verschiebungen durchgeführt werden, um zu "Grundgesetzen" zu gelangen, da entsprechend Abschn. 3.3.3 die wirksame Verbundfläche nicht konstant ist, sich die Verbundspannungen über der wirksamen Verbundfläche stark ändern und der Beton sich in radialer Richtung gegenüber dem Stahl aufweitet.

3. Fall: Die thermische Ausdehnung von Beton ist kleiner ($\epsilon_{b \text{ therm}} > \epsilon_{e \text{ therm}}$) als die von Stahl. Dieser Fall trifft zu bei dem hier verwendeten Basaltbeton ab Temperaturen von etwa 175 °C sowie für die meisten Kalkstein- und Leichtbetone, beginnend knapp oberhalb der Raumtemperatur. Auch hier ist eine genaue Analyse der thermisch induzierten Verschiebungen durchzuführen, bevor eine Bestimmung von "Grundgesetzen" durchgeführt werden kann, da sich auch hier die Verbundspannungen über der wirksamen Verbundfläche stark ändern. Insbesondere kommt es hier jedoch in radialer Richtung zu einem Aufschumpfen des Betons auf den Stahl, was zum Teil zu einer Verbesserung der Verbundqualität führen kann.

In den nachfolgenden Kapiteln werden für die drei Fälle getrennt Berechnungsmethoden zur Ermittlung von "Grundgesetzen" diskutiert und auf ihre Einflußparameter hin untersucht.

5.2 "Grundgesetze" für den Fall, daß sich Beton und Stahl gleich ausdehnen

Der schematische Verlauf der Grundgesetze ist in Bild 80 wiedergegeben. Man kann vier Bereiche unterscheiden, die in ihrem Verbundmechanismus wesentlich voneinander abweichen:

Bereich I: Haftbereich

Der Verbund wird in diesem Bereich bei Raumtemperatur durch Verzahnung und über Haftbrücken vermittelt. Darüber hinaus wirken aber auch physikalische Anziehungskräfte. Die Haftung besteht nur, solange keine Verschiebungen zwischen Stahl und Beton auftreten, da Haftkräfte, z. B. van der Waalssche Kräfte, nur für Abstände der Kontaktflächen $< 100 \text{ \AA}$ Bedeutung haben [59]. Die Haftung nimmt mit steigender Temperatur ab (vgl. Bilder 53, 57, 61, 62) und verschwindet bei etwa 300 °C gänzlich; wesentlich für die Verringerung der Haftkräfte dürfte neben der Ausbildung von Schwindrissen der Ettringit-Zerfall bei 150 °C sein, da Ettringit-Kristalle zusammen mit Ca(OH)_2 -Kristallen Haftbrücken zwischen Stahl und Beton bilden.

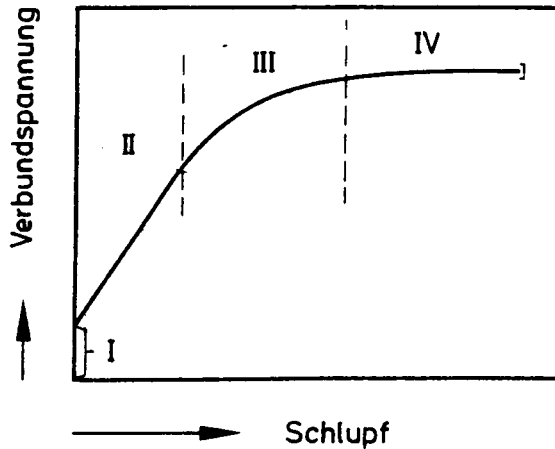


Bild 80 Schematische Darstellung eines Grundgesetzes für erhöhte Temperaturen für den Fall, daß sich Stahl und Beton gleich ausdehnen

Bereich II: Linearer Bereich

Hier herrscht vor allem als Verbundmechanismus die Verzahnung zwischen Stahl und Mörtel vor. Die gemessenen Verschiebungen setzen sich aus elastischen und plastischen Verformungen des Betons unter den Rippen zusammen. Die elastischen Verformungen sind jedoch vernachlässigbar, wie die Untersuchungen mit Hilfe der Schallemissionsanalyse ergaben (s. Kap. 4.5, vgl. auch [2, 3]). Die plastische Verformung hängt von der Anzahl der Grobporen, von der Festigkeit der Zuschläge und des Bindemittels sowie von der Spannungsverteilung im Mörtel ab, die durch die Geometrie des Stahles bestimmt wird (bezogene Rippenfläche f_R , Oberflächenrauigkeit (vgl. auch [38])). Mit der Temperaturerhöhung kann je nach Rippenhöhe oder Rauigkeit und absoluter Temperatur ein steilerer oder flacherer Anstieg des Grundgesetzes erfolgen. Der Abbau des Ettringits kann zusammen mit den verstärkten Entwässerungsvorgängen einen Kugellagereffekt bewirken [50], so daß die Kurve wesentlich stärker als bei Raumtemperatur geneigt ist (vgl. Bild 53). Bei mäßig erhöhten Temperaturen (80 °C bis 160 °C) steigt infolge Wassertransports

die Verformungsfähigkeit des Mörtels sehr stark an (vgl. [48], insbesondere Bild 4a, b), was sich ebenfalls in einer flacheren Steigung der $\tau(s)$ -Kurven bemerkbar macht. Dieser Effekt hängt wesentlich vom Trocknungszustand des Probekörpers ab. Die Gesamtporosität und damit die Zusammendrückbarkeit des Mörtels unter den Rippen ändert sich im Temperaturbereich bis 350 °C kaum [60], d. h. die umgebenden Mörtel- bzw. Betonschichten werden bei starken Verformungen der Mörtelkonsolen ebenfalls starken elastischen und plastischen Verformungen unterworfen.

Bereich III: Übergangsbereich

Die Scher- bzw. Schubfestigkeit des Mörtels ist überwunden. Das weitere Verhalten des Verbundes hängt davon ab, wie die Bruchfläche verläuft und ob noch eine Verzahnung im Mörtel erhalten bleibt, die eine weitere Laststeigerung erlaubt. Eine moderate Temperaturerhöhung kann auch hier, je nach Feuchtigkeitszustand, die Verbundeigenschaften verbessern, d. h. höhere Verbundspannungen bei vergleichbaren Verschiebungen, oder verschlechtern, d. h. niedrigere Verbundspannungen bei vergleichbaren Verschiebungen, je nach Verformungsfähigkeit und Festigkeit der umgebenden Mörtel- und Betonschichten (vgl. die 20 °C-, 150 °C- und 300 °C-Kurven auf den Bildern 61 und 62).

Bereich IV: Bruchbereich

Hier gibt es zwei Möglichkeiten des Verbundversagens:

- Sprengen des Probekörpers oder
- Abscheren der Konsolen.

Die Höchstlast hängt, wenn die Konsole nicht abschert, davon ab, welche Ringzugspannung der Probekörper aufnehmen kann. Das Versagen durch Absprengen des Betons wird im allgemeinen mit zunehmender Temperatur dann abnehmen, wenn der Einfluß aus der Zunahme der Verformungsfähigkeit des Betons den Einfluß aus der Abnahme der Betonzugfestigkeit übertrifft.

Da sich bei erhöhten Temperaturen in den Verbundmechanismen gegenüber Raumtemperatur, abgesehen vom Haftmechanismus, kaum Veränderungen ergeben, kann unter Beachtung der Veränderung der

mechanischen Eigenschaften von Stahl und Beton von der Gültigkeit der bei Raumtemperatur ermittelten Gesetzmäßigkeiten ausgegangen werden.

Die Ermittlung von Grundgesetzen $\tau(x=0, s(o))$ kann also auf eine einfache Multiplikation der Funktion $f(s(o))$ (vgl. Bild 30) mit der meßtechnisch gewonnenen Funktion zwischen mittlerer Verbundspannung $\bar{\tau}_{\text{meß}}$ und Schlupf am unbelasteten Ende ($s(o)$) zurückgeführt werden:

$$\tau(x=0, s(o)) = f(s(o)) \cdot \bar{\tau}_{\text{meß}}(s(o)) \quad (5.1)$$

Zu beachten ist, daß außer der in Bild 30 angegebenen Funktion, $f(s(o))$ -Funktionen für erhöhte Temperaturen berechnet werden müssen. Die in Bild 30 angegebene Funktion weicht bei Einbettungslängen $< 5 d_e$ in den meisten Fällen nur wenig von 1 ab (vgl. Zusammenfassung des Kap. 3.2.2), so daß die meßtechnisch ermittelten Verbundspannungs-Schlupf-Diagramme ohne große Fehler auch für erhöhte Temperaturen direkt als "Grundgesetze" angesehen werden können.

5.3 "Grundgesetze" für den Fall, daß sich der Beton stärker ausdehnt als der Stahl

Für diesen Fall ist mit einem gegenüber Raumtemperatur stark veränderten Verbundverhalten zu rechnen, da der Stahl zum Teil frei verschieblich im Betonkanal verbleibt und die Querdehnungsbehinderung deutlich herabgemindert ist. Bild 81 verdeutlicht diesen Sachverhalt. Nach dem Verbundmechanismus lassen sich fünf verschiedene Bereiche unterscheiden:

Bereich I: Freie Verschieblichkeit

Die freie Verschieblichkeit hat ihre Ursache in der Aufweitung des Betons gegenüber dem Stahl und in der geringen Festigkeit der Kontaktzone. Die freie Verschieblichkeit (s_f) in der Umgebung einer Rippe beträgt gemäß Bild 82:

$$s_f = \delta_1 + \delta_2 \quad (5.2)$$

mit

$$\delta_1 = \frac{r(\epsilon_{b \text{ therm}} - \epsilon_{e \text{ therm}})}{\tan \alpha} \quad (5.3)$$

und

$$\delta_2 = \frac{b}{2} + \frac{a}{\tan \alpha}$$

oder umgeformt:

$$s_f = \left(\frac{r + a}{\tan \alpha} + \frac{b}{2} \right) \Delta \epsilon_{\text{therm}} \quad (5.4)$$

Die Größe der freien Verschieblichkeit verläuft also affin zur $\Delta \epsilon_{\text{therm}}$ -Kurve.

Für Rundstähle mit Vernarbung durch Rost kann man $b \approx 0$ und $\tan \alpha \approx 1$ setzen. Als Rippenhöhe a ist näherungsweise die Rauh-tiefe anzusetzen (vgl. Bild 81 und 82). Sie kann wegen ihrer im Vergleich zum Radius geringen Größe (vgl. Tabelle 6) in Gl. (5.4) ebenfalls vernachlässigt werden:

$$s_f = r \cdot \Delta \epsilon_{\text{therm}} \quad (5.5)$$

Die Gleichung (5.5) ist jedoch nur anwendbar für radiale Auf-
weitungen, die kleiner als die Narbentiefe und die kaum noch
tragfähige Zwischenschicht (2 - 3 μm) sind:

$$r \cdot \Delta \epsilon_{\text{therm}} \leq \text{Narbentiefe} - \text{Kontaktschicht} \quad (5.6)$$

Darüber hinaus ergibt sich keine Verbundwirkung mehr.

Nach Gl. (5.5) und (5.6) können die freien Verschieblichkeiten s_f ebenfalls nur kleiner oder gleich der Narbentiefe minus Zwischenschicht sein. Außerdem erkennt man aus Gl. (5.6), daß Radius und Narbentiefe wesentlich bestimmen, bis zu welchem $\Delta \epsilon_{\text{therm}}$ bzw. bis zu welcher Temperatur überhaupt noch eine Ver-
bundwirkung zustande kommt. In Tabelle 8 sind die entsprechen-
den Werte für die untersuchten Stähle zusammengestellt.

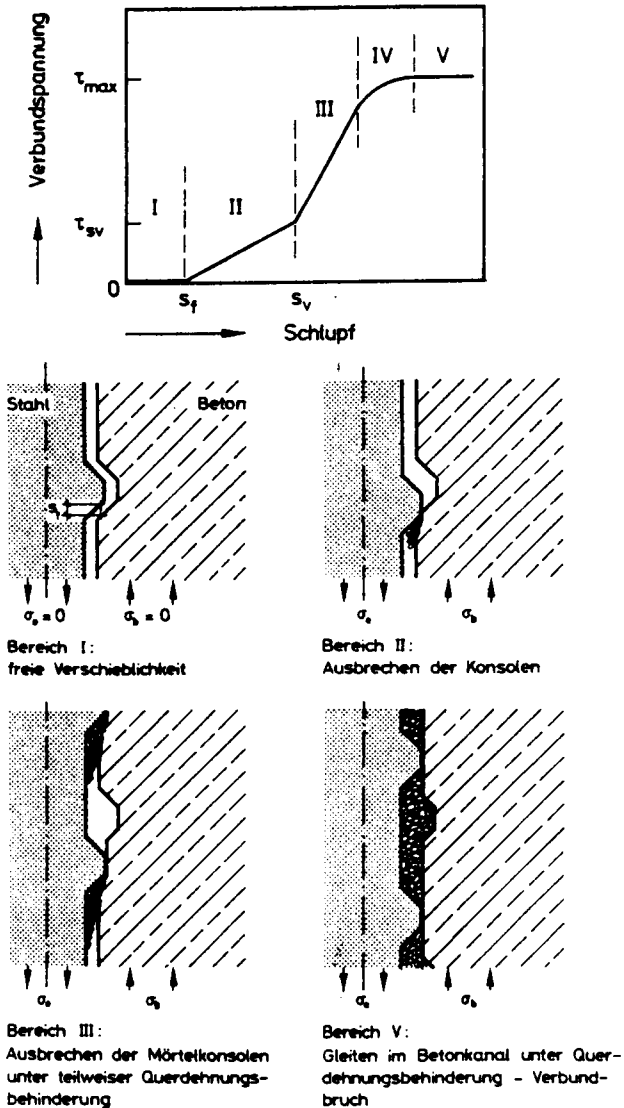


Bild 81 Schematische Darstellung eines Grundgesetzes für erhöhte Temperaturen für den Fall, daß sich der Beton stärker ausdehnt als der Stahl, mit der Darstellung der dazugehörigen Verbundmechanismen

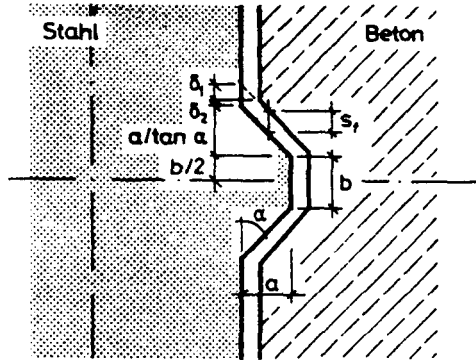


Bild 82 Zur Ermittlung der freien Verschieblichkeit

Tabelle 8: Aus der Narbentiefe und den Differenzen der thermischen Dehnungen von Beton und Stahl berechnete maximale Verschieblichkeiten

Stahlart	Spannstahl $d_e = 7,5 \text{ mm}$	Rundstahl $d_e = 16 \text{ mm}$	Rundstahl $d_e = 8 \text{ mm}$	Rippen- torstahl $d_e = 16 \text{ mm}$	Rippen- torstahl $d_e = 8 \text{ mm}$
Narbtiefe	$\leq 20 \text{ }\mu\text{m}$	$\leq 30 \text{ }\mu\text{m}$	$\leq 60\text{-}100\text{ }\mu\text{m}$	$\leq 30\text{-}60 \text{ }\mu\text{m}$	$\leq 30\text{-}60\text{ }\mu\text{m}$
$s_{f \text{ max}}$	$\leq 17 \text{ }\mu\text{m}$	$\leq 27 \text{ }\mu\text{m}$	$\leq 32,8\text{ }\mu\text{m}$	$\leq 27\text{-}57 \text{ }\mu\text{m}$	$\leq 27\text{-}32,4 \text{ }\mu\text{m}$
$\Delta\epsilon_{\text{therm}}$	4,5 %	3,4 %	8,2 %	3,4-7,1 %	6,8-8,2 %
Temperatur	560 - 600 °C	530-575 °C	650 °C	525-630 °C	590 - 650 °C

Nach Tabelle 8 geht die Verbundwirkung beim 16 mm starken Rundstahl im Temperaturbereich 530 - 575 °C verloren (vgl. auch Bild 53 und 63). Die Verbundwirkung zwischen den einzelnen Rippen geht bei Spannstahl zwischen 560 und 600 °C und beim 16 mm starken Rippenortstahl zwischen 525 - 630 °C verloren. Beim stark vernarbten 8 mm starken Rundstahl und beim 8 mm starken Rippenortstahl bleibt die Verzahnung jedoch über 800 °C erhalten. Die größten freien Verschieblichkeiten liegen bei 57 μm .

