

2686 814 1

**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

**ZUR BERECHNUNG DER BIEGETRAGFÄHIGKEIT
BRANDBEANSPRUCHTER SPANNBETONBAUTEILE
UNTER BERÜCKSICHTIGUNG GEEIGNETER
VEREINFACHUNGEN FÜR DIE MATERIALGESETZE**

von

Ekkehard Richter

Heft 80

BRAUNSCHWEIG

1987

ISSN 0178-5796

ISBN 3-89288-026-3

Diese Arbeit ist die vom Fachbereich für Bauingenieur-
und Vermessungswesen der Technischen Universität Braun-
schweig genehmigte Dissertation des Verfassers.

Eingereicht am 23.4.1987

Mündliche Prüfung am 7.7.1987

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

Berichterstatter : Prof. Dr.-Ing. U. Quast

V o r w o r t

Mit Ablauf des Jahres 1986 hat der Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen" seine Tätigkeit beendet. Dieser Sonderforschungsbereich hat mir viele Jahre die Möglichkeit zur wissenschaftlichen Arbeit geboten, unter anderem konnte ich mich in experimentellen und theoretischen Untersuchungen mit dem Tragverhalten brandbeanspruchter Spannbetonbauteile beschäftigen. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in der vorliegenden Arbeit zusammengefaßt.

Herr Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K.Kordina unterstützte das Entstehen dieser Arbeit in großzügiger Weise. Er und Herr Prof. Dr.-Ing. U. Quast übernahmen die Berichterstattung, Herr Prof. Dr.-Ing. Ruge war Prüfer in der mündlichen Prüfung. Ihnen allen möchte ich herzlich danken. Besonders bedanken möchte ich mich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy, der kurzfristig den Vorsitz der Prüfungskommission übernahm, nachdem Herr Prof. em. Dr.-Ing. Paschen verunglückt war.

Neben den von der Deutschen Forschungsgemeinschaft im Rahmen des Sonderforschungsbereichs in dankenswerter Weise zur Verfügung gestellten finanziellen Mitteln, trug zum Gelingen dieser Arbeit vor allen Dingen bei, daß ich im privaten Bereich von meiner Lebensgefährtin und im beruflichen Bereich von vielen Kollegen außerordentlich hilfsbereit unterstützt worden bin. Aus dem beruflichen Bereich möchte ich stellvertretend Frau Dipl.-Ing. L. Krampf nennen, sie hat mir mehrfach mit fundiertem fachlichen Rat geholfen und mir konzentrierte Arbeitsphasen ermöglicht, indem sie Verwaltungs- und Organisationsaufgaben von mir fernhielt.

Für die Mitarbeit an dieser Arbeit durch Programmieren, Auswertung und Zeichnen danke ich Herrn K. Schrader, Herrn F. Schmittke, Herrn T. Scharf, Frau P. Löhr und Frau S. Lisson sowie Frau H. Schroeder-Herrl für das Schreiben des Manuskriptes.

Braunschweig, im Dezember 1987

Ekkehard Richter

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1 Einleitung und Problemstellung	1
2 Wärmeeinwirkung	4
2.1 Berechnung der Temperaturfelder	4
2.2 Thermische Dehnung	5
3 Materialgesetze aus instationären Kriechversuchen	7
3.1 Materialgesetz für Beton	12
3.1.1 Grundlagen	13
3.1.2 Materialgleichungen	14
3.1.3 Rechenverfahren	19
3.1.4 Versagenskriterium	26
3.2 Materialgesetz für Spannstahl	31
3.2.1 Grundlagen	32
3.2.2 Materialgleichungen	33
3.2.3 Rechenverfahren	35
3.2.4 Versagenskriterium	39
3.3 Anwendung der Materialgesetze	42
3.3.1 Beton	42
3.3.1.1 Berechnung der Verformung	42
3.3.1.2 Berechnung der Zwangsspannung	45
3.3.2 Spannstahl	49
3.3.2.1 Berechnung der Verformung	49
3.3.2.2 Berechnung der Zwangsspannung	52
3.4 Integriertes Materialverhalten	54
3.4.1 Rechenmodell	55
3.4.1.1 Betonproben mit nichtisothermer Temperaturverteilung	56
3.4.2 Einfluß der Spannungsgeschichte auf die Schnittgrößen im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung	62

	Seite
4 Vereinfachte Materialgesetze in Form von temperaturabhän- gigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen (Rechengesetze)	69
4.1 Allgemeiner Rechenansatz	71
4.1.1 Materialkennwerte bei Raumtemperatur	75
4.1.1.1 Rechenannahmen bei Kenntnis der Prüfkörper- Festigkeit	76
4.1.1.2 Berechnung mit Nennwerten der Festigkeit	77
4.1.1.3 Zusammenfassung	78
4.2 Rechengesetze für Beton	81
4.3 Rechengesetze für Spannstahl	84
4.4 Rechengesetze für thermische Dehnung von Beton und Spannstahl	86
5 Biegetragfähigkeit von brandbeanspruchten Spannbetonbauteilen	87
5.1 Grundlagen	91
5.2 Berücksichtigung der Brandeinwirkung	97
5.3 Veränderung des Hebelarms der inneren Kräfte bei Brandeinwirkung	99
5.3.1 Gebrauchslast	99
5.3.2 Bruchzustand	100
5.3.2.1 Zugkraft in der Spannstahlbewehrung	101
5.3.2.2 Resultierende der Betondruckspannungen	104
5.3.3 Zusammenfassung	107
5.4 Spannstahlspannung bei Brandeinwirkung	109
5.4.1 Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens	110
6 Biegetragfähigkeitsnachweis bei Brandeinwirkung	116
6.1 Nachweisverfahren durch Berechnung	117
6.1.1 Vergleich der Spannstahltemperatur im Augenblick des Versagens im Experiment und in der Berechnung	121
6.1.2 Vergleich berechneter Spannstahlspannungen im Augenblick des Versagens	123
7 Zusammenfassung	126
8 Literaturverzeichnis	128

Zusammenstellung der Formelzeichen und Abkürzungen

Querschnittswerte

A_b	Fläche des Betonquerschnitts
A_z	Fläche der Spannstahlbewehrung
A_s	Fläche der Betonstahlbewehrung
b	Querschnittsbreite
d	Querschnittshöhe
h_z	Nutzhöhe der Spannstahlbewehrung
h_s	Nutzhöhe der Betonstahlbewehrung
z	Hebelarm der inneren Kräfte
z_z	Abstand der resultierenden Zugkraft im Spannstahl von der Schwerelinie des Betonquerschnitts
z_b	Abstand der Resultierenden der Betondruckspannungen von der Schwerelinie des Betonquerschnitts
u_m	mittlerer Achsabstand der Bewehrung vom beflamten Querschnittsrand
u_{min}	kleinster Achsabstand der Bewehrung vom beflamten Querschnittsrand
$\mu_{z,G}$	geometrischer Gleichwert- Bewehrungsgrad
μ_z	geometrischer Bewehrungsgrad des Spannstahls
μ_s	geometrischer Bewehrungsgrad des Betonstahls

Schnittgrößen

M, N	Schnittgrößen unter Gebrauchslast
M_{zq}	auf den Schwerpunkt der Spannstahlbewehrung bezogenes Schnittmoment unter Gebrauchslast
M_u, N_u	Schnittgrößen im rechnerischen Bruchzustand
M_{zu}	auf den Schwerpunkt der Spannstahlbewehrung bezogenes Schnittmoment im rechnerischen Bruchzustand
$Z_{u,z}$	Zugkraft im Spannstahl im rechnerischen Bruchzustand
$Z_{u,s}$	Zugkraft im Betonstahl im rechnerischen Bruchzustand

IV

Spannungen

σ_z	Spannung im Spannstahl
σ_{zu}	Spannung im Spannstahl im rechnerischen Bruchzustand
$\bar{\sigma}$	konstante Spannung
σ_{zw}	Zwangspannung
σ_{max}	die zur kritischen Temperatur gehörende Betonspannung

Formänderungen

ϵ	Dehnung
ϵ_o, ϵ_u	Randdehnungen des Betonquerschnitts
ϵ_b	Randstauchung des Betons im rechnerischen Bruchzustand
ϵ_z	Dehnung im Spannstahl
ϵ_{th}	Thermische Dehnung

Kennwerte für Baustoffe

E_z	Elastizitätsmodul des Spannstahls
E_o	Elastizitätsmodul bei Normaltemperatur
$\beta_{0,2}$	Streckgrenze (0,2%- Dehngrenze) des Spannstahls
β_z	Zugfestigkeit des Spannstahls
β_c	Zylinderdruckfestigkeit des Betons
β_{WN}	Nennwert der Würfeldruckfestigkeit des Betons
β_R	Rechenwert der Betondruckfestigkeit

Thermische Größen

T	Temperatur
β	Aufheizgeschwindigkeit
α	Wärmeübergangszahl
ϵ	Emissionszahl
c	spezifische Wärmekapazität
ρ	spezifische Dichte
λ	Wärmeleitfähigkeit

Sonstige Werte

R	Bauteilwiderstand
t	Zeit
f_R	Abminderungsfaktor für die Betondruckfestigkeit
p, p_s	bezogene Spannung
φ	Kriechfunktion des Betons
γ	Sicherheitsbeiwert
χ	Vorspanngrad

Abkürzungen

ETK	Einheits- Temperaturzeitkurve
cal	rechnerisch
app	Näherung
vorh	vorhanden
crit	kritisch
zul	zulässig

Abweichende Verwendung der Symbole und hier nicht aufgeführte Symbole werden im Text beschrieben.

1 Einleitung und Problemstellung

Je nach Art und Nutzung eines Bauwerks stellen die Aufsichtsbehörden entsprechende Anforderungen an die Feuerwiderstandsdauer der einzelnen Bauteile. Die Feuerwiderstandsdauer wird in Minuten ausgedrückt und besagt, wie lange das belastete Bauteil einem genormten Feuerangriff standhält. Die Bauteile sind also so zu konstruieren, daß sie auch im Falle eines Brandes lange genug tragfähig bleiben, um die Möglichkeit des Entfliehens, der Rettung und der Brandbekämpfung zu sichern, und daß sie auch nicht unvermutet, also unangekündigt, versagen. Aufgrund mangelhafter Berichte oder falsch interpretierter Beobachtungen /1,17/ ist mancherorts in der Öffentlichkeit der Eindruck entstanden, daß Spannbetonbauten nicht im gleichen Maße feuersicher gestaltet werden können, wie z.B. Stahlbetonbauten /40/. Diese Vorbehalte im Hinblick auf das Verhalten von vorgespannten Bauteilen unter Feuerangriff sind nicht gerechtfertigt. Es läßt sich feststellen, daß sich Spannbeton unter Voraussetzung sinngemäßer Konstruktion keinesfalls schlechter verhält als Stahlbeton.

Diesem Tatbestand wird z.B. in der Norm DIN 4102 "Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen" dadurch Rechnung getragen, daß Stahlbeton- und Spannbetonbauteile hinsichtlich ihrer Mindestquerschnittsabmessungen zum Erreichen einer bestimmten Feuerwiderstandsdauer gleich behandelt werden.

Bei Anwendung von DIN 4102 Teil 4 /22/ zur brandschutztechnischen Bemessung erweist es sich gelegentlich als nachteilig, daß in der Norm die Klassifizierung von Bauteilen nach ihren Abmessungen und nicht durch Berechnung ihres temperaturabhängigen Tragvermögens vorgenommen wird.

Die derzeitige Regelung basiert auf Versuchen, in welchen das Verhalten der betreffenden Bauteile unter Feuerangriff untersucht worden ist. Damit wird sichergestellt, daß die jeweils ungünstigste Versagensart für die Klassifizierung des Bauteils maßgebend wird, d.h. daß auch Versagensformen wie z.B. zerstörende Abplatzungen, für die es keine rechnerischen Lösungsmöglichkeiten gibt, berücksichtigt werden. Ungeklärt bleibt bei diesem Nachweisverfahren die Bewertung von großen Bau-

teilen, die wegen ihrer Größe oder wegen ihres Zusammenwirkens mit angrenzenden, unter Umständen nicht direkt vom Brand betroffenen Bauteilen, in den zur Verfügung stehenden Versuchseinrichtungen nicht mehr geprüft werden können. Für diese Bauteile kann das Tragverhalten bei Brandeinwirkung im Rahmen einer Gutachtlichen Stellungnahme einer anerkannten Prüfstelle entweder auf dem Wege der Extrapolation im Katalog der geprüften und bewährten Ausführungsformen abgeschätzt oder unter Zuhilfenahme von rechnerischen Verfahren ermittelt werden. Für solche Berechnungen wird zur Zeit auf umfangreiche Programmsysteme zurückgegriffen, die in der Regel für wissenschaftliche Arbeiten entwickelt wurden und dem in der Praxis tätigen Ingenieur nicht zur Verfügung stehen bzw. zur fachgerechten Anwendung ein so hohes Maß an spezialisiertem Fachwissen erfordern, daß eine wirtschaftliche Anwendung im Rahmen einer brandschutztechnischen Bemessung nicht möglich ist.

Die vorhandenen leistungsfähigen Computer erlauben die Berechnung brandbeanspruchter Bauteile unter Berücksichtigung nahezu beliebiger linearer und nichtlinearer Probleme. Diese numerisch vielfältig nutzbaren Möglichkeiten dürfen aber nicht darüber hinwegtäuschen, daß entscheidender Einfluß auf die Übereinstimmung rechnerischer Ergebnisse mit der Wirklichkeit durch die Güte der verwendeten Materialgesetze ausgeübt wird /6/. Besonders im Fall des instationär erwärmten Bauteilquerschnitts sind sorgfältige Überlegungen erforderlich, wie die Veränderung der mechanischen Materialeigenschaften unter Temperatureinwirkung zu beschreiben sind, zumal die Materialeigenschaften deutlich von der zu ihrer Ermittlung angewendeten Versuchsmethode abhängen /5/.

Nachdem in den Abschnitten 1 und 2 dieser Arbeit zunächst die Problemstellung beschrieben und die Berechnung der Wärmeeinwirkung kurz dargestellt wird, werden im Abschnitt 3 aus vorliegenden Versuchsdaten von instationär erwärmten Beton- und Spannstahlproben Materialgesetze entwickelt, deren Formulierung möglichst eng an die zu ihrer Ermittlung angewendeten Versuchsmethode - dem instationären Kriechversuch - orientiert ist.

Im Rahmen einer brandschutztechnischen Bemessung sind diese für den Elektronenrechner aufbereiteten Materialgesetze nicht geeignet. Es werden deshalb sinnvolle Vereinfachungsmöglichkeiten für die Beschreibung des temperaturabhängigen Materialverhaltens aufgezeigt.

Die Auswirkungen der getroffenen Vereinfachungen werden dargestellt. Zu diesem Zweck wird exemplarisch für einen typischen Spannbetonquerschnitt der mit den vereinfachten Grundlagen berechnete Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Brandeinwirkung mit dem aus wirklichkeitsnahen Grundlagen errechneten verglichen.

Im Abschnitt 4 wird ein mathematischer Rechenansatz vorgestellt, der für alle wichtigen Konstruktionsbaustoffe zur Beschreibung von vereinfachten Materialgesetzen - sog. Rechengesetzen der Baustoffe - geeignet ist.

Die Rechengesetze der Baustoffe bilden die Grundlage für die Berechnung der Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung im Abschnitt 5. Diese Spannung dient als Ausgangspunkt für den rechnerischen brandschutztechnischen Entwurf von vorgespannten Bauteilen. Damit wird die zur Zeit in DIN 4102 Teil 4 in bezug auf Spannbetonbauteile bestehende unbefriedigende Regelung verlassen. In der derzeitigen Regelung wird als Bezugswert zur Festlegung der brandschutztechnisch erforderlichen Entwurfdetails (Querschnittsgröße, Betondeckung) von der im Gebrauchszustand vorhandenen Spannstahlspannung ausgegangen. Diese Spannung erlaubt aber wegen der starken Nichtlinearität zwischen Spannung und Schnittkraft beim Übergang zum Bruchzustand keine Aussage über die Sicherheit gegen Bruch. Die Spannstahlspannung im Gebrauchszustand ist damit als Bezugswert für einen brandschutztechnischen Entwurf nicht geeignet. Dieser Gedanke wurde bereits in /44/ geäußert, trat dann aber im Rahmen der Neufassung von DIN 4102 in den 70er Jahren in den Hintergrund. Durch systematische Auswertung der das Tragverhalten beeinflussenden Parameter werden Rechenansätze zur Bestimmung der Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung abgeleitet.

Im Abschnitt 6 wird die Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung in das Bemessungskonzept der DIN 4102 Teil 4 integriert. Bei Kenntnis dieser Spannstahlspannung ist es dann möglich, die kritische Temperatur aus den Tabellen der DIN 4102 Teil 4 für den verwendeten Spannstahl zu bestimmen und entsprechend Teil 4 die maßgebenden Entwurfsgrößen festzulegen. Damit werden die in Brandversuchen gesammelten praktischen Ergebnisse weiterhin für den brandschutztechnischen Entwurf verwendet.

2 Wärmeeinwirkung

In dieser Arbeit wird häufig auf die im Bauteil vorhandene Temperaturverteilung Bezug genommen. Die zur Berechnung der Temperaturverteilung benötigten Rechengrundlagen werden an dieser Stelle zusammenfassend dargestellt.

Während der Dauer eines Brandes werden die Bauteile durch Energiezufuhr erwärmt. Das jeweils vorhandene Energieniveau wird in Form von Temperaturen gemessen bzw. berechnet. Durch die mit der Zeit veränderlichen Temperaturzustände im Bauteil werden die thermischen und mechanischen Eigenschaften der Baustoffe beeinflusst. Für die rechnerisch-theoretische Behandlung des Trag- und Verformungsverhaltens brandbeanspruchter Bauteile - besonders beim Vergleich von Versuchs- und Rechenergebnissen - stellt die wirklichkeitsnahe Wiedergabe der Wärmeeinwirkung somit eine wichtige Voraussetzung dar.

2.1 Berechnung der Temperaturfelder

Die Berechnung der Temperaturfelder in praxisüblichen Bauteilquerschnitten erfolgt im allgemeinen mit Rechenprogrammen auf der Grundlage Finiter Elemente oder Differenzen. Die theoretischen Ausgangsgleichungen und die numerischen Lösungsverfahren sind in der Literatur (z.B. Hinweise in /19, 20/) bereits so weit aufbereitet, daß hier auf eine ausführliche Darstellung verzichtet wird.

In dieser Arbeit wird das Finite-Elemente-Programm FIRES-T benutzt /21/, das als Eingangswerte die geometrische Querschnittsausbildung, den zeitlichen Verlauf der Beflammung, die im Brandraum vorhandenen Wärmeübergangsbedingungen auf das Bauteil und das Wärmeleitvermögen der verwendeten Baustoffe verlangt.

Bei der Berechnung der Bauteile wird als Beflammung die Einheits-Temperaturzeitkurve der DIN 4102 /22/ zugrunde gelegt. Die Formulierung der Wärmeübergangsbedingungen und der temperaturabhängigen thermischen Stoffwerte wird aus /23/ übernommen. Die Wärmeübergangsbedingungen berücksichtigen einen konvektiven ($\alpha = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$) und einen radiativen ($\epsilon = 0,4$) Anteil.

Im Bild 2.1 sind die Rechenfunktionen für die thermischen Stoffwerte für einen Beton mit überwiegend quarzitischen Zuschlägen dargestellt.

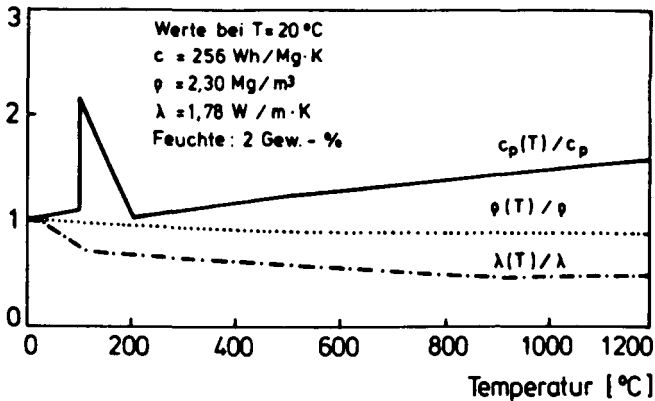


Bild 2.1: Thermische Stoffwerte für Normalbeton, Rechenfunktionen

Das Rechnerprogramm berücksichtigt eine zweidimensionale Temperaturausbreitung, wobei der Wärmefluß in Bauteillängsrichtung vernachlässigt wird. Die Querschnittsfläche des Bauteils wird in vierseitige Finite-Elemente unterteilt.

Die mit dem Programm FIRES-T ermittelten Temperaturen im Betonquerschnitt sind durch umfangreiche Vergleiche mit gemessenen Temperaturwerten kontrolliert und bestätigt /24/. Aus den Betontemperaturen werden die Temperaturen der Stahleinlagen durch parabolische Interpolation errechnet /25/.

2.2 Thermische Dehnung

Die Rechenfunktionen für den temperaturabhängigen Verlauf der thermischen Dehnung sind für Beton (Bild 2.2) in Anlehnung an Meßergebnisse aus /11/ und für Spannstahl (Bild 2.3) in Anlehnung an Meßergebnisse aus /12/ entwickelt worden.

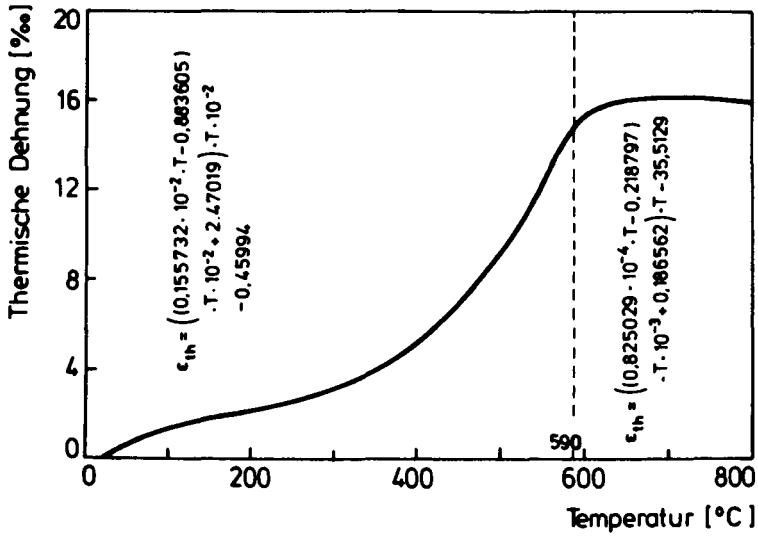


Bild 2.2: Rechenfunktion der thermischen Dehnung von Normalbeton

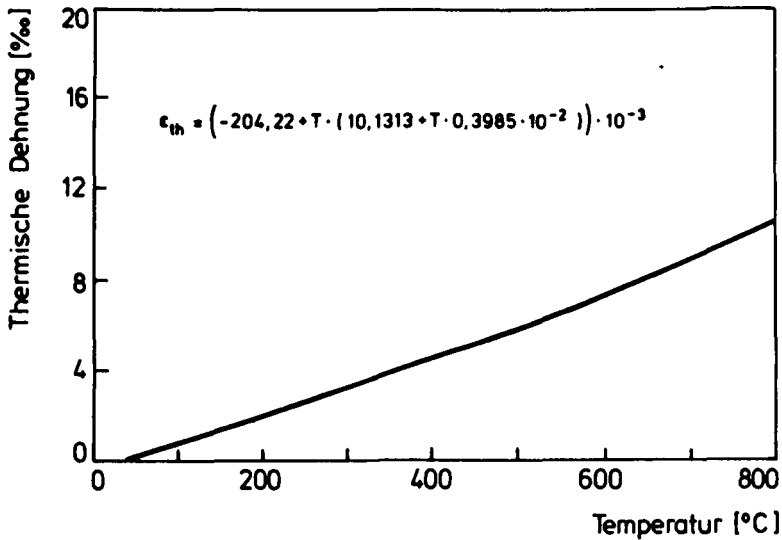


Bild 2.3: Rechenfunktion der thermischen Dehnung von Spannstahl

3 Materialgesetze aus instationären Kriechversuchen

Die Ergebnisse von Materialuntersuchungen bei hohen Temperaturen hängen wesentlich von der zu ihrer Ermittlung angewendeten Untersuchungsmethode ab. Bei Hochtemperatur-Untersuchungen ist dabei grundsätzlich zwischen stationärer und instationärer Temperatureinwirkung zu unterscheiden.

Im Zug- oder Druckversuch mit stationären Temperaturen wird die Probe auf die festgelegte Prüftemperatur erwärmt und dann last- oder verformungsgesteuert bis zum Bruch gefahren. Diese Versuche geben Aufschluß über das Festigkeits-, Elastizitätsmodul- und Bruchdehnungsverhalten der Baustoffe bei hohen Temperaturen /5/.

Zur Erfassung des Verformungsverhaltens von Beton und Spannstahl im Hinblick auf den Brandfall sind Versuche mit stationären Temperaturen nur begrenzt geeignet. Hierfür sind spezielle Untersuchungen erforderlich, die vor allen Dingen berücksichtigen, daß die Baustoffe im allgemeinen schon vor Beginn der Erwärmung durch die Gebrauchslasten mechanisch belastet sind und erst dann die instationäre Temperaturbeanspruchung erfahren. Der Druck- oder Zugversuch mit instationärer Temperatureinwirkung entspricht diesen Verhältnissen: Die Proben werden mechanisch belastet und danach mit konstanter Aufheizgeschwindigkeit erwärmt, wobei entweder die Anfangsspannung (instationärer Kriechversuch) oder die Anfangsdehnung (instationärer Zwängungsversuch) konstant gehalten wird.

Im folgenden wird - wie z.B. in /5/ - sprachlich vereinfachend von "stationären" bzw. "instationären Versuchen" gesprochen, wobei mit "stationär" bzw. "instationär" immer die Temperatureinwirkung gemeint ist.

Die ersten systematischen Arbeiten über die Veränderung der mechanischen Eigenschaften von Beton bei Einwirkung von hohen Temperaturen wurden in den Jahren vor dem 2. Weltkrieg durchgeführt (s. Übersicht in /41/). Die Untersuchungen beschäftigten sich vor allen Dingen mit dem Festigkeitsverhalten von Beton bei Temperaturen von über 100 °C. Nach dem 2. Weltkrieg wurden zunächst weiterhin intensiv die Hochtempe-

ratur-Festigkeitseigenschaften von Betonen untersucht, während Untersuchungen über das Verformungsverhalten von Betonen bei hohen Temperaturen aufgrund der damit verbundenen versuchstechnischen Schwierigkeiten erst später in die Versuchsprogramme aufgenommen wurden (s. Übersicht in /9/: Arbeitsbericht 1973 - 1974). Instationäre Hochtemperaturuntersuchungen werden in größerem Umfang seit Mitte der 60er Jahre durchgeführt. Die Arbeiten von WEIGLER (1967), AKHTARRUZAMAN (1973) und THELANDERSSON (1974) sowie die seit 1973 vom Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Teilprojekt B 3 /11/, durchgeführten Versuche haben die Voraussetzungen geschaffen, um allgemeinere Aussagen über den außerordentlich komplexen Zusammenhang zwischen Spannungen und Dehnungen bei instationär erwärmten Betonproben machen zu können.

Untersuchungen über das mechanische Verhalten von Spannstahl bei Einwirkung von hohen Temperaturen werden seit Anfang der 50er Jahre durchgeführt. Wie beim Beton standen dabei zuerst stationäre Untersuchungen, sog. Warmerreiβversuche, im Vordergrund /2, 43, 44/. Erste Ansätze, das Tragverhalten brandbeanspruchter Spannbetonbalken rechnerisch zu erfassen, verdeutlichten dann die Notwendigkeit, neben den bisher durchgeführten stationären auch instationäre Zugversuche durchzuführen /2, 45/. In Deutschland wurden solche Versuche von JÄNICHE/WASCHEIDT (1965) /3/ und ab 1975 intensiv im Sonderforschungsbereich 148, Teilprojekt B 4 /12/ durchgeführt.

In der vorliegenden Arbeit werden zur Formulierung von Materialgleichungen überwiegend experimentelle Daten aus Werkstoffuntersuchungen benutzt, die aus dem Sonderforschungsbereich 148 stammen.

Damit bildet die im instationären Zug- oder Druckversuch gemessene Kriechkurve $\epsilon = f(T)$ die Basisinformation für den folgenden Prozeβ der theoretisch-numerischen Auswertung. Ein grundsätzlich anderer Weg bei der Anwendung von Versuchsdaten zur Formulierung von Materialgleichungen wird in den USA /7/ und in Skandinavien /8/ beschritten. Dort bilden die Ergebnisse von stationären Untersuchungen die Grundlage zur Materialbeschreibung. In stationären Druck- oder Zugversuchen werden die temperatur- und spannungsabhängigen elastischen und plastischen Verformungen ermittelt. Dazu kommen Verformungsanteile, die aus stationären Kriechversuchen berechnet werden, und beim Beton schließlich noch ein

Verformungsterm, der aus instationären Druckversuchen stammt.

Die instationären Druck- bzw. Zugversuche werden gelegentlich auch als Warmkriechversuche /2, 3, 4/ bzw. als instationäre Kriechversuche /5/ bezeichnet, und dementsprechend werden die daraus ermittelten nichtelastischen, lastabhängigen Verformungsanteile instationäre Kriechverformungen genannt. Die in diesem Zusammenhang benutzte Bezeichnung "Kriechen" wurde in /13/ dahingehend kritisiert, daß unter Kriechen vornehmlich zeitabhängige, einem angebbaren Endwert zustrebende Verformungen unter andauernden Spannungen verstanden werden. Die Verformungen im instationären Kriechversuch sind aber im wesentlichen temperaturabhängig und werden mit zunehmender Temperatur bis zum Bruch stetig größer. Aus der im Bild 3.1 dargestellten Grundform der Kriechkurve wird deutlich, daß drei Bereiche des Kriechens bzw. der Kriechgeschwindigkeit zu unterscheiden sind: im primären Bereich nimmt die Kriechgeschwindigkeit stetig ab, im sekundären ist sie konstant und im tertiären nimmt sie progressiv zu.

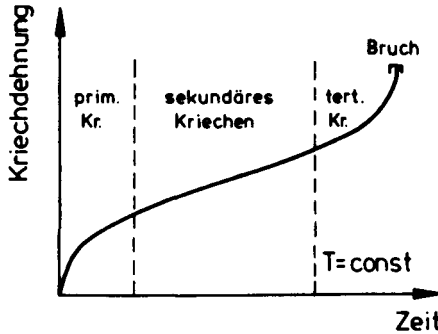


Bild 3.1: Grundform der Kriechdehnung

Die in /13/ angesprochene Definition des Kriechens beschränkt sich damit hauptsächlich auf den primären Kriechbereich, der beispielsweise bei Ermittlung der Dauerstandfestigkeit nicht überschritten werden darf, um die aufgebrauchte Spannung bruchfrei beliebig lange ertragen zu können. Bei Materialuntersuchungen bis zum Bruch unter Einwirkung von instationären Temperaturen müssen aber auch die Verformungen im sekundären und tertiären Bereich berücksichtigt werden. Besonders das ter-

tiäre Kriechen, das letztendlich zum Bruch führt, enthält neben viskosen Verformungen auch Verformungsanteile infolge struktureller Materialveränderungen /9, 14/ und bietet sich damit am ehesten zur Beschreibung des instationären Kriechens an.

Unter instationärem Kriechen werden in dieser Arbeit die nichtelastischen last- und temperaturabhängigen Verformungen verstanden. Wegen der starken Temperaturabhängigkeit dieser Kriechwerte werden sie allein als Funktion der Temperatur beschrieben. Eine zusätzliche, gesonderte Abspaltung von zeit- und temperaturabhängigen Verformungsanteilen, wie z.B. in /26/, wird hier nicht vorgenommen. Dieses Vorgehen wird in /9/ theoretisch für Beton und in /27/ für Stahl am Beispiel vom Druck-erweichungsversuch (DIN 51 053) bzw. des Verfahrens zur Bestimmung der Druckfeuerbeständigkeit (DIN 51 064) begründet.