Bereich II: Ausbrechen der Mörtelkonsolen

Wegen der fehlenden Querdehnungsbehinderung brechen Teile der Mörtelkonsole keilförmig aus. Der entstehende Mörtelschutt füllt sukzessive den Zwischenraum zwischen Stahl und Betonhülle. Die Kennlinie steigt schwach geneigt an, weil zwischen der Stirnseite der Rippe und dem Beton Reibungskräfte aktiviert werden, die sich mit zunehmender Verschiebung vergrößern. Außerdem wird nach und nach auch der Raum unter der Rippe mit Mörtelschutt gefüllt, was zum Aufbau einer Querdehnungsbehinderung führt. Die volle Querdehnungsbehinderung ist zu erwarten, wenn der Hohlraum zwischen Stahl und Beton auf einer Länge des 5- bis 7-fachen der Rippenhöhe mit Mörtelschutt verfüllt ist. Aus folgenden geometrischen Überlegungen (vgl. Bild 83) erhält man den Grenzwert s_v der Verschiebung, bei dem die volle Dehnungsbehinderung einsetzt: die Volumina des weggedrückten Mörtels und des aufgefüllten Raumes müssen gleich sein:

$$\tilde{a}_2 \cdot r_2 \cdot 2\pi = \tilde{a}_1 \cdot r_1 \cdot 2\pi \quad (5.7)$$

bzw.

$$r_2(\Delta\epsilon_{\text{therm}}) \cdot 5 \cdot a = (a(1+\epsilon_{\text{therm}}) - r_2(\Delta\epsilon_{\text{therm}}))s_v \quad (5.8)$$

daraus folgt:

$$s_v = \frac{5a \cdot r_2 \cdot \Delta\epsilon_{\text{therm}}}{a(1+\epsilon_{\text{therm}}) \cdot r_1 \cdot \Delta\epsilon_{\text{therm}}} \quad (5.9)$$

$\Delta\epsilon_{\text{therm}}$ ist sehr klein gegenüber 1 und kann entfallen.

Mit $a \approx 0,1 \cdot r_2$ und $r_1 \approx r_2$ erhält man dann:

$$s_v \approx \frac{5 \cdot 0,1 \cdot r_1 \cdot \Delta\epsilon_{\text{therm}}}{(0,1 - \Delta\epsilon_{\text{therm}})} \quad (5.10)$$

Da 0,1 wenigstens eine Größenordnung über $\Delta\epsilon_{\text{therm}}$ (max. 0,008) liegt, kann man vereinfacht schreiben:

$$s_v \approx 5 \cdot r_1 \cdot \Delta\epsilon_{\text{therm}} \quad (5.11)$$

Da r_1 ungefähr die Hälfte des Nenndurchmessers d_e beträgt, folgt:

$$s_v \approx 2,5 \cdot d_e \cdot \Delta \epsilon_{\text{therm}} \quad (5.12)$$

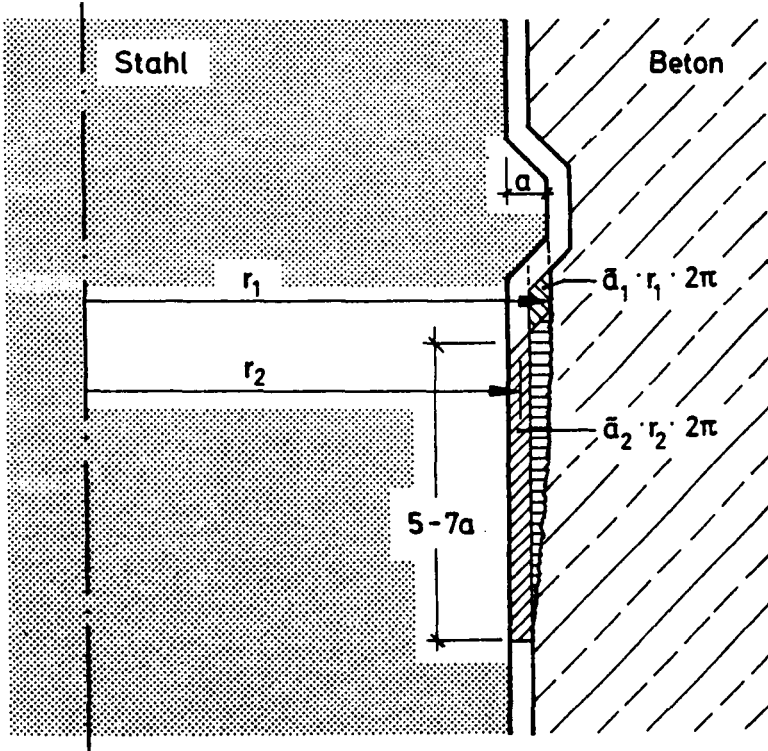


Bild 83 Zur Berechnung des Grenzwertes der Verschiebung s_v , bei dem die volle Dehnbehinderung einsetzt

Für die untersuchten Rippenstähle ergeben sich demnach maximale Werte für s_v von:

$$d_e = 16 \text{ mm: } s_v = 0,33 \text{ mm}$$

$$d_e = 8 \text{ mm: } s_v = 0,16 \text{ mm}$$

Für den Spannstahl ergibt sich nach Gl. (5.10) mit

$$d_e = 7,5 \text{ mm: } s_v = 0,19 \text{ mm}$$

s_v verläuft ebenso wie die freie Verschieblichkeit affin zur Differenz der thermischen Dehnungen von Stahl und Beton, steigt also im Temperaturbereich 450 °C - 650 °C deutlich an (vgl. Bild 22).

Bild III: Linearer Bereich

Unter voller Dehnbehinderung erfolgt weiteres Ausbrechen oder Abscheren der Mörtelkonsolen. Wegen der vollen Dehnbehinderung müssen für weitere Verschiebungszunahmen sehr viel größere Kräfte aufgewendet werden. Die Steigung der Kennlinie nimmt stärker zu. Eine Verringerung der Aufstandsfläche A auf festen Beton (vgl. Bild 84) dürfte sich ebenso wie im Bereich II vergleichsweise gering auf die Neigung der Kennlinien auswirken. Entsprechend Bild 84 beträgt die Aufstandsfläche A:

$$A = (a(1 + \epsilon_{e \text{ therm}}) - r \cdot \Delta\epsilon_{\text{therm}}) 2\pi r \quad (5.13)$$

Betrachtet man nur die Änderung durch das Aufheizen, so erhält man:

$$\frac{A}{2\pi r \cdot a(1 + \epsilon_{e \text{ therm}})} = 1 - \frac{r \cdot \Delta\epsilon_{\text{therm}}}{a(1 + \epsilon_{e \text{ therm}})} \quad (5.14)$$

und unter Berücksichtigung, daß $\epsilon_{e \text{ therm}} \ll 1$ und bei üblichen Rippentorstählen $a \approx 0,05 r$ ist, ergibt sich:

$$\frac{A}{2\pi r \cdot a} = 1 - 20 \cdot \Delta\epsilon_{\text{therm}} \quad (5.15)$$

Da $\Delta\epsilon_{\text{therm}}$ maximal 8 % ausmacht, reduziert sich A höchstens auf 84 %. Für den Spannstahl erhält man durch eine entsprechende Rechnung 82 %. Daraus folgt, daß das Flacherwerden der Ausziehkennlinien bei höheren Temperaturen allein mit der zunehmenden Entfestigung und Verformungsfähigkeit des umgebenden Betons zu erklären ist und nicht durch die Verminderung der Rippenaufstandsflächen.

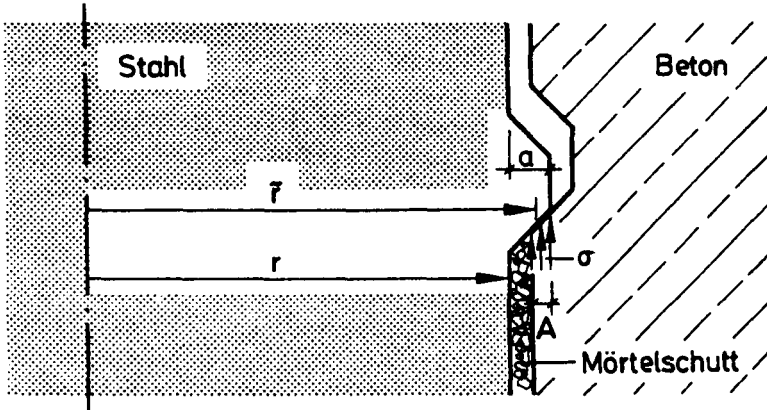


Bild 84 Zur Ermittlung der Rippenaufstandsfläche

Bereich IV: Übergangsbereich

Die Scher- bzw. Schubfestigkeit des Mörtels unter den Rippen wird überwunden. Eine gewisse Verzahnung der Bruchflächen bleibt zwar noch bestehen, für eine Verschiebungszunahme wird nur noch eine geringe Krafterhöhung benötigt.

Bereich V: Bruchbereich

Scher- und Schubfestigkeit des Mörtels sind überwunden. Die Spannungsübertragung erfolgt im wesentlichen über Reibungskräfte. Mit steigender Verschiebung werden die Rauigkeiten im Betonkanal eingeebnet, und es kommt schließlich zum Versagen der Proben. Die Höhe der maximal aufnehmbaren Verbundspannungen nimmt mit steigender Temperatur ab, die Verformungsfähigkeit des umgebenden Betons steigt stark mit der Temperatur an. Außerdem können die entstehenden Ringzugspannungen vom Probekörper bei hohen Temperaturen nicht mehr aufgenommen werden. Der Beton ist stark von Rissen durchzogen und nimmt immer mehr haufwerksähnlichen Charakter an, in dem sich keine inneren Spannungen, also auch keine Zugspannungen, aufbauen können [56].

Für große Verschiebungen ist die Auswertung der Ausziehversuche zur Ermittlung von "Grundgesetzen" recht einfach. Hier sind die Verbundspannungen nahezu unabhängig von der Verschiebung (vgl.

Bilder 53 und 62). Damit ist aber auch die Verbundspannung konstant über der Einbettungslänge (vgl. Bild 42 f), und die gemessene mittlere Verbundspannung $\bar{\tau}_{\text{meß}}$ (in den Bildern 53 bis 62 kurz $\bar{\tau}$ genannt) ist identisch mit der Verbundspannung am unbelasteten Ende $\tau(x = 0)$. Die Meßwerte geben also direkt das Grundgesetz $\tau(x = 0)$ über $s(x = 0)$ wieder (vgl. auch Bild 42 f).

Für kleine und mittlere Verschiebungen gestaltet sich die Auswertung etwas aufwendiger, da der Messung nur die über die Verbundlänge gemittelte Verbundspannung $\bar{\tau}_{\text{meß}}$ und die Verschiebung am unbelasteten Ende $s(x = 0)$ zugänglich sind. Man erhält maßtechnisch die Wertepaare:

$$\bar{\tau}_{\text{meß}} \text{ und } s(x = 0)$$

Die Formulierung eines Grundgesetzes verlangt jedoch, wie bereits in Kap. 3.2.2 (vgl. S. 54) dargelegt wurde, die Kenntnis der Wertepaare:

$$\tau(x = \xi) \text{ und } s(x = \xi), \quad 0 < \xi < l_v,$$

Ausgehend von den Messungen kann man das Grundgesetz durch zwei Verfahren bestimmen:

- a) Man berechnet den Ort ξ , an dem $\bar{\tau}_{\text{meß}}$ mit der wahren Verbundspannung $\tau(\xi)$ übereinstimmt, und ermittelt, ausgehend von dem zu $\bar{\tau}_{\text{meß}}$ gemessenen Schlupf am unbelasteten Ende $s(x = 0)$, den zu $\tau(\xi)$ gehörenden Schlupf $s(\xi)$, vgl. Bild 28.
- b) Von der gemessenen mittleren Verbundspannung $\bar{\tau}_{\text{meß}}$ und den Verteilungsgesetzen (vgl. Kap. 3.3.3) ausgehend, berechnet man die Verbundspannung am unbelasteten Ende $\tau(x = 0)$ und ordnet diesen Wert der zu $\bar{\tau}_{\text{meß}}$ gemessenen Verschiebung $s(x = 0)$ zu.

Voraussetzung für die Anwendung beider Verfahren ist die Kenntnis des Zusammenhanges zwischen den gemessenen Wertepaaren $(\bar{\tau}_{\text{meß}}, s(x=0))$ und der Verteilung der Verbundspannungen und der Verschiebungen in der Verbundzone $(\tau(x), s(x))$.

Zu jeder gemessenen Änderung der mittleren Verbundspannung $d\bar{\tau}_{\text{me\ss}}$ mißt man eine Änderung des Schlupfes ds , d.h.:

$$d\bar{\tau}_{\text{me\ss}} = f(ds) \quad (5.16)$$

Die Änderung des Schlupfes über der Einbettungslänge ($x = 0 \dots l_v$) ist jedoch, wie Kap. 3.3.3 zeigt, nur wenig verschieden von der Differenz der thermischen Dehnungen von Stahl und Beton. Es gilt also:

$$ds = - \Delta\epsilon_{\text{therm}} \cdot dx \quad (5.17)$$

Damit wird Gleichung (5.16) zu:

$$d\bar{\tau}_{\text{me\ss}} = f(- \Delta\epsilon_{\text{therm}} \cdot dx) \quad (5.18)$$

Das bedeutet: Bei einer Verschiebungszunahme um ds wird die gleiche Änderung $d\bar{\tau}_{\text{me\ss}}$ beobachtet wie bei einer Verschiebung des Meßortes um $- \Delta\epsilon_{\text{therm}} \cdot dx$. Daraus folgt aber gleichzeitig, daß die Verteilung der Verbundspannungen innerhalb der Einbettungslänge $\tau(x)$ affin zur gemessenen Beziehung $\bar{\tau}_{\text{me\ss}}(s(o))$ verläuft.

Aus der Kenntnis des Verbundspannungsverlaufs kann jetzt der Verlauf des Grundgesetzes berechnet werden. Dazu wird zunächst die Verschiebung am unbelasteten Ende infolge des Aufheizens bestimmt. Sie beträgt:

$$s_{\text{therm}} = \Delta\epsilon_{\text{therm}} \cdot l_v/2 \quad (5.19)$$

Zu dieser eingepprägten Verschiebung muß die bei $x = 0$ gemessene Verschiebung $s(o)_{\text{me\ss}}$ addiert werden,

$$s(o) = \Delta\epsilon_{\text{therm}} \cdot l_v/2 + s(o)_{\text{me\ss}} \quad (5.20)$$

um die tatsächlichen Verschiebungen gegenüber dem Ausgangszustand zu erhalten. Bild 85 verdeutlicht den Sachverhalt. Solange $s(o)_{\text{me\ss}}$ sehr klein ist, herrscht bei $x = 0$ die Verbundspannung

$$\tau = \tau_{\text{meß}} \cdot \frac{l_v}{z} \quad (5.21)$$

(vgl. Bild 85 Kurven 1 und 2) vor, wobei z den Ort angibt, an dem die Verbundspannung verschwindet:

$$z = l_v/2 - 0,5 \cdot d_e \cdot \Delta \epsilon_{\text{therm}} + s(o)_{\text{meß}} / \Delta \epsilon_{\text{therm}} \quad (5.22)$$

Durch den Summanden $0,5 d_e \cdot \Delta \epsilon_{\text{therm}}$ wird der Anteil der freien Verschieblichkeit zwischen Beton und Stahl berücksichtigt (s. Gl. (5.5)).

Die gesuchte Verbundspannung bei $x = 0$ ist wegen des nahezu linearen Anstiegs der Grundgesetze bei kleinen Verschiebungen ca. doppelt so groß wie $\bar{\tau}$ (vgl. Bild 85, Kurven 1 - 3):

$$\tau(o) = 2\bar{\tau} \quad (5.23)$$

Damit ergibt sich:

$$\tau(o) = \bar{\tau}_{\text{meß}} \frac{2 \cdot l_v}{l_v/2 - 0,5 d_e \cdot \Delta \epsilon_{\text{therm}} + s(o)_{\text{meß}} / \Delta \epsilon_{\text{therm}}} \quad (5.24)$$

solange $z \leq l_v$ ist. Dies gilt bis zu gemessenen Verschiebungen $s(o)_{\text{meß}}$ von

$$s(o)_{\text{meß}} \leq 0,5 (l_v + d_e) \cdot \Delta \epsilon_{\text{therm}} \quad (5.25)$$

Die Verteilungen der Verbundspannungen und Verschiebungen kurz vor Erreichen dieses Zustands sind auf Bild 85 (jeweils Kurven (3)) dargestellt.

Für größere Verschiebungen (s. Kurven (4), (5) und (6) in Bild 85) geht man zweckmäßigerweise vom Mittelwertsatz der Integralrechnung aus und berechnet für ein bestimmtes $s(o)$ die Stelle ξ , an der die gemessene mittlere Verbundspannung $\bar{\tau}_{\text{meß}}$ mit der wahren Verbundspannung $\tau(\xi)$ zusammenfällt:

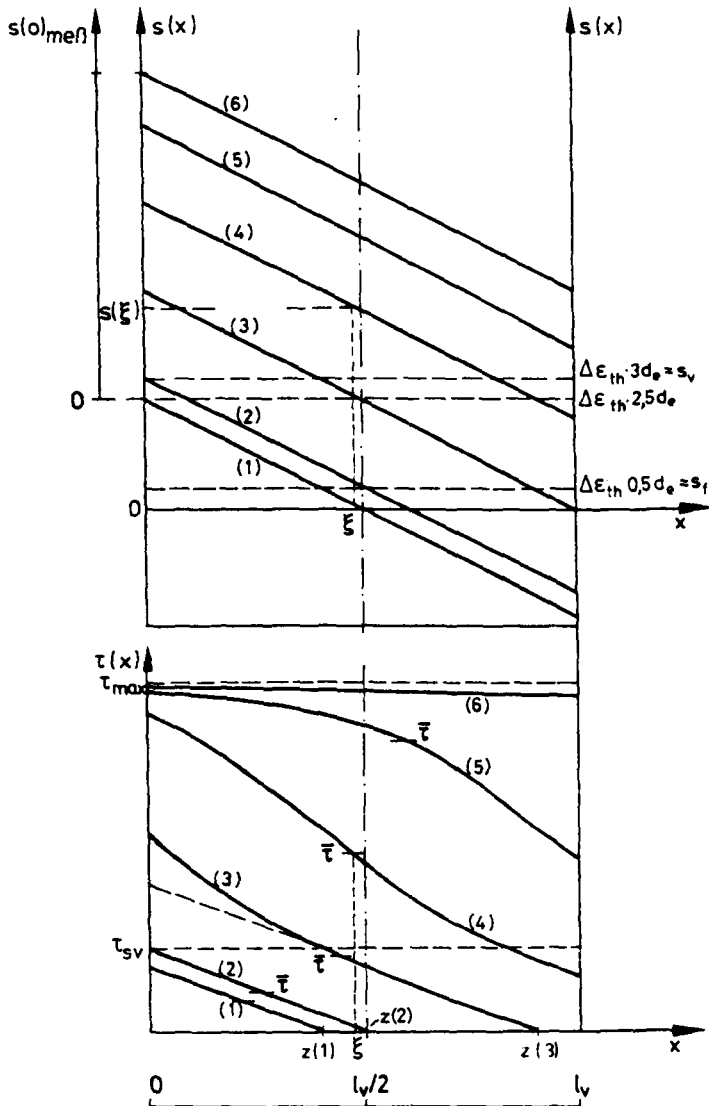


Bild 85 Veränderungen des Verlaufs der Verschiebungen $s(x)$ und der Verbundspannungen $\tau(x)$ über der Einbettungslänge x (unter Berücksichtigung des Grundgesetzes nach Bild 81 und der Verteilungen nach Bild 42 a - f, BSt 420/500 RK, $d_e = 16 \text{ mm}$, $l_v = 5 \cdot d_e$) während eines Ausziehversuchs. Die Kurven (1) zeigen die Verteilungen nach Aufbringen der Schwellenbelastung, die Kurven (2) - (5) die Veränderungen mit steigender Belastung, die Kurve (6) die Verteilungen kurz vor dem Versagen des Verbundes.

$$\tau(\xi, s(o)) = \int_{x=0}^{l_v} \frac{\tau(x, s(o))}{l_v} dx = \bar{\tau}_{\text{me\ss}}(s(o)) \quad (5.26a)$$

Dabei sind für $(x, s(o))$ die gemessenen Kurven $\bar{\tau}_{\text{me\ss}}(s(o))$ unter Berücksichtigung der Gleichungen (5.16) bis (5.18) anzusetzen. Da $\tau_{\text{me\ss}}(s(o))$ bzw. $\tau(\xi, s(o))$ eindeutige Funktionen sind, erhält man ξ aus der Umkehrfunktion:

$$\xi = \tau(\xi, s(o))^{-1} = \xi(\bar{\tau}_{\text{me\ss}}, s(o)) \quad (5.26b)$$

Damit läßt sich aber zu jedem gemessenen Wertepaar $(\bar{\tau}_{\text{me\ss}}, s(o))$ die wahre Verschiebung $s(\xi)$ berechnen.

$$s(\xi) = s(o) - \xi \cdot \Delta\epsilon_{\text{therm}} \quad (5.27)$$

Bei der Darstellung des Grundgesetzes hat man zu $s(\xi)$ noch die während des Aufheizens thermisch induzierte Verschiebung $\Delta\epsilon_{\text{th}} \cdot l_v/2$ zu addieren (vgl. auch Bild 42a).

$$s = s(o)_{\text{me\ss}} - \xi \cdot \Delta\epsilon_{\text{therm}} + \Delta\epsilon_{\text{therm}} \cdot l_v/2 \quad (5.28)$$

Bild 86 zeigt das Ergebnis einer solchen Auswertung. Statt der analytischen Berechnung von ξ bzw. s erfolgte hier jedoch eine graphische Auswertung. Dazu wurde in folgenden Schritten vorgegangen:

1. Die gemessene Kurve $\bar{\tau}_{\text{me\ss}}(s(o))$ wird gemäß Gl. (5.18) auf der Abszisse um $+\Delta\epsilon_{\text{therm}} l_v/2$ verschoben. Damit stimmen die gemessenen Endverschiebungen mit den wahren Verschiebungen gegenüber dem Ausgangszustand überein.
2. Die freie Verschieblichkeit $s_f = 0,5 d_e \cdot \Delta\epsilon_{\text{therm}}$ (s. Gl. (5.5)) wird eingetragen.
3. Nach Gl. (5.24) wird die wahre Verbundspannung aus der gemessenen Verbundspannung im Intervall $0 < s(o)_{\text{me\ss}} < 0,5 (l_v + d_e) \cdot \Delta\epsilon_{\text{therm}}$ ermittelt und aufgetragen.

4. Für größere Verschiebungen wird zunächst ein bestimmtes $s(x = 0)$ gewählt und die dazugehörige Verschiebung am belasteten Ende $s(x = l_v)$ berechnet:

$$s(x = l_v) = s(x = 0) + l_v \cdot \Delta \epsilon_{\text{therm}} \quad (5.29)$$

Anschließend wird graphisch der Mittelwert $\bar{\tau}$ in diesem Intervall ermittelt und die dazugehörige Verschiebung eingetragen. Bei ξ stimmen der entsprechend Gl. (5.26) gemessene Mittelwert $\bar{\tau}_{\text{meß}}$ und der wahre Wert $\bar{\tau}(\xi)$ überein. Zu $\bar{\tau}_{\text{meß}} = \tau(\xi)$ wurde je doch mit $s(x = 0)$ ein um $s(0) - \xi$ zu hoher Wert gemessen. Um diese Strecke ist die gemessene Verschiebung zu reduzieren.

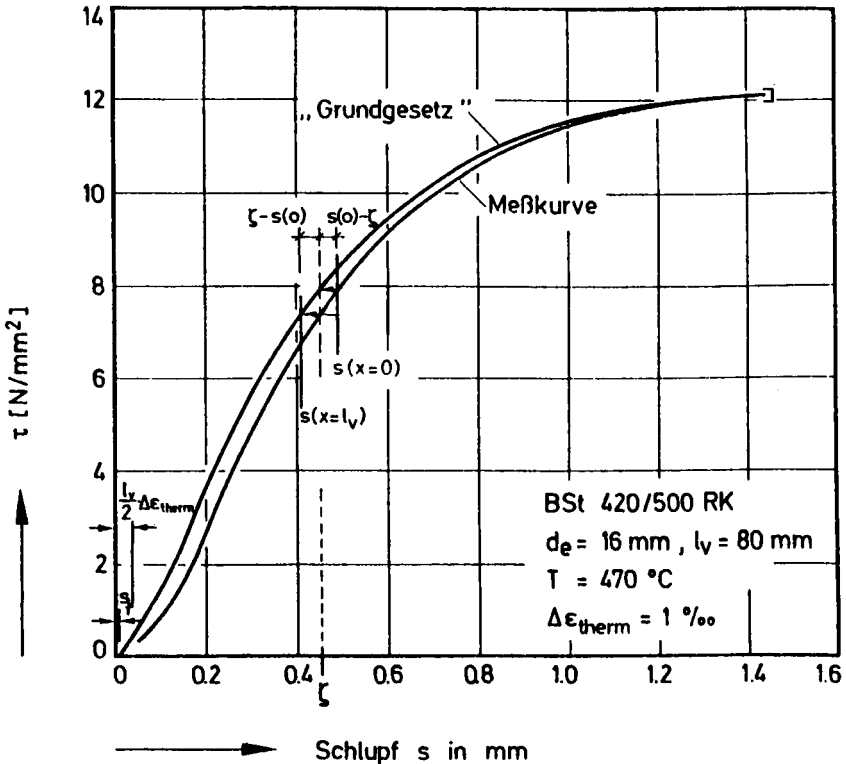


Bild 86 Zur graphischen Ermittlung des Grundgesetzes aus einer Meßkurve (Rippentorstahl, Kiesbeton, $T = 470 \text{ }^\circ\text{C}$)

Den Ausführungen kann man entnehmen, daß es mit der vorgestellten Meßmethode grundsätzlich unmöglich ist, den Verlauf des Grundgesetzes in der Nähe des Koordinatenursprungs meßtechnisch zu erfassen, da schon während der Aufheizung am unbelasteten Ende Verschiebungen von

$$s_{\text{therm}}(0) = l_v/2 \cdot \Delta \epsilon_{\text{therm}}$$

auftreten. Theoretisch könnte man l_v von $5 d_e$ auf $1 d_e$ verringern, so daß s_{therm} unter der Größe der freien Verschieblichkeit s_f bleibt. In der Meßpraxis zeigte sich jedoch, daß

- die Versuchsergebnisse bei derart kurzen Einbettungslängen unverhältnismäßig stark streuen;
- das Eigengewicht des Stahls und die Anpreßkraft des Dilatometersystems schon zu deutlichen Verschiebungen führen, die zudem noch von Versuch zu Versuch stark streuen.