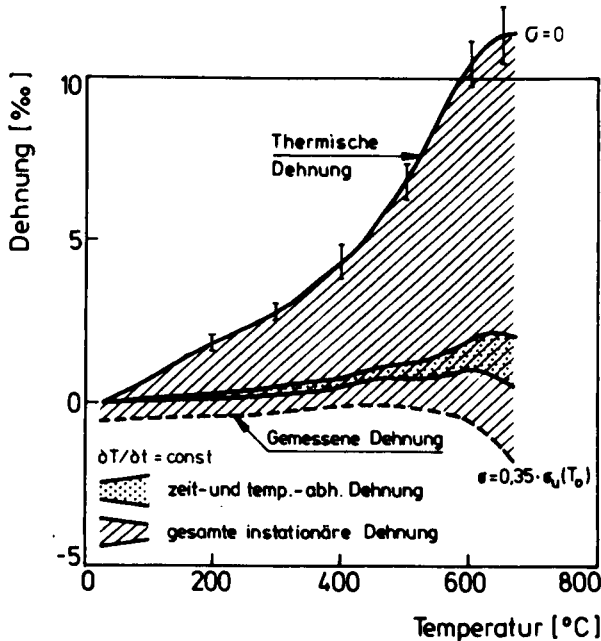


Bild 3.2: Anteil der zeit- und temperaturabhängigen Dehnung an der gesamten instationären Dehnung (aus/26/) am Beispiel Beton

Aus Bild 3.2 ist der untergeordnete Einfluß von zeit- und temperaturabhängigen Dehnungsanteilen an der gesamten instationären Dehnung zu erkennen. Den geringen Einfluß, den separierte zeit- und temperaturabhängige Dehnungsanteile bei der Beschreibung der gesamten instationären Dehnung ausüben, wird besonders deutlich bei Berücksichtigung der Streubreite der thermischen Dehnungen: sie übertrifft im gesamten Temperaturbereich die Größe der zeit- und temperaturabhängigen Dehnungsanteile. D.h., die angestrebte größere Genauigkeit bei der Beschreibung der gesamten instationären Dehnungen durch gesonderte Erfassung von zeit- und temperaturabhängigen Dehnungsanteilen wird übertroffen durch Ungenauigkeiten infolge unvermeidbarer Streuungen bei der Messung der thermischen Dehnung.

Im instationären Kriechversuch wird die Spannung während der Temperaturbeanspruchung konstant gehalten. Diese Voraussetzung ist in der Regel für eine einzelne Faser eines brandbeanspruchten Bauteilquerschnitts nicht gegeben. Dort erfährt jede Faser je nach ihrer Lage im Gesamtquerschnitt eine über die Zeit unterschiedlich verlaufende Spannungsänderung. Diese Spannungsgeschichte ist bei Beginn der Tragfähigkeitsanalyse nicht bekannt. Sie ergibt sich für statisch bestimmt gelagerte Bauteile als Folge der temperaturbedingten Veränderung der stofflichen Eigenschaften sowie aus der Veränderung des temperaturabhängigen Eigenspannungszustandes. Im folgenden Abschnitt 3.1 wird ein numerischer Ansatz für Beton entwickelt, der es ermöglicht, für brandbeanspruchte Querschnitte bei der elektronischen Berechnung des Spannungs- und Verformungszustandes die Spannungsgeschichte unmittelbar zu berücksichtigen.

Für den Spannstahl wird im Abschnitt 3.2 auf einen speziellen Ansatz zur Berücksichtigung der Spannungsgeschichte verzichtet; sie wird durch Integration der Kriechgeschwindigkeit über Bereiche mit konstantem Spannungsgradienten erfaßt. Dieser gegenüber dem Beton erhöhte numerische Aufwand ist vertretbar, weil in der Regel bei der numerischen Integration zur Bestimmung der inneren Schnittgrößen wesentlich weniger Integrationspunkte im Bereich der Stahleinlagen vorhanden sind als im Bereich des Betonquerschnitts.

3.1 Materialgesetz für Beton

Ansätze zur rheologischen Beschreibung des Hochtemperaturverhaltens von Beton werden in /42/ vorgelegt. Das Ziel der Studien ist die Entwicklung eines rheologischen Modells, das das Verhalten des Werkstoffs nicht nur bei veränderlicher Temperatur, sondern auch bei konstant angehobener Temperatur richtig wiedergibt. Erhebliche Schwierigkeiten entstehen bei der für ein solches komplexes rheologisches Modell erforderlichen Festlegung materialtypischer Temperaturfunktionen. In /9/ wird von SCHNEIDER gezeigt, daß bei einer theoretischen Ausführung, die sich ausschließlich auf eine phänomenologische Beschreibung des Materialverhaltens von Beton stützt, diese Schwierigkeiten entscheidend vermindert werden können. Dazu ist eine strenge Unterscheidung notwendig zwischen Eigenschaften, die unter isothermen, und solchen, die unter nichtisothermen Randbedingungen gewonnen werden. Anhand umfangreicher Auswertungen von experimentellen Untersuchungen aus /11/ sowie weiterer Meßwerte werden von SCHNEIDER in /9/ mit Hilfe theoretischer Analysen Kriechfunktionen für Normal- und Leichtbeton bei instationärer Temperaturbeanspruchung entwickelt. Die angewendeten Kriechfunktionen ergeben beim Vergleich mit Meßergebnissen gute Übereinstimmung; dies gilt für die Berechnung der Verformungen von instationär erwärmten Betonproben mit konstanter oder veränderlicher Belastung und ebenfalls für die Berechnung von Zwangskräften bei verformungsbehinderten Betonproben.

Ausgehend von der in /9/ dargestellten Theorie wird in dieser Arbeit ein numerischer Ansatz für das temperaturabhängige Materialverhalten von Beton entwickelt, der in seiner funktionalen Form eine effektive EDV-Bearbeitung von brandbeanspruchten Betonquerschnitten ermöglicht, insbesondere solcher Fälle, bei denen die zur Gleichgewichtslage gehörende Spannungsverteilung im vorhinein nicht bekannt ist, sondern erst iterativ ermittelt werden muß.

Der Ansatz gilt für Beton mit überwiegend quarzhaltigem Zuschlag, der im folgenden vereinfachend als Normalbeton oder auch nur als Beton bezeichnet wird.

3.1.1 Grundlagen

Im instationären Druckversuch wird eine unter konstanter Belastung stehende Betonprobe mit einer vorgegebenen Aufheizgeschwindigkeit erwärmt und dabei kontinuierlich die Gesamtverformung ϵ_{ges} gemessen. Die Gesamtverformung setzt sich aus mindestens fünf Anteilen zusammen:

- thermische Dehnung ϵ_{th}
- Schwinden ϵ_s
- elastische Dehnung ϵ_{el}
- plastische Dehnung ϵ_{pl}
- instationäre Kriechdehnung ϵ_k

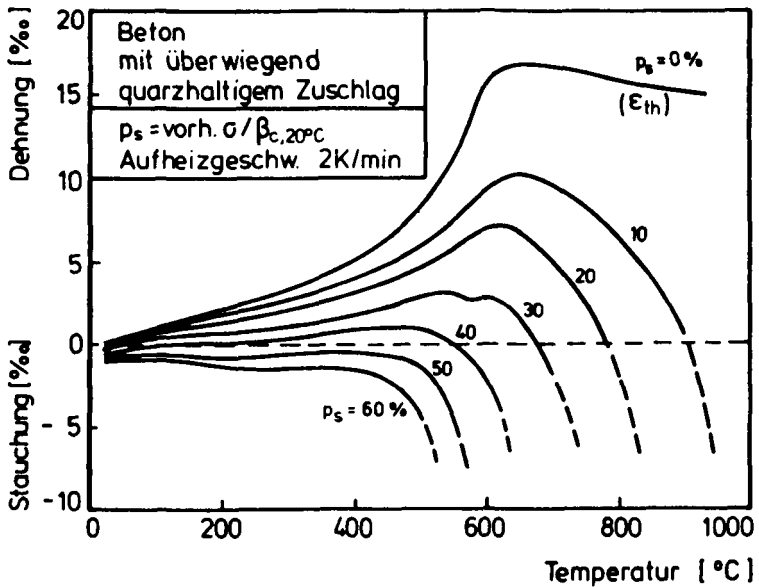


Bild 3.3: Gesamtverformungen bei instationärer Temperaturbeanspruchung

Zur Bestimmung der Einzelanteile werden Paralleluntersuchungen zu den instationären Kriechversuchen durchgeführt: an unbelastet aufgeheizten Betonproben werden die thermischen Dehnungen ermittelt, wobei davon ausgegangen wird, daß die Schwindverformungen in den thermischen Deh-

nungen enthalten sind, eine zulässige Annahme, weil die Versuchskörper unversiegelt geprüft werden /11/. Ebenfalls an unbelastet erwärmten Betonproben wird der zur Ermittlung der elastischen Dehnung erforderliche temperaturabhängige Elastizitätsmodul gewonnen. Die beiden noch nicht bestimmten Dehnungsanteile (plastische Dehnung und instationäre Kriechdehnung) ergeben sich als Differenz zwischen der thermischen Dehnung und der Summe aus gemessener Gesamtdehnung und temperaturabhängiger elastischer Dehnung. Im Bild 3.3 sind die gemessenen Gesamtverformungen über der Temperatur für einen Normalbeton aufgetragen.

3.1.2 Materialgleichung

Aus den im Bild 3.3 gezeigten Verformungsverläufen wird deutlich, daß die Differenz zwischen der thermischen Dehnung und der gemessenen Gesamtdehnung jeweils den durch die vorhandene Belastung verursachten Dehnungsanteil ϵ wiedergibt. Dieser last- und temperaturabhängige Dehnungsanteil ϵ wird in einen elastischen und einen nichtelastischen Anteil - der instationären Kriechdehnung - aufgespalten. Anhand umfangreicher Untersuchungen wird in /9/ festgestellt, daß für nicht zu hohe Spannungsausnutzung ($\bar{\sigma} \approx 0,6 \cdot \beta_c$) sowie für Temperaturen von über 200 °C die nichtelastische Dehnung annähernd linear von der Spannung abhängt, so daß unter Verwendung eines temperaturabhängigen Kriechmoduls $M(T)$ geschrieben werden kann:

$$\epsilon_k(T) = \frac{\bar{\sigma}}{M(T)} \quad (3.1)$$

Zusammen mit den elastischen Dehnungen und nach Einführung einer temperaturabhängigen Kriechfunktion $\varphi(T)$ nach Gleichung (3.2)

$$\varphi(T) = [\epsilon_{th}(T) - \epsilon_{ges}(T)] \cdot \frac{E(T)}{\bar{\sigma}} - 1 \quad (3.2)$$

wird die Summe aus elastischen und nichtelastischen Dehnungen nach Gleichung (3.3) berechnet:

$$\epsilon(T) = \frac{\bar{\sigma}}{E(T)} [1 + \varphi(T)] \quad (3.3)$$

In Gleichung (3.3) bedeuten $\bar{\sigma}$ eine konstante Spannung, $\varphi(T)$ die temperaturabhängige Kriechfunktion nach Bild 3.4 und $E(T)$ den temperaturab-

hängigen Elastizitätsmodul nach Bild 3.5. Die funktionale Beschreibung des Elastizitätsmoduls wird gegenüber der in /9/ angegebenen analytischen Beziehung geringfügig modifiziert, um im gesamten Temperaturbereich eine stetige und einfach stetig differenzierbare Funktion zu erhalten. Die Abweichung zwischen dem in /9/ angegebenen und dem im Bild 3.5 gezeichneten Funktionsverlauf liegt unterhalb der Zeichengenauigkeit, so daß der im Bild 3.5 angegebene Funktionsverlauf weiterhin als repräsentative Materialbeziehung für die in /9/ diskutierten Normalbetone angesehen werden kann.

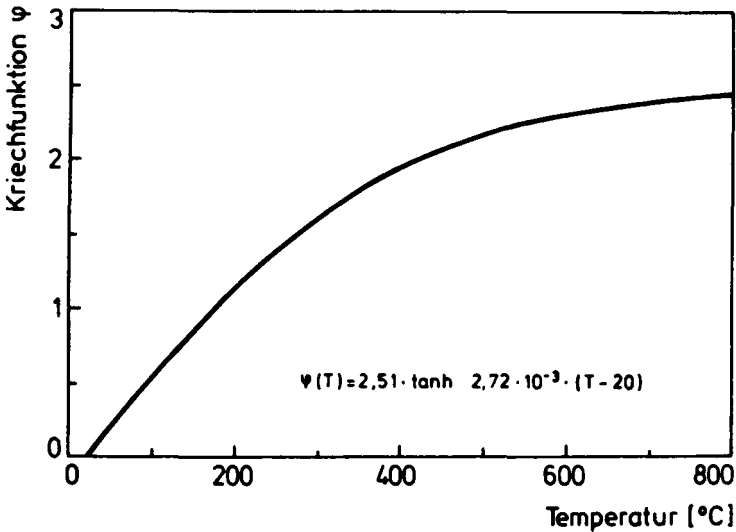


Bild 3.4: Temperaturabhängige Kriechfunktion von Normalbeton
(aus /9/)

In Gleichung (3.3) ist implizit die Einschränkung enthalten, daß die Aufheizgeschwindigkeit zwischen 0,5 K/min und 10 K/min liegt und die Spannungsausnutzung nicht über 60 % der Kurzzeitfestigkeit ansteigt /5, 9/. Versuchsauswertungen von instationär erwärmten Betonproben (Zylinder mit 8 cm Durchmesser und 30 cm Höhe) zeigen, daß unter diesen Voraussetzungen der Einfluß der Aufheizgeschwindigkeit auf die Verformungsentwicklung der Betonproben gering ist und damit die Aufheizgeschwindigkeit bei der Formulierung der Materialgleichungen vernachlässigt werden kann. Die Spannungsausnutzung von $0,6 \beta_c$ wird bei Raum-

temperatur im allgemeinen nicht überschritten, weil DIN 4227 Teil 1 /15/ die zulässige Spannung für den Gebrauchszustand auf niedrigere Werte begrenzt.

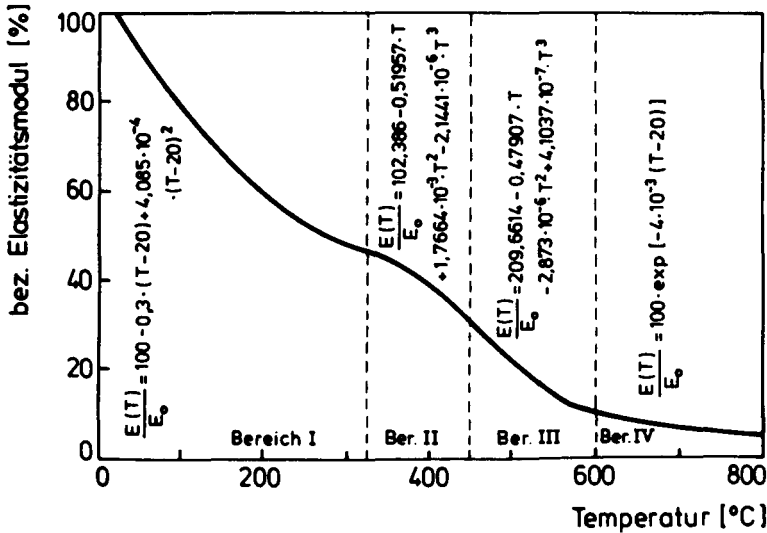


Bild 3.5: Temperaturabhängiger Elastizitätsmodul von Normalbeton

Im Bauteilquerschnitt treten die größten Aufheizgeschwindigkeiten während der ersten Minuten der Brandeinwirkung in den Randzonen auf /37/. Dort werden in Abhängigkeit von den Querschnittsabmessungen und der Betonfeuchte Aufheizgeschwindigkeiten von über 40 K/min erreicht. Im Bild 3.6 ist für einen Rechteckquerschnitt exemplarisch für verschiedene Querschnittsstellen der Verlauf der Aufheizgeschwindigkeit während der Brandeinwirkung dargestellt. Die Kurvenverläufe für die im Betonquerschnitt liegenden Punkte geben durch bereichsweise verringerte bzw. konstante Aufheizgeschwindigkeit deutlich den Einfluß des Temperaturhaltepunktes bei $T \approx 100$ °C wieder.

Für das ausgewählte Beispiel ergibt sich eine äußere Randzone von ungefähr 3 cm Breite, in der die Aufheizgeschwindigkeit in den ersten Minuten der Brandeinwirkung über 10 K/min liegt. Für diese Querschnittsbe-
reiche müßte somit eine \dot{T} -Abhängigkeit in den Materialgleichungen berücksichtigt werden.

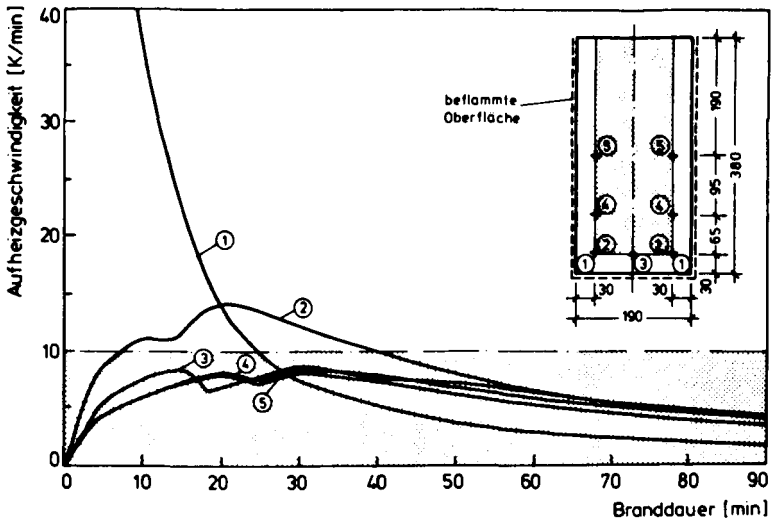


Bild 3.6: Aufheizgeschwindigkeiten in einem Betonquerschnitt
 $b/d = 190/380$ mm; Brandraumtemperaturverlauf nach ETK

Da aber in der Randzone aufgrund der hohen Aufheizgeschwindigkeit sehr schnell eine Materialentfestigung einsetzt und außerdem bei den in dieser Arbeit untersuchten biegebeanspruchten Bauteile große Anteile der Randzone im Bereich der Biegezug- bzw. der vorgedrückten Biegezugzone liegen, wo ihr Anteil am Abtrag der Betondruckspannungen naturgemäß gering ist, wird für den gesamten Betonquerschnitt bei der Berechnung der Spannungen die \dot{T} -unabhängige Materialgleichung (3.3) benutzt.

Bei der Anwendung von Gleichung (3.3) muß die besondere Definition der Φ -Funktion beachtet werden: im Gegensatz zur Berechnung bei Normaltemperatur, bei der die Kriechfunktion im allgemeinen auf den E-Modul nach 28 Tagen Betonalter bezogen wird /15, 16/, gilt für die Φ -Funktion im instationären Hochtemperaturbereich der momentane, d.h. der im betrachteten Augenblick vorhandene, temperaturabhängige E-Modul als Bezugswert. Außerdem muß bei der Berechnung im Hochtemperaturbereich die

temperaturabhängige Veränderung der elastischen Anfangsdehnung berücksichtigt werden. Aus Bild 3.5 wird deutlich, daß es bei einer instationären Temperaturbeanspruchung nicht zulässig ist, die bei Normaltemperatur üblicherweise vernachlässigte Zeitabhängigkeit des E-Moduls ($E(t) \cong E_0$) in entsprechender Weise auf die Temperaturabhängigkeit zu übertragen.

Da es sich bei den instationären Kriechversuchen an Beton um Druckversuche handelt, sind in den folgenden Ableitungen für Beton -wenn nicht anders vermerkt- unter positiven Spannungen immer Druckspannungen und unter den zugehörigen Dehnungen immer Verkürzungen in bezogener Form zu verstehen.

3.1.3 Rechenverfahren

Bei konstanter Belastung wird die spannungs- und temperaturabhängige instationäre Dehnung nach Gl. (3.3) berechnet. Im Bild 3.7 sind für einige ausgesuchte Spannungen die berechneten Dehnungsverläufe über der Temperatur aufgetragen.

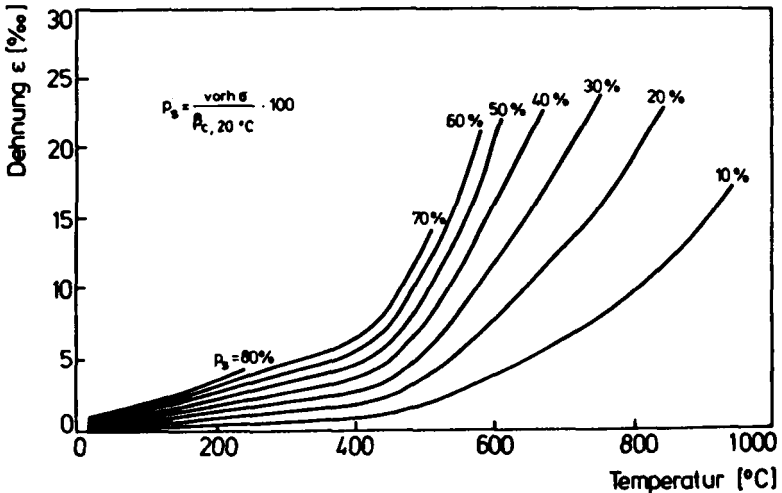


Bild 3.7: Spannungs- und temperaturabhängige instationäre Dehnung von Normalbeton (Rechenwerte)

Tritt eine Spannungsstufe $\delta\sigma$ bei der Temperatur T_i auf (Bild 3.8a), so wird die Dehnung bei der Temperatur T_1 nach Gl. (3.4) berechnet:

$$\epsilon(T_1) = \frac{\bar{\sigma}}{E(T_1)} [1 + \varphi(T_1)] - \frac{\delta\sigma(T_i)}{E(T_i)} \cdot \varphi(T_i) \quad (3.4)$$

Die stetige Spannungsänderung $\sigma(T)$ nach Bild 3.8b wird als eine Folge von Lastfällen mit den Spannungsstufen $d\sigma(T) = (d\sigma(T)/dT) \cdot dT$ aufgefaßt; diese Spannungsänderungen rufen bei der Temperatur T_1 Dehnungen entsprechend Gleichung (3.5) hervor.

$$\epsilon(T_1) = \frac{\sigma(T_1)}{E(T_1)} [1 + \varphi(T_1)] - \int_{T_0}^{T_1} \frac{d\sigma(T)}{dT} \cdot \frac{1}{E(T)} \varphi(T) dT \quad (3.5)$$

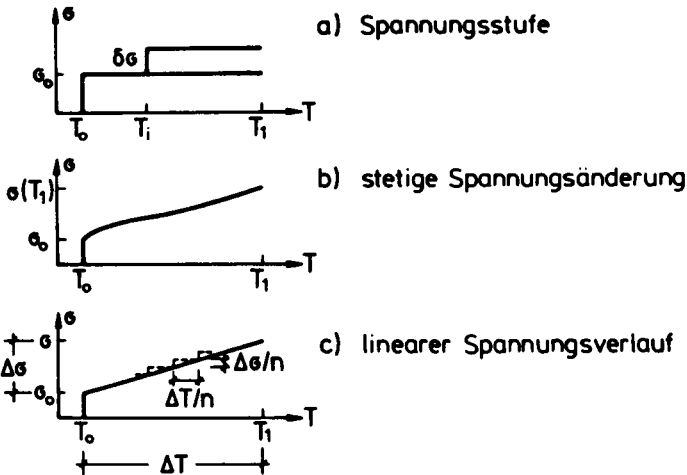


Bild 3.8: Spannungsgeschichten

Eine direkte Integration von Gleichung (3.5) setzt die Kenntnis über den Verlauf der Spannungsänderung voraus. Zusätzlich wird die Anwendung von Gl. (3.5) dadurch erschwert, daß die Größen $E(T)$ und $\varphi(T)$ als temperaturabhängige Werkstoffkennwerte zu berücksichtigen sind, die sich einer handlichen mathematischen Formulierung entziehen und so einer geschlossenen Lösung der Integralgleichung entgegenstehen. Auf die Bedeutung, die Stoffwerte temperaturabhängig zu erfassen, wurde bereits hingewiesen.

Als erste Vereinfachung bei der numerischen Auswertung von Gl. (3.5) wird deshalb zunächst von der Annahme eines linearen Spannungsverlaufs im Temperaturintervall ΔT ausgegangen.

Diese Voraussetzung kann getroffen werden, da bei der Verformungsbeurteilung brandbeanspruchter Bauteile der temperaturabhängige Verlauf der Spannungen im vorhinein nicht bekannt ist und bei ausreichend kleiner Vorgabe des Temperaturintervalls ΔT jede beliebige Spannungsgeschichte durch lineare Spannungsverläufe angenähert werden kann. Durch Aufteilung des linearen Spannungsverlaufs in n -gleiche Spannungsstufen nach Gl. (3.7) wird der Integralausdruck in Gl. (3.5) durch den Summenausdruck in Gl. (3.6) ersetzt (Bild 3.7c).

$$\epsilon(T_1) = \frac{\sigma}{E(T_1)} [1 + \psi(T_1)] + \sum_{i=1}^{n-1} (\sigma_i - \sigma_{i+1}) \frac{\psi_i}{E_i} \quad (3.6)$$

$$\sigma_i - \sigma_{i+1} = -\frac{1}{n} \Delta\sigma \quad (3.7)$$

An den Spannungsstufen ergeben sich die diskreten Temperaturwerte T_i nach Gl. (3.8), wobei die bezogene Laufvariable i/n im folgenden mit x bezeichnet wird (Gl. (3.9)):

$$T_i = T_0 + \Delta T \cdot \frac{i}{n} \quad (3.8)$$

$$x = \frac{i}{n} \quad (3.9)$$

Durch Einsetzen von Gl. (3.8) und Gl. (3.9) wird die in Abschnitt 3.1.2 definierte Temperaturfunktion der Kriechzahl (Bild 3.4) und des E-Moduls (Bild 3.5) in eine Funktion der Laufvariablen x überführt (Gl. 3.10) und Gl. (3.11)). Für den E-Modul ist dabei die nach Bild 3.5 unterschiedliche funktionale Beschreibung in den Temperaturbereichen I bis IV zu beachten.

$$\psi(x) = 2,51 \tanh(B_0 + B_1 x) \quad (3.10)$$

$$E(x) = \frac{E_0}{100} (C_0 + C_1 x + C_2 x^2 + C_3 x^3) \quad (\text{Bereich I/III}) \quad (3.11a)$$

$$E(x) = E_0 \cdot \exp(C_0 + C_1 x) \quad (\text{Bereich IV}) \quad (3.11b)$$

Im weiteren wird zunächst nur der Summenausdruck in Gl. (3.6) - unter Berücksichtigung der Gleichungen (3.7), (3.10) und (3.11) - betrachtet; alle nicht temperaturabhängigen Konstanten sind in Tabelle 3.1 zusammengefaßt.

Mit den in Tabelle 3.1 aufgelisteten Abkürzungen läßt sich der Summenausdruck aus Gl. (3.6) schreiben:

$$\epsilon_{\Delta} = A \cdot \sum_{x_1}^{x_{n-1}} \frac{1}{n} f(x) \quad (3.12)$$

mit den Summationsgrenzen $x_1 = 1/n$ und $x_{n-1} = (n-1)/n$ sowie der Funktion $f(x)$ nach Gl. (3.13):

$$f(x) = \frac{\tanh(B_0 + B_1 x)}{C_0 + C_1 x + C_2 x^2 + C_3 x^3} \quad (\text{Bereich I/III}) \quad (3.13a)$$

$$f(x) = \frac{\tanh(B_0 + B_1 x)}{\exp(C_0 + C_1 x)} \quad (\text{Bereich IV}) \quad (3.13b)$$

Der Übergang von der genäherten, stufenweisen Spannungsänderung in einen kontinuierlichen linearen Spannungsverlauf wird durch Entwicklung der Funktion $f(x)$ in die McLaurinsche Form der Taylorschen Reihe

$$f(x) = f(0) + \frac{f'(0)}{1!} \left(\frac{i}{n}\right) + \frac{f''(0)}{2!} \left(\frac{i}{n}\right)^2 + \dots + \frac{f^{(k)}(0)}{k!} \left(\frac{i}{n}\right)^k \quad (3.14)$$

und anschließender Bildung der Partialsummen für die Laufvariable i/n

$$S_n^{(0)} = \sum_{i=1}^{n-1} 1 = n - 1$$

$$S_n^{(1)} = \sum_{i=1}^{n-1} \left(\frac{i}{n}\right) = \frac{1}{2} (n - 1) \quad (3.15)$$

⋮

$$S_n^{(6)} = \sum_{i=1}^{n-1} \left(\frac{i}{n}\right)^6 = \frac{1}{42} \frac{6n^7 - 21n^6 + 21n^5 - 7n^3 + n}{n^6}$$

und schließlich durch die Berechnung des Grenzwertes der Partialsummenfolge vorgenommen:

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \frac{1}{n} S_n^{(k)} = \frac{1}{k+1} \quad (3.16)$$

Temp.-bereich	T [°C]	$A \cdot \frac{E(\Delta 0^\circ\text{C})}{\Delta\sigma}$	B_0	$\frac{B_1}{\Delta T} \cdot 10^3$	$C_0 \cdot 10^2$	$\frac{C_1}{\Delta T} \cdot 10^2$	$\frac{C_2}{(\Delta T)^2} \cdot 10^6$	$\frac{C_3}{(\Delta T)^3} \cdot 10^9$
I	≥ 20 ≤ 325	- 2,51	0	2,72	100	-0,3	4,085	0
II	> 325 ≤ 450		0,8296		46,4988	-0,05082	- 3,241	-21,441
III	> 450 ≤ 600		1,1696		30,8931	-0,23236	5,5113	4,1037
IV	> 600		1,5776		- 232	$4 \cdot 10^{-1}$	0	0

Tabelle 3.1: Konstanten zur Berechnung von $\Phi(x)$ und $E(x)$ nach Gl. (3.10) bzw. Gl. (3.11)

Nach Durchführung der Rechenoperationen entsprechend Gl. (3.14) bis Gl. (3.16) erhält der Summenausdruck in Gl. (3.6) die Form

$$\epsilon_{\Delta} = A \cdot \left\{ f(0) + \frac{1}{2} \frac{f'(0)}{1!} + \frac{1}{3} \frac{f''(0)}{2!} + \dots + \frac{1}{k+1} \frac{f^{(k)}(0)}{k!} \right\} \quad (3.17)$$

In Gl. (3.17) sind alle temperaturabhängigen Terme in der geschweiften Klammer zusammengefaßt, während im Vorwert A die im betrachteten Temperaturintervall vorliegende Spannungsgeschichte berücksichtigt wird.

$$\epsilon_{\Delta} = F(\Delta\sigma, T) = F_1(\Delta\sigma) \cdot F_2(T) \quad (3.18)$$

Durch diese funktionale Trennung zwischen spannungs- und temperaturabhängigen Variablen läßt sich der temperaturabhängige Anteil in Gl. (3.17) für einen beliebigen Spannungswert $\Delta\sigma$ über den gesamten Temperaturbereich ($20^\circ\text{C} \leq T \leq 1000^\circ\text{C}$) in einer Vorlaufrechnung auswerten; für die tatsächlich vorhandene Spannungsdifferenz $\Delta\sigma$ wird der in der Vorlaufrechnung ermittelte Verformungswert $\bar{\epsilon}_{\Delta}$ mit dem Verhältnis der vorhandenen zur angenommenen Spannungsdifferenz multipliziert. Im Bild 3.9 ist das Ergebnis der Auswertung von Gl. (3.17) dargestellt; die Taylorsche Reihe wurde dabei bis zum 5. Reihenglied berücksichtigt.

Den Berechnungen liegen die folgenden Annahmen zugrunde: der gesamte Temperaturbereich wird zunächst in einzelne Temperaturintervalle ΔT unterteilt, die sich jeweils über den Bereich $T_0 = 20^\circ\text{C}$ bis T_A erstrecken, wobei T_A als obere Grenze des Temperaturintervalls in jedem Rechenschritt um $\tilde{T} = 5^\circ\text{C}$ erhöht wird (s. Skizze im Bild 3.9).

Die Spannung steigt in jedem Temperaturintervall von $\sigma_0(T_0) = 0$ kontinuierlich auf den Wert $\sigma_A(T_A) = 1,0 \text{ N/mm}^2$ an, d.h. in jedem Temperaturintervall ergibt sich als Spannungsdifferenz $\Delta \bar{\sigma} = \sigma_A(T_A) - \sigma_0(T_0) = 1,0 \text{ N/mm}^2$. Der Elastizitätsmodul wird mit $E_0 = E(20^\circ\text{C}) = 1,0 \text{ N/mm}^2$ festgesetzt. Im Bild 3.9 sind die unter diesen Voraussetzungen berechneten, jeweils der Temperatur T_A zugeordneten Verformungen $\bar{\epsilon}_\Delta$, für den Temperaturbereich $T_A = 20^\circ\text{C}$ bis $T_A = 1000^\circ\text{C}$ dargestellt.

Die Verformungswerte $\bar{\epsilon}_\Delta$ von Bild 3.9 entsprechen dem Summenausdruck in Gl. (3.6), d.h. sie geben die Verformungsdifferenzen an, die entstehen, wenn in den vorgegebenen Temperaturintervallen mit konstanter Spannung $\bar{\sigma} = 1,0 \text{ N/mm}^2$ anstelle einer konstanten Spannungszunahme von $\sigma_0(T_0) = 0$ auf $\sigma_A(T_A) = 1,0$ gerechnet wird.