Für grundsätzliche Untersuchungen des Verbundverhaltens im Bereich sehr kleiner Verschiebungen bleibt, ein Meßverfahren zu entwickeln und anzuwenden, bei dem mit sehr kurzen Einbettungslängen gearbeitet werden kann und wobei der Verbund keine Kräfte aus Stahlgewicht und Dilatometersystem aufnehmen muß. Die Probekörperform kann dabei jedoch in der vorliegenden Art beibehalten werden.

5.4 "Grundgesetze" für den Fall, daß sich der Stahl stärker dehnt als der Beton

In diesem Fall ist ein ähnliches Verbundverhalten wie bei gleicher thermischer Dehnung von Stahl und Beton zu erwarten. Jedoch ist mit deutlich höheren Haftkräften und mit deutlich stärkerem Anstieg der Grundgesetze im Bereich kleiner Verschiebungen zu rechnen, da die niedrigere thermische Dehnung des Betons ein Aufschrumpfen und damit eine Erhöhung der Querdehnungsbehinderung bewirkt. Der schematische Verlauf der Grundgesetze ist in Bild 87 angegeben.

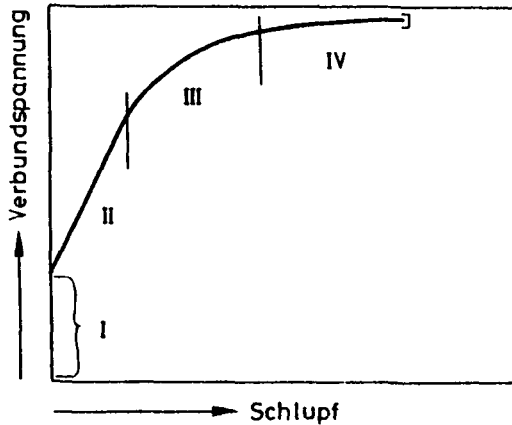


Bild 87 Schematische Darstellung eines Grundgesetzes für erhöhte Temperaturen für den Fall, daß sich der Stahl stärker als der Beton ausdehnt

Auch hier lassen sich vier Bereiche unterscheiden, die in ihrem Verbundmechanismus wesentlich voneinander abweichen:

Bereich I: Haftbereich

Die Haftung wird auch hier, wie im Falle gleicher thermischer Dehnung von Stahl und Beton, durch Haftbrücken und Verzahnungen vermittelt. Die als Haftbrücken wirkenden Ettringit- und Ca(OH)_2 -Kristalle erfahren jedoch je nach Temperaturerhöhung eine mehr oder weniger starke Schädigung bzw. Umwandlung. Mit der Temperaturerhöhung steigt auch der Dehnungsunterschied, wodurch höhere Anpreßspannungen geweckt und die Haftreibungskräfte vergrößert werden.

Die auf den Stahlstab wirkenden Normalspannungen lassen sich mit Hilfe der Elastizitätstheorie in erster Näherung abschätzen. Für einen Zylinder mit zentrischer Bohrung gibt Timoshenko [61] folgende Lösung an (vgl. Bild 88a):

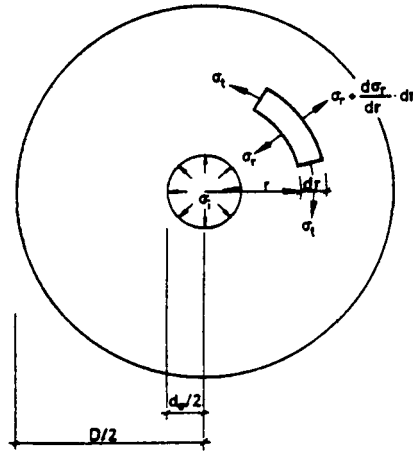


Bild 88a Zylinder mit zentrischer Bohrung unter Innendruckbeanspruchung

$$\sigma_r = \frac{d_e^2 \cdot \sigma_i}{D^2 - d_e^2} \left(1 - \frac{D^2}{(2r)^2} \right) \quad (5.30)$$

$$\sigma_t = \frac{d_e^2 \cdot \sigma_i}{D^2 - d_e^2} \left(1 + \frac{D^2}{(2r)^2} \right) \quad (5.31)$$

$$\epsilon_t(r) = (\sigma_t(r) - \nu \sigma_r(r)) / E \quad (5.32)$$

Zur Berechnung von σ_i ist für $\epsilon_t(r = d_e/2)$ die Differenz der thermischen Dehnung von Stahl und Beton in Gl. (5.32) einzusetzen. Erste Abschätzungen zeigten jedoch, daß die Zugfestigkeit des Betons in der inneren Zone durch die eingeprägte Dehnungsdifferenz überschritten wird. Damit ändert sich deutlich die Spannungsverteilung. Tepfers [7] berechnete die "optimale Rißtiefe" für einen Betonring mit inneren radialen und longitudinalen Rissen (Bild 88b).

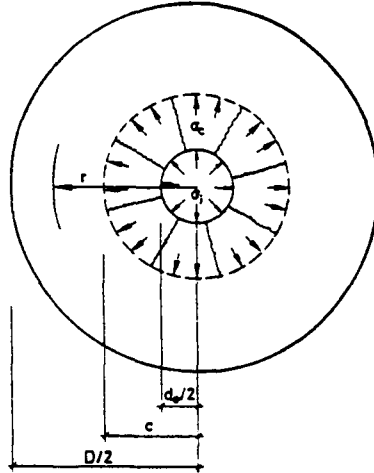


Bild 88b Betonzylinder mit innerer gerissener Zone nach Tefers [7]

Bei der "optimalen Rißtiefe" c kann der Beton im gerissenen Zustand den maximalen Innendruck σ_i noch gerade eben durch Ringzugspannungen aufnehmen. Die "optimale Rißtiefe" beträgt:

$$c = 0,486 \cdot D/2 \quad (5.33)$$

Der Innendruck σ_i beträgt dann

$$\sigma_i \cdot \pi \cdot d_e = \sigma_c \cdot c \cdot 2\pi \quad (5.34)$$

Im gerissenen Zustand nehmen die Gl. (5.30) und (5.31) die folgende Form an:

$$\sigma_r(r) = \frac{(2c)^2 \sigma_c}{D^2 - (2c)^2} \left(1 - \frac{D^2}{(2r)^2} \right) \quad (5.35)$$

$$\sigma_t(r) = \frac{(2c)^2 \sigma_c}{D^2 - (2c)^2} \left(1 + \frac{D^2}{(2r)^2} \right) \quad (5.36)$$

Die maximal aufnehmbare Tangentialspannung $\sigma_t(r)$ stellt sich bei $r = c$ ein und wird begrenzt durch die Zugfestigkeit des Betons β_z . Die dazugehörige radiale Druckspannung σ_c beträgt:

$$\sigma_c = \beta_z \frac{D^2 - (2c)^2}{D^2 + (2c)^2} \stackrel{\text{Gl. (5.33)}}{=} 0,618 \cdot \beta_z \quad (5.37)$$

Auf den Bewehrungsstab wirkt dann gemäß Gl. (5.34) die Spannung

$$\sigma_i = \sigma_c \frac{2c}{d_e} = 0,300 \cdot \beta_z \cdot D/d_e \quad (5.38)$$

Für die hier untersuchten Stahldurchmesser mithin:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_i &= 3,229 \beta_z && \text{für } d_e = 16 \text{ mm} \\ \sigma_i &= 6,457 \beta_z && \text{für } d_e = 8 \text{ mm} \\ \sigma_i &= 6,888 \beta_z && \text{für } d_e = 7,5 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \quad (5.39)$$

Es bleibt nur noch zu prüfen, ob diese Spannungen auch tatsächlich durch die Differenz der thermischen Dehnung von Stahl und Beton geweckt werden. Die radialen Betonverformungen im gerissenen Bereich betragen:

$$\Delta l = \int_{d_e/2}^c \varepsilon(r) dr = \int_{d_e/2}^c \frac{\sigma_i}{E_b} \cdot \frac{d_e}{2r} \cdot dr = \frac{\sigma_i}{E_b} \frac{d_e}{2} \ln \frac{2c}{d_e} \quad (5.40)$$

bzw.

$$\varepsilon_{\text{elast}} = \Delta l / (c - d_e/2) = \frac{\sigma_i}{E_b} \cdot \frac{d_e}{2} \cdot \ln \frac{2c}{d_e} \cdot \frac{1}{c - d_e/2} \quad (5.41)$$

Für die einzelnen Durchmesser ergeben sich daraus folgende Beziehungen

$$\epsilon_{\text{elast}} = \frac{\beta_z}{E_b} \cdot 1,262 \quad \text{für } d_e = 16 \text{ mm}$$

$$\epsilon_{\text{elast}} = \frac{\beta_z}{E_b} \cdot 1,602 \quad \text{für } d_e = 8 \text{ mm} \quad (5.42)$$

$$\epsilon_{\text{elast}} = \frac{\beta_z}{E_b} \cdot 1,635 \quad \text{für } d_e = 7,5 \text{ mm}$$

Die Abschätzung der elastischen Dehnung bzw. der Druckspannungen erfordert die Kenntnis der Zugfestigkeit des Betons. Meßdaten über die Zugfestigkeit von Beton liegen in der Literatur nicht vor. Eigene Messungen sowie Messungen von Harada [62] und Thelanderson [63] erstrecken sich lediglich auf die Bestimmung der Spaltzugfestigkeit.

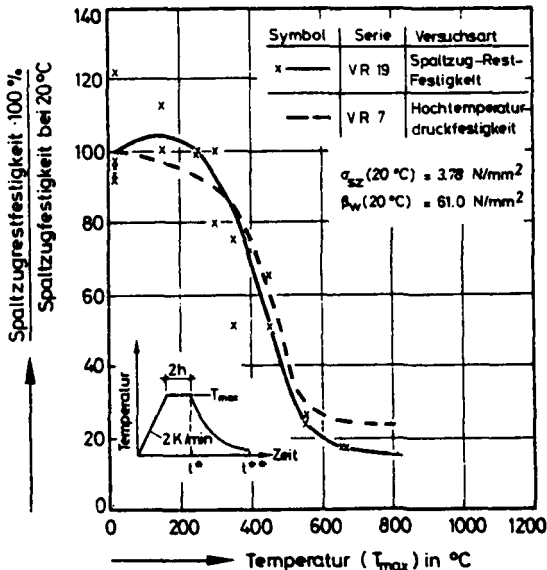


Bild 89 Spaltzug-Rest-Festigkeit von Quarzkiesbeton im Vergleich zur Hochtemperaturdruckfestigkeit. Zur Zeit t^* erfolgte die Ermittlung der Druckfestigkeit und zur Zeit t^{**} die Ermittlung der Restfestigkeit

Bild 89 zeigt die Ergebnisse eigener Messungen der Spaltzugfestigkeit an Betonzylindern (Durchmesser 8 cm, Länge 15 cm) eines Kiesbetons (Zusammensetzung sowie Frisch- und Festbetonkennwerte wie in Tabelle 7). Für den hier vorliegenden festen Basaltbeton ist nach Pisanko [64] mit einer Spaltzugfestigkeit von $4,5 \text{ N/mm}^2$ zu rechnen. Darüber hinaus ist nach Messungen von Kordina und Lewandowski [65] mit einer ca. 20 % höheren Spaltzugfestigkeit zu rechnen, weil es sich beim Basaltbeton um einen Splittbeton handelt. Es ist damit eine Spaltzugfestigkeit von $5,4 \text{ N/mm}^2$ zu erwarten. Sie stimmt in dem Festigkeitsbereich nach Pisanko [64] in etwa mit der reinen Zugfestigkeit überein.

Für die weiteren Berechnungen wurde ein Zugfestigkeitsverlauf entsprechend Bild 89 angenommen. Die Daten über E-Modulverlauf und ϕ -Funktion sind der Arbeit [48] entnommen. $\Delta\epsilon_{\text{therm}}$ entstammt Bild 68.

Nach Gl. (5.42) beträgt die maximale radiale Betonverformung bei einem Stahldurchmesser $d_e = 16 \text{ mm}$ unter Berücksichtigung des instationären Kriechens:

$$\epsilon_{\text{elast}} = \frac{\beta_z(\theta)}{E_b(\theta)} \cdot (1 + \phi(\theta)) \cdot 1,262 \quad (5.43)$$

Die Ergebnisse der Berechnungen sind in Tabelle 9 zusammengestellt. Daneben enthält die Tabelle die Dehnungen aus den Ringzugspannungen $\epsilon_{\text{elast}}(c)$ und die Differenz der thermischen Dehnungen ($\Delta\epsilon_{\text{therm}}$). Die maximalen Dehnungen infolge Ringzugspannungen treten bei $r = c$ auf. Sie werden durch die Zugfestigkeit des Betons und durch die Zugelastizität bestimmt:

Tabelle 9: Differenzen der thermischen Dehnungen von Stahl und Basaltbeton sowie die elastischen Verformungen infolge Druckspannungen (ϵ_{elast}) und Ringzugspannungen $\epsilon_{\text{elast}}(c)$ (Stahldurchmesser $d_e = 16$ mm)

Temperatur [°C]	$\Delta\epsilon_{\text{therm}}$ [%]	ϵ_{elast} [%]	$\epsilon_{\text{elast}}(c)$ [%]
300	1,5	0,77	0,61
400	2,5	0,77	0,61
500	3,0	0,72	0,57
600	3,0	0,76	0,60
700	3,8	0,79	0,63

$$\epsilon_{\text{elast}}(c) = \frac{\beta_z}{E_b} (1 + \phi) \quad (5.44)$$

Da über Zugelastizität bei hohen Temperaturen keine Meßergebnisse vorliegen, wurde für die Zugelastizität die Druckelastizität angesetzt. Der Tatsache, daß die Grenzdehnung bei zentrischem Zug stark von der Belastungsgeschwindigkeit abhängt [62], wurde hier durch die Berücksichtigung des instationären Kriechens Rechnung getragen. Die ermittelten Werte stimmen auch mit den von Bonzel [66] angegeben Werten bei Raumtemperatur größenordnungsmäßig überein.

Tabelle 9 kann man entnehmen, daß der Unterschied der thermischen Dehnungen von Stahl und Beton, der an der Rißfront ($r = c$) um die elastische Dehnung ϵ_{e1} vermindert auftritt, bei den hier vorliegenden Verhältnissen immer noch so groß ist, daß der Beton über die Grenze der Zugfestigkeit hinaus belastet wird und eigentlich im gesamten Querschnitt hätte reißen müssen. Dies wurde bei den Messungen jedoch nicht beobachtet. Das ist einmal darauf zurückzuführen, daß ein Teil der Ringzugspannungen von der oberen bzw. unteren verbundfreien Vorlänge mit aufgenommen wird. Zum anderen ist aber zu vermuten, daß der Beton bei erhöhten Temperaturen unter einer derarti-

gen kombinierten Beanspruchung in seinem Verhalten von dem uns bekannten Verhalten bei reinen Zug- oder Druckbeanspruchungen abweicht.

Für die Berechnung der Normaldruckspannungen auf die Bewehrungsstäbe kann man jedoch für eine erste Abschätzung der Größenordnung von den bisher gemachten Annahmen ausgehen.

Unter Zugrundelegung eines Haftreibungskoeffizienten $\mu_H = 0,52$ (nach Weiß [50]) und der Gleichungen (5.39) lassen sich die Haftspannungen abschätzen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 10 den meßtechnisch ermittelten Werten gegenübergestellt.

Tabelle 10: Gegenüberstellung berechneter und gemessener Haftspannungen bei erhöhten Temperaturen

Temperatur [°C]	Haftspannungen [N/mm ²]					
	d _e = 16 mm		d _e = 8 mm		d _e = 7,5 mm	
	berechnet	gemessen	berechnet	gemessen	berechnet	gemessen
300	8,4	8,6	16,9	4,5	18,0	3,7
500	3,2	3,2	6,3	4,5	6,8	1,1
800	1,4	3,8	2,7	2,2	2,9	3,2
20	-	2,8	-	2,5	-	2,0

Zur Ermittlung der Haftspannungen aus den Meßwerten geht man zweckmäßigerweise von den Verteilungen in der Verbundzone aus. In Bild 90 ist dazu die Verteilung der Verbundspannungen unter Zugrundelegung des Grundgesetzes nach Bild 87 schematisch dargestellt. Die Kurve (1) zeigt die Verbundspannungsverteilung nach erfolgter Aufheizung und einer sehr kleinen Verschiebung am belasteten Ende ($s(x = l_V) = + 0$), die Kurve (2) die Verbundspannungsverteilung nach einer kleinen Verschiebung ds ($s(x = l_V) = ds$) (vgl. auch Bild 91).

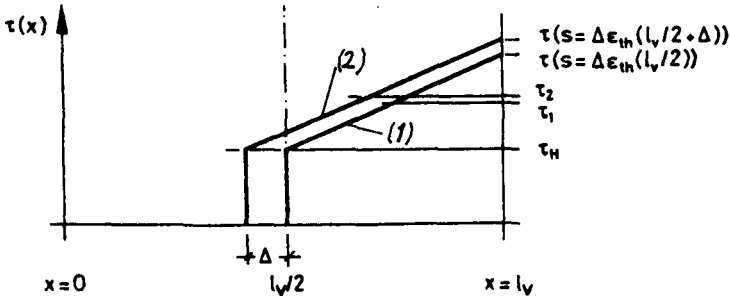


Bild 90 Schematische Darstellung der Verbundspannungsverteilung zu Beginn des Ausziehvorganges

Für die Berechnung wird angenommen, daß die Schlupfänderung über die Einbettungslänge in etwa der Differenz der thermischen Dehnung von Stahl und Beton ($\Delta\epsilon_{\text{therm}}$) entspricht. Dies gilt in erster Linie für Grundgesetze mit relativ flacher Steigung. Die mittleren Verbundspannungen betragen dann:

$$\bar{\tau}_1 = \tau_H + \frac{1}{2} (\tau(s=\Delta\epsilon_{\text{therm}} \cdot l_v/2) - \tau_H) \quad (5.45)$$

$$\bar{\tau}_2 = \tau_H + \frac{1}{2} (\tau(s=\Delta\epsilon_{\text{therm}} \cdot (l_v/2+\Delta)) - \tau_H)$$

Die Subtraktion und der anschließende Grenzübergang

$$ds = \lim_{\Delta \rightarrow 0} \Delta\epsilon_{\text{therm}} \Delta \quad (5.46)$$

ergeben dann:

$$\frac{d\bar{\tau}}{ds} = \frac{1}{2} \cdot \frac{d\tau(s)}{ds} \quad (5.47)$$

Die Haftspannung ergibt sich entsprechend Bild 90 zu:

$$\tau_H = \bar{\tau} \Big|_{s=0} - \frac{d\bar{\tau}}{ds} \Big|_{s=0} \cdot \Delta\epsilon_{\text{therm}} \cdot l_v/2 \quad (5.48)$$

Gemessen wurde jedoch nicht $\bar{\tau}$, sondern die aus der Stahlkraft F_e berechnete Verbundspannung $\bar{\tau}_{\text{meß}}$

$$F_e = \pi \cdot d_e \cdot l_v \cdot \bar{\tau}_{\text{meß}} \quad (5.49)$$

Nach der obigen Definition erhält man für die Stahlkraft

$$F_e = \pi \cdot d_e \cdot \bar{\tau} \cdot l_v / 2 \quad (5.50)$$

Daraus folgt:

$$\bar{\tau} = 2 \cdot \bar{\tau}_{\text{meß}} \quad (5.51)$$

bzw. für die Haftspannungen

$$\bar{\tau} = 2 \bar{\tau}_{\text{meß}} \left|_{s=0} - \frac{d\bar{\tau}_{\text{meß}}}{ds} \right|_{s=0} \cdot \Delta\epsilon_{\text{therm}} \cdot l_v \quad (5.52)$$

Für Rippenstähle läßt sich das Verfahren nicht ohne weiteres anwenden, da wegen des vergleichsweise steilen Anstiegs der Verbundcharakteristik die Voraussetzung, daß die Verschiebung längs der Einbettungslänge ungefähr gleich der Differenz der thermischen Dehnung von Stahl und Beton ist, im allgemeinen nicht erfüllt wird.

Der Tabelle 10 kann man entnehmen, daß die gemessenen und berechneten Haftspannungen überaus gut übereinstimmen. Die stärkeren Abweichungen der Rechen- und Meßwerte bei den schwächeren Durchmessern bei 300 °C beruhen auf der rechnerischen Überschätzung der auf den Stahl wirkenden Normalspannungen. Berechnet man beispielsweise die Summe der elastischen Verformungen aus Druckspannung und Ringzugspannung nach Gl. (5.43) bzw. (5.44) unter Berücksichtigung von Gl. (5.42), erhält man:

$$\begin{aligned} \epsilon_{e1} + \epsilon_{e1}(c) &= \frac{B}{E_b} \cdot 2,6 (1 + \phi) \\ &= 1,59 \% \end{aligned} \quad (5.53)$$

Das bedeutet, daß die optimale Rißtiefe c bei dem hier vorliegenden $\Delta\epsilon_{\text{therm}} = 1,5 \%$ gar nicht erreicht wurde. Damit reduziert sich aber auch der Innendruck σ_i erheblich.

Als wesentliches Ergebnis bleibt festzuhalten, daß die bei erhöhten Temperaturen gemessenen Haftspannungen nahezu unabhängig von der Oberflächenstruktur der verwendeten Stähle sind und praktisch nur von $\Delta\epsilon_{\text{therm}}$ und dem Stahldurchmesser bestimmt werden. Darüber hinaus ist festzustellen, daß die Haftspannungen bei Raumtemperatur in fast allen Fällen von den Haftspannungen bei erhöhten Temperaturen überschritten werden.

Bereich II: Linearer Bereich

Hier herrscht als Verbundmechanismus die Verzahnung zwischen Stahl und Mörtel vor. Die gemessenen Verschiebungen setzen sich - ebenso wie im Falle gleicher thermischer Dehnung von Beton und Stahl - aus den elastischen und plastischen Verformungen des Betons unter den Rippen zusammen. Jedoch wird hier aufgrund des Aufschrumpfens des Betons auf den Stahl zusätzlich ein Großteil der Verbundkräfte durch Reibungskräfte übertragen. Dadurch werden die Betonkonsolen unter den Rippen teilweise entlastet, und es ist mit einem steileren Anstieg der Grundgesetze (gegenüber dem Fall $\Delta\epsilon_{\text{therm}} = 0$ bei gleichen Temperaturen) zu rechnen.

Bereich III: Übergangsbereich

Die Scher- bzw. Schubfestigkeit des Mörtels wird überwunden. Das weitere Verhalten hängt davon ab, ob noch eine Verzahnung im Mörtel erhalten bleibt, die eine weitere Laststeigerung erlaubt. Der Verbundmechanismus unterscheidet sich vom Fall $\Delta\epsilon_{\text{therm}} = 0$ nur durch die höhere Anpresskraft des Betons auf den Stahl.

Bereich IV: Bruchbereich

Versagt der Probekörper nicht durch Absprengen der Betonhülle, so hängt die erreichbare Höchstlast wesentlich davon ab, welche Ringzugspannungen der Probekörper aufnehmen kann. Die mit steigender Temperatur zunehmenden Pressungen auf den Stahl verstärken zwar die Reibungskräfte im Betonkanal, der gegenläufige Ef-

fekt der Abnahme der Zugfestigkeit überwiegt aber in der Regel bei höheren Temperaturen und führt, wie die Bilder 58 bis 60 zeigen, insgesamt zu einer Verminderung der Verbundfestigkeit.

Für große Verschiebungen ist die Ermittlung von Grundgesetzen aus den Ausziehkurven problemlos, da in diesem Fall die Verbundspannungen nahezu unabhängig von den Verschiebungen sind (vgl. Bilder 58 bis 60 und Bild 91d).

Der Anfangsbereich läßt sich für flach ansteigende Meßkurven auf recht einfache Art berechnen. Zunächst berechnet man mit Hilfe von Gl. (5.52) die Haftspannungen. Anschließend kann man Gl.

(5.47) mit τ_H als Anfangswert im Intervall $s = 0 \div \Delta\epsilon_{\text{therm}} \cdot l_V/2$ integrieren.

Für größere Verschiebungen lassen sich die Grundgesetze nur noch näherungsweise bestimmen, da entsprechend Bild 91 a - d die Verschiebungszunahme längs der Einbettungslänge nicht mehr $\Delta\epsilon_{\text{therm}} \cdot x$ beträgt. Da das Grundgesetz nicht bekannt ist, lassen sich auch keine exakten Aussagen über die Verteilung der Stahl- bzw. Verbundspannungen machen.

Den Bildern 91 a - d kann man jedoch entnehmen, daß die Stahlspannungen monoton, beginnend mit $\sigma_e = 0$ bei $x = 0$, über der Einbettungslänge ansteigen. Entsprechend Gl. (4.27)

$$ds = \left\{ (1 + n \cdot \mu \cdot (1 + \psi)) \frac{\sigma_e}{E_e} - \Delta\epsilon_{\text{therm}} \right\} dx$$

ist die Schlupfänderung direkt proportional σ_e und $\Delta\epsilon_{\text{therm}}$. Da aber σ_e im Intervall $x = 0 \div l_V/2$ relativ klein ist, ist die Verschiebungsänderung in diesem Intervall nur wenig von $\Delta\epsilon_{\text{therm}} \cdot dx$ verschieden (vgl. auch Bild 91 a - d). Damit läßt sich, ausgehend von der gemessenen Verschiebung am unbelasteten Ende $s_{\text{meß}}(x = 0)$, die Verschiebung am Ort ξ berechnen, an dem die mittlere Verbundspannung $\bar{\tau}$ mit der tatsächlichen Verbundspannung $\tau(\xi)$ übereinstimmt (s. Bild 92 und Gl. (5.26a)).

Die zu $\bar{\tau}$ gemessene Verschiebung setzt sich zusammen aus der während des Aufheizens induzierten Verschiebung s_{therm} und der Ver-

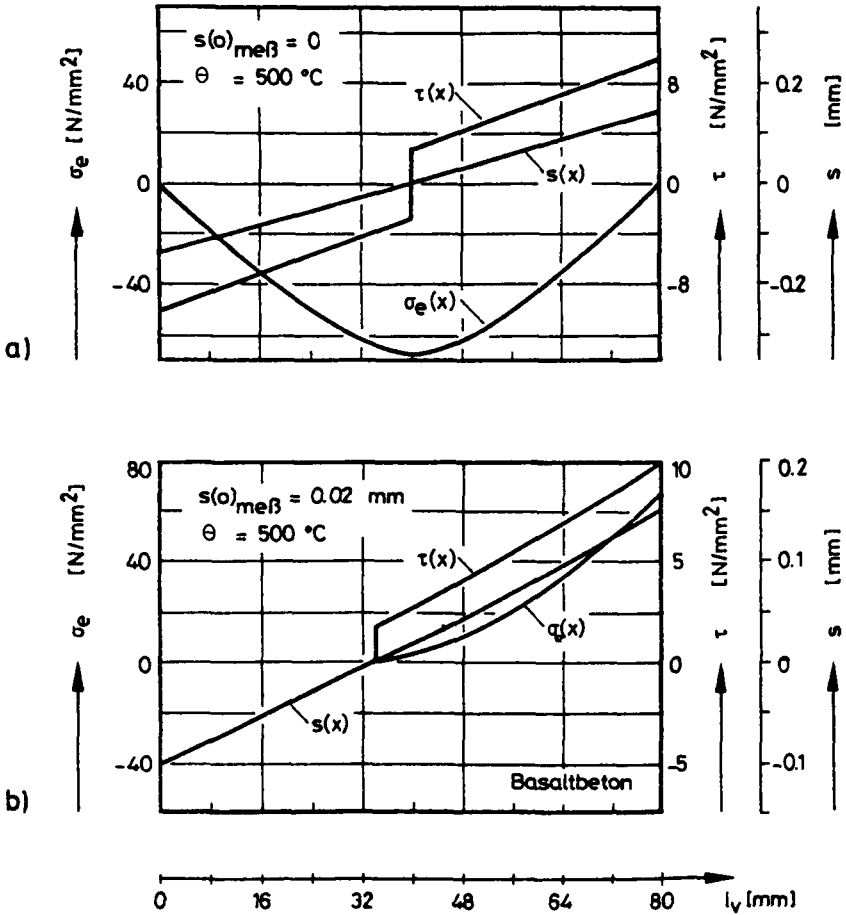


Bild 91a,b: Verteilungen $s(x)$, $\sigma_e(x)$ und $\tau(x)$ aufgeheizter Basaltbetonproben während des Ausziehversuches (Versuchsmethode I, BSt 420/500 RK, $d_e = 16 \text{ mm}$, $l_v = 80 \text{ mm}$)