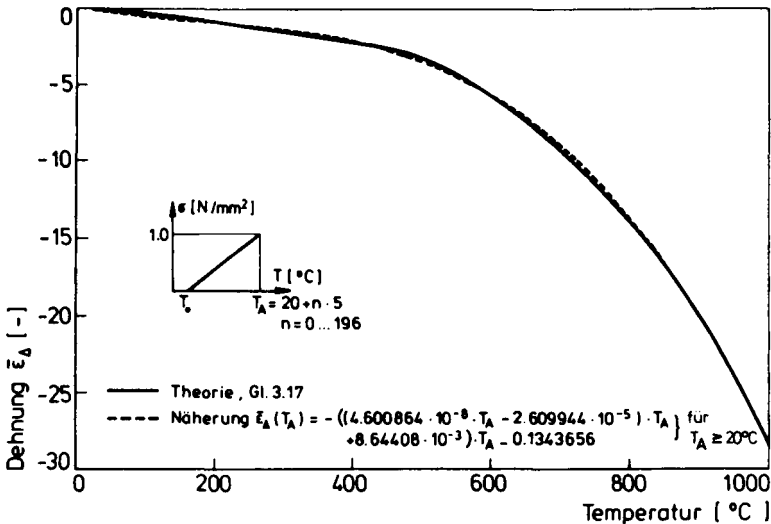


Bild 3.9: Dehnung $\bar{\epsilon}_\Delta$, für $E(20^\circ\text{C}) = 1,0 \text{ N/mm}^2$ und $\Delta \bar{\sigma} = 1,0 \text{ N/mm}^2$

Mit der Auswertung des temperaturabhängigen Anteils von Gl. (3.17) entsprechend Bild 3.9 errechnet sich der Verformungswert nach Gl. (3.18) für einen linearen Spannungsverlauf $\Delta\sigma$ und einen Elastizitätsmodul E_0 im Temperaturintervall $\Delta T = T_i - T_0$:

$$\epsilon_{\Delta} = \bar{\epsilon}_{\Delta}(T_i) \cdot \frac{\Delta\sigma}{E_0} \quad (3.19)$$

Eine wesentliche Vereinfachung bei der Anwendung von Gl. (3.19) wird dadurch erzielt, daß anstelle der auszuwertenden Gl. (3.17) nach Bild 3.9 mit der im gleichen Bild eingezeichneten Näherung für $\bar{\epsilon}_{\Delta}$ gerechnet wird.

Bei brandbeanspruchten Bauteilquerschnitten wird sich für einzelne Querschnittsbereiche nach einer anfänglichen Spannungserhöhung mit zunehmender Branddauer eine Spannungsverminderung infolge der temperaturbedingten Materialentfestigung einstellen. Die Verformung für eine solche Spannungsgeschichte wird nach Gl. (3.20) berechnet.

$$\epsilon(T_n) = \frac{\sigma_n}{E(T_n)} [1 + \psi(T_n)] + \sum_{i=1}^n (\bar{\epsilon}_{\Delta,i} - \bar{\epsilon}_{\Delta,i-1} \cdot \delta T) \frac{\sigma_i - \sigma_{i-1}}{E_0 \cdot (1 - \delta T)} \quad (3.20)$$

$$\delta T = (T_{i-1} - T_0) / (T_i - T_0) \quad (3.20a)$$

Hingewiesen sei an dieser Stelle auf den eindeutigen Zusammenhang zwischen der Temperatur T im Beton und der Zeit t :

$$dT = g'(t) \cdot dt \quad \text{mit } g'(t) > 0 \quad (3.21)$$

Mit der Bedingung der Gl. (3.21) wird die bezogene Temperaturdifferenz nach Gl. (3.20a) $\delta T < 1,0$, bzw. der Nenner im Summenausdruck von Gl. (3.20) wird immer ungleich von Null.

Bei einer numerischen, iterativen Berechnung der Spannung $\sigma(T_n)$ lassen sich die Verformungswerte aus der Spannungsgeschichte bis zur Temperatur T_{n-1} in einer Vorlaufrechnung bestimmen, so daß der Iterationszyklus nur über die Spannungsänderung im Temperaturintervall $\Delta T = T_n - T_{n-1}$ durchzuführen ist. Werden alle von der Spannungsgeschichte nicht abhängigen Anteile des 2. Anteils auf der rechten Seite von Gl. (3.20) in einer Größe C zusammengefaßt, dann erhält Gl. (3.20) die für die iterative Spannungsermittlung vorteilhafte Form der

Gl. (3.22):

$$\epsilon(T_n) = \frac{\sigma_n}{E(T_n)} [1 + \psi(T_n)] + \sum_{i=1}^{n-1} \epsilon_{\Delta} + \frac{(\sigma_n - \sigma_{n-1})}{E_0} \cdot C \quad (3.22)$$

$$C = (\bar{\epsilon}_{\Delta,n} - \bar{\epsilon}_{\Delta,n-1} \cdot \delta T) / (1 - \delta T) \quad (3.22a)$$

3.1.4 Versagenskriterium

Der instationäre Druckversuch wird in der Regel kurz vor Erreichen der vollständigen Betonzerstörung abgebrochen. Damit wird vermieden, daß die Meßinstrumente bei der kurz vor dem Versagen auftretenden hohen Verformungsgeschwindigkeit beschädigt werden. Aus den im Versuch aufgezeichneten Verformungsverläufen (Bild 3.3) wird deutlich, daß die dem Versagen zugeordnete kritische Betontemperatur relativ genau, die zum Versagen gehörende Bruchstauchung aber infolge der hohen Verformungsgeschwindigkeit nur angenähert bestimmt werden kann.

Um eine Aussage über den Verformungszustand im Augenblick des Versagens zu bekommen, wird in /9/ vorgeschlagen, aus den Dehnungen entsprechend Gl. (3.22) die Verformungsgeschwindigkeit zum Versagenszeitpunkt abzuleiten. Dazu muß Gl. (3.22) nach der Zeit differenziert werden. Die in Gl. (3.22) enthaltenen temperaturabhängigen Funktionen werden durch die Differentiation "aufgerauht", wodurch die Zielfunktion, d.h. die Verformungsgeschwindigkeit, unter Umständen bereichsweise oder punktuell verfälscht wird. Dies ist insbesondere dann der Fall, wenn die zu differenzierende Funktion in ihren Ableitungen Knicke oder Sprungstellen enthält. Beim temperaturabhängigen Elastizitätsmodul-Verlauf, der als Polynomansatz bzw. als Exponentialfunktion hauptsächlich unter dem Gesichtspunkt festgelegt wurde, die durch die vorhandenen Meßwerte gegebene Charakteristik des Elastizitätsmodul-Abbaus unter Temperatureinwirkung zu erfassen, weist die 1. Ableitung an den Temperaturbereichsgrenzen Knicke auf (s. Abschnitt 3.1.2), die sich auch auf den Verlauf der zu berechnenden Verformungsgeschwindigkeit auswirken.

Um den auf diese Art durch das Differenzieren entstehenden Eindruck einer sprunghaften Geschwindigkeitsänderung entgegenzuwirken, wird die Funktion des temperaturabhängigen Elastizitätsmoduls in der folgenden

Berechnung im Bereich der Temperaturbereichsgrenzen numerisch differenziert. Die numerische Differentiation beschränkt sich auf einen Temperaturbereich von $\Delta T = \pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$ um die Temperaturbereichsgrenzen, so daß der typische Verlauf der Verformungsgeschwindigkeit durch diesen Prozeß des Differenzierens nicht verändert wird. Zum numerischen Differenzieren wird die in /31/ beschriebene Ausgleichsparabel 2. Ordnung benutzt. Sie reicht über 5 äquidistante Funktionswerte und gibt die Ableitung für den mittleren Funktionswert an.

Die Verformungsgeschwindigkeit für den Fall der konstanten Spannungsänderung wird nach Gl. (3.23) berechnet.

$$\dot{\epsilon}(T_n) = \beta \cdot \left\{ \sigma_n \frac{\psi'(T_n) \cdot E(T_n) - [1 + \psi(T_n)] \cdot E'(T_n)}{E^2(T_n)} \right. \quad (3.23)$$

$$\left. + \sum_{i=1}^{n-1} \epsilon_{\Delta}^i + \frac{(\sigma_n - \sigma_{n-1})}{E_0} \cdot C'(T_n) \right\}$$

β ist die lineare Aufheizgeschwindigkeit. Der Einfluß der Spannungsänderung auf die Verformungsgeschwindigkeit wird durch die beiden letzten Ausdrücke in der geschweiften Klammer von Gl. (3.23) berücksichtigt. Die Ableitung von $C(T_n)$ nach der Temperatur zeigt Gl.(3.24):

$$C'(T_n) = C_1'(T_n) - \bar{\epsilon}_{\Delta}(T_{n-1}) \cdot C_2'(T_n) \quad (3.24)$$

$$\text{mit } C_1'(T_n) = \{C_s \cdot \bar{\epsilon}_{\Delta}'(T_n) + \bar{\epsilon}_{\Delta}(T_n) \cdot \delta T'(T_n)\} / C_s^2$$

$$C_s = 1 - \delta T(T_n)$$

$$\delta T'(T_n) = (T_0 - T_{n-1}) / (T_n - T_0)^2$$

$$C_2'(T_n) = \delta T'(T_n) / C_s^2$$

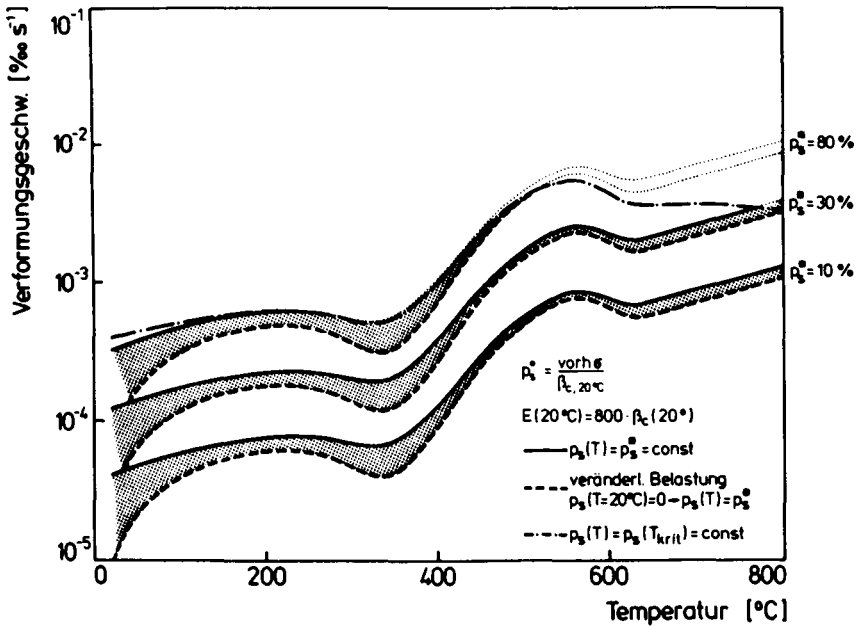


Bild 3.10: Verformungsgeschwindigkeiten

Im Bild 3.10 ist die Auswertung von Gl. (3.23) für drei unterschiedliche Spannungen dargestellt; die durchgezogenen Kurven gelten für konstante Spannungen, die strichlierten Kurven für Spannungen, die bis zur betrachteten Temperatur kontinuierlich vom Wert $\sigma = 0$ auf den angegebenen Spannungswert anwachsen. Als strichpunktierter Kurvenverlauf ist im Bild 3.10 die kritische Verformungsgeschwindigkeit eingezeichnet. Sie wurde unter der Annahme berechnet, daß die Betonprobe konstant mit der zur jeweiligen Temperatur gehörenden maximalen Betonspannung belastet ist. Die maximale Betonspannung entspricht dabei der zur kritischen Betontemperatur gehörenden Betonspannung. Als kritische Betontemperatur wird in /9/ diejenige Temperatur bezeichnet, die ein unter konstanter Druckspannung homogen erwärmter Betonkörper bis zum Versagen gerade erreicht (Bild 3.11).

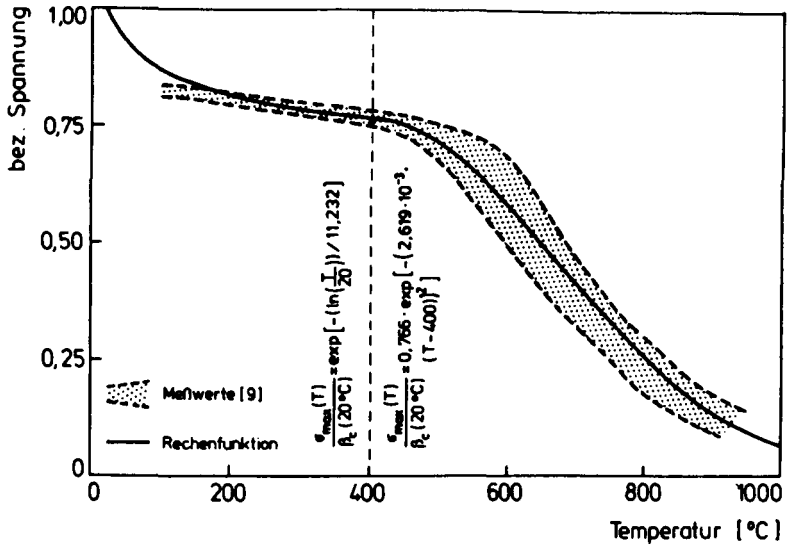


Bild 3.11: Betonspannung bei der kritischen Betontemperatur

Der im Bild 3.10 über der Temperatur aufgetragene Verlauf der Verformungsgeschwindigkeit läßt sich in drei typische Bereiche unterteilen: im ersten Bereich von $T = 20^\circ\text{C}$ bis $T \approx 350^\circ\text{C}$ verändert sich die Verformungsgeschwindigkeit nur geringfügig. Im zweiten Bereich zwischen $T \approx 350^\circ\text{C}$ und $T \approx 550^\circ\text{C}$ wächst die Verformungsgeschwindigkeit um annähernd eine Zehnerpotenz an, und im dritten Bereich für Temperaturen, die größer als 600°C sind, wird die Verformungsgeschwindigkeit dann exponentiell größer.

Aus dem Vergleich der Verformungsgeschwindigkeit für konstante und linear veränderliche Spannung (Spannungsgeschichte) wird sichtbar, daß die Spannungsgeschichte nur bis zu Temperaturen von ca. 450°C die Verformungsgeschwindigkeit deutlich beeinflusst. Für Temperaturen von über 450°C ist die Verformungsgeschwindigkeit nahezu unabhängig von der Spannungsgeschichte, d.h. für diese Temperaturen hängt die Verformungsgeschwindigkeit hauptsächlich von der Größe der vorliegenden Endbelastung ab.

Die zur maximalen Betonspannung gehörende kritische Verformungsge-

schwindigkeit beschreibt für die jeweilige Temperatur die größtmögliche Verformungsgeschwindigkeit; Werte oberhalb der kritischen Verformungsgeschwindigkeit haben nur theoretischen Charakter und sind deshalb im Bild 3.10 dünn punktiert eingezeichnet.

Die größte Verformungsgeschwindigkeit von $\dot{\epsilon} = 0,56 \cdot 10^{-2} \text{ s}^{-1}$ wird bei einer Temperatur von $560 \text{ }^{\circ}\text{C}$ und einer Spannung von ungefähr 65 % der Zylinderdruckfestigkeit bei Raumtemperatur erreicht.

3.2 Materialgesetz für Spannstahl

Auf dem Gebiet des Werkstoffverhaltens von Stahl bei hohen Temperaturen hat in den letzten 20 bis 30 Jahren eine starke Intensivierung der Forschungstätigkeit stattgefunden. Die Arbeiten waren u.a. auf die Klärung der metallphysikalischen Zusammenhänge als Voraussetzung für die gezielte Weiterentwicklung kriechbeständiger Werkstoffe sowie auf die Entwicklung und physikalische Begründung von Kriech- und Bruchhypothesen für die Beurteilung des Kriechverhaltens unter mehrachsiger Beanspruchung ausgerichtet /14/.

Das Werkstoffverhalten von Stahl wird durch makroskopische, mikroskopische und/oder submikroskopische Betrachtungsweisen vorgenommen /18/. Die beiden letzten, auch atomistische Betrachtungsweisen genannt, liefern im mikroskopischen Bereich mit Hilfe von lichtoptischen, röntgenographischen und elektronenoptischen Methoden Erkenntnisse über den Aufbau des Gefüges und seiner Bestandteile, d.h. durch sie werden die physikalischen und metallurgischen Grundlagen zur Erklärung bestimmter Vorgänge, z.B. der Hochtemperatur-Plastizität, geschaffen. Besonders in der Werkstoffwissenschaft sind diese differenzierten Aussagen erforderlich.

In der Festigkeitslehre ist die makroskopische Betrachtungsweise üblich. Sie greift zur Beschreibung des Werkstoffs auf Werkstoffkenngrößen wie beispielsweise Ausdehnungskoeffizient, Elastizitätsmodul und Festigkeit zurück. Für praktisch eingesetzte Materialien, die durch Vorbehandlung oder aufgrund ihrer chemischen Zusammensetzung in der Regel einer atomistischen Betrachtungsweise nur begrenzt zugänglich sind, stellt die makroskopische Betrachtungsweise die angemessene Möglichkeit dar, um das Materialverhalten unter instationärer Temperatureinwirkung beschreiben zu können.

Spannstähle sind in der Bundesrepublik Deutschland keine genormten, sondern zulassungspflichtige Baustoffe. Nach Art der Herstellung und der dabei erzielten Festigkeiten wird unterschieden zwischen naturharten Stabstählen (z.B. St 835/1030) sowie vergüteten (z.B. St1420/1570) und kaltgezogenen Spannstahl-Drähten (z.B. St 1570/1770). Je nach Art der Herstellung zeigen die Spannstähle bei Einwirkung von hohen Temperaturen ein stark unterschiedliches Festigkeits- und Verformungsverhalten.

Der temperaturabhängige Abbau der Streck- bzw. $\beta_{0,2}$ -Grenze und der Zugfestigkeit steigt in der Reihenfolge naturharter, vergüteter und kaltgezogener Spannstahl an; d.h. daß z.B. bei naturhartem Stahl die $\beta_{0,2}$ -Grenze oberhalb 300 °C merkbar absinkt, während sie bei vergütetem ab 100 °C und bei kaltgezogenem Spannstahl unmittelbar nach einer Temperaturerhöhung abnimmt.

Die überwiegende Anzahl von Untersuchungen zur Ermittlung des Verformungsverhaltens bei instationärer Temperatureinwirkung sind bisher für kaltgezogenen Spannstahl durchgeführt worden. Diese Spannstahlsorte bietet sich damit aufgrund des vorliegenden, relativ umfangreichen Datenmaterials am ehesten für die folgende theoretisch-numerische Auswertung an. Die experimentellen Daten stammen überwiegend von instationären Kriechversuchen aus /12/.

3.2.1 Grundlagen

Im instationären Kriechversuch wird die unter konstanter Zugbelastung stehende Probe linear aufgeheizt. Dabei wird die Veränderung der Probenlänge kontinuierlich gemessen und über der Zeit bzw. der zeitproportionalen Temperatur aufgetragen. Im Bild 3.12 sind Meß- und Bezugskurven aus einem Kriechversuch für einen Spannstahl dargestellt, die mit a gekennzeichnete Kurve gibt die während der Temperaturbeanspruchung gemessene Gesamtverformung wieder.

Die Gesamtverformung setzt sich aus drei Anteilen zusammen:

- thermische Dehnung
- stationäre, lastabhängige Dehnung
- instationäre Kriechdehnung

Die lastunabhängige thermische Dehnung wird, ebenso wie die zur Formulierung der stationären, lastabhängigen Dehnung benötigte Temperaturabhängigkeit des Elastizitätsmoduls in parallel zu den Kriechversuchen durchgeführten Untersuchungen bestimmt.

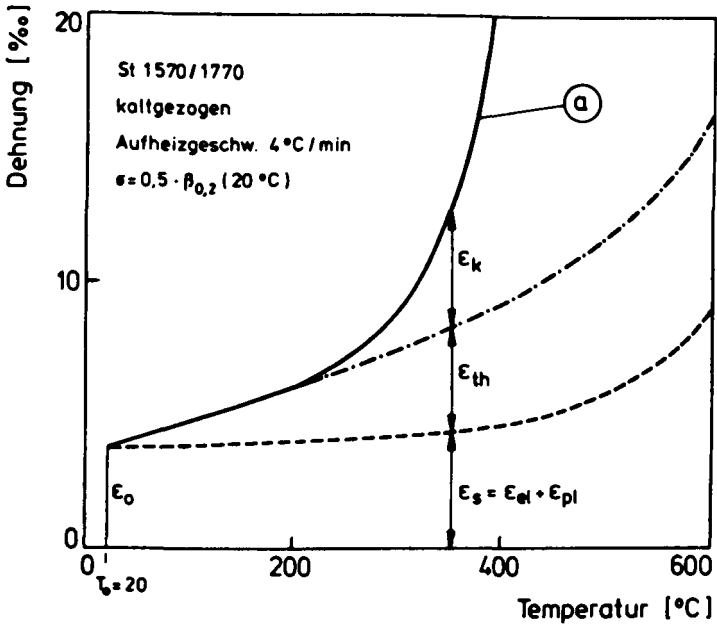


Bild 3.12: Meß- und Bezugskurven eines instationären Kriechversuchs, Spannstahl St 1570/1770

3.2.2 Materialgleichungen

Unter konstanter Belastung ergibt sich die stationäre, lastabhängige Dehnung nach Gl. (3.25):

$$\epsilon_s(T, \bar{\sigma}) = \epsilon_{e1}(T, \bar{\sigma}) + \epsilon_{p1}(\bar{\sigma}) \quad (3.25)$$

$$\epsilon_{e1}(T, \bar{\sigma}) = \frac{\bar{\sigma}}{E(T)} \quad (3.25a)$$

$$\epsilon_{p1}(\bar{\sigma}) = 0,002 \cdot \left(\frac{\bar{\sigma}}{B_{0,2}(20^\circ\text{C})} \right)^{20} \quad (3.25b)$$

In Gl. (3.25) wird das modifizierte Ramberg-Osgood-Polynom /6/ verwendet, wobei aber - im Gegensatz zu /28/ - in Gl. (3.25) nur der elastische Anteil temperaturabhängig formuliert wird, weil nur dieser Anteil in den durchgeführten Materialuntersuchungen experimentell nachgewiesen

wird und damit von der gemessenen Gesamtdehnung separiert werden kann.

Die Temperaturabhängigkeit für den Elastizitätsmodul des Spannstahls ist als Rechenfunktion zusammen mit Meßwerten aus [12] im Bild 3.13 dargestellt.

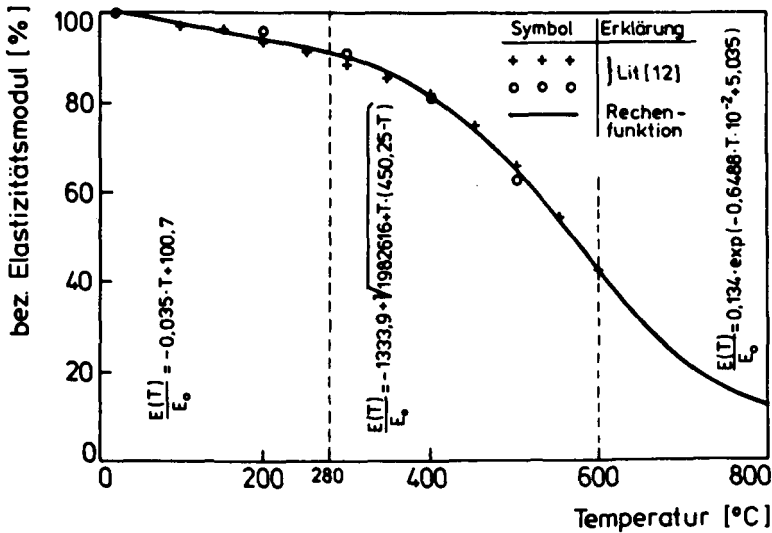


Bild 3.13: Temperaturabhängiger E-Modul von Spannstahl:
Meßwerte und Rechenfunktion

Die nicht durch Gl. (3.25) erfaßten lastabhängigen Dehnungen werden - in Analogie zu den Bezeichnungen beim Beton - instationäre Kriechdehnungen ϵ_k genannt.

Zusammenfassend ergibt sich die im instationären Zugversuch gemessene Gesamtdehnung nach Gl. (3.26):

$$\epsilon(T, \bar{\sigma}) = \epsilon_{th}(T) + \epsilon_s(T, \bar{\sigma}) + \epsilon_k(T, \bar{\sigma}) \quad (3.26)$$

3.2.3 Rechenverfahren

Die im Bild 3.12 aufgetragenen Verformungswerte verdeutlichen die bestimmende Rolle des instationären Kriechanteils bei der Beschreibung des Gesamtverformungsverhaltens unter instationärer Temperaturbeanspruchung. Nach /27/ läßt sich für metallische Werkstoffe die Temperaturabhängigkeit der Kriechgeschwindigkeit im allgemeinen durch eine Arrhenius-Funktion beschreiben:

$$\dot{\epsilon}_k(T, \bar{\sigma}) = k_0(T, \bar{\sigma}) \cdot \exp(-Q(\bar{\sigma})/(R \cdot T)) \quad (3.27)$$

In Gl. (3.27) bezeichnet Q üblicherweise die spannungsabhängige Aktivierungsenergie, der Ausdruck $R \cdot T$ die zur Temperatur T gehörende thermische Energie (R : Gaskonstante) und k_0 einen temperatur- und spannungsabhängigen Materialkennwert mit der Dimension einer Geschwindigkeit. Im Sinne der in dieser Arbeit verfolgten makroskopischen Betrachtungsweise des instationären Kriechens wird die Arrhenius-Funktion zur phänomenologischen Darstellung von Meßergebnissen verwendet. Damit verlieren die Größen Q , $R \cdot T$ und k_0 ihre ursprüngliche thermodynamisch-kinetische Bedeutung. Sie werden - formal ähnlich wie in dem von Harmathy entwickelten Kriechmodell /29/ - vereinfachend als empirische Größen angesehen, die zur Beschreibung der Verformungsgeschwindigkeit unter bestimmten Versuchsbedingungen benutzt werden.

Durch Integration von Gl. (3.27) erhält man die instationäre Kriechdehnung als Funktion der Zeit (Gl. (3.28)) bzw. als Funktion der Temperatur (Gl. (3.30)), wobei eine lineare Temperatur-Zeit-Verknüpfung entsprechend Gl. (3.29) angenommen wird.

$$\epsilon_k(T, \bar{\sigma}) = \int_{t_0}^t \dot{\epsilon}_k(T(t), \bar{\sigma}) dt \quad (3.28)$$

$$T(t) = T_0 + \beta \cdot t \quad (3.29)$$

$$\epsilon_k(T, \bar{\sigma}) = \frac{1}{\beta} \int_{T_0}^T \dot{\epsilon}_k(T, \bar{\sigma}) dT \quad (3.30)$$

Im Bild 3.14 sind die instationären Kriechdehnungen für einen Spannstahl St 1570/1770 kaltgezogen bei unterschiedlichen konstanten Spannungen dargestellt. Die Dehnungen gehen in einem relativ kurzen Temperaturbereich von sehr kleinen Werten in rasches Fließen über. Damit

wird der exponentielle Ansatz nach Gl. (3.27) bestätigt.

Zur Bestimmung der Werte Q und k_0 wird Gl. (3.27) in logarithmischer Form über dem Kehrwert der absoluten Temperatur $1/T$ aufgetragen.

$$\ln \dot{\epsilon}_k = \ln k_0 + \frac{-Q}{R} \cdot \frac{1}{T} \quad (3.31)$$

Gleichung (3.31) stellt eine Geradengleichung mit der Steigung $-Q/R$ und dem absoluten Glied $\ln k_0$ dar. Für praktisch eingesetzte Werkstoffe gilt Gl. (3.31) im allgemeinen nur für begrenzte Temperaturabschnitte. Um für solche Werkstoffe die Kriechgeschwindigkeit über den gesamten Temperaturbereich, d.h. von Normaltemperatur bis zur Bruchtemperatur, beschreiben zu können, sind mehrere Geradenabschnitte entsprechend Gl. (3.31) erforderlich.

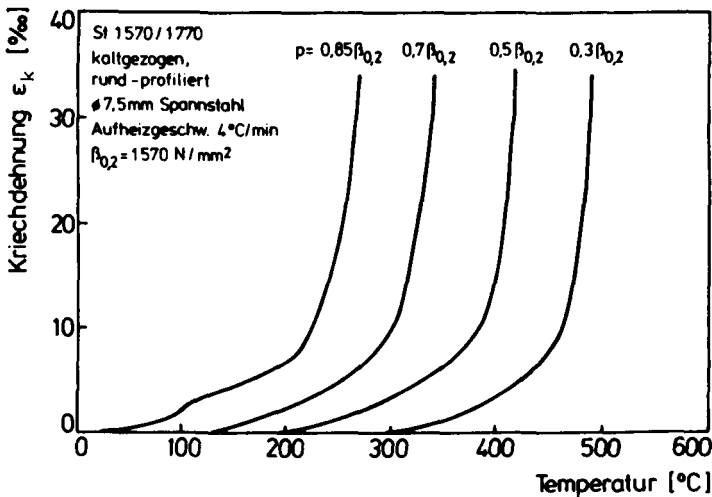


Bild 3.14: Instationäre Kriechverformungen eines Spannstahls St 1570/1770 (aus Meßwerten entwickelt)

Im Bild 3.15 sind Kriechgeschwindigkeiten nach Gl. (3.31) dargestellt, die in Anlehnung an die im Bild 3.14 gezeigten instationären Kriechdehnungen entwickelt wurden. Die Kriechgeschwindigkeit für den untersuchten Spannstahl St 1570/1770 wird durch zwei Geraden beschrieben.

Nach Bild 3.15 besteht eine ausgeprägte Spannungsabhängigkeit der

Werte Q und k_0 , eine Beobachtung, die auch im stationären Kriech-(Zeitstand)-Versuch für die sekundäre Kriechphase festgestellt und dort häufig durch den Zerner-Hollomon-Parameter /7/ beschrieben wird. Die in Gl. (3.27) angenommene Temperaturabhängigkeit des Vorexponentialfaktors k_0 wird durch die im Bild 3.15 aufgetragenen Kriechgeschwindigkeiten nicht bestätigt; es gilt:

$$k_0(\bar{\sigma}) = \exp(a_0 + a_1 \cdot p_S + a_2 p_S^2) \quad (3.32)$$

$$Q(\bar{\sigma})/R = a_0 + a_1 \cdot p_S \quad (3.33)$$

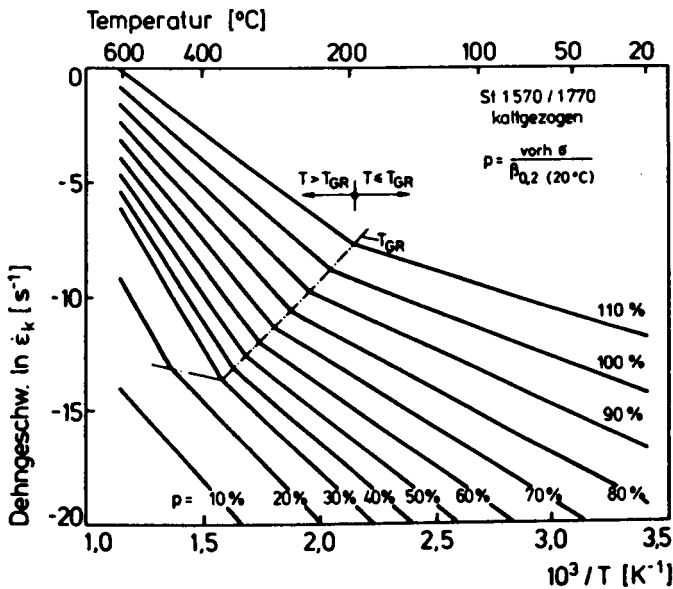


Bild 3.15: Kriechgeschwindigkeiten für Spannstahl, St 1570/1770

Für die funktionale Beschreibung der Spannungsabhängigkeit von k_0 und Q/R werden lineare und quadratische Polynome gewählt, wobei die Spannung als prozentualer Wert der Streck- bzw. $\beta_{0,2}$ -Grenze bei Normaltemperatur definiert ist. Die Polynomkoeffizienten sind in Tabelle 3.2 zusammengestellt.

Der Exponentialansatz für die Kriechgeschwindigkeit nach Gl. (3.27) wird im Bereich kleiner Spannungen ungenau, weil für $\sigma \rightarrow 0$ eine endliche Kriechrate übrig bleibt. Die durch sie berechneten geringen instationären Kriechdehnungen, die z.B. für Temperaturen bis 600 °C kleiner als 10^{-5} bleiben, werden zugunsten des einfach zu handhabenden Rechenansatzes in Kauf genommen.

Mit den Gleichungen (3.22) und (3.33), zusammen mit den Werten von Tabelle 3.2, werden die Warmkriechdehnungen nach Gl. (3.30) berechnet. Die Integration von Gl. (3.30) führt zu relativ unhandlichen Lösungsfunktionen /30/, so daß anstelle der Integration die Anwendung einer geeigneten numerischen Methode, z.B. der Simpsonschen Regel /31/, vorgezogen wird.

Temperaturbereich	Parameter	Bez. Spannung [%]	Polynomkoeffizienten		
			a_0	a_1	a_2
$T \leq T_{gr}$	k_0	$0 \leq p_s < 30$	- 5,0	0,48532	-0,008722
		$30 \leq p_s \leq 110$	2,85	- 0,038	0
	Q/R	$0 \leq p_s \leq 110$	12 207,7	-82,77	0
$T > T_{gr}$	k_0	$0 \leq p_s < 30$	- 4,99	1,3038	-0,02275
		$30 \leq p_s \leq 110$	15,49	- 0,06125	0
	Q/R	$0 \leq p_s \leq 110$	20 900	- 120	0

Tabelle 3.2: Polynomkoeffizienten für die spannungsabhängige Beschreibung von k_0 und Q/R , Spannstahl 1570/1770

Bei brandbeanspruchten Bauteilquerschnitten mit mehrlagiger Bewehrungsanordnung erfährt jeder Bewehrungsstab in Abhängigkeit von seiner Lage im Betonquerschnitt eine andere Spannungsgeschichte. Die Spannungsgeschichte läßt sich für ausreichend klein gewählte Temperaturintervalle als n-facher Polygonzug beschreiben. Bei der Berechnung der instationären Kriechdehnung nach Gl. (3.30) werden die Temperaturbereiche mit jeweils konstantem Spannungsgradienten abschnittsweise integriert. Für die Temperatur T_n und die Spannung σ_n ergibt sich die instationäre Kriechdehnung nach Gleichung (3.34):

$$\epsilon_k(T_n, \sigma_n) = \frac{1}{B} \sum_{i=1}^n \int_{T_{i-1}}^{T_i} k_0(\sigma) \exp(-Q(\sigma)/(R \cdot T)) dT \quad (3.34)$$

Für den Fall, daß die Spannung zu einer gegebenen Dehnung berechnet werden soll, müssen die Gleichungen (3.25) und (3.30) invertiert werden. Das ist für beide Gleichungen als formelmäßige Auflösung nicht möglich /6, 31/. Zur iterativen Lösung wird eine quadratische Interpolation zwischen drei Funktionswerten der spannungsabhängigen Anteile von Gl. (3.26) durchgeführt. Als zweckmäßig hat sich dabei erwiesen, die Spannung so lange um $\Delta\sigma = 0,05 \cdot \beta_{0,2}(20 \text{ }^\circ\text{C})$ zu verändern, bis der vorgegebene Dehnwert eingeschachtelt ist ($\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_3$) und dann die dritte Spannung ($\bar{\sigma}_2$) als mittleren Wert zwischen die beiden Spannungen $\bar{\sigma}_1$ und $\bar{\sigma}_3$ zu legen. Mit einer abschließenden Verbesserung nach Newton, für die alle Rechenwerte aus der quadratischen Interpolation bereits vorhanden sind, wird der gesuchte Spannungswert weiter dem Funktionswert angenähert.

Selbstverständlich müssen die zu den Spannungen $\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2$ und $\bar{\sigma}_3$ gehörenden Dehnungen unter Berücksichtigung der Spannungsgeschichte, d.h. Gl. (3.34), berechnet werden. Für die numerische Berechnung bedeutet das, daß in einer übergeordneten Anweisung die Spannung so lange verändert wird, bis der vorgegebene Dehnwert iterativ genügend genau angenähert ist und daß in einer untergeordneten Anweisung zu jeder Spannung die Dehnung unter Berücksichtigung der Spannungsgeschichte ermittelt wird.

3.2.4 Versagenskriterium

RUGE und WINKELMANN schlagen in /10/ als kritischen Werkstoffkennwert für den instationären Kriechversuch das Erreichen der kritischen Dehngeschwindigkeit von $\text{crit } \dot{\epsilon} = 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ vor. Die Auswertung von umfangreichen Versuchsserien ergab, daß die dieser Dehngeschwindigkeit zugeordnete Temperatur, die kritische Kriechtemperatur, nur von der Stahlsorte und dem vorhandenen Belastungsgrad abhängt und nahezu unabhängig von der Aufheizgeschwindigkeit ist /32/. Die kritische Kriechtemperatur wird direkt aus der Meßkurve des instationären Kriechversuchs, wie z.B. im Bild 3.12 dargestellt, ermittelt. Dazu wird an die aufgezeichnete Dehnungskurve (Kurve a im Bild 3.12) eine Tangente mit der Steigung $\epsilon' = 1/B \cdot 10^{-4} \text{ K}^{-1}$ gelegt, wobei die Dehnungen ($\epsilon_s + \epsilon_k$)

die Basis für die Tangente bilden, d.h. die kritische Dehngeschwindigkeit wird nach Gl. (3.35):

$$\text{crit } \dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_s + \dot{\epsilon}_k = 10^{-4} \text{ s}^{-1} \quad (3.35)$$

Der Anteil der elastischen Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}_s$ an der kritischen Dehngeschwindigkeit $\text{crit } \dot{\epsilon}$ ist im Bild 3.16 für zwei unterschiedliche Spannungen als punktiert angelegter Bereich dargestellt.

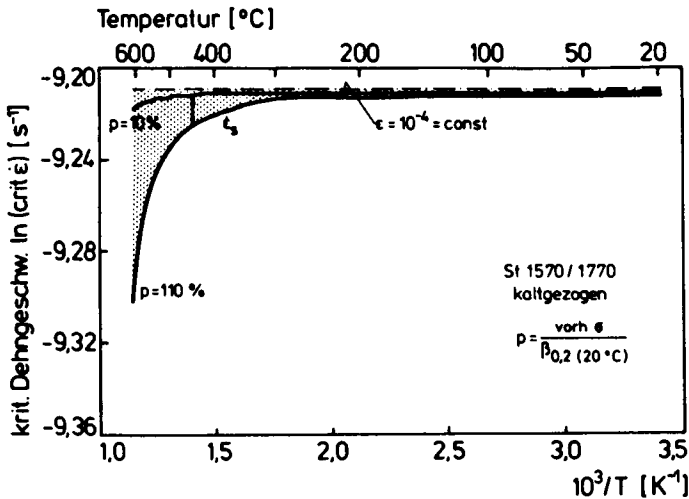


Bild 3.16: Vergleich der kritischen und der elastischen Dehngeschwindigkeit, St 1570/1770

Im Vergleich mit Bild 3.15 ist der wesentlich größere Maßstab auf der Ordinate zu beachten. Nur bei dieser Vergrößerung ist es möglich, die elastischen Dehngeschwindigkeitsanteile zeichnerisch wiederzugeben. Über den gesamten Temperaturbereich sind die elastischen Dehngeschwindigkeitsanteile an der kritischen Dehngeschwindigkeit vernachlässigbar klein; sie erreichen z.B. für $T = 600^\circ\text{C}$ und sehr großer Spannung weniger als 1 % der kritischen Dehngeschwindigkeit. Aus diesem Grund wird die kritische Dehngeschwindigkeit im weiteren allein auf die instationären Kriechverformungen bezogen:

$$\text{crit } \dot{\epsilon}_k \approx 10^{-4} \text{ s}^{-1} \quad (3.36)$$

Zur Bestimmung der kritischen Spannstahltemperatur werden die im Bild 3.15 dargestellten Kriechgeschwindigkeiten mit der nach Gleichung (3.36) berechneten kritischen Dehngeschwindigkeit zum Schnitt gebracht. D. h., als kritische Spannstahltemperatur wird diejenige Temperatur bezeichnet, bei der eine unter konstanter Zugspannung stehende homogen erwärmte Spannstahlprobe gerade die Dehngeschwindigkeit von 10^{-4} s^{-1} erreicht. Wie Bild 3.17 zeigt, ergibt sich ein annähernd linearer Zusammenhang zwischen der kritischen Spannstahltemperatur und der aufgetragenen Spannung.

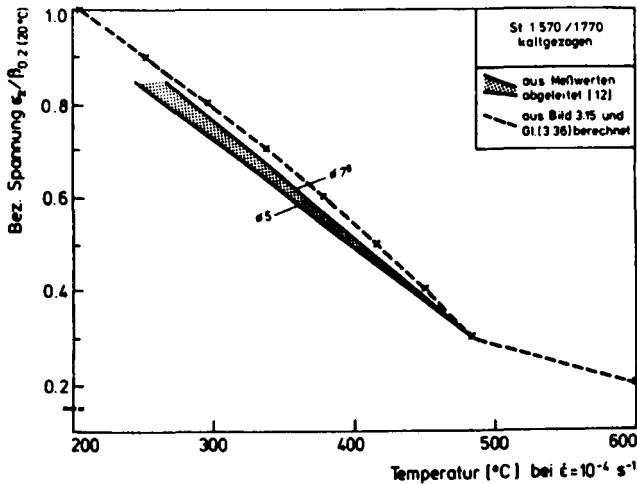


Bild 3.17: Kritische Temperatur beim Dehngeschwindigkeitskriterium 10^{-4} s^{-1} für Spannstahl 1570/1770, kaltgezogen

3.3 Anwendung der Materialgesetze

Um die grundsätzliche Anwendung der entwickelten Materialgesetze exemplarisch aufzuzeigen, werden einige experimentelle Hochtemperaturuntersuchungen von instationär erwärmten Beton- und Spannstahlproben nachgerechnet. Bei diesen Proben liegt eine isotherme Temperaturverteilung vor.

3.3.1 Beton

In den folgenden Berechnungen wird für den Elastizitätsmodul des Betons bei Normaltemperatur der im Mittel für die untersuchten Normalbetone gemessene Wert $E_0 = E(20\text{ }^{\circ}\text{C}) = 800 \cdot \beta_c$ eingesetzt.

Bei der Berechnung der Verformungsverläufe wird der Rechenfortschritt zunächst der Meßwert-Ausgabe angepaßt, d.h. die Versuche werden mit relativ kleinen Temperaturintervallen ($\Delta T \sim 20\text{ }^{\circ}\text{C}$) nachgerechnet. In einem zweiten Rechenlauf werden dann die Temperaturintervalle jeweils über die Bereiche mit konstanten Spannungsgradienten ausgedehnt.

3.3.1.1 Berechnung der Verformungen

Es werden zunächst Verformungsentwicklungen von instationären Kriechversuchen aus /9/ nachgerechnet. Bei diesen Versuchen wurde die Belastung kontinuierlich und relativ langsam (Bild 3.18) bzw. sprungartig sehr schnell (Bild 3.19 und 3.20) geändert. Die berechneten Verformungen ergeben sich als Differenz zwischen der "freien" thermischen Dehnung (Bild 2.2) und der Dehnung nach Gl. (3.20). Die Übereinstimmung zwischen gemessener und berechneter Verformung ist für alle drei Beispiele zufriedenstellend; nur für Temperaturen von über $600\text{ }^{\circ}\text{C}$ treten größere Unterschiede zwischen den Meß- und Rechenwerten auf. Eine Ursache dafür ist vermutlich die Tatsache, daß die Messungen der thermischen Dehnung und des Elastizitätsmoduls für Temperaturen oberhalb $600\text{ }^{\circ}\text{C}$ ein zunehmend breiteres Streuband zeigen. Der Vergleich der berechneten Verformungen bei Vorgabe relativ kleiner Temperaturintervalle (gestrichelte Kurve) und bei Vorgabe von Temperaturintervallen über den Bereich mit konstantem Spannungsgradienten (ausgefüllte Punkte) zeigt

nur bei dem Versuch mit kontinuierlicher Belastungsänderung geringe Unterschiede (Bild 3.18). Sie werden dadurch verursacht, daß in diesem Versuch die Belastung durch kleine sprungförmige Änderungen aufgebracht wurde, während in der Berechnung von einer kontinuierlichen Belastungsänderung ausgegangen wird.

Durch die insgesamt sehr gute Übereinstimmung zwischen den berechneten Verformungen bei Vorgabe sowohl eines kleinen als auch eines großen Temperaturintervalls wird als Beweis für die Zuverlässigkeit und Anwendbarkeit der in Abschnitt 3.1.3 eingeführten Näherung zur Berechnung der Verformungen im Bereich konstanter Sprunggradienten angesehen.

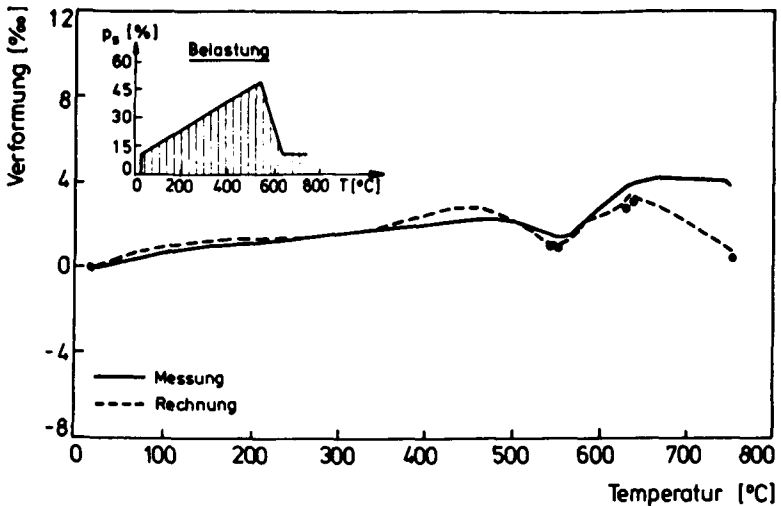


Bild 3.18: Verformung von Beton bei instationärer Temperaturbeanspruchung und kontinuierlicher Belastungsänderung

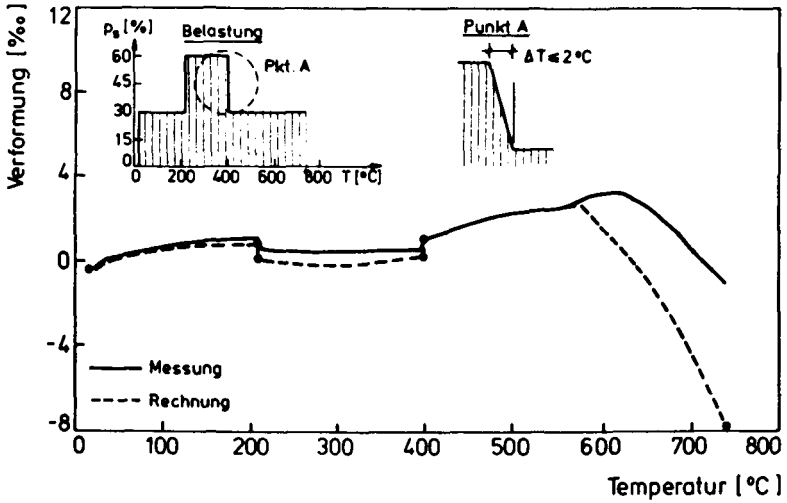


Bild 3.19: Verformung von Beton bei instationärer Temperaturbeanspruchung und sprungförmiger Belastungsänderung

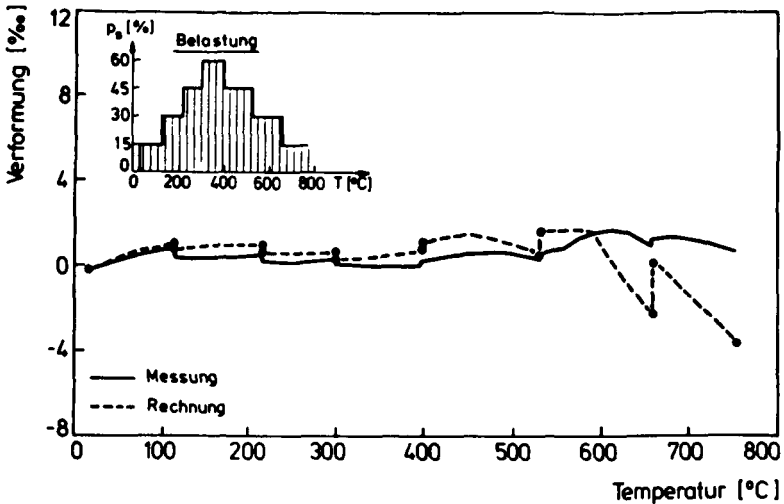


Bild 3.20: Verformung von Beton bei instationärer Temperaturbeanspruchung und sprungförmiger Belastungsänderung

Der im instationären Versuch geltende eindeutige Zusammenhang zwischen der Temperatur im Beton und der Zeit t (s. Gleichung 3.21) bedeutet, daß auch sehr schnell durchgeführt, sog. sprungartige Belastungsänderungen, in der Praxis mit endlicher Geschwindigkeit ablaufen und sich somit über einen bestimmten Temperaturbereich erstrecken.

Bei den Versuchen der Bilder 3.19 und 3.20 wurden die Belastungsänderungen im Zeitraum von 0,5 bis 1 Minute aufgebracht; die Aufheizgeschwindigkeit betrug 2 K/min, so daß die angestrebten Belastungsstufen nach einer Temperatursteigerung von 1 bis 2 K erreicht waren. In den Berechnungen wird davon ausgegangen, daß parallel zu diesen Temperatursteigerungen eine kontinuierliche Belastungsänderung stattfindet (s. Punkt A in Bild 3.19). Diese Vorgehensweise, die der tatsächlichen Versuchsdurchführung weitgehend entspricht, ermöglicht die Anwendung von Gleichung (3.20) auch für Bereiche mit einer annähernd sprungartigen Belastungsfunktion.

Angesichts der ausreichenden Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Verformungen im Bereich der sprungartigen Belastungsänderungen wird in dieser Arbeit auf eine weitergehende Verfeinerung des Rechenansatzes, z.B. durch Berücksichtigung eines spannungs- und temperaturabhängigen Elastizitätsmoduls, verzichtet.

Außerdem sind auch in brandbeanspruchten Bauwerksquerschnitten - bei konstanter äußerer Belastung - in den einzelnen Querschnittsfasern eher kontinuierliche als sprungartige Spannungsänderungen zu erwarten.

3.3.1.2 Berechnung der Zwangspannungen

Bei Versuchen an verformungsbehinderten Betonproben wird die Zwangskraftentwicklung während der instationären Temperaturbeanspruchung gemessen. In /9/ werden Ergebnisse von Versuchen mitgeteilt, bei denen die Anfangsverformung ϵ_0 konstant gehalten wird und die dadurch behinderte thermische Ausdehnung zur Ausbildung von Zwangspannungen führt.

An der Ausbildung dieser Zwangspannungen ist neben der thermischen Ausdehnung auch das Kriechverhalten des Materials beteiligt. Schon bei

relativ geringen Temperaturerhöhungen werden im Material Kriechvorgänge aktiviert. Unter der Voraussetzung, daß sich das Material linear-viskoelastisch verhält, lassen sich aus den in Abschnitt 3.3.1 für das instationäre Kriechverhalten abgeleiteten Materialgleichungen auch die Gleichungen für die Berechnung der Spannungen im instationären Zwängungsversuch ableiten.

Die Berechnung der Zwangsspannung wird mit Gl. (3.22) durchgeführt, wobei jetzt die linke Gleichungsseite, d.h. die zur Temperatur T_n gehörende spannungserzeugende Dehnung $\epsilon(T_n)$ bekannt ist, während die Spannung $\sigma(T_n)$ berechnet wird.

$$\epsilon(T_n) = \epsilon_0 - \epsilon_{th}(T_n) \quad (3.37)$$

$$\sigma(T_n) = \sigma_0 + \sigma_{zw}(T_n) \quad (3.38)$$

Aufgrund der linearen Abhängigkeit zwischen Spannung, elastischer Dehnung und Kriechdehnung wird Gl.(3.22) nach $\sigma(T_n)$ umgestellt und damit eine geschlossene Lösung für die Berechnung von $\sigma(T_n)$ erhalten.

$$\sigma(T_n) = \frac{\left\{ \epsilon(T_n) - \sum_{T_0}^{T_{n-1}} \bar{\epsilon}_\Delta + \frac{\sigma(T_{n-1})}{E_0} \cdot C \right\} E(T_n)}{1 + \varphi(T_n) + C \cdot E(T_n)/E_0} \quad (3.39)$$

In den Bildern 3.21 und 3.22 werden die mit Gl. (3.39) berechneten Spannungsentwicklungen von verformungsbehinderten Betonproben dargestellt. Dem Rechenwert sind jeweils zwei Versuchswerte von Proben mit unterschiedlichem Zementgehalt gegenübergestellt. Der niedrige Zementgehalt verursacht höhere Spannungen. Der Einfluß unterschiedlicher Zementgehalte auf die Entwicklung der Spannungen kann durch das vorhandene Materialgesetz für Beton nicht erfaßt werden, weil alle Werkstoffparameter unabhängig vom Zementgehalt formuliert sind. Es kann deshalb beim Vergleich der gemessenen und berechneten Spannungen nur festgestellt werden, daß die Charakteristik der Spannungsverläufe durch die Rechnung gut wiedergegeben wird, wobei vor allen Dingen der Spannungsabfall im Temperaturbereich von $T = 200$ °C vom Rechenmodell gut erfaßt wird.

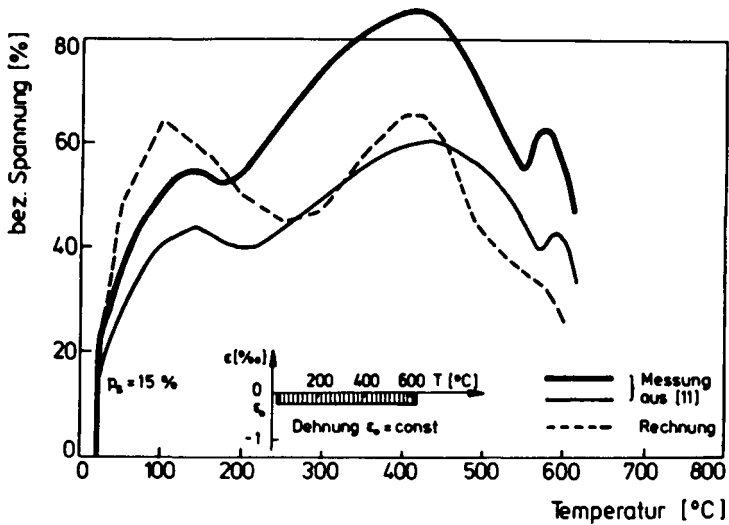


Bild 3.21: Vergleich gemessener und berechneter Spannungen bei voller Dehnbehinderung und instationärer Temperatureinwirkung; bez. Anfangsspannung $p_s = 15\%$

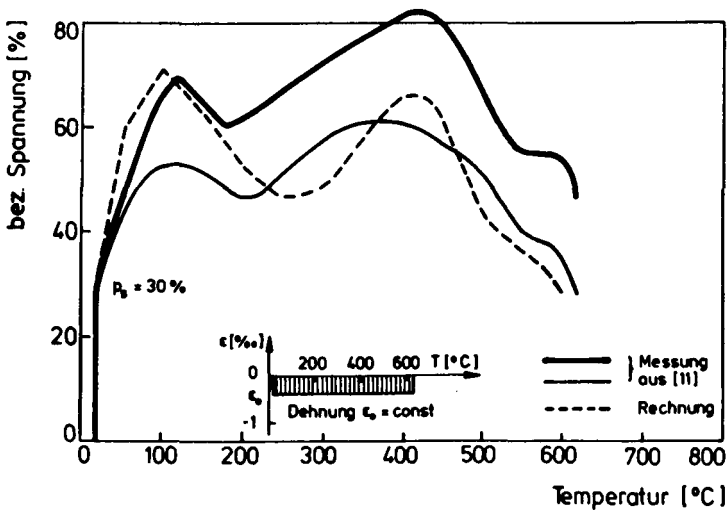


Bild 3.22: Vergleich gemessener und berechneter Spannungen bei voller Dehnbehinderung und instationärer Temperatureinwirkung; bez. Anfangsspannung $p_s = 30\%$

Neben dem hier herausgestellten Einfluß des Zementgehaltes auf die Zwangspannungsentwicklung wird in /9/ zusätzlich darauf hingewiesen, daß besonders die Temperaturfunktion des Elastizitätsmoduls (Bild 3.5) sowie die Lagerungsbedingungen ("trockener" Beton - "nasser" Beton) den Verlauf der Zwangspannungen beeinflussen. Zusammenfassend wird in /9/ festgestellt, daß jeder willkürliche Eingriff in die vorgegebenen Materialgleichungen erhebliche Auswirkungen auf die Zwangsentwicklung haben kann.

3.3.2 Spannstahl

3.3.2.1 Berechnung der Verformung

Im Bild 3.23 werden gemessene und berechnete Warmkriechdehnungen dargestellt. Die Rechenwerte werden mit den Ergebnissen zweier Meßreihen an Spannstahl 1570/1770 verglichen, bei denen die vorhandene $\beta_{0,2}$ -Festigkeit 1570 N/mm² bzw. 1660 N/mm² beträgt. Die instationären Kriechdehnungen für den Spannstahl mit $\beta_{0,2} = 1570$ N/mm² werden durch die Rechenwerte vergleichsweise gut wiedergegeben. Bild 3.23 ist zu entnehmen, daß der Spannstahl mit der höheren $\beta_{0,2}$ -Festigkeit bei 50-prozentiger und 70-prozentiger Spannungsausnutzung vor dem Anstieg zur Blausprödigkeit in geringerem Ausmaß verfestigt als der Spannstahl mit der niedrigeren $\beta_{0,2}$ -Festigkeit. Dieser Effekt deutet darauf hin, daß das temperaturabhängige Festigkeits- und Verformungsverhalten der Spannstähle sehr stark von den Eigenschaften des Ausgangswerkstoffes bestimmt wird. Insbesondere gehen im Bereich relativ niedriger Temperaturen (> 200 °C) solche Festigkeitserhöhungen verloren, die deutlich über der Nennfestigkeit des Spannstahls liegen.

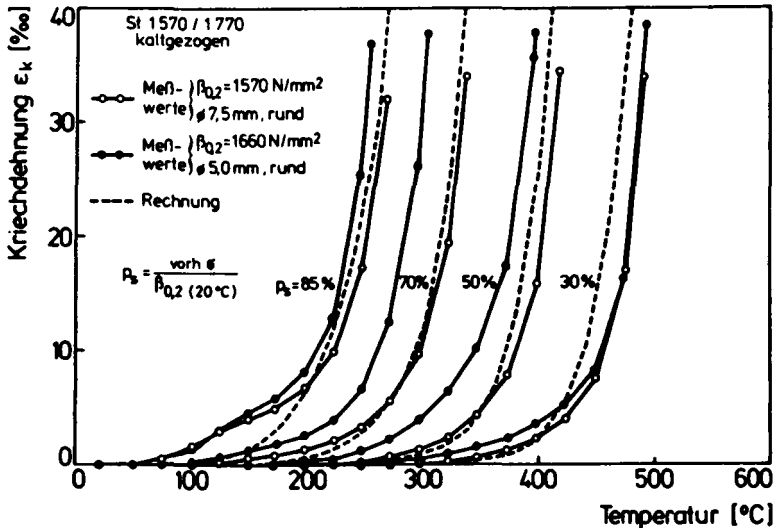


Bild 3.23: Vergleich gemessener und berechneter instationären Kriechdehnungen, Spannstahl St 1570/1770, kaltgezogen

Die Auswirkungen linear veränderlicher Spannungen und instationärer Temperatureinwirkung auf die Entwicklung der instationären Kriechdehnungen wird im Bild 3.24 gezeigt. Die Spannung wird im Temperaturintervall $T_0 = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ bis $T_1 = 275\text{ }^{\circ}\text{C}$ um 50 % ihres Ausgangswertes erhöht. Die dabei berechneten Warmkriechdehnungen sind im Bild 3.24 strichliert eingezeichnet. Ihnen gegenübergestellt werden instationäre Kriechdehnungen aus Berechnungen mit konstanten Spannungen, die dem Endwert der veränderlichen Spannungen entsprechen. Unter den beschriebenen Bedingungen übt die veränderliche Spannung nur im Bereich niedriger Temperaturen einen deutlichen Einfluß auf die Entwicklung der instationären Kriechdehnungen aus, d.h. in dem Bereich, in dem nur bei hohen Spannungsausnutzungen instationäre Kriechdehnungen auftreten. Der Vergleich der Kurvenverläufe für niedrige Spannungen zeigt, daß sich der lineare Spannungsanstieg bei höheren Temperaturen kaum auswirkt. Für diese Fälle ist vielmehr die nach dem Spannungsanstieg vorliegende Endspannung maßgebend.

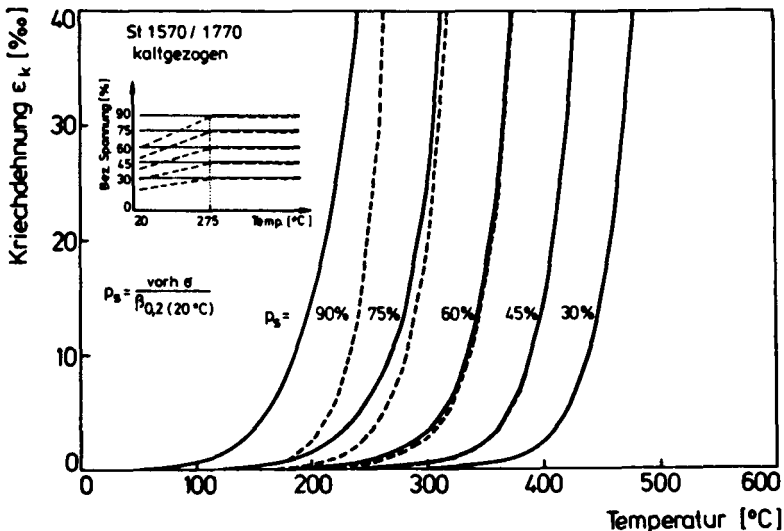


Bild 3.24: Berechnete instationäre Kriechdehnungen bei konstanter und veränderlicher Spannung; Spannstahl St 1570/1770, kaltgezogen

Für kaltgezogenen Spannstahl St 1570/1770 liegen bisher keine gemessenen instationären Kriechdehnungen bei veränderlicher Spannung vor, die

zur Überprüfung der Rechenergebnisse von Bild 3.24 benutzt werden können. In /12/ werden Ergebnisse von instationären Warmkriechuntersuchungen an vergütetem Spannstahl St 1420/1570 mitgeteilt, die bei konstanter und veränderlicher Spannung durchgeführt wurden. Diese Ergebnisse, dargestellt in Bild 3.25, werden zur prinzipiellen Überprüfung der Rechenergebnisse von Bild 3.24 herangezogen. Der Vergleich mit den Meßwerten bestätigt die Charakteristik der rechnerisch ermittelten instationären Kriechdehnungen bei veränderlicher Spannung. Eine Ausnahme bildet das Spannungsniveau von 60 %: in diesem Fall liegen die gemessenen Dehnwerte bei veränderlicher Spannung über den Werten für konstante Spannung - ein Effekt, der bis jetzt nicht ausreichend geklärt werden konnte.

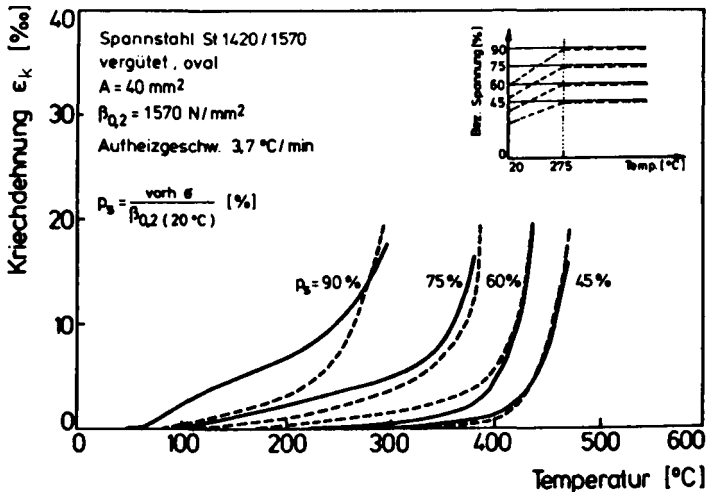


Bild 3.25: Gemessene instationäre Kriechdehnungen bei konstanter und veränderlicher Spannung; Spannstahl 1420/1570, vergütet

In /12/ wird aufgrund von ähnlichen Versuchsergebnissen bei St 37-2 die Vermutung geäußert, daß bei 60-prozentiger Spannungsausnutzung ein Bereich instabilen Werkstoffverhaltens vorliegt: für Spannungen unter 60 % wird die Blausprödigkeit vor Überschreiten der Warmstreckgrenze erreicht, während für Spannungen über 60 % zuerst die Warmstreckgrenze überschritten und dann die Blausprödigkeit erreicht wird. Im zweiten Fall verfestigt das Material nach Überschreiten der Warmstreckgrenze und bewirkt dadurch einen Temperaturbereich mit verzögerter Verfor-

mungsentwicklung.