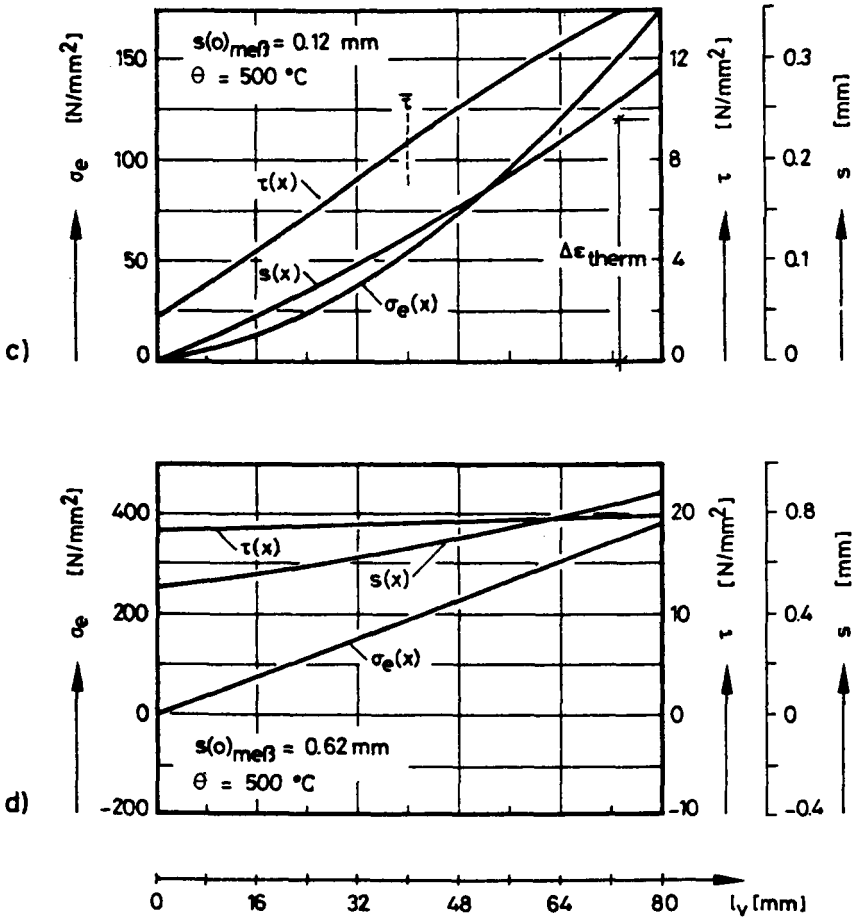


Bild 91c,d: Verteilungen $s(x)$, $\sigma_e(x)$ und $\tau(x)$ aufgeheizter Basaltbetonproben während des Ausziehversuchs (Versuchsmethode I, BSt 420/500 RK, $d_e = 16 \text{ mm}$, $l_v = 80 \text{ mm}$)

schiebung s^* (vgl. Bild 92, Kurve (2)):

$$s(o)_{\text{meß}} = s^* + s_{\text{therm}} \quad (5.54)$$

Am Ort ξ , an dem die mittlere Verbundspannung $\tau(\xi)$ mit der gemessenen mittleren Verbundspannung übereinstimmt, beträgt die tatsächliche Verschiebung gegenüber dem Ausgangszustand

$$s(\xi) = s^* + \Delta\epsilon_{\text{therm}} \cdot \xi \quad (5.55)$$

Wegen $s_{\text{therm}} \approx \Delta\epsilon_{\text{therm}} \cdot l_v/2$ liefern die Gleichungen (5.54) und (5.55)

$$s(o)_{\text{meß}} = s(\xi) - \Delta\epsilon_{\text{therm}} \cdot (l_v/2 - \xi) \quad (5.56)$$

Da aufgrund der Form der Grundgesetze ξ nur um einen geringen Betrag δ ($\delta_{\text{max}} < 0,2 \cdot l_v/2$) kleiner als $l_v/2$ ist (vgl. Bild 92, Kurven 1 - 5), gilt

$$s(o)_{\text{meß}} = s(\xi) - \Delta\epsilon_{\text{therm}} (\delta \cdot l_v/2) \quad (5.57)$$

Für kleinere Verschiebungen ist $\delta \approx 0$ (vgl. Bild 92, Kurven 1 und 2), und für größere Verschiebungen kann man $\Delta\epsilon_{\text{therm}} \cdot \delta \cdot l_v/2$ gegenüber $s(o)_{\text{meß}}$ im Rahmen der Meßwertstreuungen vernachlässigen:

$$s(o)_{\text{meß}} \approx s(\xi) \quad (5.58)$$

Wegen

$$\bar{\tau} = \bar{\tau}_{\text{meß}} = \tau(\xi)$$

erhält man also hier das Grundgesetz mit guter Näherung direkt aus den Meßwerten.

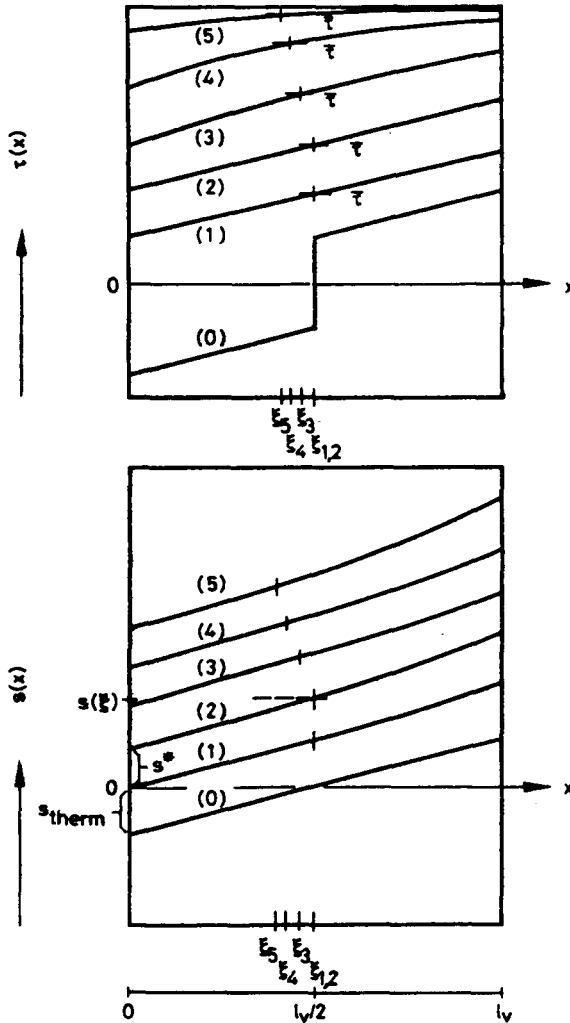


Bild 92 Veränderungen des Verlaufs der Verbundspannungen $\tau(x)$ und der Verschiebungen $s(x)$ über der Einbettungslänge x (unter Berücksichtigung des Grundgesetzes nach Bild 87 und der Verteilungen nach Bild 91; BSt 420/500 RK, $d_e = 16 \text{ mm}$, $l_v = 5 d_e$) während eines Ausziehversuchs. Die Kurven (0) zeigen die Verteilungen direkt nach dem Aufheizen, die Kurven (1 bis 4) die Veränderungen der Verteilungen mit steigender Belastung und Kurve (5) die Verteilungen kurz vor dem Versagen des Verbundes.

6. Zusammenfassung

Seit Beginn der Erforschung des Verhaltens von Stahlbetonkonstruktionen unter Brandbeanspruchung wurde auch der Frage des Verbundverhaltens von Stahl und Beton nachgegangen. Die ersten orientierenden Untersuchungen wurden aufgrund experimenteller Schwierigkeiten fast ausnahmslos an wiedererkalteten Proben durchgeführt. Dies konnte auf Dauer nicht befriedigen, weil die Aussagefähigkeit solcher Versuche sehr begrenzt ist. Ein Ziel der vorliegenden Arbeit war daher zunächst die Schaffung der apparativen Voraussetzungen, um Verbunduntersuchungen im heißen Zustand durchführen zu können. Damit sollten Beziehungen zwischen Verbundspannungen und Verschiebungen gewonnen werden, die ähnlich den Rehmschen "Grundgesetzen" 'Grundgesetze des Verbundes bei erhöhten Temperaturen' darstellen, also eine gewisse Allgemeingültigkeit im Sinne der Übertragbarkeit auf komplexere Systeme besitzen.

Aus der Vielzahl der möglichen Untersuchungsmethoden wurde nach eingehender Analyse aus wirtschaftlichen, vor allem jedoch aus experimentellen Gründen der Ausziehversuch (mit Druckbeanspruchungen des Betons) gewählt. Meßgrößen sind der Schlupf am unbelasteten Stahlende und die dazugehörige Stahlkraft.

Zweiter Schritt in Richtung Erlangung von Grundgesetzen mußte die Analyse der Einwirkung von Temperatur- und mechanischer Belastung auf den Verbund bei den vorgegebenen Randbedingungen (Probekörpergeometrie, Materialkennwerte von Beton und Stahl usw.) sein. Dazu wurden zunächst die theoretischen Grundlagen (Verteilungsgesetze) zusammengestellt und die Verteilungen der Verschiebungen sowie der Stahl- und Verbundspannungen für bestimmte Belastungssituationen des Probekörpers berechnet, wobei auf Werkstoffkennwerte aus der Literatur zurückgegriffen werden konnte. Als "Grundgesetze a priori" kamen die in den Vorversuchen gemessenen Kraft-Schlupf-Diagramme zur Anwendung. Berechnet wurden Verteilungen der Verschiebungen, Stahl- und Verbundspannungen

- während des Aufheizens,
- während des Ausziehversuchs (Versuchsart I - Ausziehversuch nach Aufheizen des Probekörpers) und
- während der instationären Verbundkriechversuche (Versuchsart II - Aufheizen des Probekörpers unter konstanter äußerer mechanischer Belastung bis zum Versagen des Verbundes).

Die rechnerischen Voruntersuchungen haben ergeben:

- Die meßtechnisch ermittelten Verbundspannungs-Schlupf-Diagramme können bei Raumtemperatur unter den hier vorliegenden Randbedingungen (Stahldurchmesser = 16 mm, Verbundlänge/Stahldurchmesser = 5, bezogene Rippenfläche < 0,065) praktisch als Grundgesetze angesehen werden. Lediglich im Bereich sehr kleiner Verschiebungen werden die Verbundspannungen um ca. 10 % überschätzt.
- Bei den vorliegenden geometrischen Verhältnissen kommt es schon während der Aufheizung aufgrund der unterschiedlichen thermischen Dehnungen zu erheblichen Verschiebungen, die nur geringfügig kleiner sind als die Unterschiede der thermischen Dehnungen von Stahl und Beton.
- Die während des Aufheizens auftretenden Verschiebungen sind vom gewählten Grundgesetz des Verbundes ($\tau(s)$) sowie von den anderen Materialkennwerten nur schwach abhängig (ca. 1 Zehnerpotenz weniger als die Differenz der thermischen Dehnungen).
- Wegen der Verschiebungen, die aus den Unterschieden der thermischen Dehnungen resultieren, ist die "wirksame Verbundfläche" besonders bei hohen Temperaturen und kleinen äußeren Belastungen nicht konstant. Die gemessenen Verbundspannungs-Schlupf-Diagramme können für Temperaturen oberhalb 350 °C nicht ohne weiteres als Grundgesetze angesehen werden.
- Bei Versuchsmethode II (instationäres Verbundkriechen) treten während des Aufheizvorgangs bei konstanter äußerer Last lau-

fend Verbundspannungsumlagerungen auf, die bei kleinen und mittleren Belastungen erheblich sind.

- Einzelergebnisse der Berechnungen konnten größenordnungsmäßig durch Messungen bestätigt werden, d. h. das angegebene Berechnungsverfahren ist geeignet, Vorgänge in der Verbundzone während der Aufheizung und bei mechanischen Belastungen hinreichend genau zu beschreiben.

Hauptziel der experimentellen Untersuchungen war neben der Ermittlung der Ursachen der Änderungen im Verbundverhalten die Gewinnung von "Grundgesetzen des Verbundes bei hohen Temperaturen".

Die Strukturuntersuchungen der Kontaktzone zeigten in Übereinstimmung mit den allgemeinen Versuchsbeobachtungen, daß die Kontaktzone Stahl-Beton das schwächste Glied des Verbundes darstellt. Der Haftverbund bleibt nur bis zu Temperaturen von ca. 490 °C erhalten, wenn gleichzeitig die Verschiebungen hinreichend klein bleiben ($< 1/100 \mu\text{m}$). Der Haftverbund erfährt schon bei 150 °C mit dem Ettringitzerfall eine deutliche Schädigung und geht mit dem Portlanditzerfall (ab 490 °C) auf vernachlässigbare Werte zurück. Bei Aufweitungen der Betonhülle gegenüber dem Stahl löst sich der den Stahl umgebende Beton in der Kontaktzone ab. Auf dem Stahl verbleibt ein mechanisch wenig widerstandsfähiger weißer Belag aus Rückständen des hydratisierten Bindemittels (im wesentlichen CaO).

Für den Reibungs- und den Scherverbund sowie für die Form der Grundgesetze ist von entscheidender Bedeutung, in welchem Verhältnis die thermischen Ausdehnungen von Stahl und Beton stehen:

- Gleiche thermische Ausdehnung von Beton und Stahl ergibt prinzipiell die gleichen Gesetzmäßigkeiten wie bei Raumtemperatur. Die Gültigkeit der Rehmschen Grundgesetze bleibt auch für höhere Temperaturen bestehen, d. h. die wichtigsten Größen zur Charakterisierung des Verbundes bleiben die bezogene Rippenfläche und die Betonfestigkeit. Daneben wirken sich aber auch Änderungen der Verformungsfähigkeit des Betons aus. Die ther-

mische Vorbehandlung des Betons wird also mitentscheidend für die Form der Grundgesetze. Da aber Festigkeit und Verformungsfähigkeit des Betons verknüpfte Variable sind, tritt die Bedeutung der Verformungsfähigkeit in vielen Fällen hinter der Bedeutung der Festigkeit zurück. Die meßtechnisch gewonnenen Beziehungen - Schlupf am unbelasteten Ende und mittlere Verbundspannung, berechnet aus der Stahlkraft - stellen, abgesehen von vernachlässigbar kleinen systematischen Fehlern bei geringen Verschiebungen, Grundgesetze dar. Die Gleichheit der thermischen Dehnung von Stahl und Kiesbeton ist im allgemeinen auf das Temperaturintervall 20 °C - 250 °C beschränkt, so daß eine Änderung der Grundgesetze infolge einer Verminderung des Haftverbundes unbedeutend erscheint.