3.3.2.2 Berechnung der Zwangspannung

Für den Spannstahl interessieren neben den Vorspannverlusten infolge Schwindens und Kriechens des Betons die zeitabhängigen Spannungsverluste infolge von Relaxation. Dieses Verhalten ist bisher überwiegend unter stationären Temperaturbedingungen untersucht worden /33, 34, 35/. Bei instationärer Temperatureinwirkung bewirken die rasch ansteigenden thermischen Dehnungen (Bild 2.3) einen annähernd linearen Spannungsabfall. Im Bild 3.26 ist die berechnete Spannungsentwicklung für eine Ausgangsspannung von 70 % und 30 % der $\beta_{0,2}$ -Festigkeit dargestellt.

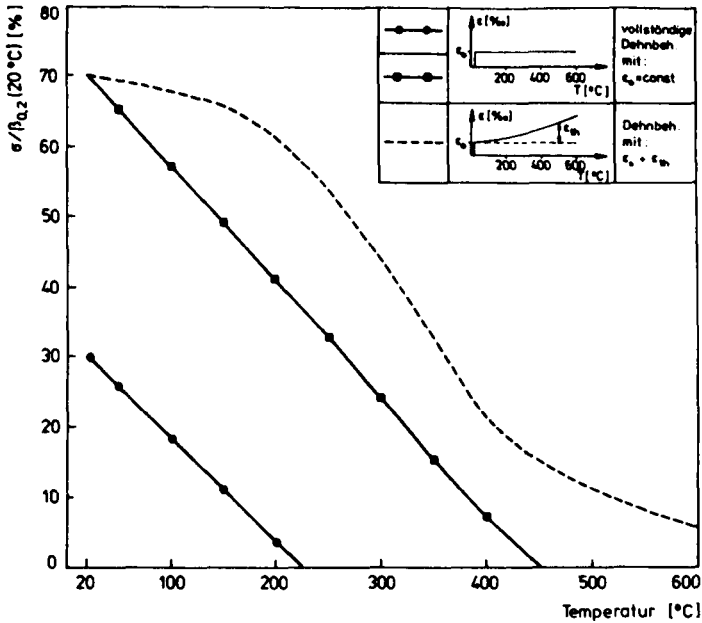


Bild 3.26: Berechnete Spannungsverläufe bei unterschiedlicher Dehnbehinderung, Spannstahl St 1570/1770, kaltgezogen

Außerdem ist im Bild 3.26 für die höhere Ausgangsspannung die Spannungsentwicklung für den Fall dargestellt, daß die thermische Dehnung des Spannstahls kompensiert wird. Diese Vorgabe gibt für niedrige Temperaturen annähernd die Verhältnisse im Bauteil wieder, da für Temperaturen unter 400 °C die thermische Dehnung von Beton und Spannstahl ungefähr gleich groß sind. Für den Spannstahl besteht unter diesen Voraussetzungen keine vollständige Dehnbehinderung, weil die Dehnbehinderung während der Temperatureinwirkung jeweils um das Maß der entsprechenden thermischen Spannstahldehnung reduziert wird. Die veränderliche Dehnbehinderung bewirkt gegenüber der vollständigen Dehnbehinderung deutlich kleinere Spannungsverluste.

3.4 Integriertes Materialverhalten

Im vorhergehenden Abschnitt wurde die Anwendung der Materialgesetze durch Nachrechnung der Verformungs- und Spannungsentwicklung in kleinen Materialproben mit isothermem Temperaturzustand gezeigt. Dabei wurden die Materialien Beton und Spannstahl jeweils getrennt betrachtet. In vorgespannten Bauteilen mit sofortigem oder nachträglichem Verbund wirken die beiden Baustoffe Spannstahl und Beton aber unter Einwirkung von äußerer Beanspruchung durch Verbund statisch zusammen. Bei Brandeinwirkung bewirkt die nichtisotherme Temperaturverteilung einen Eigenspannungszustand im Querschnitt, der sich mit dem Lastspannungszustand aus äußerer Belastung und dem Eigenspannungszustand infolge Vorspannung überlagert. Zur Berechnung der inneren Spannungsverteilung, die aus einer solchen gekoppelten Beanspruchung resultiert, ist ein Rechenverfahren erforderlich, das die über der Querschnittsfläche vorhandenen physikalischen Nichtlinearitäten berücksichtigt. Zur numerischen Erfassung dieses Sachverhalts ist eine zweidimensionale Querschnittsdiscretisierung notwendig /39/. In der Literatur wird dafür die Finite-Elemente-Methode oder die Anwendung des Fasermodells erwähnt.

In /13, 28, 36/ wird die Gesamtstruktur durch Finite Elemente unterteilt, wodurch die Möglichkeit entsteht, beliebige Tragwerksformen, Randbedingungen und Belastungen zu erfassen.

Für geometrisch einfach gegliederte Querschnitte bietet das Fasermodell aufgrund des deutlich geringeren Rechenzeitbedarfs gegenüber dem Finite-Elemente-Modell Vorteile. Beim Fasermodell werden die Querschnitts-"Elemente" durch Fasern ersetzt, die als repräsentativ für die Temperatur-, Dehnungs- und Spannungsermittlung des Einzelements angesehen werden. Für die nachfolgend beschriebenen Untersuchungen wird ein Rechenprogramm benutzt, das auf dem Fasermodell basiert.

Ein besonderes Anliegen dieses Abschnitts ist es, die grundsätzlichen Auswirkungen der entwickelten Material-Beziehungen auf die Spannungsverteilung im Beton und Spannstahl - insbesondere bei Annäherung an den Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Brandeinwirkung - aufzuzeigen. Dabei muß beachtet werden, daß die im Abschnitt 3.1 und 3.2 entwickelten Materialgesetze die Verfolgung der Spannungsgeschichte erforderlich machen. Das bedeutet beispielsweise, daß das Bauteilverhalten vollstän-

dig für jeden Erwärmungszustand zwischen normaler Umgebungstemperatur und ausgewählter Beobachtungstemperatur verfolgt werden muß. Durch den instationären Eigenspannungszustand infolge Temperatureinwirkung werden zeitlich veränderliche Spannungsumlagerungen im Querschnitt hervorgerufen, d.h., jede Faser im Querschnitt erfährt eine Spannungsgeschichte. Für die Betrachtung der Tragfähigkeit eines Spannbetonquerschnitts müssen neben der vorhandenen Bewehrungsmenge und der temperaturabhängigen Veränderung der Festigkeiten in der Biegedruck- und Biegezugzone auch die Verformungsentwicklungen in diesen Bereichen beachtet werden, weil dadurch die Größe des Hebelarms der inneren Kräfte bestimmt wird.

3.4.1 Rechenmodell

Die allgemeinen Grundlagen zur Berechnung von Stahlbetonbauteilen unter Brandeinwirkung mit dem Fasermodell werden in /19/ und /37/ beschrieben, die Erweiterung der Rechengrundlagen für Spannbetonbauteile wird in /38/ dargestellt. Im folgenden Abschnitt sollen die wichtigsten Grundlagen deshalb nur in kurzer Form zusammengestellt und erläutert werden:

Die Berechnung der inneren Schnittgrößen erfolgt programmgesteuert. Dazu wird der Gesamtquerschnitt in rechteckige Rechenelemente diskretisiert, deren Mittelpunkt (Faserachse) zur temperatur-, dehnungs- und spannungsmäßigen Identifikation des jeweiligen Rechenelements dient. Infolge der nichtlinearen Temperatureausbreitung im Querschnitt wird eine iterative Berechnung der resultierenden Dehnungsverteilung (Gleichgewichtslage) erforderlich, wobei als Kompatibilitätsbedingung für den Gesamtquerschnitt die Bernoulli-Navier-Hypothese (Ebenbleiben der Querschnitte) gewählt wird.

Die spannungserzeugende Dehnung jedes Elements wird aus der Differenz zwischen thermischer und vorgewählter Zwängungs-Dehnung errechnet; für den Spannstahl wird dabei zusätzlich noch die aus Vorspannung resultierende Vordehnung ϵ_z berücksichtigt.

Die inneren Schnittgrößen werden mit Hilfe der Gleichung (3.40) in Abhängigkeit von den Randdehnungen ϵ_o und ϵ_u beschrieben:

$$\begin{aligned}
 N &= \sum_i \sigma_i (\epsilon_o, \epsilon_u, \epsilon_{th}) \cdot \Delta x_i \cdot \Delta y_i \\
 M &= \sum_i \sigma_i (\epsilon_o, \epsilon_u, \epsilon_{th}) \cdot \Delta x_i \cdot \Delta y_i \cdot y_i
 \end{aligned}
 \tag{3.40}$$

Durch eine gezielte Variation der Randdehnungen ϵ_o und ϵ_u wird die vorgewählte Zwangsebene so lange verändert, bis die inneren Schnittgrößen mit der vorgegebenen N-M-Schnittgrößenkombination im Gleichgewicht stehen bzw. die Abweichungen zwischen inneren und äußeren Schnittgrößen unterhalb einer vorgewählten Schranke bleiben. Die Ermittlung des Gleichgewichtszustandes erfolgt nach dem Verfahren von Newton-Raphson, wobei auf die von Cranston /47/ für Stahlbetonbauteile entwickelte mathematische Formulierung zurückgegriffen wird.

Für Querschnittsformen, bei denen der Rand des Diskretisierungsnetzes nicht mit dem Rand der vorhandenen Querschnittsfläche zusammenfällt, z.B. bei T-, I- oder gevouteten Querschnitten, wird das in /46/ dargestellte Verfahren der gewichteten Flächenelemente angewendet.

3.4.1.1 Betonproben mit nichtisothermer Temperaturverteilung

Das Konzept der im Abschnitt 3.3 zur Überprüfung der grundsätzlichen Anwendung der Materialgesetze herangezogenen instationären Kriech- und Zwängungsversuche aus /9/ wurde für die folgenden, eigenen Untersuchungen beibehalten. Es wurden Prüfkörper hergestellt, deren betontechnologischen Daten weitgehend den aus /9/ vorliegenden Daten angepaßt waren.

Die prismatischen Prüfkörper mit den Abmessungen 70 x 70 x 300 mm besaßen die annähernd gleiche Querschnittsfläche wie die in /9/ verwendeten zylindrischen Betonproben. Sie boten aber aufgrund der quadratischen Querschnittsform die Möglichkeit, zwei aneinanderstoßende Seitenflächen mit wärmedämmendem Isoliermaterial zu bekleben und dadurch bei der Erwärmung eine nichtisotherme Temperaturverteilung über den Querschnitt zu erzeugen.

Im Bild 3.27 sind exemplarisch für drei Zeitpunkte die Temperaturen in den Querschnittsdiagonalen eingetragen. Aus dem Vergleich der Temperaturen zwischen der isolierten und der nichtisolierten Ecke (durchgezogene Kurven) erkennt man, daß der Temperaturunterschied zwischen diesen

beiden Ecken jeweils über $100\text{ }^{\circ}\text{C}$ beträgt. Die gestrichelt eingezeichneten Kurven geben die Temperatur in der zweiten Diagonalen wieder; diese Temperaturverläufe zeigen die annähernd symmetrische Erwärmung des Querschnitts in der zweiten Diagonalen, dort beträgt die größte Differenz zwischen zwei symmetrisch angeordneten Meßpunkten weniger als $25\text{ }^{\circ}\text{C}$.

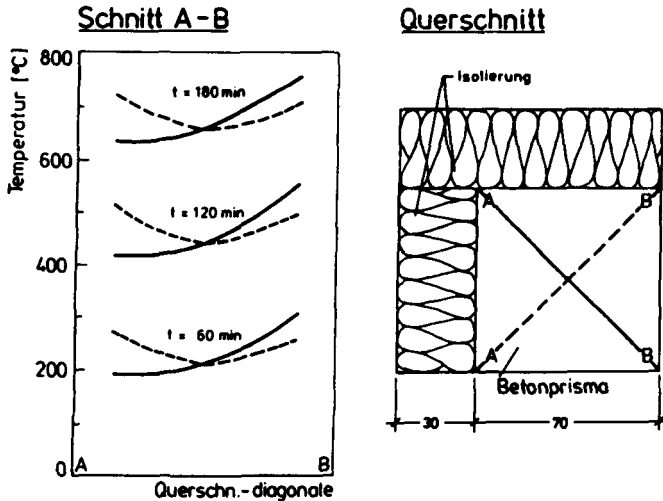


Bild 3.27: Nichtisotherme Temperaturverteilung

Infolge der nichtisothermen Temperaturverteilung muß für die temperaturabhängige Darstellung der gemessenen und berechneten Verformungs- bzw. Zwangkraftwerte eine maßgebende Temperatur festgelegt werden. In den folgenden Bildern 3.28 bis 3.30 werden auf der Abszisse die im Querschnittsmittelpunkt gemessenen Temperaturen aufgetragen. Der Vergleich mit den Bildern von Abschnitt 3.3 macht den Einfluß der isothermen gegenüber der in diesem Abschnitt vorhandenen nichtisothermen Temperaturverteilung deutlich.

Für die Berechnung der Verformungen und der Zwangkräfte wurde der funktionale Verlauf der thermischen Dehnungen den Meßwerten der verwendeten Betonserie angepaßt.

Die Bilder 3.28 und 3.29 zeigen, daß die im Abschnitt 3.1.3 entwickelten Rechenansätze in Verbindung mit dem angewendeten analytischen Rechenverfahren auch bei nichtisothermer Temperaturverteilung die Verformungs- und Zwangskraftentwicklung in den Betonproben gut wiedergeben.

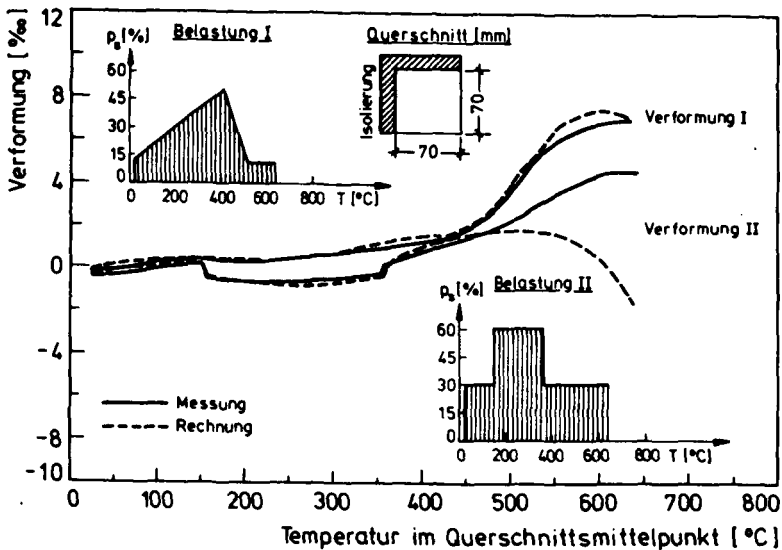


Bild 3.28: Vergleich gemessener und berechneter Verformungen einer Betonprobe mit nichtisothermer Temperaturverteilung

Größere Abweichungen zwischen berechneten und gemessenen Verformungen treten erst dann auf, wenn die Temperatur im Querschnittsmittelpunkt auf über 500 °C ansteigt; d.h. wenn in den Randbereichen des Querschnitts Temperaturen von über 600 °C erreicht werden. Infolge der kleinen Querschnittsabmessungen schlägt dann die in den Randbereichen für Temperaturen von über 600 °C vorliegende unbestimmte Materialsituation bezüglich der rechnerischen Festlegung der thermischen Dehnung und des Elastizitätsmoduls (s. Abschnitt 3.3.1.1) relativ stark auf das Verformungsverhalten der Gesamtprobe durch; besonders deutlich werden die Differenzen zwischen gemessenen und berechneten Verformungswerten bei gleichzeitig einwirkender hoher Belastung (s. Bild 3.28, Verfor-

mungsverlauf II). Der Vergleich der Rechenergebnisse mit den Meßwerten deutet darauf hin, daß bei Temperaturen von über 600 °C der rechnerische Elastizitätsmodul geringfügig unterschätzt wird. Diese Vermutung wird erhärtet beim Vergleich der berechneten und gemessenen Zwangkraftverläufe: bei den im Bild 3.29 dargestellten Untersuchungen wird sowohl bei der mit annähernd 30 % als auch bei der mit 45 % Vorlast beanspruchten Probe für höhere Temperaturen eine zu geringe Zwangkraft berechnet.

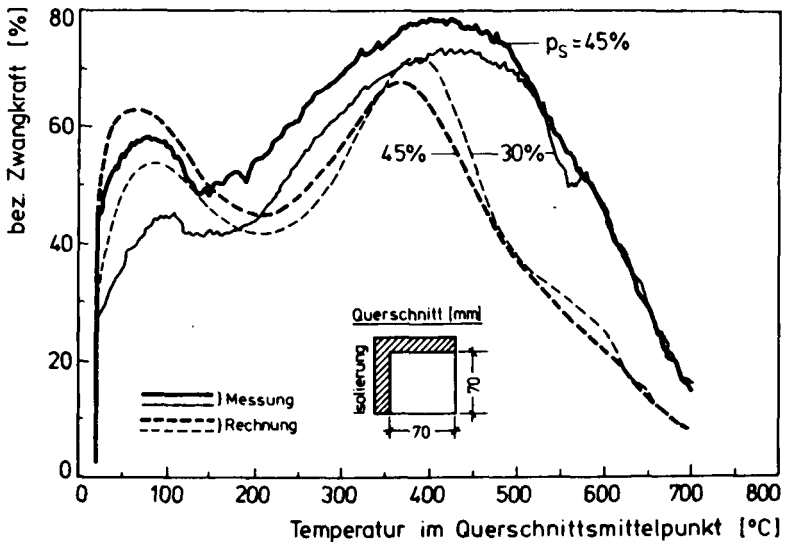


Bild 3.29: Vergleich gemessener und berechneter Zwangkräfte von einer Betonprobe mit nichtisothermer Temperaturverteilung

Um die Übereinstimmung zwischen Rechenergebnissen und Meßwerten weiter zu verbessern, besteht die Möglichkeit, in einem ersten Schritt in die Materialgleichungen einen spannungs- und temperaturabhängig formulierten Elastizitätsmodul von Beton einzuführen. Eine während der Aufheizung vorhandene Belastung führt im gesamten Temperaturbereich zu einem deutlichen Anstieg des temperaturabhängigen Elastizitätsmoduls /11/. In /76/ wurde der spannungs- und temperaturabhängige Elastizitätsmodul funktional beschrieben und zusammen mit einer modifizierten Kriechfunk-

tion, die dann auch selbst spannungs- und temperaturabhängig wird (s. Gleichung (3.2)), in die Materialgleichung eingesetzt. Die Auswirkungen, die durch solche verfeinerten Materialbeschreibungen bezüglich der Obereinstimmung zwischen Rechen- und Meßergebnissen bei der Verformungs- und Zwangkraftentwicklung von instationär erwärmten Betonproben erzielt werden, sind bisher noch nicht aufgezeigt worden. Es bleibt ferner ungeklärt, in welchem Umfang das Festigkeits- und Verformungsverhalten des Betons durch die Ribentstehung und -ausbreitung verändert wird. Diese Einflüsse werden z.Z. intensiv studiert /77/; dabei interessiert in diesem Fall speziell die Fragestellung, inwieweit die Ergebnisse, die an kleinen Probekörpern gewonnen werden, auf bauwerkstypische Querschnitte übertragen werden können, wenn diese Querschnitte einer instationären, nichtisothermen Temperaturbeanspruchung und gleichzeitig einwirkenden Normal- und Schubkräften sowie Biegemomenten unterliegen.

Bedingt durch die noch nicht abgeschlossenen Untersuchungen sowie entsprechend dem Ziel der vorliegenden Arbeit, werden die in Abschnitt 3.1.2 entwickelten Materialgleichungen nicht weiter verfeinert. Die Obereinstimmung zwischen Rechen- und Versuchsergebnissen ist ausreichend, um die entwickelten Materialgleichungen als Grundlage zu nehmen, den Einfluß möglicher Vereinfachungen bei der Beschreibung des temperaturabhängigen Last-Verformungs-Verhaltens von Beton auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit bei Brandeinwirkung aufzuzeigen.

Im Bild 3.30 werden die Versuchsergebnisse von Bild 3.29 zusammen mit dem Ergebnis eines weiteren Versuchs Rechenergebnissen gegenübergestellt, die jetzt ohne Berücksichtigung der Spannungsgeschichte ermittelt werden; d.h. den Berechnungen liegt die Annahme eines vollständig "gedächtnislosen" Materials zugrunde (Gl. (3.19) identisch Null). Diese Annahme erscheint aufgrund der Ergebnisse von Bild 3.30 gerechtfertigt: dort erreichen die Zwangkräfte von der Probe mit 30 % und von der Probe mit 45 % Vorlast im Bereich höherer Temperaturen annähernd die gleiche Größe, d. h., die Höhe der Vorlast hat für hohe Temperaturen nur einen geringen Einfluß auf die Zwangkraftentwicklung. Auch die Spannungsgeschichte läßt sich als eine Art Vorbelastung der einzelnen Querschnittselemente interpretieren. Bei rechnerischer Vernachlässigung der Spannungsgeschichte zeigt der Vergleich der Meß- und Rechenwerte der Zwangkräfte im Temperaturbereich zwischen 200 °C und 600 °C relativ große Abweichungen, wobei besonders das Zwangkraftmaximum zwischen

300 °C und 500 °C nur noch andeutungsweise wiedergegeben wird. Erst für Temperaturen von über 600°C erreichen die berechneten Zwangkräfte annähernd die Größe der gemessenen Werte. Die Ergebnisse deuten darauf hin, daß für die Berechnung der Zwangkräfte bei Brandeinwirkung die Berücksichtigung der Spannungsgeschichte nur bei Annäherung an den Versagenszustand eine untergeordnete Bedeutung hat. Für die Fälle, bei denen die Größe und der zeitliche Verlauf der Zwangschnittgrößen maßgebend das Tragverhalten der Bauteile beeinflusst, z.B. dehnbehinderten Bauteilen, insbesondere dehnbehinderten Stützen, muß dagegen bei der rechnerischen Bauteilanalyse die Spannungsgeschichte über die gesamte Brandeinwirkungszeit berücksichtigt werden.

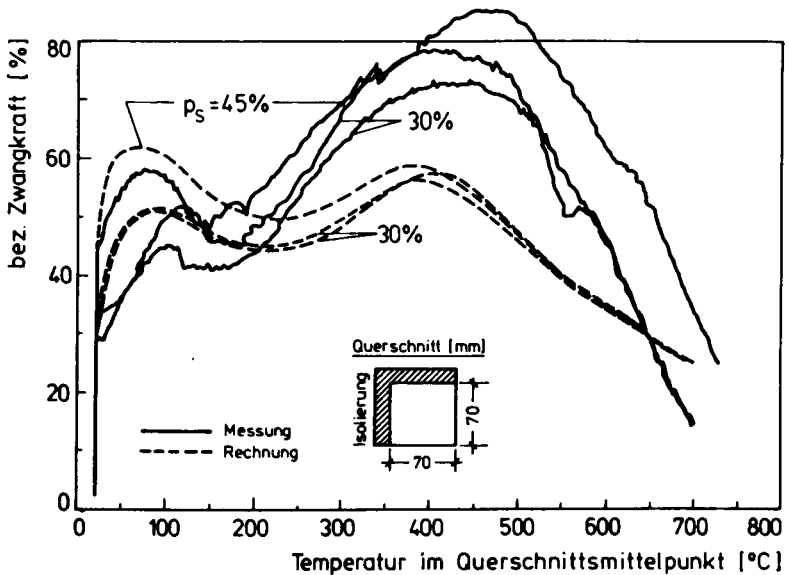


Bild 3.30: Vergleich gemessener und berechneter Zwangkräfte von einer Betonprobe mit nichtisothermer Temperaturverteilung; Rechenwerte ohne Berücksichtigung der Spannungsgeschichte

3.4.2 Einfluß der Spannungsgeschichte auf die Biegetragfähigkeit im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung

Für die Berechnung der Biegetragfähigkeit im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung müssen für die Baustoffe Beton und Spannstahl Versagenskriterien festgelegt werden. In den Abschnitten 3.1.4 und 3.2.4 wurde in diesem Zusammenhang die kritische Temperatur diskutiert, wie sie in den Bildern 3.11 und 3.17 für konstant einwirkende Spannungen dargestellt ist.

In den folgenden Berechnungen wird die kritische Temperatur auch für den Fall veränderlicher Spannungen beibehalten. Diese Annahme erscheint aufgrund der Ergebnisse von Bild 3.31 gerechtfertigt: es zeigt für drei ausgesuchte Beanspruchungsverhältnisse die berechneten Gesamtverformungen von instationär erwärmten Beton- und Spannstahlproben. Dabei werden jeweils die Ergebnisse gegenübergestellt, die bei einer Beanspruchung mit konstanter Spannung und vergleichend mit veränderlicher Spannung ermittelt wurden. Die veränderliche Spannung wurde im Temperaturbereich zwischen Normaltemperatur und die der konstanten Spannung zugeordneten kritischen Temperatur jeweils vom Wert Null auf den Wert der konstanten Spannung gesteigert und anschließend auf diesem Wert gehalten.

Die im Bild 3.31 dargestellten Verformungsverläufe für Beton und Spannstahl zeigen, daß bei konstanter und veränderlicher Spannung jeweils annähernd die gleichen Versagenstemperaturen erreicht werden, d. h., die Spannungsgeschichte übt nur einen vergleichsweise geringen Einfluß auf die Größe der Versagenstemperatur aus, maßgebend ist vielmehr die vorliegende Endspannung (s. Abschnitt 3.3.2.1).

Der Einfluß der Spannungsgeschichte auf die Biegetragfähigkeit im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung wird exemplarisch an einem dreiseitig beflamten Rechteckquerschnitt untersucht. Um die Auswirkungen der Spannungsgeschichte auf die Spannungsentwicklung im Spannstahl feststellen zu können, wird die Spannstahlbewehrung in mehreren Lagen mit jeweils mehreren Spanndrähten pro Lage angeordnet. Da die folgenden Ergebnisse hauptsächlich einen qualitativen Biegetragfähigkeitsvergleich erlauben sollen, werden zur Rechenvereinfachung und zur Verdeutlichung der Einzeleinflüsse von Beton und Spannstahl die Berech-

nungen ohne Berücksichtigung einer schlaffen Betonstahlbewehrung durchgeführt.

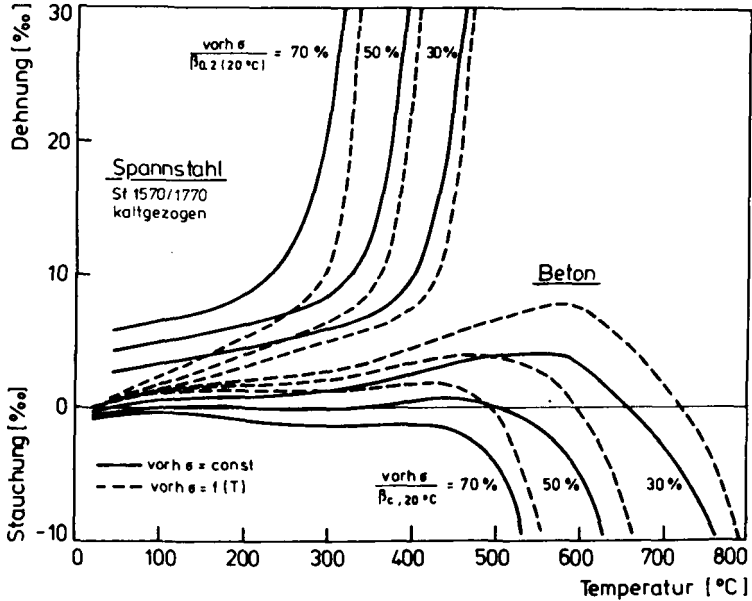


Bild 3.31: Gesamtverformungen von Beton und Spannstahl bei konstanter und veränderlicher Spannung

Die Biegetragfähigkeit wird bei schwach und normal bewehrten Querschnitten in starkem Maß vom Materialverhalten des Spannstahls und bei stark bewehrten Querschnitten hauptsächlich vom Materialverhalten des Betons bestimmt. Aus diesem Grund wird die Biegetragfähigkeit für einen schwach und einen stark bewehrten Querschnitt untersucht. Die Unterteilung zwischen schwach und stark bewehrt wird hier im Vorgriff auf die Erklärungen im Abschnitt 5 vorgenommen. Für jeden Querschnitt wird für eine Anzahl unterschiedlicher Biegemomentenbeanspruchungen die Versagenszeit bei Brandeinwirkung ermittelt, wobei jeweils die Ergebnisse der Berechnung mit und ohne Berücksichtigung der Spannungsgeschichte gegenübergestellt werden.

Im Bild 3.32 sind die berechneten Versagenszeiten bei annähernd der 1,0-, 1,3- und 0,7-fachen zulässigen Gebrauchslast dargestellt. Es wird deutlich, daß die Versagenszeiten im Bereich zwischen 60 und 120 Minuten durch die Spannungsgeschichte nur geringfügig beeinflusst werden; z.B. werden für die zulässigen Gebrauchslasten die Versagenszeiten bei Vernachlässigung der Spannungsgeschichte um maximal 5 Minuten gegenüber der Berechnung mit Berücksichtigung der Spannungsgeschichte verändert.

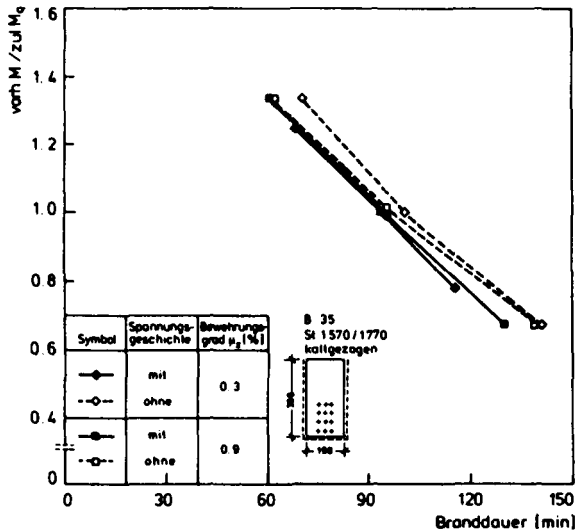
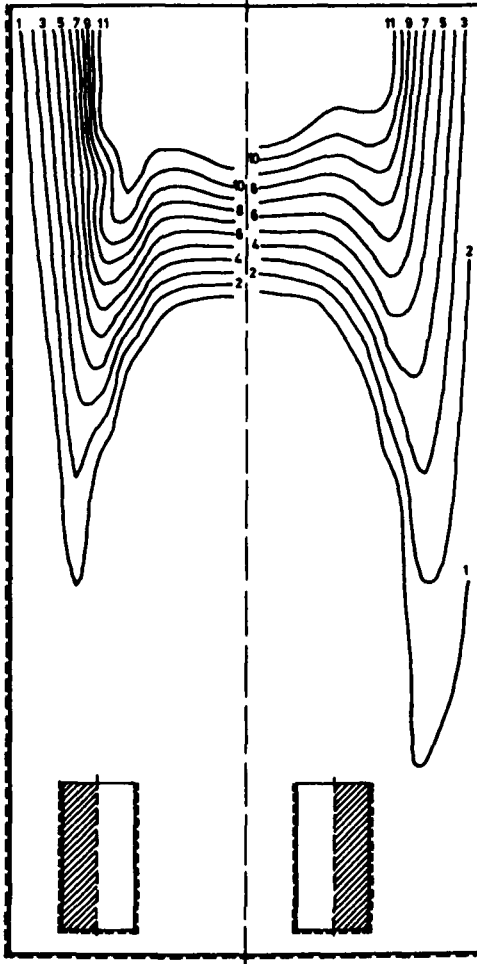


Bild 3.32: Vergleich der berechneten Versagenszeiten für einen schwach und einen stark bewehrten Querschnitt mit und ohne Berücksichtigung der Spannungsgeschichte

Diese geringe Beeinflussung der Querschnittstragfähigkeit durch die rechnerische Vernachlässigung der Spannungsgeschichte wird beim Vergleich der Isobaren der Druckspannungen mit und ohne Berücksichtigung der Spannungsgeschichte verständlich. Unmittelbar vor dem Erreichen der Querschnittstragfähigkeit nach ungefähr 95 Minuten Branddauer unterscheiden sich die Verläufe der Isobaren nur in den Randbereichen der Querschnitte: dort, wo in der ersten Phase der Brandbeanspruchung große Temperaturgradienten auftreten als deren Folge hohe Zwangdehnungen entstehen und dementsprechend hohe Spannungswerte.