- Dehnt sich der Beton stärker aus als der Stahl, so ist mit einem gegenüber Raumtemperatur stark veränderten Verbundverhalten zu rechnen. Durch die Aufweitung des Betons bildet sich ein Spalt in der Kontaktzone Stahl-Beton. Die Spaltfläche verläuft affin zur Stahloberfläche. Die Spaltbildung hat zur Folge, daß der Stahl zunächst um einen kleinen Betrag ohne Aufwendung einer merklichen äußeren Kraft verschiebbar ist. Bei weiterer Verschiebung steigt die Verbundspannung zuerst nur gering an, weil Teile der Mörtelkonsole infolge fehlender Querdehnungsbehinderung relativ leicht ausbrechen. Mit der weiteren Verschiebungszunahme wird das Spaltvolumen mit Mörtelschutt sukzessive verfüllt, bis die volle Querdehnungsbehinderung wirksam werden kann. Jetzt steigt die Verbundspannung mit zunehmender Verschiebung relativ steil an. Daran schließen sich - wie bei Raumtemperatur - der Übergangsbereich und der Bruchbereich an. Zur Beschreibung der Grundgesetze genügen nicht mehr die zwei Parameter, bezogene Rippenfläche und Betonfestigkeit. Die Grundgesetze werden ebenso stark vom Stahldurchmesser und von der Differenz der thermischen Dehnungen bestimmt. Da sich Beton erst oberhalb 350 °C stärker ausdehnt als Stahl, tritt als weiterer das Verbundverhalten bestimmender Faktor die höhere Betonverformungsfähigkeit hinzu, vor allem auch deshalb, weil der gegenläufige Effekt der Festigkeitsabnahme geringer ausfällt. - Von den Meßwerten kann wegen der während des Aufheizens induzierten

Verbund- und Stahlspannungen nicht mehr ohne weiteres auf die Form der Grundgesetze geschlossen werden. Die Grundgesetze können jedoch mit den angegebenen Verfahren aus den Meßwerten näherungsweise rechnerisch oder grafisch bestimmt werden.

- Dehnt sich der Stahl stärker als der Beton, kommt es zum Aufschumpfen der Betonhülle. Durch diesen Vorgang gewinnt der Reibungsverbund an Bedeutung. Auch hier treten neben der bezogenen Rippenfläche und der Betonfestigkeit als weitere, die Form des Grundgesetzes beeinflussende Faktoren der Stahldurchmesser und die Differenz der thermischen Dehnungen hinzu. Von Einfluß auf das Meßergebnis ist außerdem der Außendurchmesser des Probekörpers. Er bestimmt wesentlich die Höhe der Normalkräfte, die infolge des Aufschumpfens auf den Bewehrungsstahl wirken, damit den Anteil des Reibungsverbundes und letztlich die Form des Grundgesetzes. Bei zu geringer Betondeckung können die Ringzugspannungen schon beim Aufheizen zu durchgehenden radialen Rissen und damit verbunden zu einer Herabsetzung der Querdehnungsbehinderung führen und die Meßergebnisse stark verfälschen.

Die meßtechnisch gewonnenen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen stellen für Verschiebungen, die größer als 0,3 mm sind, in guter Näherung Grundgesetze dar. Der Anfangsbereich des Grundgesetzes kann mit Hilfe angegebener Formeln näherungsweise berechnet werden. Diese Grundgesetze unterscheiden sich von den Grundgesetzen im Falle gleicher thermischer Dehnung von Stahl und Beton durch den höheren Haftverbund, der im wesentlichen durch die hohe Haftreibung zustande kommt, und durch einen stärkeren Anstieg im Bereich des Scherverbundes, da hier ein Teil der Verbundkräfte durch Reibung abgetragen wird.

Das Materialverhalten steht bekanntermaßen in enger Beziehung zu der angewandten Versuchsmethode. Das gilt auch für die Verbundeigenschaften. Die Versuche ergaben, daß die Belastbarkeit des Verbundes, ausgedrückt durch die kritische Verbundtemperatur bzw. die Verbundfestigkeit, bei instationärer thermischer Beanspruchung deutlich geringer ist als bei stationären Tempe-

raturen. Die maximalen Verschiebungen bis zum Verbundbruch liegen jedoch - ebenso wie die zu bestimmten Temperatur-Last-Kombinationen gemessenen Verschiebungen - deutlich über den entsprechenden bei stationären Temperaturen gemessenen Werten. Diese Tatsache ist von besonderer praktischer Relevanz bei der Bestimmung der Änderungen der Eintragungslängen in temperaturbeanspruchten Bauteilen.

Instationäre Versuche sind wegen der beträchtlichen Umlagerungen der Verbundkräfte im allgemeinen schwierig zu interpretieren. Sie zeigen jedoch besonders deutlich den engen Zusammenhang zwischen Verbundverhalten und Betonverformungseigenschaften.

7. Ausblick

Das Verbundverhalten bei hohen Temperaturen stellt ein außerordentlich komplexes Problem dar. Prüfmethode, Probengeometrie und Werkstoffeigenschaften der Einzelkomponenten beeinflussen als verknüpfte Abhängige die Versuchsergebnisse. Nach der Schaffung der apparativen Voraussetzungen konnte ein Großteil der Zusammenhänge experimentell und theoretisch analysiert werden.

Bei der theoretischen Analyse zeigte sich jedoch, daß unsere Kenntnisse über die Verformungs- und Festigkeitseigenschaften des Betons bei hohen Temperaturen - trotz enormer Fortschritte in den letzten Jahren - immer noch recht lückenhaft sind. Weitere Grundlagenforschung zu Fragen des Festigkeits- und Verformungsverhaltens unter Zug-, mehraxialer und kombinierter Beanspruchung sowie Untersuchungen zum Verformungsverhalten von hochbelastetem, querdehnungsbehinderten Mörtel sind für weitere erfolgreiche Untersuchungen des Verbundes Voraussetzung.

Mit weiteren experimentellen Arbeiten müssen die Grundlagen des Verbundes vertieft erforscht werden, weil einige wesentliche Einflußfaktoren (z. B. Art des Grobzuschlages, Zementgehalt, W/Z-Wert usw.) bei den bisherigen Untersuchungen nur orientierend untersucht werden konnten.

Daneben sollten auch komplexere Strukturen (Stützen, Balken, Übergreifungsstöße, Verankerungen o. ä.) experimentell und theoretisch untersucht werden, um die Übertragbarkeit der bisher erarbeiteten Gesetzmäßigkeiten zu überprüfen und die konkrete Bedeutung des Verbundes für thermisch hoch belastete, insbesondere brandbeanspruchte Bauteile herauszuarbeiten.

8. Schrifttum

- [1] Watstein, D.: Bondstress in concrete pull-out specimens, Journal of the American Concrete Institute. Proceedings Vol. 38 No. 1 Sept. 1941. pp. 9 - 28
- [2] Kuuskoski, V.: Über die Haftung zwischen Beton und Stahl. Dissertation. Universität Helsinki, 1950
- [3] Rehm, G.: Die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Schriftenreihe des DAFStb, H. 138, 1961
- [4] Eibl, J.; Iványi, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton. Schriftenreihe des DAFStb, H. 260, 1976
- [5] Franke, L.: Einfluß der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten von Stahl in Beton (Verbundkriechen). Schriftenreihe des DAFStb, H. 268, 1976
- [6] Noakowski, P.: Die Bewehrung von Stahlbetonteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur. Schriftenreihe des DAFStb, H. 296, 1978
- [7] Tepfers, R.: Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars. Magazine of Concrete Research: Vol. 31, No. 106, pp. 3 - 12, March 1979
- [8] Paschen, H.; Steinert, J.; Hjorth, O.: Untersuchungen über das Verbundverhalten von Betonstählen bei Kurzzeitbeanspruchung. Bericht über den Forschungsauftrag des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Dezember 1974
- [9] Martin, H.: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung. Schriftenreihe des DAFStb, H. 228, 1973
- [10] Rostásy, F.S.; Koch, R.; Leonhardt, F.: Zur Mindestbewehrung für Zwang von Außenwänden aus Stahlleichtbeton. Schriftenreihe des DAFStb, H. 267, 1976
- [11] Rostásy, F.S.: Zwang und Rissebeschränkung bei Außenwänden aus Stahlleichtbeton, Habilitationsschrift, TU Stuttgart, 1975

- [12] Page, C.L.; Khalaf, M.N.A.; Ritchie, A.G.B.: Steel mortar interfaces: Mechanical characteristics and electrocapillarity. Cement and Concrete Research, Vol. 8, pp 481, 1978
- [13] Khalaf, M.N.A.; Page, C.L.: Steel mortar interfaces: Microstructural features and mode of failure. Cement and Concrete Research. Vol. 9, pp. 197 - 208, 1979
- [14] Pinchin, D.J.; Tabor, D.: Interfacial phenomena in steel fibre reinforced cement: I: Structure and strength of interfacial region. II: Pull-out behavior of steel wires. Cement and Concrete Research. Vol. 8, pp. 15 - 24, a. 139 - 150, 1978
- [15] Kordina, K.: Grundlagen für den Entwurf von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen mit bestimmter Feuerwiderstandsdauer. Berichte aus Forschung und Praxis. Festschrift zum 65. Geburtstag von Prof. Rüsck, p. 129. Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1969
- [16] Boon, J.; Monnier, T.: Fire Resistance of Prestressed Concrete Beams. Heron. Vol. 21, No. 1, 1976
- [17] Kasami, H.; Okuno, T.; Yamane, S.: Properties of concrete exposed to sustained elevated temperature. Transactions of the Third International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, London, 1 - 5 Sept. 1975, Amsterdam, North-Holland Publishing Co., 1975, Vol. 3, pp. 1 - 10, Part H 1/5
- [18] Reichel, V.: How fire affects steel-to-concrete bond. Building Research and Practice. Vol. 6, No. 3, May/June 1978, pp. 176 - 186
- [19] Milovanov, A.F.; Salmanov, G.D.: Der Einfluß hoher Temperaturen auf die Eigenschaften von Bewehrungsstählen und die Größe der Haftung zwischen Bewehrung und Beton. Issledovaniya po zharoupornym betonu i zhelezobetonu, 1954, p. 203 - 223 (in Russisch)
- [20] Hertz, K.: Armeringsståls forankring ved høje temperaturer (Reinforcement bond at high temperatures). Institutet for husbygning, Rapport nr. 138, Den polytekniske Læreanstalt, Danmarks tekniske Højskole, DK - 2800 Lyngby, 1980
- [21] Hertz, K.: Bond between concrete and deformed bars exposed to high temperatures. Institute of Building Design, Technical University of Denmark, DK - 2800 Lyngby. A Paper presented at: CIB W 14 Meeting, Athens, May 19 - 23, 1980

- [22] Schneider, U.;
Diederichs, U.: Untersuchung des Verbundverhaltens und der Verbundfestigkeit von Rippenstäben und glatten Rundstäben bei hohen Temperaturen (Entwicklung und Erprobung einer Prüfapparatur). Bericht, Forschungsauftrag des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Technische Universität Braunschweig, 1977, pp. 36 (unveröffentlicht)
- [23] Schneider, U.;
Diederichs, U.: Untersuchung des Verbundverhaltens und der Verbundfestigkeit von Rippenstäben und glatten Rundstäben bei hohen Temperaturen. Bericht, Forschungsauftrag des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Technische Universität Braunschweig, 1979, pp. 39 (unveröffentlicht)
- [24] Schneider, U.;
Diederichs, U.: Verbundverhalten und Verbundfestigkeit bei hohen Temperaturen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, Heft 6, pp. 351 - 359, 1980
- [25] Diederichs, U.;
Schneider, U.: Bond strength at high temperatures. Magazine of Concrete Research. Vol. 33, No. 115, June 1981
- [26] Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbeton bei hohen Temperaturen, Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973
- [27] Rostásy, F.S.: Antrag auf Förderung des Teilprojekts B 5 "Hochtemperatur-Verbundverhalten von Festbeton". Aus: Kordina, K.: Antrag auf Förderung des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" an der Technischen Universität Braunschweig, in den Haushaltsjahren 1978 - 1979 - 1980, Braunschweig, April 1977 (unveröffentlicht)
- [28] Rostásy, F.S.: Antrag auf Förderung des Teilprojekts B 5 "Hochtemperatur-Verbundverhalten von Festbeton". Aus: Kordina, K.: Antrag auf Förderung des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" an der Technischen Universität Braunschweig, in den Haushaltsjahren 1981 - 1982 - 1983, Braunschweig, April 1980 (unveröffentlicht)
- [29] Sager, H.: Hochtemperatur-Verbundverhalten von Beton- und spannstahl. Bauphysik. Vol. 5, pp. 174 - 176, 1980. Kurzfassung des Vortrages zum Kolloquium des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" der Techn. Universität Braunschweig am 7. und 8. Juni 1979 in Braunschweig

- [30] Rostásy, F.S.;
Neisecke, J.;
Budelmann, H.;
Sager, H.: Hochtemperatur-Verbundverhalten von Beton- und Spannstählen, Sonderforschungsbereich 148, Arbeitsbericht 1978 - 1980, Teil II, pp. B 5 - 1 - 53, Techn. Universität Braunschweig, 1980
- [31] Schickert, G.: Schwellenwerte beim Betondruckversuch. Forschungsbericht 70, Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin, August 1980
- [32] Špetla, Z.;
Kadleček, V.: Einfluß der Schlankheit, Größe und Gestalt der Probekörper auf die Zugfestigkeit des Betons. Wiss. Z. Techn. Universität Dresden. Vol. 17, H. 6, pp. 1552 - 1554. 1968
- [33] Lewandowski, R.: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten anhand von Betongütekörpern und -bohrproben. Dissertation Techn. Universität Braunschweig, 1970
- [34] Malhotra, H.L.: The effect of temperature on the compressive strength of concrete. Magazine of Concrete Research. Vol. 8, No. 23, pp. 84 ff, 1956, und Zement-Kalk-Gips, Vol. 10, H. 7, 1957
- [35] Schneider, U.;
Diederichs, U.;
Weiß, R.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton, Sonderforschungsbereich 148, Arbeitsbericht 1975 - 1978, Teil II, pp. B 3 - 62 - 72, Techn. Universität Braunschweig, 1977
- [36] Zimbelmann, R.: Neuere Erkenntnisse über die Festigkeitsbildung von Beton. Vortragsband Nr. 3/9 des DAfStb, Berlin, Oktober 1975
- [37] Rehm, G.;
Diem, P.;
Zimbelmann, R.: Technische Möglichkeiten zur Erhöhung der Zugfestigkeit von Beton. Schriftenreihe des DAfStb, Heft 283, Berlin, 1977
- [38] Martin, H.;
Noakowski, P.: Verbundverhalten von Betonstählen - Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen. Schriftenreihe des DAfStb, H. 319, 1981
- [39] Müller, F.P.;
Eisenbiegler, W.: Ermittlung der Verbundspannungen an gedrückten einbetonierten Betonstählen, Schriftenreihe des DAfStb, H. 319, 1981
- [40] Lutz, L.A.;
Gergely, P.: Mechanics of Bond and Slip of Deformed Bars in Concrete. ACI Journal, Title No. 64-62, pp. 711 - 721, November 1967