Isobaren für Druckspannung nach 90 Min. Branddauer

mit Spannungsgeschichte
ohne



Kurven-Nr.	Spannung [N/mm ²]
1	- 2
2	- 4
3	- 6
4	- 8
5	- 10
6	- 12
7	- 14
8	- 16
9	- 18
10	- 20
11	- 22

Beton B 35

b/d = 190 / 380 mm

Spannstahl

St 1570 / 1770, kaltgez.

stark bewehrt

Bild 3.33: Isobaren für Druckspannungen nach 90 Minuten Branddauer. Vergleich mit und ohne rechnerische Berücksichtigung der Spannungsgeschichte

Bei der rechnerischen Berücksichtigung der Spannungsgeschichte bewirken die einmal vorhandenen hohen Spannungswerte im Bereich der Querschnittsrandzone, daß mit zunehmender Branddauer, d.h., auch mit zunächst noch ansteigenden Zwangdehnungen, diese Querschnittsbereiche spannungsmäßig überansprucht werden und damit für die weitere Tragfähigkeitsaufnahme ausfallen. Bleibt dagegen die Spannungsgeschichte rechnerisch unberücksichtigt, "vergißt" das Material die ehemals hohe Spannungsausnutzung im Bereich der Querschnittsrandzone und beansprucht diese Querschnittsbereiche jeweils nur entsprechend der aktuellen Zwangdehnungsverteilung. Damit bleiben diese Querschnittsbereiche bis unmittelbar vor dem Versagen an der Tragfähigkeitsaufnahme beteiligt. Im Bild 3.33 wird deutlich, daß die unterschiedliche rechnerische Berücksichtigung der Spannungsgeschichte nur die Spannungsverteilung in der äußersten Randzone des Betonquerschnitts beeinflußt und deshalb auch nur geringe Unterschiede bei der Entwicklung der Schnittgrößen während der Brandeinwirkungszeit entstehen. Im Bild 3.34 ist der Verlauf der Resultierenden der Betondruckspannungen dargestellt. Für den schwach wie für den stark bewehrten Querschnitt weichen die zeitabhängigen Verläufe der Resultierenden der Betondruckspannungen mit und ohne Berücksichtigung der Spannungsgeschichte nur wenig von einander ab.

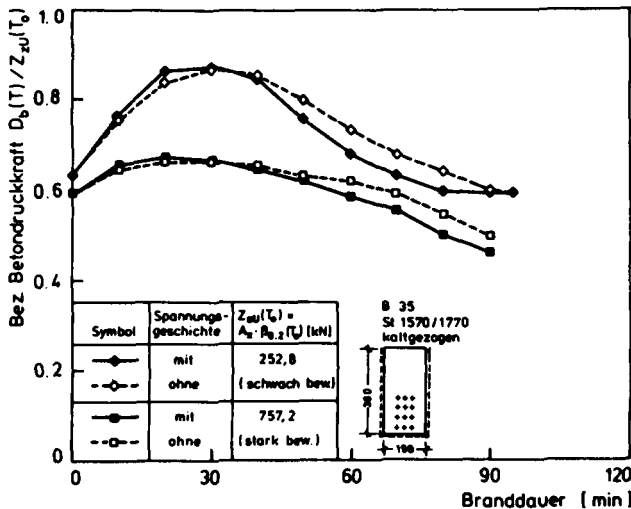


Bild 3.34: Vergleich der Resultierenden der Betondruckspannungen mit und ohne Berücksichtigung der Spannungsgeschichte

Der Verlauf der Spannstahlzugkraft in den Einzeldrähten hängt stark von der Lage des betrachteten Einzeldrahtes im brandbeanspruchten Betonquerschnitt und damit von der jeweiligen Temperaturentwicklung und der thermischen Querschnittsverkrümmung ab; die unterschiedliche rechnerische Berücksichtigung der Spannungsgeschichte bewirkt nur eine sehr geringe Veränderung der temperaturabhängigen Zugkraft im Spannstahl. Im Bild 3.35 wird neben der Entwicklung der mittleren Zugkraft im Spannstahl zusätzlich die Entwicklung der Zugkraft für 3 Einzelspanndrähte dargestellt. Die mittlere Zugkraft im Spannstahl ist dabei über der mittleren Spannstahltemperatur aufgetragen.

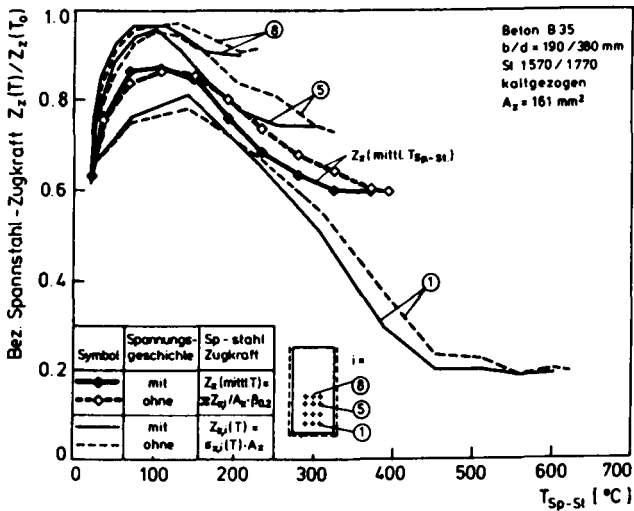


Bild 3.35: Vergleich der mittleren Spannstahlzugkraft und der Zugkraft im Einzeldraht mit und ohne Berücksichtigung der Spannungsgeschichte

Bei allen Spannstählen bewirkt die rechnerische Berücksichtigung der Spannungsgeschichte, daß die Zugkräfte in der ersten Erwärmungsphase bis ungefähr 200°C stärker ansteigen, als ohne rechnerische Berücksichtigung der Spannungsgeschichte. Dieses Verhalten wird vor allen Dingen dadurch verursacht, daß bei der Berechnung mit Berücksichtigung der Spannungsgeschichte jeweils eine konstante Spannungsänderung im betrachteten Temperaturintervall angenommen wird, während bei der Berech-

nung ohne Berücksichtigung der Spannungsgeschichte eine konstant einwirkende Spannung vorausgesetzt wird. Zur Erzielung gleicher Dehnungszustände wird in der Berechnung mit Berücksichtigung der Spannungsgeschichte eine höhere Endspannung erforderlich, als im Fall ohne Berücksichtigung der Spannungsgeschichte. Mit fortschreitender Branddauer fällt die Endspannung aus der Berechnung mit Berücksichtigung der Spannungsgeschichte unter den Wert aus der Berechnung ohne Berücksichtigung der Spannungsgeschichte. In der Berechnung mit Berücksichtigung der Spannungsgeschichte werden die in der Anfangsphase vorhandenen hohen Spannungen berücksichtigt (Material mit "Gedächtnis"), so daß relativ kleine Endspannungen ausreichen, um den vorgegebenen Dehnungszustand zu erfüllen. Im Gegensatz dazu muß bei der Berechnung ohne Berücksichtigung der Spannungsgeschichte der vorgegebene Dehnungszustand allein durch die Endspannung initiiert werden, die dadurch geringfügig größer wird, als bei der Berechnung mit Berücksichtigung der Spannungsgeschichte.

4 Vereinfachte Materialgesetze in Form von temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen (Rechengesetze)

Im vorigen Abschnitt wurde gezeigt, daß die Größe der Querschnittstragfähigkeit bei Brandeinwirkung berechnet werden kann, ohne die während des Brandgeschehens in den einzelnen Querschnittsfasern ablaufende Spannungsgeschichte zu berücksichtigen. Damit ergibt sich die Möglichkeit, die Last-Verformungs-Beziehung aus dem instationären Kriechversuch als temperaturabhängige Spannungs-Dehnungs-Beziehung darzustellen. Der aktuelle Spannungswert ist dann nur noch von der jeweiligen Temperatur und der spannungserzeugenden Dehnung abhängig. Im Bild 4.1 ist am Beispiel des Spannstahls die prinzipielle Vorgehensweise dargestellt, wie aus den gemessenen Verformungswerten des instationären Kriechversuchs die zugehörigen Spannungs-Dehnungs-Kurven konstruiert werden.

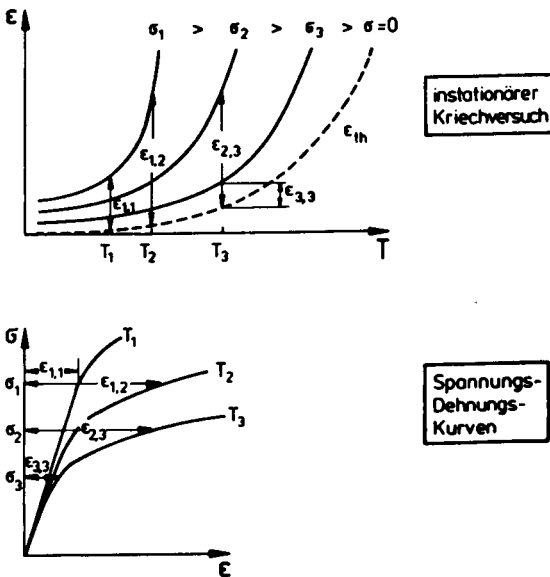


Bild 4.1: Prinzip der Konstruktion von Spannungs-Dehnungs-Kurven für Spannstahl aus instationären Kriechversuchen

In den letzten Jahren sind eine Vielzahl von temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen veröffentlicht worden. Dabei wurde in der

Regel für jedes Material eine spezielle mathematische Formulierung verwendet. Im folgenden Abschnitt wird ein mathematischer Ansatz aus /60/ vorgestellt, der in dieser Arbeit zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton und Spannstahl verwendet wird, aber auch bereits für Betonstahl und Baustahl angewendet wird /51/.

Der Vorteil eines einzigen mathematischen Ansatzes für alle Materialien besteht in der außerordentlich geringen Programmierarbeit bei Verwendung mehrerer Materialien sowie in der relativ einfachen Erweiterung vorhandener EDV-Programme um zusätzliche Materialien, für die - zum Zeitpunkt der Programmerstellung - noch keine temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen vorhanden waren.

Deutlich muß an dieser Stelle auf einige Einschränkungen hingewiesen werden, die bei der Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Bauteilen unter Brandeinwirkung mit Materialgesetzen in Form von temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen (Rechengesetzen) beachtet werden müssen:

- für die Brandraumtemperaturzeit-Kurve gilt $dT/dt > 0$, d.h. es werden nur instationäre Erwärmungsvorgänge berücksichtigt, wie sie z.B. für den Katastrophenfall "Brand" durch die Einheitstemperaturzeit-Kurve (ETK) vorgegeben werden,
- die Rechengesetze der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen sind nicht geeignet für die Berechnung der Zwangskraftentwicklung in Bauteilen unter instationärer Brandeinwirkung,
- die Anwendung der Rechengesetze der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen muß in Verbindung mit den in dieser Arbeit entwickelten Rechengesetze für die thermische Dehnung von Beton und Spannstahl geschehen,
- bei der Berechnung der spannungserzeugenden Dehnungen müssen die thermischen Dehnungen berücksichtigt werden.

4.1 Allgemeiner Rechenansatz

Als Ansatz zur Beschreibung der temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen wird eine Potenzfunktion entsprechend Gleichung (4.1) in Verbindung mit Gleichung (4.2) und (4.3) gewählt.

Für $\epsilon_i \leq \epsilon < \epsilon_{i+1}$ gilt:

$$\sigma^*(\epsilon) = m \cdot \left(\sigma_{i+1} - \sigma_i - \frac{d\sigma_{i+1}}{d\epsilon_{i+1}} \cdot (\epsilon_{i+1} - \epsilon) \right) \quad (4.1)$$

mit

$$m = 1 - \left(\frac{\epsilon_{i+1} - \epsilon}{\epsilon_{i+1} - \epsilon_i} \right)^n \quad (4.2)$$

und

$$n = \frac{\frac{d\sigma_i}{d\epsilon_i} \cdot (\epsilon_{i+1} - \epsilon_i)}{\sigma_{i+1} - \sigma_i - \frac{d\sigma_{i+1}}{d\epsilon_{i+1}} \cdot (\epsilon_{i+1} - \epsilon_i)} > 0 \quad (4.3)$$

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen werden in Bereiche unterteilt, zu deren funktionaler Beschreibung ein lokales Koordinatensystem σ^*, ϵ^* eingeführt wird (s. Bild 4.2).

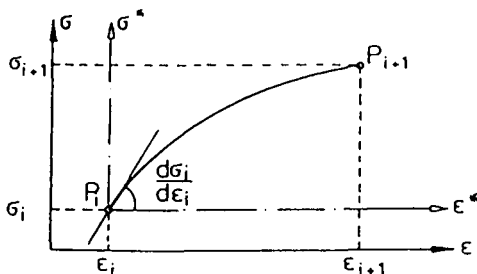


Bild 4.2: Koordinatensysteme für die Berechnung der temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen

Die Berechnung der Spannung σ zu einer vorgegebenen Dehnung ε erfolgt jeweils im 1. Quadranten des lokalen Koordinatensystems σ^*, ε^* ; das lokale Koordinatensystem σ^*, ε^* muß so orientiert werden, daß die Bedingung $d\sigma_i/d\varepsilon_i > 0$ erfüllt wird. Die endgültige Spannung $\sigma(\varepsilon)$ ergibt sich dann nach Gleichung (4.4):

$$\sigma(\varepsilon) = \sigma_i + \sigma^*(\varepsilon) \quad (4.4).$$

Die Bereichsgrenzen werden nach Gleichung (4.5) bis (4.7) im globalen Koordinatensystem durch temperaturabhängige Funktionen für den Dehnungs-, Spannungs- und zugehörigen Steigungsverlauf beschrieben. In den Gleichungen (4.5) bis (4.7) sind ε_0 , β_0 und $\bar{\varepsilon}_0$ Konstanten, die das jeweilige Materialverhalten bei Raumtemperatur berücksichtigen, während die Summenausdrücke mit den Koeffizienten a_k , b_k und c_k die Temperaturabhängigkeit der Bereichsgrenzen beschreiben. In /60/ sind die Koeffizienten a_k , b_k und c_k für Beton, mehrere Spannstahl- und Betonstahlsorten, sowie für Baustahl angegeben.

$$\varepsilon_i(T) = \varepsilon_0 \cdot \sum_{k=0}^3 a_k \cdot T^k \quad (4.5)$$

$$\sigma_i(T) = \beta_0 \cdot \sum_{k=0}^3 b_k \cdot T^k \quad (4.6)$$

$$\frac{d\sigma_i(T)}{d\varepsilon_i(T)} = \bar{\varepsilon}_0 \cdot \sum_{k=0}^3 c_k \cdot T^k \quad (4.7)$$

Die ausgewählte Potenzfunktion ist zwischen den Bereichsgrenzen im lokalen Koordinatensystem stetig und besitzt dort stetige Ableitungen; d.h. sie erfüllt Bedingungen, wie sie an die temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen insbesondere beim Einsatz in Finite-Elemente-Programme gestellt werden.

In den Bildern 4.3 und 4.4 werden Rechenwerte der Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Gleichung (4.4) solchen Werten gegenübergestellt, die mit den in Abschnitt 3 entwickelten Materialgesetzen für Beton und Spannstahl berechnet wurden; diese Berechnungen wurden jeweils mit ei-

ner konstant einwirkenden und einer kontinuierlich anwachsenden Spannung durchgeführt. Für große Bereiche der Spannungs-Dehnungs-Diagramme liegen die Rechenwerte nach Gleichung (4.4) im punktiert gekennzeichneten Sektor, d.h., in dem Bereich, in dem die Spannungs-Dehnungs-Linie durch den Einfluß der Spannungsgeschichte variiert. Insgesamt zeigt der Vergleich der berechneten Verformungswerte, daß das charakteristische temperaturabhängige Last-Verformungsverhalten von Beton und Spannstahl durch die Rechenwerte nach Gleichung (4.4) gut wiedergegeben wird.

In verschiedenen Arbeiten /z.B. 79,80/ wird eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung entsprechend Gleichung (4.4) nur im Fall ansteigender, d.h., größer werdender Dehnungen benutzt. Für rückläufige Dehnungen werden die Spannungs-Dehnungs-Linien um eine Entlastungsfunktion erweitert. Aufgrund fehlender Versuchsergebnisse, die eine gesicherte Annahme über den Verlauf der Entlastungsfunktion erlauben, werden für die numerische Approximation häufig Annahmen getroffen, die sich in erster Näherung an die bei Normaltemperatur bekannten Verhältnisse anlehnen. Das bedeutet, daß die Entlastungsfunktion als Gerade mit der Steigung der zugehörigen temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Linie im Ursprung definiert wird und daß eine wiederholte Be- und Entlastung in diesem Bereich auf der gleichen Gerade stattfindet. In /81/ wurde für verschiedene Bauteile das Trag- und Verformungsverhalten bei Brandeinwirkung berechnet, wobei vergleichend Spannungs-Dehnungs-Beziehungen mit und ohne Entlastungsfunktion eingesetzt wurden. Die Vergleichsrechnungen ergaben eine sehr geringe Beeinflussung des Brandverhaltens der Bauteile durch die rechnerische Berücksichtigung der Entlastungsfunktion. Aufgrund der Ergebnisse aus /81/ erfolgt in dieser Arbeit die spannungsmäßige Zuordnung für größer werdende und für rückläufige Dehnungen jeweils nach Gleichung (4.4).

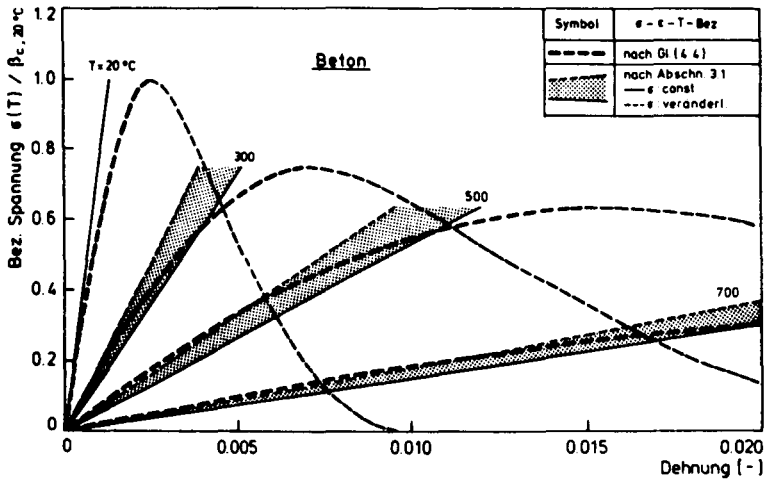


Bild 4.3: Vergleich von Spannungs-Dehnungs-Linien für Beton nach Gleichung (4.4) und Abschnitt 3.1

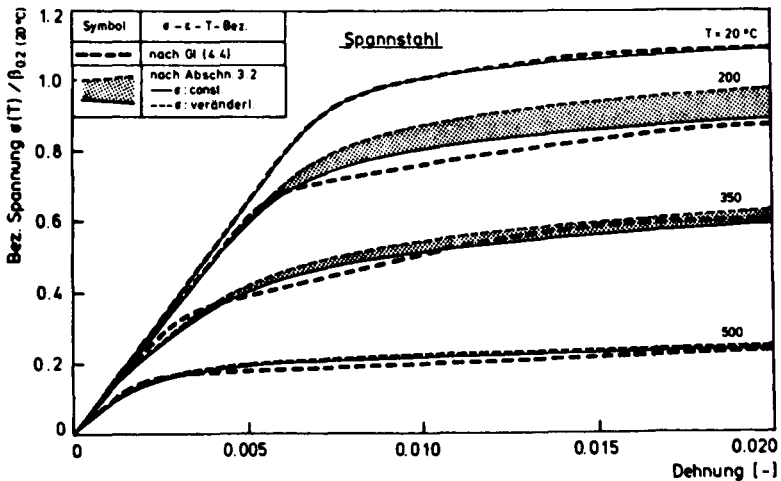


Bild 4.4: Vergleich von Spannungs-Dehnungs-Linien für Spannstahl, kaltgezogen nach Gleichung (4.4) und Abschnitt 3.2

4.1.1 Materialkennwerte bei Raumtemperatur

Die Materialkennwerte bei Raumtemperatur bilden eine wichtige Grundlage, um beispielsweise die für Brandversuche erforderliche Belastung zu bestimmen, um Brandversuche auf rechnerischem Wege nachzuvollziehen und um den bisher nicht üblichen rechnerischen Nachweis des Brandverhaltens tragender Bauteile so festzulegen, daß mit ihm das gleiche Sicherheitsniveau erreicht wird wie mit dem experimentellen Nachweisverfahren nach DIN 4102 Teil 2. In /62/ wird ausführlich dargelegt, daß bei der Festlegung der Materialkennwerte bei Raumtemperatur grundsätzlich zwei Fälle zu unterscheiden sind:

- Die Berechnung wird im Zusammenhang mit einem Experiment durchgeführt
- Die Berechnung dient dazu, ohne experimentelle Begleitung auf rein analytischem Wege das Brandverhalten des Bauteils zu bestimmen.

Im ersten Fall stehen die Berechnungen im Zusammenhang mit einem Brandversuch. In der Regel liegen dann die tatsächlichen Festigkeiten der im Bauteil vorhandenen Baustoffe vor. Sie werden aus dem parallel zum Prüfkörper hergestellten Probekörper ermittelt. Damit besteht die Möglichkeit, die Prüflast - und wenn der Brandversuch mit Hilfe von analytischen Rechenverfahren nachgerechnet werden soll, auch die Querschnittstragfähigkeit - aufgrund der tatsächlich vorliegenden Baustofffestigkeiten zu ermitteln.

Im zweiten Fall wird das Brandverhalten der Bauteile ausschließlich auf analytischem Wege bestimmt; d.h. sowohl die rechnerische Belastung des Bauteils als auch die Querschnittstragfähigkeit müssen aufgrund von Nennwerten der Festigkeiten der Baustoffe ermittelt werden.

In /62/ werden die in Ansatz zu bringenden Materialfestigkeiten für die Berechnung der Querschnittstragfähigkeit und der Prüfkörperbelastung mit und ohne experimentelle Begleitung gegenübergestellt. Angegeben werden die maßgebenden Rechenwerte der Materialfestigkeiten für Beton, Baustahl und Betonstahl. Diese Angaben werden im folgenden Abschnitt um Rechenwerte für Spannstahl ergänzt sowie um Rechenwerte für Beton erweitert, da in der vorliegenden Arbeit als Bemessungsnorm DIN 4227 maßgebend ist.

4.1.1.1 Rechenannahmen bei Kenntnis der Prüfkörper-Festigkeiten

Beton

Die Berechnung der Querschnittstragfähigkeit und die Ermittlung der Prüfkörperbelastung wird auf der Grundlage der zum Versuchszeitpunkt vorliegenden Zylinder- bzw. Prismenfestigkeit $\beta_{c,t}$ durchgeführt. Für die Berechnung der Querschnittstragfähigkeit wird die mittlere Druckfestigkeit $\bar{\beta}_{w,t}$ (Würfel mit 20 cm Kantenlänge) mit dem Faktor $f_R = 0,85$ abgemindert, um damit den Einfluß zwischen Würfel- und Zylinderdruckfestigkeit zu berücksichtigen. Bei der Ermittlung der Prüfkörperbelastung entspricht der Abminderungsfaktor $f_R = 0,6$ der gültigen Norm /15/; auf diese Weise wird für den rechnerischen und experimentellen Nachweis das gleiche Sicherheitsniveau erhalten /62/.

Spannstahl

Für die Berechnung der Querschnittstragfähigkeit und die Ermittlung der Prüfkörperbelastung wird die in der Zulassung des Spannstahls angegebene Streck- bzw. $\beta_{0,2}$ -Grenze verwendet. Durch diese Festlegung wird der in Abschnitt 3.3.2.1 beschriebene überragende Einfluß des Ausgangswerkstoffes auf das temperaturabhängige Festigkeits- und Verformungsverhalten des Spannstahls angemessen berücksichtigt. Bei Erwärmung des Spannstahls auf Temperaturen von über 200°C gehen die Festigkeitserhöhungen verloren, die deutlich über der Nennfestigkeit des Spannstahls liegen. Sie leisten dann keinen nennenswerten Beitrag zur Querschnittstragfähigkeit mehr und werden deshalb auch nicht bei der Ermittlung der Prüfkörperbelastung angesetzt.

Dieses Vorgehen wird in vergleichbarer Weise auch bei der Ermittlung der zulässigen Lasten von Verbundstützen aus Hohlprofilen und C-Profilen angewendet /69/. Bei diesen Stütztypen erwärmt sich bei Brandbeanspruchung der außenliegende, ungeschützte Stahlmantel sehr rasch, beult aus und trägt dann nur noch wenig zur Gesamttragfähigkeit der Stütze bei. Aus diesem Grunde wird für den Rechenwert der Streckgrenze β_S der Hohl- und C-Profile bei der Ermittlung der zulässigen Lasten grundsätzlich der Mindestwert angenommen, der entsprechend der Stahlsorte in der Bemessungsvorschrift festgelegt ist.

Der Elastizitätsmodul von Spannstahl streut nur geringfügig, so daß der Berechnung der Mittelwert $E_z = 205.000 \text{ N/mm}^2$ zugrunde gelegt wird.

4.1.1.2 Berechnung mit Nennwerten der Festigkeiten

Beton

Für die Berechnung der Querschnittstragfähigkeit wird als Materialkennwert bei Raumtemperatur die Zylinder- bzw. Prismenfestigkeit vorgegeben. Sie wird aus dem Nennwert der Würfeldruckfestigkeit β_{WN} ermittelt:

$$\beta_R = 0,85 \cdot \beta_{WN}$$

Für die Berechnung der Prüfkörperbelastung wird als Materialkennwert bei Raumtemperatur

$$\beta_R = 0,6 \cdot \beta_{WN}$$

eingesetzt.

Spannstahl

Die Berechnung der Querschnittstragfähigkeit und der Prüfkörperbelastung wird jeweils mit der Streck- bzw. $\beta_{0,2}$ -Grenze des Spannstahls aus der Zulassung durchgeführt. Der Elastizitätsmodul des Spannstahls beträgt $E_z = 205.000 \text{ N/mm}^2$.

4.1.1.3 Zusammenfassung

In Tabelle 4.1 wird eine Zusammenfassung der Materialfestigkeiten bei Raumtemperatur gegeben, die für die Berechnung der Querschnittstragfähigkeit und der Prüfkörperbelastung anzusetzen sind. Dabei wird unterschieden zwischen Berechnungen, die begleitend zu Brandversuchen durchgeführt werden, und solchen Berechnungen, die ohne zusätzliche Informationen durch parallel ablaufende Brandversuche ausgeführt werden.

Tabelle 4.1: Anzusetzende Materialfestigkeiten bei Raumtemperatur

	Rechenannahmen	
	Berechnung parallel zu Brandversuchen	Berechnungen ohne begleitende Brandversuche
Querschnittstragfähigkeit Beton Spannstahl	vorh $\beta_R = 0,85 \cdot \beta_{w,t}$ vorh $\beta_{0,2}$ nach Zulassung	$\beta_R = 0,85 \cdot \beta_{wN}$ $\beta_{0,2}$ nach Zulassung
Prüfkörperbelastung Beton Spannstahl	vorh $\beta_R = 0,6 \cdot \beta_{w,t}$ vorh $\beta_{0,2}$ nach Zulassung	β_R nach DIN 4227 $\beta_{0,2}$ nach Zulassung

In Tabelle 4.2 sind für Beton mit überwiegend quarzhaltigem Zuschlag die Materialkennwerte bei Raumtemperatur entsprechend Gleichung (4.5) bis (4.7) zusammengestellt.

Tabelle 4.2: Materialkennwerte bei Raumtemperatur für die Rechenwerte der temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von Beton

Baustoff	ϵ_0 [-]	Material-Konstanten	
		β_0 [N/mm ²]	E_0 [N/mm ²]
Beton mit überwiegend quarzhaltigem Zuschlag	$- 10^{-3}$	$\beta_R(20^\circ\text{C})$	$\beta_0 \cdot 10^3$

Die Rechenwerte der temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen von Spannstahl werden über die Materialkennwerte für die Spannung β_0 und den Elastizitätsmodul E_0 der aktuellen Materialfestigkeit angepaßt. In Tabelle 4.3 sind für den Spannstahl, kaltgezogen, die Materialkennwerte bei Raumtemperatur entsprechend Gleichung (4.5) bis (4.7) zusammengestellt.

Tabelle 4.3: Materialkennwerte bei Raumtemperatur für die Rechenwerte der temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Spannstahl, kaltgezogen

Baustoff	Material-Konstanten		
	ϵ_0 [-]	β_0 [N/mm ²]	E_0 [N/mm ²]
Spannstahl kaltgezogen St 1570/1770	$10^{-3} \cdot \frac{\beta_{0,2}(20^\circ\text{C})}{1570}$	$\beta_{0,2}(20^\circ\text{C})$	205.000

Beim Spannstahl wird eine abweichende Festigkeitsklasse gegenüber dem Spannstahl St 1570/1770 mit Hilfe des in /58/ erläuterten Verfahrens bei der Berechnung der Rechenwerte der temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehung berücksichtigt. Beim Transformationsverfahren in /58/ wird davon ausgegangen, daß für alle Festigkeitsklassen bei Temperatureinwirkung die gleiche prozentuale Verminderung des Elastizitätsmoduls und der Festigkeit, bezogen auf die vorhandenen Werte bei Raumtemperatur, auftreten. Das Prinzip der Transformation aus /58/ wird im Bild 4.5 dargestellt. Eine Anwendung zeigt Bild 4.8, in dem Meß- und Rechenwerte von Spannungs-Dehnungs-Beziehungen eines Spannstahls St 1375/1570, kaltgezogen verglichen werden.

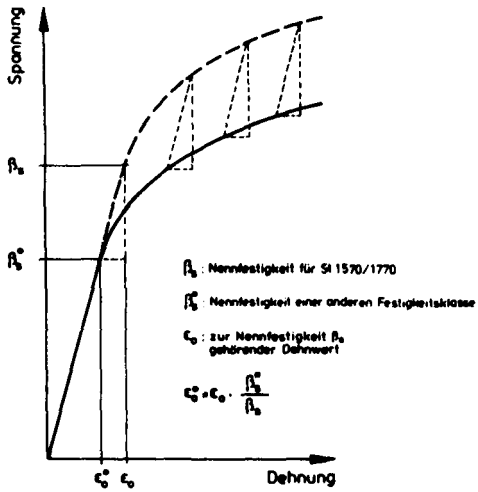


Bild 4.5: Berücksichtigung einer abweichenden Festigkeitsklasse gegenüber Spannstahl St 1570/1770 (Prinzip)

4.2 Rechengesetz für Beton

Die Auswertung von Gleichung (3.3) zur Konstruktion von temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen ergibt für konstante Temperaturen einen linearen Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung; bei der Auswertung sind die Einschränkungen von Abschnitt 3.1.2 bezüglich der Spannungsausnutzung $\sigma \leq 0,6 \cdot \beta_c$ und bezüglich der Temperatur $T > 200 \text{ }^\circ\text{C}$ zu beachten. Die Rechengesetze müssen aber auch für Spannungen $\sigma > 0,6 \cdot \beta_c$ und Temperaturen zwischen Raumtemperatur und $200 \text{ }^\circ\text{C}$ anwendbar sein. Der mathematische Ansatz von Abschnitt 4.1 erfüllt diese Bedingungen. Bild 4.6 zeigt σ - ϵ -T-Beziehungen für ausgewählte Temperaturen. Dabei wurde als Scheitelwert der Kurven die im Abschnitt 3.1.4, Bild 3.11 dargestellte, zur kritischen Betontemperatur gehörende Betonspannung festgelegt.

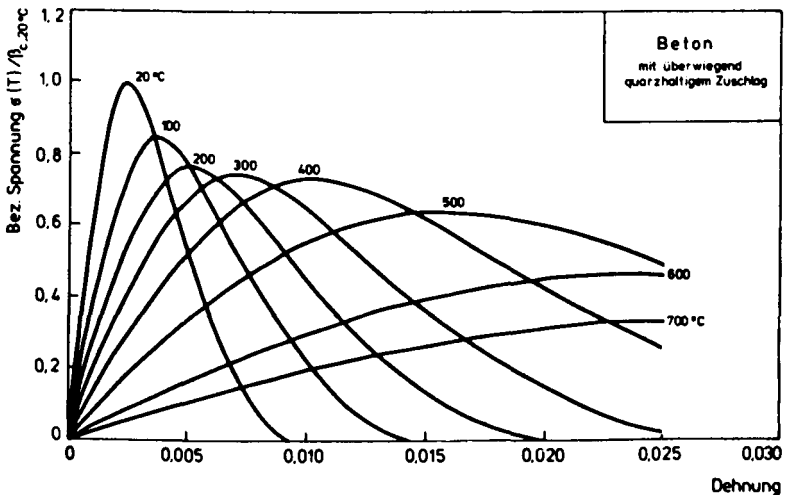


Bild 4.6: Rechenwerte der Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Beton

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen sind über den Scheitelwert hinweg mit einem abfallenden Kurvenast berechnet. Dieser abfallende Ast kann nicht im instationären Kriechversuch gemessen werden, sondern er wird an Meßergebnissen von stationär erwärmten, verformungsgesteuerten Druckversuchen orientiert. Durch den abfallenden Kurvenast wird das bei niedrigen Temperaturen ($T < 300 \text{ }^{\circ}\text{C}$) vergleichsweise spröde Verhalten und das bei höheren Temperaturen ($T > 650 \text{ }^{\circ}\text{C}$) dagegen eher zähe Verhalten des Materials im Bruchzustand erfaßt.

Die rechnerische Berücksichtigung des hinter der Höchstspannung liegenden Teil der Spannungs-Dehnungs-Linie ergibt Vorteile bei der numerischen Lösung: weil es sich beim mathematischen Ansatz für die Spannungs-Dehnungs-Linien um eine stetige Funktion handelt, werden Oszillationen während der Iteration weitgehend unterdrückt /50/. Z.B. wird die numerische Stabilität bei der Ermittlung der Bruchmomente bei Brandeinwirkung dadurch vergrößert, daß auch solche Betonelemente im Querschnitt bei der Lastaufnahme aktiv bleiben, für die der Scheitelpunkt der Spannungs-Dehnungs-Kurve überschritten ist.

Im Bild 4.7 ist die temperaturabhängige Momententragfähigkeit eines stark bewehrten Spannbetonquerschnitts unter Zugrundelegung von fünf unterschiedlichen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen des Betons dargestellt. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen unterscheiden sich jeweils nur durch unterschiedlich formulierte abfallende Kurvenäste. Aus Bild 4.7 wird deutlich, daß der funktionale Verlauf des abfallenden Kurvenastes nur einen geringen Einfluß auf die Querschnittstragfähigkeit ausübt; grössere Unterschiede in der Querschnittstragfähigkeit treten erst dann auf, wenn Spannungs-Dehnungs-Beziehungen ohne abfallenden Kurvenast benutzt werden. Zusätzlich ist im Bild 4.7 das nach DIN 4227 für Normaltemperatur berechnete Bruchmoment eingezeichnet. Es wird mit der in dieser Arbeit gewählten Spannungs-Dehnungs-Beziehung (s. Bild 4.6) nicht erreicht, weil mit Spannungs-Dehnungs-Beziehungen, deren Kurve nach Erreichen des Maximums wieder abfällt, kleinere Bruchmomente berechnet werden, als mit Spannungs-Dehnungs-Beziehungen, bei denen die Spannungen mit den Dehnungen bis zum Erreichen der Bruchstauung des Betons stetig anwachsen bzw. im Endbereich konstant bleiben (DIN 4227) /78/.

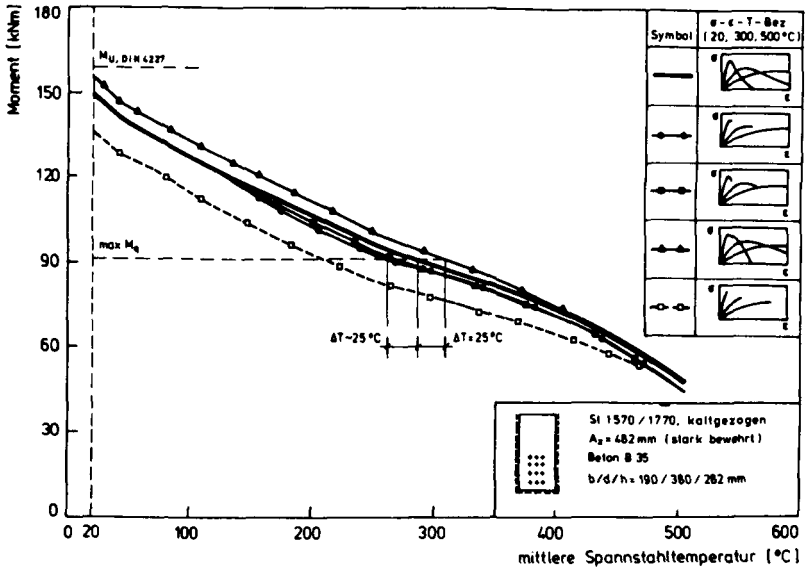


Bild 4.7: Einfluß des abfallenden Kurvenastes der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen auf die Bruchmomente bei Brandeinwirkung

Wegen dieser Einschränkungen bei der Berechnung des Bruchmomentes werden in dieser Arbeit die zulässigen Lasten bzw. die Bruchschnittgrößen bei Normaltemperatur mit Hilfe der Grundlagen der gültigen Konstruktionsnorm ermittelt, während für die Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens bei Brandeinwirkung die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen entsprechend Abschnitt 4.1 verwendet werden.

Die im ersten Augenblick als willkürlich erscheinende Zusammensetzung der Spannungs-Dehnungs-Kurve aus Ergebnissen von instationären Kriechversuchen und stationären, verformungsgesteuerten Druckversuchen erhält ihre Berechtigung durch Versuchsbeobachtungen von brandbeanspruchten Bauteilen: beispielsweise zeigen ausreichend ausgetrocknete, druckbeanspruchte Stützen in der Regel in der Anfangsphase der Brandbeanspruchung keine Zerstörungen in der äußeren Betonrandzone, obwohl in diesen Bereichen infolge der hohen Temperaturen die Festigkeit rasch abfällt und gleichzeitig dort infolge des hohen Temperaturgradienten eine deutliche Spannungskonzentration stattfindet.

4.3 Rechengesetz für Spannstahl

Bild 4.8 zeigt für einige ausgewählte Temperaturen die Spannungs-Dehnungs-Kurven für einen kaltgezogenen Spannstahl St 1570/1770. Die dargestellten Funktionsverläufe können auch für kaltgezogene Spannstähle anderer Festigkeitsklassen verwendet werden; in diesen Fällen werden die als Eingabe vorgesehenen Materialkennwerte entsprechend Abschnitt 4.1.1 modifiziert. Im Bild 4.9 werden Meßwerte eines kaltgezogenen Spannstahls St 1375/1570 mit den entsprechenden Rechenfunktionen verglichen.

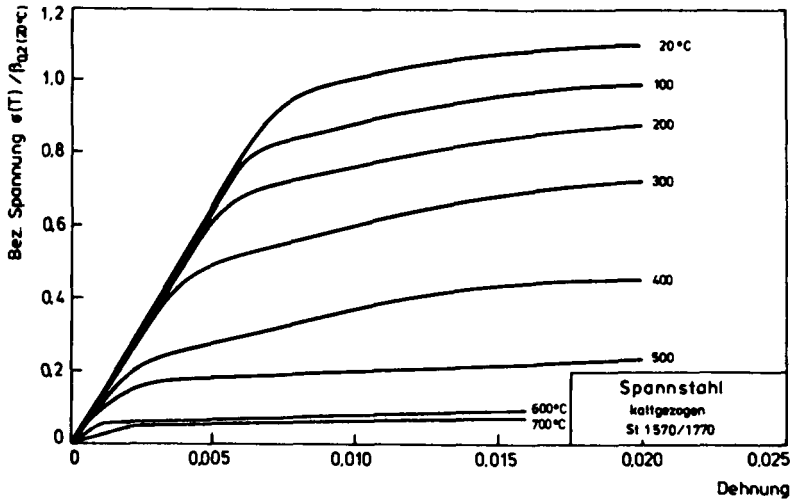


Bild 4.8: Rechenwerte der Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Spannstahl St 1570/1770, kaltgezogen

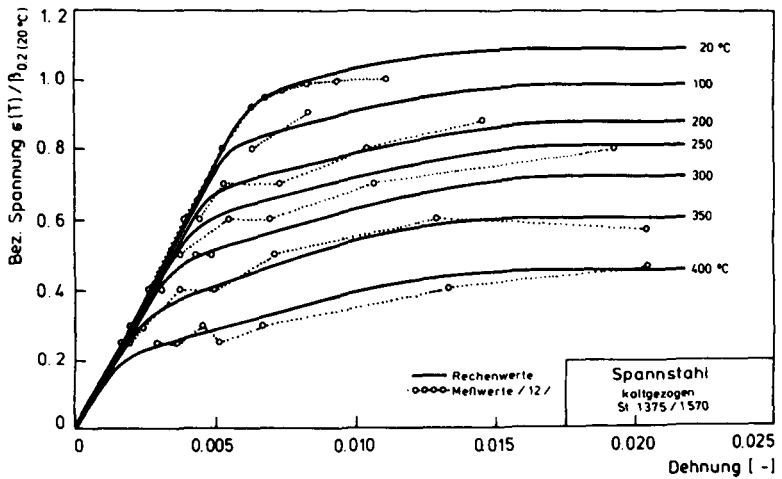


Bild 4.9: Vergleich von Meß- und Rechenwerten für Spannungs-Dehnungs-Beziehungen eines Spannstahls St 1375/1570, kaltgezogen

4.4 Rechengesetze für die thermische Dehnung von Beton und Spannstahl

Mit dem gleichen mathematischen Ansatz, mit dem in Abschnitt 4.1 die Temperaturabhängigkeit der Bereichsgrenzen im globalen Koordinatensystem vorgenommen wird, werden die Rechengesetze für die thermische Dehnung von Beton und Spannstahl formuliert. Im Bild 4.10 sind die Rechenwerte der thermischen Dehnung von Beton und Spannstahl dargestellt.

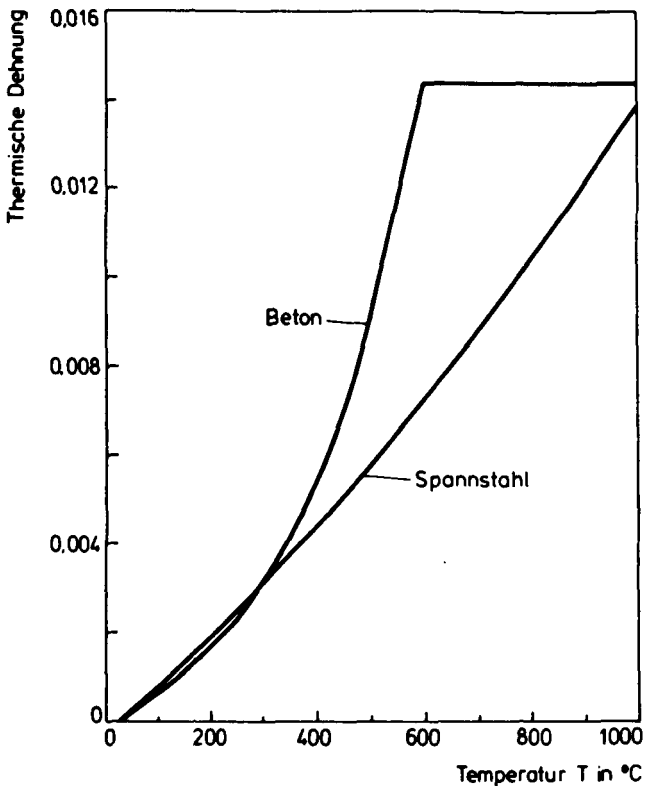


Bild 4.10: Rechenwerte der thermischen Dehnung von Beton und Spannstahl

5 Biegetragfähigkeit von brandbeanspruchten Spannbetonbauteilen

Nach DIN 4102 Teil 4 /22/ besteht die Möglichkeit, Bauteile ohne Prüfung ihres Brandverhaltens (DIN 4102 Teil 1 bis 3 und Teil 5 bis 7) in eine bestimmte Feuerwiderstandsklasse (F-Klasse) einzuordnen. Die Bauteile müssen dafür bestimmte Mindestquerschnittsabmessungen besitzen, und die Bewehrung darf vorgeschriebene Betondeckungswerte nicht unterschreiten. Durch diese konstruktiven Forderungen werden zerstörende Abplatzungen verhindert, wird eine ausreichende Wärmeaufnahmekapazität des Betonquerschnitts sichergestellt und wird einer zu schnellen Erwärmung der Bewehrung vorgebeugt. Zur festgesetzten Feuerwiderstandsdauer gilt als zulässiger Höchstwert für die Erwärmung der Bewehrung die im instationären Kriechversuch ermittelte kritische Temperatur $\text{crit } T$.

Mit diesem Verfahren zur Bemessung brandbeanspruchter Spannbetonquerschnitte wird in DIN 4102 die Berechnung der "heißen" Biegetragfähigkeit, d.h. der Biegetragfähigkeit nach einer bestimmten Brandeinwirkungszeit, überflüssig. Die DIN 4102 geht davon aus, daß die temperaturabhängige Festigkeitsreduzierung des Spannstahls bei einer bestimmten Temperatur und einer bestimmten Ausnutzung der Spannstahlfestigkeit zum Versagen des Querschnitts führt.

Für die Anwendung des in DIN 4102 festgelegten Bemessungsverfahrens wird damit zum einen eine Beziehung zwischen kritischer Temperatur und temperaturabhängiger Festigkeitsreduzierung gebraucht und zum anderen die im Bauteil vorhandene Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung und die zu diesem Zeitpunkt vorhandene Temperatur im Spannstahl.

Aus umfangreichen Untersuchungen ist die Temperaturentwicklung in bauwerksüblichen Bauteilquerschnitten bekannt, so daß die Temperatur im Spannstahl zu jedem Zeitpunkt des Brandes ermittelt werden kann. Die Festlegung der Beziehung zwischen kritischer Temperatur und temperaturabhängiger Festigkeitsreduzierung sowie die Ermittlung der Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung werden im folgenden erläutert. Als kritische Temperatur wird nach /12/ die Temperatur verstanden, die bei Erreichen der Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon} = 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ vorliegt (s. Abschnitt 3.2.4). Sie liegt etwas niedriger als die Bruchtemperatur des Stahls im instationären Kriechversuch. In DIN 4102

Teil 4 wird als kritische Temperatur die Temperatur definiert, bei der die Streckgrenze des Stahls auf die im Bauteil vorhandene Stahlspannung absinkt. Trotz dieser Definition, die von der bei Normaltemperatur gültigen Annahme ausgeht, den Stahl im rechnerischen Bruchzustand nur bis zur Streck- bzw. $\beta_{0,2}$ -Grenze zu beanspruchen, wird in den Tabellen und Schaubildern der DIN 4102 Teil 4 die kritische Temperatur in Anlehnung an die Ergebnisse der instationären Kriechversuche mit der Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon} = 10^{-4} \text{ s}^{-1}$ dargestellt. Damit wird der Spannstahl beim Erreichen der kritischen Temperatur weit über seine Streck- bzw. $\beta_{0,2}$ -Grenze beansprucht (s. Bild 5.1).

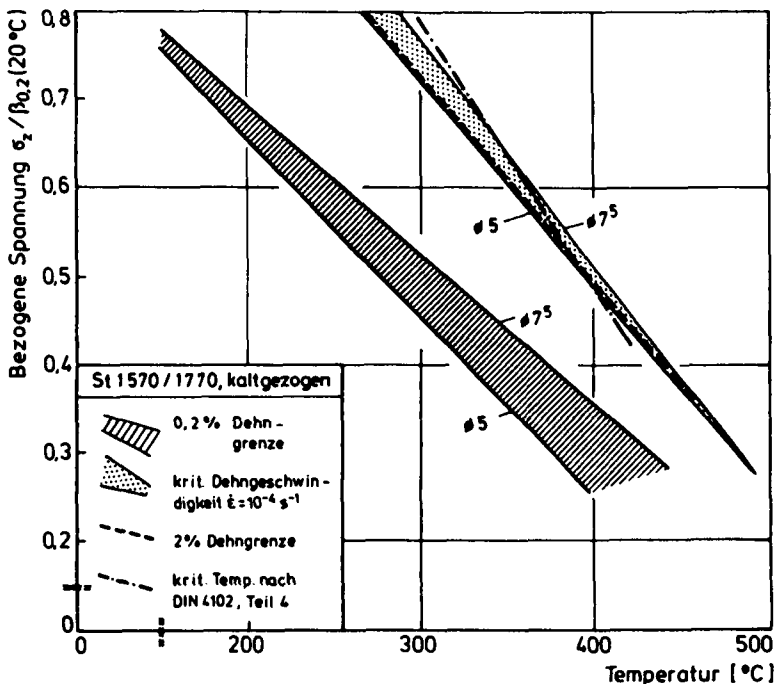


Bild 5.1: Vergleich der Temperaturabhängigkeit von Dehngrenzen /12/, kritischer Dehngeschwindigkeit /12/ und crit T für Spannstahl St 1570/1770, kaltgezogen

Die Größe der kritischen Temperatur hängt im wesentlichen von der

Stahlsorte und der anliegenden Spannung ab /12/. In DIN 4102 Teil 4 sind die kritischen Temperaturen für die wichtigsten in Deutschland zugelassenen Spannstahlsorten in Abhängigkeit von der nach DIN 4227 Teil 1 /15/ im Gebrauchszustand zulässigen Spannung $\sigma_z = 0,55 \cdot \beta_z$ tabellarisch angegeben, zusätzlich sind Diagramme vorhanden, aus denen die kritische Temperatur für eine geringere als die zulässige Spannung entnommen werden kann.

1	2	3
Stahlsorte		
Art	Festigkeitsklasse	crit T °C
Spannstahl warmgewalzt, gereckt und angelassen	St 835/1030 St 885/1080	500
Spannstahl, vergütete Drähte	St 1080/1230 St 1325/1470 St 1420/1570	450
Spannstahl, kaltgezogene Drähte und Litzen	St 1375/1570 St 1470/1670 St 1570/1770	350

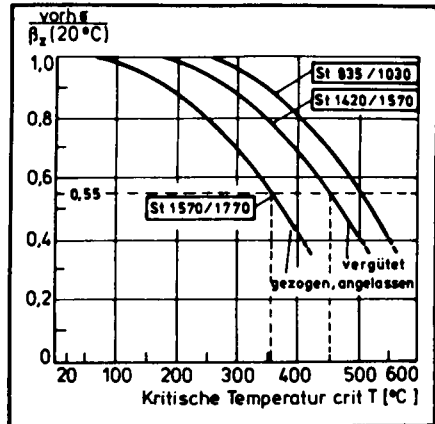


Tabelle 5.1: crit T von Spannstählen (aus /22/)

Bild 5.2: Kritische Temperatur von Spannstählen (aus /22/)

Die in DIN 4102 Teil 4 vorgenommene Verknüpfung der kritischen Temperatur mit der im Gebrauchszustand zulässigen Spannstahlspannung darf nicht dahingehend mißverstanden werden, daß für die Bestimmung der kritischen Temperatur die im Gebrauchszustand vorhandene Spannstahlspannung herangezogen wird. Diese Feststellung wird sofort deutlich, wenn man bedenkt, daß

1. die kritische Temperatur zum Bruchzustand bei Brandeinwirkung gehört und sie damit auch der in diesem Zustand vorhandenen Spannstahlspannung zugeordnet werden muß und
2. diese Spannung, d.h. die im Bruchzustand vorhandene Spannstahlspannung bei Brandeinwirkung - ebenso wie bei Normaltemperatur -, nicht als Vielfaches von der im Gebrauchszustand vorhandenen Spannstahl-

spannung angesetzt werden darf, weil im Spannbetonbau bei Laststeigerung über die Gebrauchslast eine starke Nichtlinearität zwischen Spannung und Schnittkraft auftritt.

Diese beiden Punkte führen dazu, daß die für die Festlegung der kritischen Temperatur maßgebende Spannung im Spannstahl aus der Gegenüberstellung der Grenzzustände der Tragfähigkeit bei Brandeinwirkung und bei Normaltemperatur unter Berücksichtigung der vorhandenen Belastung ermittelt werden muß.

5.1 Grundlagen

In diesem Abschnitt werden die Grundlagen für die Berechnung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit bei Normaltemperatur nur insoweit aufgeführt, wie sie zur Verdeutlichung der im nächsten Abschnitt dargestellten entsprechenden Berechnung unter Berücksichtigung der Brandeinwirkung notwendig sind.

Für die Berechnung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit bei Normaltemperatur gelten die bekannten Voraussetzungen von DIN 4227 Teil 1 und DIN 1045; d.h. als Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons gilt das Parabel-Rechteck-Diagramm aus DIN 4227 Teil 1, wobei die Rechenfestigkeit des Betons $\beta_R = 0,6 \cdot \beta_{WN}$ entspricht und ein Mitwirken des Betons auf Zug nicht in Rechnung gestellt wird; als Spannungs-Dehnungs-Linie des Spannstahls gilt die Funktion für $T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ im Bild 4.6 (kaltgezogener Spannstahl). Weiterhin gilt die Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte und die Voraussetzung, daß voller Verbund ohne Schlupf zwischen Beton und Spannstahl besteht. Außerdem wird festgelegt, daß der rechnerische Bruchzustand durch Erreichen des Grenzdehnungszustandes nach DIN 4227 Teil 1, Bild 8 definiert ist. Einflüsse aus Querkraften und Torsion auf die Verformung oder auf den Spannungszustand werden nicht berücksichtigt.

In Abhängigkeit von der vorhandenen Bewehrungsmenge werden im rechnerischen Bruchzustand die Baustoffe Beton und/oder Spannstahl voll ausgenutzt; als Kriterium für die Ausnutzung der beiden Baustoffe gilt das Erreichen ihrer größten zugelassenen Dehnung (Grenzdehnung). ROSCH /53/ unterscheidet zwischen normal bewehrten und stark bewehrten Querschnitten. Bei normal bewehrten Querschnitten ist das Versagen der Spannglieder als primäre Bruchursache anzusehen, während bei stark bewehrten Querschnitten das Versagen durch Ausfall des Betons in der Biegedruckzone eingeleitet wird.

Zur Verdeutlichung des Einflusses des Bewehrungsgrades auf das Tragverhalten ist im Bild 5.3 der Verlauf der Spannung σ_z im Spannglied mit zunehmender Belastung für drei Bewehrungsgrade und zwei unterschiedlich hohe Vorspannungen dargestellt.

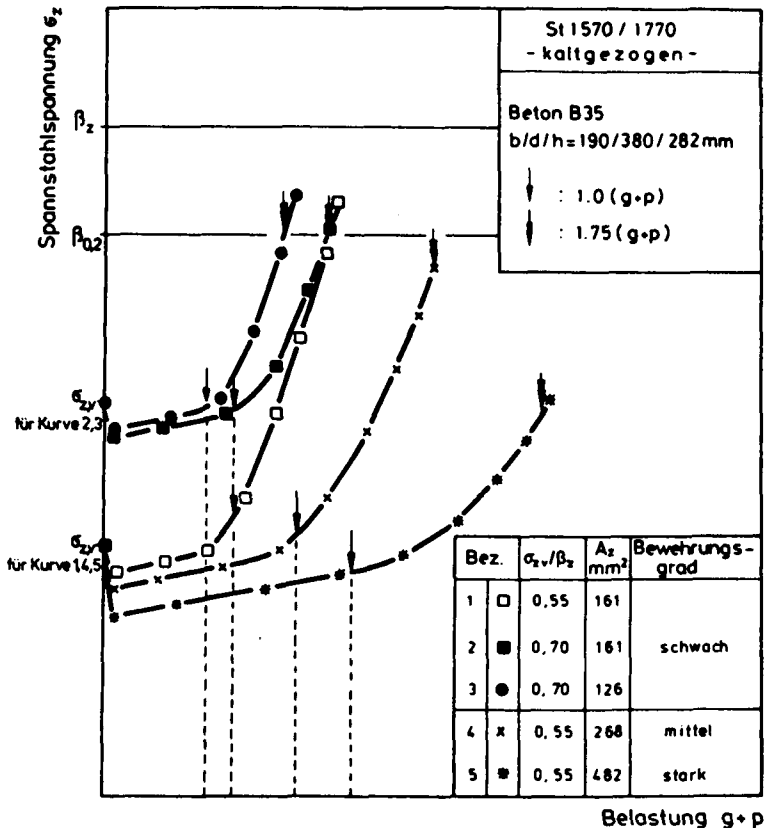


Bild 5.3: Spannungsverlauf im Spannstahl bei Laststeigerung bis zur Bruchlast (aus /49/)

Die höhere Vorspannung $\sigma_z = 0,7 \cdot \beta_z$ entspricht dem Wert, der im Arbeitsausschuß des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton für eine Neufassung von DIN 4227 als erhöhte zulässige Spannstahlspannung im Gebrauchszustand erwogen wird /56/. Bei den schwach bewehrten Querschnitten erreicht die Spannstahlspannung bei 1,75-facher Gebrauchslast die $\beta_{0,2}$ -Grenze, bei weiterer Laststeigerung versagen die Querschnitte durch Einschnürung der Biegedruckzone und der daraus resultierenden Be-

tonzerstörung. Die Zugfestigkeit des Spannstahls wird im Bruchzustand nicht erreicht. Durch die unterschiedlich hoch angesetzte Vorspannung wird die rechnerische Bruchlast nicht verändert (vergl. Kurve 1 und 2). Erst im Zusammenhang mit der Veränderung der Spannstahlfläche bewirkt die höhere Vorspannung eine veränderte rechnerische Bruchlast (vergl. Kurve 1 und 3). Bei den mittel- und stark bewehrten Querschnitten versagt der Beton in der Biegedruckzone, bevor der Spannstahl die $\beta_{0,2}$ -Grenze erreicht.

Aus Bild 5.3 wird die starke Nichtlinearität zwischen Spannstahlspannung und Belastung deutlich, aufgrund der es nicht möglich ist, von der zulässigen Stahlspannung beim Vorspannen auf die Sicherheit gegen Bruch zu schließen (s. Abschnitt 5). Die Neigung der σ_z -Linie wird bei Laststeigerung über die Gebrauchslast hinweg durch den Bewehrungsgrad und die Verbundgüte bestimmt. In diesem Belastungsbereich wächst die Spannstahlspannung bei dem hier vorausgesetzten vollen Verbund ohne Schlupf zwischen Beton und Spannstahl rasch an. Je niedriger die Verbundgüte, umso mehr entzieht sich der Spannstahl der Spannungszunahme, d.h. umso flacher verläuft die Spannungslinie /57/.

Die Entscheidung, ob ein schwach oder stark bewehrter Querschnitt vorliegt, läßt sich am einfachsten durch Vergleich der vorhandenen Bewehrung mit der für den Grenzfall erforderlichen Bewehrung feststellen. In /54/ wird der geometrische Bewehrungsgrad, bei dem beide Baustoffe Beton und Spannstahl gleichzeitig ihre größte zugelassene Dehnung erreichen, als Gleichwert-Bewehrungsgrad $\mu_{z,G}$ bezeichnet. Für die Bedingungen des rechnerischen Bruchzustandes nach DIN 4227, insbesondere mit $\epsilon_{b0,u}/\epsilon_{bz,u} = - 3,5/5,0$ und der Annahme, daß die Spannstahlspannung oberhalb der Streck- bzw. $\beta_{0,2}$ -Grenze nicht mehr ansteigt, wird

$$\mu_{z,G} = 0,2 \cdot \frac{B_{WN}}{B_{0,2}} \quad (5.1)$$

In /53/ wird die Bewehrungsgrenze zwischen schwach und stark bewehrten Querschnitten dadurch definiert, daß an dieser Grenze die maximale Festigkeit der Bewehrung und des Betons gleichzeitig erreicht werden. In diesem Fall wird der Gleichwert-Bewehrungsgrad von der Höhe der Betondruckzone abhängig, weil die maximale Festigkeit der Bewehrung in der Regel vor Ausnutzung der größten zugelassenen Stahldehnung $\epsilon_{bz,u}$ erreicht wird.

Damit wird der Gleichwert-Bewehrungsgrad

$$\mu_{z,G} = 0,486 \cdot \frac{\beta_{WN}}{\beta_{0,2}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\beta_{0,2} \cdot \sigma_v^{(0)}}{\epsilon_b \cdot E_z}} \quad (5.2)$$

Um eine einfache Näherung für den Gleichwert-Bewehrungsgrad angeben zu können, wird $\sigma_v^{(0)} \approx \text{zul } \sigma_z$ gesetzt.

In dieser Arbeit wird für die Trennung zwischen schwach bewehrten Querschnitten (vorh $\mu_z \approx \mu_{z,G}$) und stark bewehrten Querschnitten (vorh $\mu_z > \mu_{z,G}$) Gleichung (5.2) benutzt. Nachdem der vorhandene Querschnitt als schwach oder stark bewehrt identifiziert ist, läßt sich die Spannstahlspannung im rechnerischen Bruchzustand σ_{zu} bestimmen.

Bei schwach bewehrten Querschnitten ist das Versagen der Spannglieder als primäre Bruchursache anzusehen. Die zur Spannstahlspannung σ_{zu} gehörende Gesamtdehnung ϵ_{zu} setzt sich aus der durch Schwinden und Kriechen abgebauten Vordehnung ϵ_z sowie der voll ausgenutzten maximalen Lastdehnung $\epsilon_{z,qu} = \epsilon_{bz,u} = 5 \text{ ‰}$ zusammen. Für Querschnitte, die im Gebrauchszustand annähernd mit der zulässigen Spannstahlspannung $\text{zul } \sigma_z = 0,55 \cdot \beta_z$ ausgenutzt werden, ist es beim Nachweis unter rechnerischer Bruchlast gleichgültig, ob der Zustand vor oder nach Schwinden und Kriechen gewählt wird, weil mit $\epsilon_{z,qu} = 5 \text{ ‰}$ alle in Tabelle 5.1 aufgeführten Spannstahlsorten die $\beta_{0,2}$ -Grenze erreichen. Für schwach bewehrte Querschnitte wird damit die im rechnerischen Bruchzustand vorhandene Spannstahlspannung

$$\sigma_{zu} = \beta_{0,2} \quad (5.3)$$

Bei stark bewehrten Querschnitten versagt der Beton in der Biegedruckzone, bevor der Spannstahl die $\beta_{0,2}$ -Grenze erreicht. Solche Querschnitte sind unwirtschaftlich, und sie verhalten sich spröde /48/. Sie sind daher nach Möglichkeit zu vermeiden.

Für die Berechnung der Spannstahlspannung im rechnerischen Bruchzustand muß die Lage der Nulllinie so bestimmt werden, daß die Gleichgewichtsbedingung der Längskräfte, d.h. Gleichgewicht zwischen äußerer Längskraft N_u , Zugkraft im Spannstahl und Druckkraft im Beton, und die

Verformungsbedingung zwischen oberer Betonrandstauchung und Lastdehnung im Spannstahl eingehalten werden. Für stark bewehrte Querschnitte ergibt sich dann die Spannstahlspannung im rechnerischen Bruchzustand

$$\sigma_{zu} = \frac{\alpha \cdot \beta'_R}{\mu} \cdot k_x + \frac{N_U}{A_Z} \quad (5.4)$$

mit dem Beiwert zur Berechnung der Höhe der Betondruckzone

$$k_x = \frac{\mu \cdot E_Z}{Z \cdot \alpha \cdot \beta'_R} \cdot (\epsilon_V^{(0)} - \epsilon_b - \frac{N_U}{A_Z \cdot E_Z}) + \sqrt{(\epsilon_V^{(0)} - \epsilon_b - \frac{N_U}{A_Z \cdot E_Z})^2 + 4 \frac{\alpha \cdot \beta'_R}{\mu \cdot E_Z} \epsilon_b} \quad (5.5)$$

In Gleichung (5.5) kann vereinfachend für $\epsilon_V^{(0)} = z \cdot \sigma_{z/E_Z}$ gesetzt werden; außerdem wird von einer annähernd linearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Spannstahls bis zum Erreichen des $\beta_{0,2}$ -Wertes ausgegangen. Zeigt die Spannungs-Dehnungs-Beziehung in diesem Bereich einen ausgeprägt gekrümmten Verlauf, dann muß in Gleichung (5.5) anstelle des Elastizitätsmoduls E_s mit dem Sekantenmodul $E_{z,S}$ der σ - ϵ -Linie für die Dehnung $\epsilon_z = \epsilon_V^{(0)} + \epsilon_b(1-k_x)/k_x$ gerechnet werden; d.h. der Wert k_x wird im ersten Rechengang für die Ermittlung von $E_{z,S}$ geschätzt und anschließend mit dem Ergebnis von Gleichung (5.5) verglichen. Bei großen Abweichungen ist der Rechengang mit einem verbesserten k_x -Wert zu wiederholen.

Mit der nach Gleichung (5.3) oder (5.4) ermittelten Spannstahlspannung ergibt sich das zugehörige rechnerische Bruchmoment zu

$$M_U = A_Z \cdot \sigma_{zu} \cdot z \quad (5.6)$$

Wirkt im Gebrauchslastfall neben dem Moment M noch eine äußere Normalkraft N (als Druckkraft negativ), so ist es zweckmäßig, die Schnittkräfte im rechnerischen Bruchzustand auf die Spanngliedachse zu beziehen. Mit $N_U = 1,75 \cdot N$ wird

$$M_{zu} = (A_Z \cdot \sigma_{zu} - N_U) \cdot z \quad (5.7)$$

Der Hebelarm der inneren Kräfte z wird zweckmäßigerweise mit den bekannten Hilfsmitteln, z.B. dem allgemeinen Bemessungsdiagramm /55/, errechnet. Für schwach bewehrte Querschnitte wird als Hilfswert die

bezogene Resultierende der Betondruckspannungen

$$k_b = \frac{|D_b|}{b \cdot h \cdot \beta_R'} = \frac{A_z \cdot \sigma_{z_u} - N_u}{b \cdot h \cdot \beta_R'} \quad (5.8)$$

und für stark bewehrte Querschnitte der Beiwert zur Berechnung der Höhe der Betondruckzone nach Gleichung (5.5) ermittelt. Für diese Werte wird dann aus dem allgemeinen Bemessungsdiagramm der Beiwert k_z zur Berechnung des Hebelarms der inneren Kräfte z entnommen.