- [41] Rehm, G.: Zur Frage der Prüfung und Bewertung des Verbundes zwischen Stahl und Beton von Betonrippenstäben. Forschungsbeiträge für die Baupraxis, Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Kordina, pp. 101 - 114, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin - München - Düsseldorf, 1979
- [42] RILEM/CEB/FIP COMMITTEE: Tests and specifications of reinforcements for reinforced and prestressed concrete. Bond test for reinforcing steel, 2. Pull-out test. Materials and Structures: Researching and Testing. Vol. 3, No. 15, May/June 1970, pp. 175 - 178
- [43] Ruge, J.; Winkelmann, O.: Verformungsverhalten von Beton- und Spannstählen bei hohen Temperaturen, Sonderforschungsbereich 148, Arbeitsbericht 1975 - 1978, Teil II, pp. B 4 - 1 - 56, Techn. Universität Braunschweig, 1977
- [44] Richter, F.: Die wichtigsten physikalischen Eigenschaften von 52 Eisenwerkstoffen. Stahleisen-Sonderberichte. Heft 8, Verlag Stahleisen mbH., Düsseldorf, 1973
- [45] Franz, G.: (Schriftleitung) Betonkalender, 62. Jahrgang, S. 69 - 104, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin - München - Düsseldorf, 1973
- [46] Schneider, U.; Weiß, R.; Diederichs, U.: Ursachen und Auswirkungen der Entfestigung von Beton bei hoher Temperatur. Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Niedersachsen. Goslar, 1979, Vol. 18/19, pp. 50 - 57
- [47] Anderberg, Y.: Effect of Fire on Steel, RILEM Committee 44 PHT, Draft: Paper II, May 1981 (unpublished)
- [48] Schneider, U.; Diederichs, U.; Rosenberger, W.; Weiß, R.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton, Sonderforschungsbereich 148, Arbeitsbericht 1978 - 1980, Teil II, pp. B 3 - 1 - 135, Techn. Universität Braunschweig, 1980
- [49] Schneider, U.; Diederichs, U.: Physikalische Eigenschaften von Beton von 20 °C bis zum Schmelzen, Betonwerk + Fertigteile-Technik, 47, Heft 3 und 4, 1981
- [50] Weiß, R.: Ein Haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. Dissertation, Techn. Universität Braunschweig, 1978
- [51] Schneider, U.; Diederichs, U.: Einaxiale Zwangsbeanspruchungen in dehnungsbehinderten Betonproben. Vortrag zur Gutachtersitzung des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" TU Braunschweig, 30./31. Juli 1980 (unveröffentlicht)

- [52] Schneider, U.: Effect of Fire on Concrete, RILEM Committee 44 PHT, Draft: Paper I, Mai 1981
- [53] Djamous, F.: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe in Beton. Dissertation, Techn. Universität Braunschweig, 1977
- [54] Neisecke, J.: Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung. Dissertation, Techn. Universität Braunschweig, 1974
- [55] Rüsçh, H.: Physikalische Fragen der Betonprüfung. Zement-Kalk-Gips, 12, H. 1, S. 1 - 9, 1959
- [56] Schneider, U.;
Rosenberger, W.;
Diederichs, U.: Untersuchung der Rißkinetik in Beton durch Schallemissionsanalyse, Mitteilungsblatt für die amtliche Materialprüfung in Niedersachsen, Goslar, 1981, Vol. 20/21, S. 44 - 51
- [57] Kaesche, H.: Korrosion der Metalle, Springer-Verlag, Berlin - Heidelberg - New York, 1966
- [58] Gierloff, M.;
Maultzsch, M.: Untersuchung des Verhaltens von Lagerzementen, Forschungsbericht 77, Bundesanstalt für Materialprüfung (BAM), Berlin, April 1981
- [59] Splittgerber, H.: Studium der van der Waals-Kräfte zwischen makroskopischen Körpern bei Abständen von 100 Å bis 16.000 Å. Dissertation Techn. Universität München, 1971
- [60] Rosenberger, W.;
Schneider, U.;
Diederichs, U.: Nachweis von Strukturänderungen beim Erhitzen von Beton durch Schallemissionsanalyse und Quecksilberporosimetrie. Vortrag zur Gutachtersitzung des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Techn. Universität Braunschweig, 30./31. Juli 1980 (unveröffentlicht)
- [61] Timoshenko, S.: Strength of Materials. Part II: Advanced Theory and Problems. Princeton, N.Y., D. van Nostrand Company Inc., 1956, pp. 205 - 210
- [62] Harada, T.: Private Mitteilung an U. Schneider, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig (zitiert in [52])
- [63] Thelander, S.: Effect of High Temperatures on Tensile Strength of Concrete. Lund Institute of Technology. Division of Structural Mechanics and Concrete Construction. Lund, Neostyled. pp. 27, Oct. 1971

- [64] Pisanko, G.N.: Untersuchung des Zerstörungsprozesses von hochfestem Beton unter Belastung. Wiss. Z. Techn. Universität Dresden. Vol. 17, H. 6, pp. 1535 - 1537, 1968
- [65] Kordina, K.;
Lewandowski, R.: Einfluß des Zuschlaggesteins und der Kornzusammensetzung auf die Verformbarkeit von Straßenbeton unter Biegebeanspruchung. Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, H. 67, Kirschbaum-Verlag, Bad Godesberg, 1967
- [66] Bonzel, J.: Diskussionsbeitrag zu: Stanculescu, G.: Verhalten des Betons bei Biegezugbeanspruchung. Wiss. Z. Techn. Universität Dresden. Vol. 17, H. 6, pp. 1558 - 1560, 1968

9. Abkürzungen und Symbole⁺⁾

A, A_1, A_2	Flächen
A_b, A_e	Beton- bzw. Stahlquerschnitt
A_{eff}	effektive Verbundfläche
C	Konstante
c	"optimale" Risttiefe
D	Probenaußendurchmesser
d_e, d_{nenn}	Stahl- bzw. Stahlennendurchmesser
E_b, E_e	Elastizitätsmodul von Beton bzw. Stahl
F_e	Stahlkraft
$F_{außen}$	von außen am Stahl angreifende Kraft (im allgemeinen Prüfkraft)
f_R	bezogene Rippenfläche
H	Probekörperhöhe
l_v	Verbundlänge
l_o, l_u	obere bzw. untere verbundfreie Vorlänge
n	Verhältnis von Stahl- zu Beton-E-Modul
P	Ausnutzungsgrad des Verbundes
r, r_1, r_2, \tilde{r}	Radius
s, s^*	Verschiebung zwischen Stahl und Beton (Schlupf)
$s_f, s_{f \max}$	freie bzw. maximale freie Verschieblichkeit zwischen Stahl und Beton
s_{therm}	gemessener scheinbarer Schlupf
s_v	Verschiebung, bei der volle Querdehnungsbehin- derung einsetzt
t, t^*	Zeit
x	Ortskoordinate

^{+) soweit nicht nur einmal verwendet und an Ort und Stelle erläutert}

α	Winkel
α_b, α_e	linearer Ausdehnungskoeffizient von Beton bis Stahl
β_c	Zylinderdruckfestigkeit von Beton
β_w, β_{w28}	Betonwürfeldruckfestigkeit im Versuchsalter bzw. nach 28 Tagen
β_z	Betonzugfestigkeit
δ_1, δ_2	Verschiebungsanteile
Δ	Abstand auf der x-Achse
Δl	Längenänderungen
$\Delta l_b, \Delta l_e$	Längenänderung von Beton bzw. Stahl infolge thermischer Ausdehnung
$\Delta \epsilon_{therm}$	Differenz der thermischen Dehnungen von Beton und Stahl
$\Delta \theta$	Temperaturdifferenz
ϵ_b, ϵ_e	Dehnung von Stahl bzw. Beton
$\epsilon_b \text{ elast}$	elastische Dehnung von Beton
$\epsilon_e \text{ elast}$	elastische Dehnung von Stahl
$\epsilon_b \text{ kr inst}$	instationäres Hochtemperaturkriechen von Beton
$\epsilon_e \text{ kr inst}$	instationäres Hochtemperaturkriechen von Stahl
$\epsilon_b \text{ therm}$	thermische Ausdehnung von Beton
$\epsilon_e \text{ therm}$	thermische Ausdehnung von Stahl
ϵ_t	tangentiale Ausdehnung
θ	Temperatur
μ	Bewehrungsgrad (Stahlquerschnitt/Betonquerschnitt)
ν	Querdehnungszahl
ξ	Ortskoordinate
σ_b, σ_e	Beton- bzw. Stahlspannung
σ_i	Innendruck
σ_r, σ_t	Radial- bzw. Tangentialspannung
τ	Verbundspannung

τ_H	Haftspannung
$\bar{\tau}$	über die Verbundlänge gemittelte Verbundspannung
$\bar{\tau}_{\max}$	maximale mittlere Verbundspannung (Verbundfestigkeit)
$\bar{\tau}_{\text{meß}}$	aus der Stahlkraft meßtechnisch ermittelte mittlere Verbundspannung
ϕ, ϕ^+	Kriechfunktion für das instationäre Hochtemperaturkriechen von Beton bzw. Stahl

In der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, die im Selbstverlag herausgegeben wird, sind bisher erschienen:

- Heft 1: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öligler Holzschutzmittel. (1962)
von Rolf Deters -vergriffen-
- Heft 2: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff. (1963)
von Karl Kordina -vergriffen-
- Heft 3: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen. (1963)
von Josef Eibl -vergriffen-
- Heft 4: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. (1964)
von Karl Kordina und Josef Eibl
- Heft 5: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. (1964)
von Helmut Ertingshausen
- Heft 6: Transportphänomene in Betonporen. (1966)
von Nils Valerian Waubke
- Heft 7: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. (1967)
von Herbert Ehm -vergriffen-
- Heft 8: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächentragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz. (1967)
von Joachim Steinert -vergriffen-
- Heft 9: Untersuchungen an dämmschichtbildenden Feuer-
schutzmitteln. (1967)
von Axel Lämmke -vergriffen-
- Heft 10: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Balkenträger und gerader, flächenartiger Träger. (1968)
von Kamal Fouad Rafla -vergriffen-
- Heft 11: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten - Brazier-Effekt -. (1968)
von György Iványi -vergriffen-
- Heft 12: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der Klassen A und B, insbesondere aus Baustoffen der Klasse A 2. (1969)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-

- Heft 13: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. (1969)
von Günther Fuchs -vergriffen-
- Heft 14: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feueranriff. (1970)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 15: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten an Hand von Betongütewürfeln und -bohrproben. (1970)
von Ralf Lewandowski -vergriffen-
- Heft 16: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. (1970)
von Fritz Joachim Neubauer -vergriffen-
- Heft 17: Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton. (1970)
von Claus Meyer-Ottens und Karl Kordina
- Heft 18: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung - Grundlagen und Bemessungsvorschläge -. (1971)
von Wilfried Bödeker
- Heft 19: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften - Beispiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken -. (1971)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 20: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. (1972)
von Kurt Liermann
- Heft 21: Zum Trag- und Verformungsverhalten ebener Stockwerksrahmen aus Stahlbeton. (1972)
von Béla Jankó
- Heft 22: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse. (1972)
von Ulf Nürnberger
- Heft 23: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. (1972)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 24: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im frischen und festen Zustand. (1973)
von Hassan Taha El-Arousy
- Heft 25: Mechanismen der Spannungskorrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen. (1973)
von Günter Rieche

- Heft 26: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons. (1974)
von Eckhard Tennstedt
- Heft 27: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. (1973)
von Ulrich Schneider -vergriffen-
- Heft 28: Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen. (1974)
von Jürgen Neisecke
- Heft 29: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern. (1974)
von Karl Kordina, Peter Maack und Olaf Hjorth
- Heft 30: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken. (1974)
von Josef Eibl und György Iványi -vergriffen-
- Heft 31: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau. (1974)
von Karl Kordina und Béla Jankó
- Heft 32: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des hohen Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten. (1976)
von Olaf Hjorth
- Heft 33: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. (1976)
von Wolfram Klingsch -vergriffen-
- Heft 34: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton. (1977)
von Farid Djamous -vergriffen-
- Heft 35: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. (1977)
von Ataman Haksever -vergriffen-
- Heft 36: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. (1977)
von Karl-Heinz Storkebaum
- Heft 37: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall. (1977)
von Rolf Bechtold
- Heft 38: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten. (1978)
von Joachim Steinert
- Heft 39: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone. (1978)
von Rolf Weiß

- Heft 40: Zum Schwingkriechen von Beton. (1978)
von Willi Alda
- Heft 41: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton-
und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt
unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung,
Querkraft und Torsion. (1979)
von Manfred Teutsch
- Heft 42: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Rela-
xation von Beton unter hohen Temperaturen.
(1979)
von Ulrich Schneider -vergriffen-
- Heft 43: Veröffentlichungen 1967 - 1979.
- Heft 44: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu ent-
wickelten Sonde. (1979)
von Karl Kordina und Helmut Fröning
- Heft 45: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter
Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwir-
kung. (1980)
von Volker Henke
- Heft 46: Wärmebilanzrechnungen für Brandräume mit unter-
schiedlichen Randbedingungen (Teil I). (1981)
von Ulrich Schneider und Aysen Haksever
- Heft 47: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken - Be-
rechnung des inneren Zwanges mit einem Scheiben-
modell -. (1981)
von Robert Walter
- Heft 48: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbeton-
balken unter Einschluß der Mitwirkung des Betons
auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit.
(1981)
von Björn Svensvik
- Heft 49: Veröffentlichungen 1967 - 1981.
- Heft 50: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von
Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinier-
ter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Quer-
kraft und Axialkraft. (1982)
von Surendra K. Ojha
- Heft 51: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Ver-
fahren bei der Stichprobenbeurteilung. (1982)
von Volker Henke
- Heft 52: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei
natürlichen Bränden. (1982)
von Ataman Haksever
- Heft 53: Untersuchung des Reiß- und Verformungsverhaltens
segmentärer Spannbetonbauteile. (1982)
von Viggo Weber

- Heft 54: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Bau-
stahl und Beton - Geklebte Bewehrung -. (1982)
von Ernst-Holger Ranisch
- Heft 55: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit
und Verformung von Beton. (1982)
von Günter Wiedemann
- Heft 56: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares
Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener
Stahlbetonrahmen. (1982)
von Reiner Timm