5.2 Berücksichtigung der Brandeinwirkung

Aufgabe einer gezielten brandschutztechnischen Bemessung ist es, den Tragfähigkeitsverlust im Bauteil infolge Brandeinwirkung so gering zu halten, daß die vorhandene Beanspruchung während der vorgesehenen Feuerwiderstandsdauer getragen werden kann. Für den Fall des statisch bestimmt gelagerten Bauteils, bei dem während der Brandbeanspruchung keine äußeren Verformungsbehinderungen auftreten, wirken die Gebrauchslastschnittgrößen M und N in konstanter Größe über die gesamte Branddauer. Das maximale Gebrauchslastmoment M_{zq} wird aus Gleichung (5.7) durch Division mit dem Sicherheitsbeiwert bestimmt.

$$M_{zq} = \frac{1}{\gamma} (A_z \cdot \sigma_{zu} - N_u) \cdot z \quad (5.8)$$

Durch M_{zq} wird die Belastung festgelegt, unter der das Bauteil im Brandversuch geprüft wird. Grundsätzlich muß überprüft werden, ob die mit dem Moment nach Gleichung (5.8) berechneten Spannungen innerhalb der nach DIN 4227 für den Gebrauchszustand angegebenen zulässigen Grenzen bleiben. Nach den deutschen Regelwerken ist für die Bemessung von Spannbetonquerschnitten entweder der Spannungsnachweis im Gebrauchszustand oder der Bruchsicherheitsnachweis maßgebend. Für Rechteckquerschnitte wird z.B. oft der Spannungsnachweis maßgebend /52/. Dadurch weisen Rechteckquerschnitte häufig im Gebrauchszustand eine Sicherheit $\gamma > 1,75$ auf. Durch höhere zulässige Spannstahlspannungen im Gebrauchszustand, wie sie z.B. in /56/ als "grundsätzlich möglich" bezeichnet werden, wird die Möglichkeit geschaffen, daß u.U. auch massive Querschnitte, wie beispielsweise Rechteckquerschnitte, im Gebrauchszustand mit der $1/\gamma$ -fachen Bruchlast ausgenutzt werden können und damit für sie - wie zur Zeit durchweg für Plattenbalkenquerschnitte - bei der Bemessung der Bruchsicherheitsnachweis maßgebend wird.

Bei Brandeinwirkung müssen in Gleichung (5.7) die Spannstahlspannung σ_{zu} und der Hebelarm der inneren Kräfte z temperaturabhängig eingesetzt werden, so daß das temperaturabhängige Bruchmoment nach Gleichung (5.9) zu berechnen ist.

$$M_{zu}(T) = (A_z \cdot \sigma_{zu}(T) - N_u) \cdot z(T) \quad (5.9)$$

Bauteilversagen tritt ein, wenn das temperaturabhängige Bruchmoment $M_{zu}(T)$ auf den Wert des Gebrauchslastmoments M_{zq} abgefallen ist.

$$M_{zu}(T) = M_{zq} : \text{Bruchbedingung}$$

Zur endgültigen Berechnung des temperaturabhängigen Bruchmoments nach Gleichung (5.9) fehlen Kenntnisse über die Größe des Hebelarms der inneren Kräfte und über die Größe der Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung.

5.3 Veränderung des Hebelarms der inneren Kräfte bei Brandeinwirkung

5.3.1 Gebrauchslast

Die instationäre Erwärmung bewirkt eine fortlaufende Steifigkeitsveränderung im Querschnitt und damit erhebliche Umlagerungen der inneren Schnittgrößen. Bild 5.4 zeigt am Beispiel eines dreiseitig brandbeanspruchten Balkens, der mit der zulässigen Vorspannung vorgespannt und mit der zulässigen Gebrauchslast belastet ist, wie sich im Querschnitt in Feldmitte während der Brandbeanspruchung der Angriffspunkt und die Größe der Beton-Druckkraft und der Spannstahl-Zugkraft verändern.

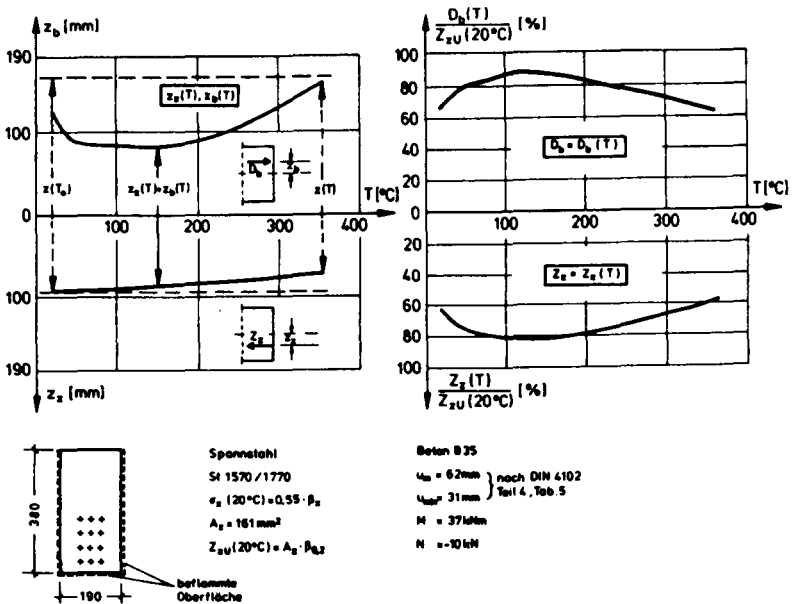


Bild 5.4: Veränderung der Höhenlage sowie Größe der Beton-Druckkraft und der Spannstahl-Zugkraft eines brandbeanspruchten Spannbeton-Querschnitts

In der linken Bildhälfte ist die Veränderung des inneren Hebelarms über der mittleren Spannstahltemperatur aufgetragen. Bei der dargestellten mehrlagigen Bewehrungsanordnung unterscheiden sich die Temperaturen der

einzelnen Drähte stark voneinander. Nahe dem Bruch reichen sie rechnerisch von $207\text{ }^{\circ}\text{C}$ bis $561\text{ }^{\circ}\text{C}$ mit einem Mittelwert von $350\text{ }^{\circ}\text{C}$. Entsprechend unterschiedlich sind auch die vorhandenen Spannungen, sie reichen von 1361 N/mm^2 bis 197 N/mm^2 ; ihr Mittelwert beträgt 929 N/mm^2 . Durch die starke Entfestigung und Entspannung der äußeren Spanndrähte wandert die Zugkraft in der Spannstahlbewehrung während der Brandeinwirkung nach oben. Auch die Resultierende der Betondruckspannungen verändert ihre Lage, so daß sich die Größe des Hebelarms der inneren Kräfte während der Brandbeanspruchung gegenüber der Größe im Gebrauchszustand erheblich verändert.

5.3.2 Bruchzustand

Aus dem im Bild 5.4 dargestellten Beispiel wird deutlich, daß der Hebelarm der inneren Kräfte im Bruchzustand bei Brandeinwirkung nicht die Größe des Hebelarms der inneren Kräfte im Bruchzustand bei Normaltemperatur erreicht.

Wie im Abschnitt 5.3.1 angedeutet, setzt sich die Veränderung des Hebelarms der inneren Kräfte im Bruchzustand bei Brandeinwirkung aus der Veränderung der Höhenlage der Zugkraft in der Spannstahlbewehrung und der Veränderung der Höhenlage der Resultierenden der Betondruckspannungen zusammen. Als Höhenlage wird dabei der Abstand zwischen resultierender Zug- bzw. Druckkraft und der Schwerlinie der Betonquerschnittsfläche - ohne Berücksichtigung der Spannstahlflächen - bezeichnet. Bei Brandeinwirkung wird die Veränderung der Höhenlage der Zugkraft in der Spannstahlbewehrung durch die Anordnung der Spanndrähte in der Biegezugzone und der Querschnittsform der Biegezugzone beeinflusst, während die Veränderung der Höhenlage der Resultierenden der Betondruckspannungen von der geometrischen Form und der Beflammung der Biegedruckzone (drei- oder vierseitig) abhängt.

Im Rahmen der folgenden analytischen Parameterstudie, werden für unterschiedliche Einflußgrößen die Veränderung der Höhenlage der resultierenden Zug- bzw. Druckkraft im Bruchzustand bei Brandeinwirkung festgestellt. Es gelten für die Berechnung der Temperaturverteilung im Querschnitt die Grundlagen von Abschnitt 2; als Materialgesetze werden die in Abschnitt 4 entwickelten Rechengesetze zur Beschreibung des tem-



peraturabhängigen Spannungs-Dehnungs-Verhaltens von Beton und Spannstahl verwendet.

Um die Größe und die Anordnung der Spannstahl-Einzeldrähte möglichst genau den vorgegebenen Randbedingungen in erwärmungsmäßiger und statischer Hinsicht anzupassen, werden in der Parameterstudie Einzeldrahtdurchmesser gewählt, die nicht in jedem Fall den handelsüblichen Spannstahldurchmessern entsprechen.

5.3.2.1 Zugkraft in der Spannstahlbewehrung

Bei einlagiger Bewehrungsanordnung, z.B. bei plattenförmigen Querschnitten, bleibt die Höhenlage der Zugkräfte im Bruchzustand bei Brandeinwirkung und bei Normaltemperatur unverändert. Die Zugkraft in der Spannstahlbewehrung verändert ihre Höhenlage im Bruchzustand bei Brandeinwirkung gegenüber dem Bruchzustand bei Normaltemperatur, wenn die Bewehrung in der Biegezugzone mehrlagig angeordnet ist. Eine mehrlagige Bewehrungsanordnung wird in der Regel für balkenförmige Querschnitte gewählt, wobei im Spannbetonbau häufig Querschnitte mit rechteckförmiger oder gevouteter Biegezugzone (I-Querschnitte) eingesetzt werden.

Im Bild 5.5 sind für verschiedene Bewehrungsanordnungen und unterschiedliche Querschnittsformen der Biegezugzone die Veränderungen der Höhenlage der Zugkraft in der Spannstahlbewehrung im Bruchzustand bei Brandeinwirkung über der mittleren Spannstahltemperatur dargestellt. Die Spannstahlbewehrung wurde entsprechend DIN 4102 Teil 4 angeordnet; d.h. es wurden die für mehrlagige Bewehrung geforderten mittleren (u_m) und Mindestachsabstände (u_{min}) eingehalten. Als Achsabstand wird der Abstand zwischen der Längsachse des Bewehrungsstabes und der beflamten Betonoberfläche bezeichnet. Die Bedingungen der DIN 4102 bezüglich der Bewehrungsanordnung bei mehrlagiger Bewehrung erlaubt sowohl eine konzentrierte als auch eine gleichmäßig verteilte Anordnung der Spanndrähte in der Biegezugzone. Im Bild 5.5 wurde bei der Spanndrahtanordnung in den Rechteckquerschnitten das Verhältnis zwischen kleinstem Achsabstand eines Einzelspanndrahts und dem mittleren Achsabstand im Bereich 0.5 bis 1.0 variiert.

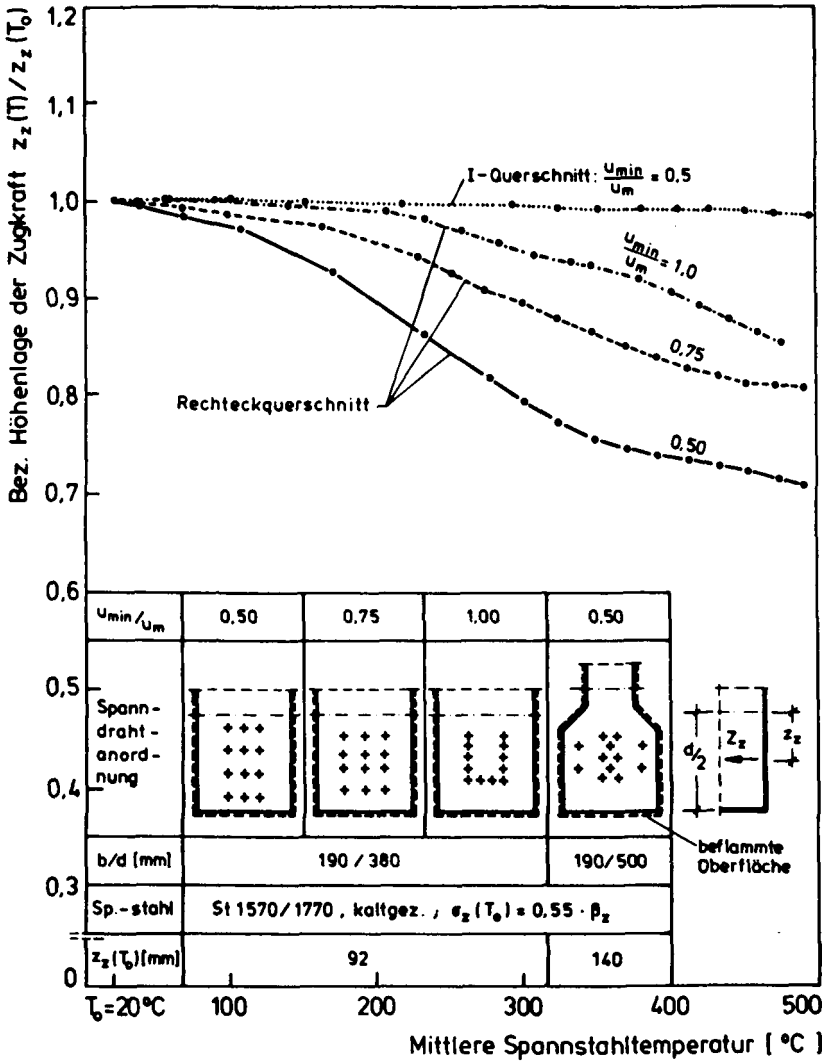


Bild 5.5: Bezogene Höhenlage der Zugkraft in der Spannstahlbewehrung im Bruchzustand bei Brandeinwirkung für verschiedene Bewehrungsanordnungen und unterschiedliche Querschnittsformen der Biegezugzone

Am stärksten verändert sich die Höhenlage der Zugkraft in der Spannstahlbewehrung für das Verhältnis der Achsabstände $u_{\min}/u_m = 0,5$. Für dieses Verhältnis der Achsabstände fällt die Höhenlage der Zugkraft in der Spannstahlbewehrung z.B. bei einer Versagenstemperatur im Spannstahl von $350\text{ }^{\circ}\text{C}$ auf 75 % gegenüber der Größe im Bruchzustand bei Normaltemperatur ab. Die Ursache dafür ist die große Temperaturdifferenz zwischen den außen und den weiter im Querschnittsinneren angeordneten Spanndrähten. Die starke Entfestigung und Entspannung der äußeren Spanndrähte bewirkt, daß die Zugkraft in der Spannstahlbewehrung nach oben wandert (s. auch Abschnitt 5.3.1); d.h. der Abstand zwischen Schwerlinie des Betonquerschnitts und der resultierenden Zugkraft wird kleiner.

Beim I-Querschnitt tritt nur eine sehr geringe Veränderung der Höhenlage der Zugkraft in der Spannstahlbewehrung im Bruchzustand bei Brandeinwirkung gegenüber dem Bruchzustand bei Normaltemperatur auf. Die Ursache dafür ist, daß beim I-Querschnitt der profilierte Biegezuggurt annähernd vierseitig beflammt wird und dadurch nur ein geringer Temperaturunterschied zwischen den einzelnen am Querschnittsrand angeordneten Spanndrähten entsteht.

5.3.2.2 Resultierende der Betondruckspannungen

Die Erwärmung des Betonquerschnitts bewirkt in der Biegedruckzone eine nichtlineare Verteilung der spannungserzeugenden Dehnungen. Der bei Normaltemperatur bei Biegung mit Längskraft vorhandene gerade Verlauf der Dehnungsnullinie nimmt bei Brandeinwirkung die Form eines gekrümmten Linienzuges an. Die Höhenlage der Resultierenden der Betondruckspannungen kann nur noch programmgesteuert ermittelt werden. Bild 5.6 zeigt die Spannungsverteilung in der Biegedruckzone nach 80 Minuten Branddauer für einen rechteckförmigen Querschnitt bei drei- und vierseitiger Beflammung.

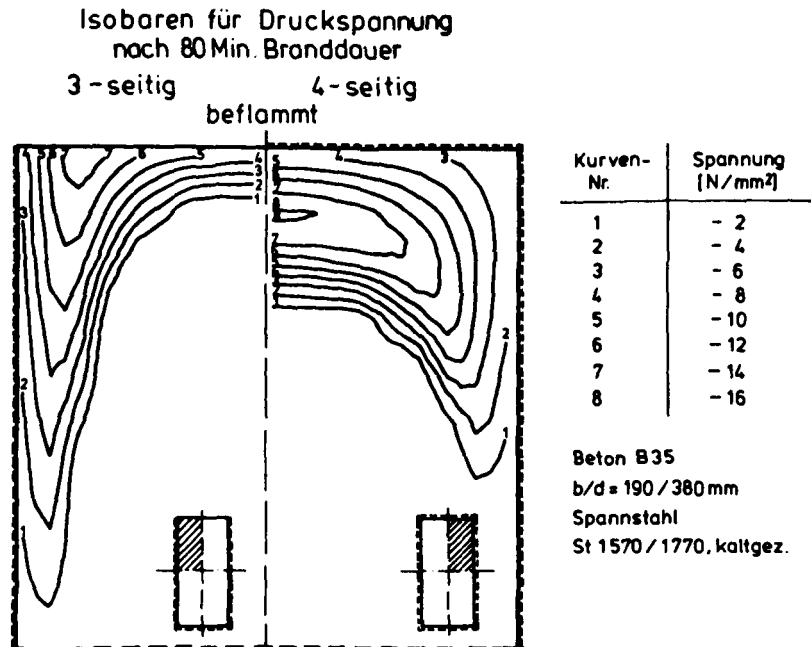


Bild 5.6: Spannungsverteilung in der Biegedruckzone nach 80 Minuten bei drei- und vierseitiger Beflammung des Querschnitts

Im Bild 5.7 wird die Veränderung der Höhenlage der Resultierenden der Betondruckspannungen im Bruchzustand bei Brandeinwirkung dargestellt. Die Ergebnisse werden auf die Höhenlage der Resultierenden der Betondruckspannungen bei Normaltemperatur bezogen, wie sie sich aus der Berechnung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit bei Einhaltung der Voraussetzungen von DIN 4227 Teil 1 und DIN 1045 ergibt. Die Festlegung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit durch Erreichen von Grenzdehnungen bedingt, daß die damit ermittelte Höhenlage der Resultierenden der Betondruckspannungen kleiner wird, als sie sich programmgesteuert bei voller Ausnutzung der Beton- oder Spannstahlfestigkeit ergibt; d.h. die im Bild 5.7 dargestellten Werte für die bezogene Höhenlage der Resultierenden der Betondruckspannungen werden im Bereich der Normaltemperatur größer als 1.

Aus Bild 5.7 wird deutlich, daß die niedrigste Höhenlage der Resultierenden der Betondruckspannungen für den vierseitig beflamten Rechteckquerschnitt erreicht wird. Z.B. beträgt sie bei einer mittleren Spannstahltemperatur von 350°C nur noch 95 % des Wertes bei Normaltemperatur. Beim Plattenbalken- und Plattenstreifenquerschnitt verschiebt sich die Resultierende der Betondruckspannungen bei einer mittleren Spannstahltemperatur von 350°C auf annähernd 110 % des Wertes bei Normaltemperatur.

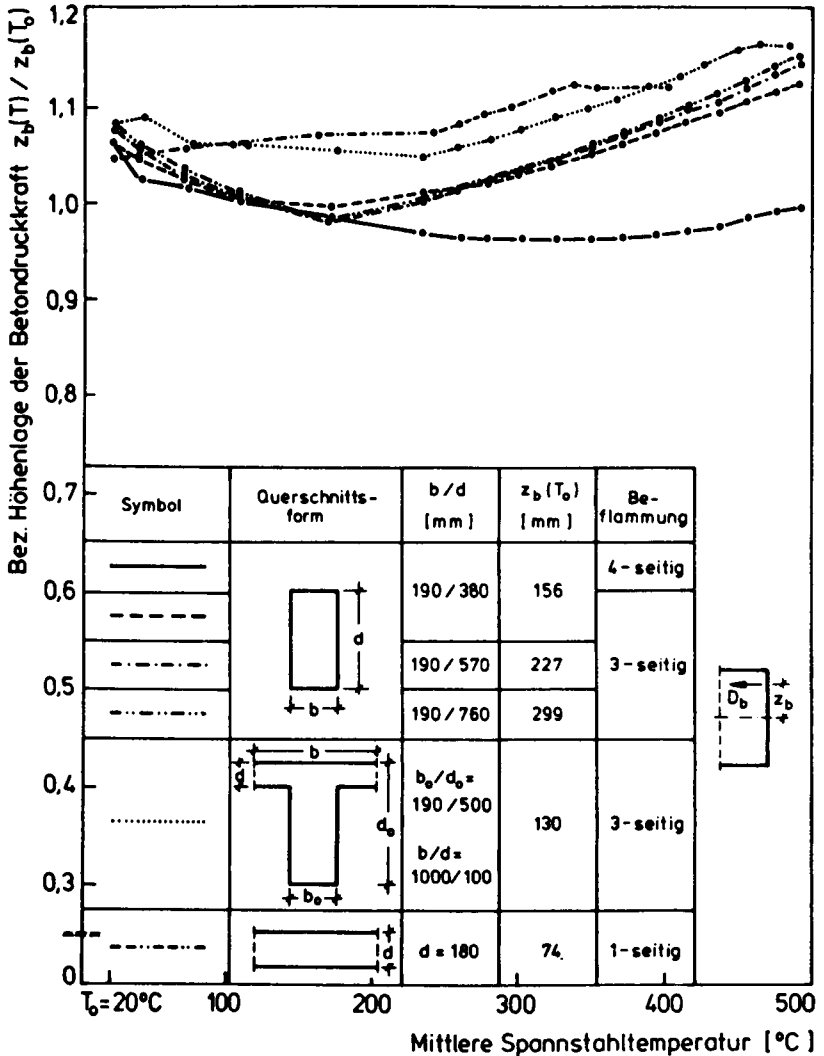


Bild 5.7: Bezogene Höhenlage der Resultierenden der Betondruckspannungen im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung

5.3.3 Zusammenfassung

Die wichtigsten Ergebnisse der Bilder 5.5 und 5.7 sind in Bild 5.8 als Verhältnis der Hebelarme der inneren Kräfte im Bruchzustand bei Normaltemperatur und im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung $z/z(T)$ zusammengefaßt. Punktiert hervorgehoben ist der Temperaturbereich, in dem das temperaturabhängige Bruchmoment $M_{zu}(T)$ den Wert des Gebrauchslastmoments M_{zq} erreicht. Für diesen Temperaturbereich, der für die brandschutztechnische Bemessung nach Abschnitt 5.2 besonders wichtig ist, läßt sich das temperaturabhängige Verhältnis der Hebelarme $z/z(T)$ in drei Größenordnungen einteilen:

- Für Querschnitte, bei denen die Zugkraft in der Spannstahlbewehrung bei Annäherung an den Versagenszustand bei Brandeinwirkung ein größeres Stück nach oben wandert als die Resultierende der Betondruckspannungen (z.B. mehrlagig bewehrte, dreiseitig beflamnte Rechteckquerschnitte), wird $z/z(T) \leq 1,1$.
- Für Querschnitte, bei denen die Lage der Zugkraft in der Spannstahlbewehrung bis zum Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung annähernd unverändert bleibt (z.B. einlagig bewehrte Querschnitte, mehrlagig bewehrte I-Querschnitte) oder bei denen sich die Lage der Zugkraft in der Spannstahlbewehrung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung annähernd um das gleiche Maß nach oben verschiebt wie die Resultierende der Betondruckspannungen (z.B. Plattenbalkenquerschnitte), wird $z/z(T) \leq 1,0$.
- Für Querschnitte, bei denen die Zugkraft in der Spannstahlbewehrung bei Annäherung an den Versagenszustand bei Brandeinwirkung nach oben und die Resultierende der Betondruckspannungen nach unten wandert (z.B. vierseitig beflamnte Rechteckquerschnitte), wird $z/z(T) \leq 1,2$.

In den folgenden Abschnitten wird die Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung mit einem analytischen Rechenverfahren und vergleichend mit einem Näherungsansatz (Gleichung (5.11)) ermittelt. Für die Berechnung mit dem Näherungsansatz wird für das Verhältnis der Hebelarme $z/z(T)$ jeweils der dem Gleichheitszeichen zugeordnete Wert aus der oben aufgeführten Zusammenstellung eingesetzt.

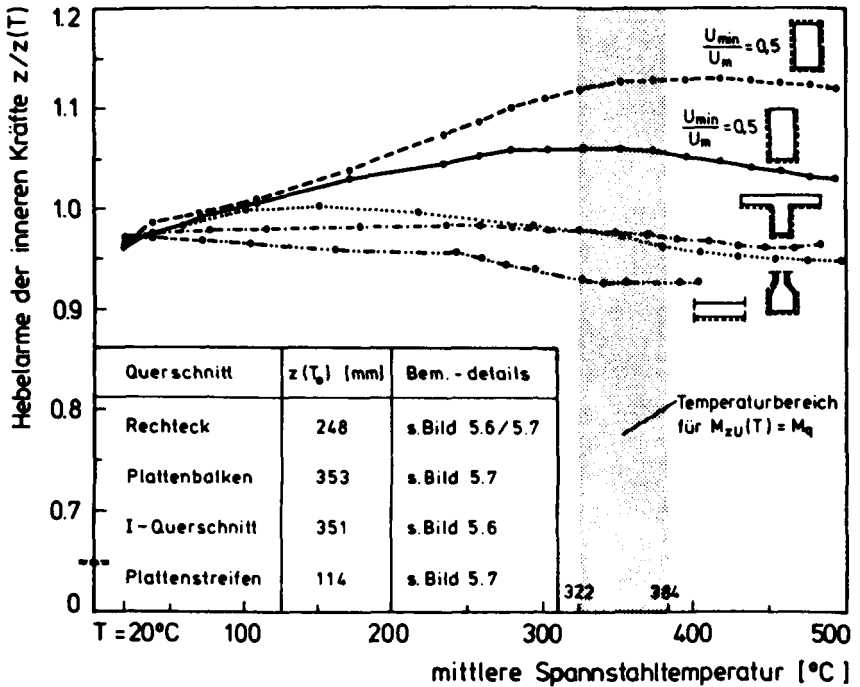


Bild 5.8: Verhältnis der Hebelarme der inneren Kräfte im Bruchzustand bei Normaltemperatur und im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung

5.4 Spannstahlspannung bei Brandeinwirkung

Im Bild 5.9 ist der Verlauf der mittleren Spannstahlspannung $\sigma_z(T)$ für zwei Balken dargestellt, bei denen im Gebrauchszustand der Spannstahl mit $\sigma_z = 0,55 \cdot \beta_z$ bzw. $\sigma_z = 0,70 \cdot \beta_z$ ausgenutzt ist. Der dunkel angelegte Bereich gilt für Normaltemperatur. In ihm wird der Verlauf der Spannstahlspannung nach Lösen der Spannbettverankerung und anschließender Belastung bis zur zulässigen Gebrauchslast gezeigt. Nach Aufbringen der zulässigen Gebrauchslast beginnt die Brandbeanspruchung, die dabei berechnete mittlere Spannung im Spannstahl ist im rechten Bildteil dargestellt.

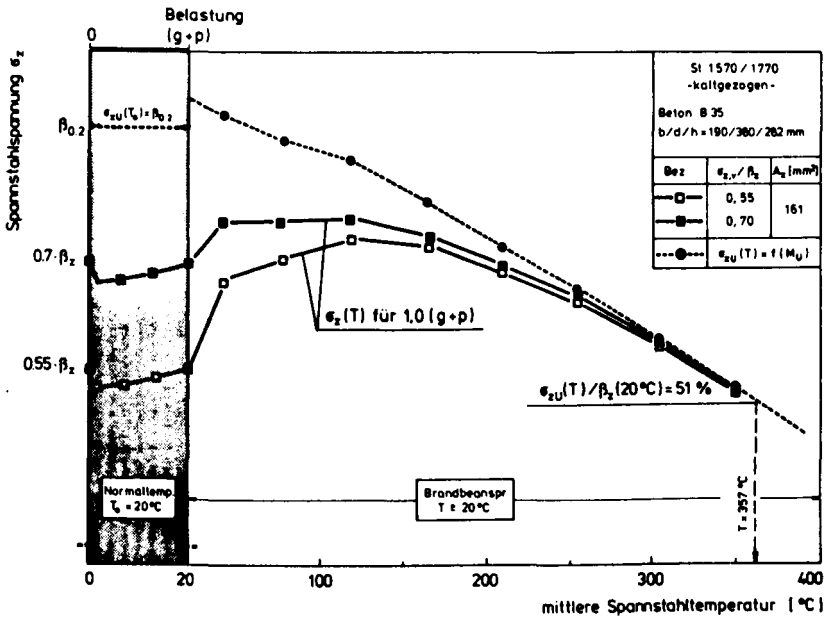


Bild 5.9: Spannung im Spannstahl bei Laststeigerung bis zur zul. Gebrauchslast und anschließender Brandeinwirkung

Der mittlere Spannungsverlauf läßt sich in drei charakteristische Bereiche einteilen. In der ersten Phase der Brandeinwirkung wächst die thermische Verkrümmung des Betonquerschnitts schneller an als die Festigkeit des Spannstahls abnimmt; die Folge ist ein Anwachsen der mittleren Spannstahlspannung. Das hält so lange an, bis die zunehmende

Erwärmung innenliegender Betonbereiche zu einem Abbau der thermischen Verkrümmung des Betonquerschnitts führt und der gleichzeitige temperaturbedingte Elastizitäts- und Festigkeitsabbau im Spannstahl die Ausbildung eines Bereichs mit annähernd konstanter Spannstahlspannung bewirkt. Bei weiterer Erwärmung überwiegt der Einfluß der temperaturbedingten Reduktion der Spannstahlfestigkeit gegenüber dem der thermischen Verkrümmung des Betonquerschnitts, und es kommt zu einer stetigen Spannungsverminderung im Spannstahl.

Die Spannungsverläufe im Bild 5.9 zeigen, daß mit zunehmender Temperatur im Spannstahl der im Gebrauchszustand vorhandene Spannungsunterschied infolge unterschiedlich hoher Vorspannung geringer und der Abstand zur temperaturabhängigen Bruchspannung kleiner wird. Als Bruchspannung wird die Spannung beim Erreichen des temperaturabhängigen Bruchmoments bezeichnet. Beide Balken versagen bei der mittleren Spannstahltemperatur von $357\text{ }^{\circ}\text{C}$ und der Ausnutzung der Festigkeit $\sigma_{zu}(T)/\beta_z(20\text{ }^{\circ}\text{C})$ von 51 %.

5.4.1 Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens

Die Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung erhält man durch Gleichsetzen von Gleichung (5.8) und Gleichung (5.9) sowie anschließendem Auflösen nach $\sigma_{zu}(T)$.

$$\sigma_{zu}(T) = \frac{1}{\gamma} \cdot \sigma_{zu} \cdot \frac{z}{z(T)} + \frac{N_u}{A_z} \left(1 - \frac{1}{\gamma} \cdot \frac{z}{z(T)}\right) \quad (5.10)$$

Gleichung (5.10) gilt für den Fall "Biegung" und "Biegung mit Längskraft". Durch Gleichung (5.10) wird als Zugbewehrung nur der Spannstahl erfaßt; um im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung auch den Einfluß einer schlaffen Bewehrung zu berücksichtigen, wie sie bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund stets und bei Vorspannung mit sofortigem Verbund in der Regel in jedem Querschnitt vorhanden ist, wird Gleichung (5.10) erweitert.

Aus den um den Kraftanteil der schlaffen Längsbewehrung erweiterten Bruchsicherheitsbedingungen bei Normaltemperatur (Gleichung (5.7)) und bei Brandeinwirkung (Gleichung (5.9)) ergibt sich die um den Anteil der schlaffen Längsbewehrung erweiterte Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung zu

$$\sigma_{zu}(T) = \frac{1}{\gamma} \sigma_z \frac{\bar{z}}{\bar{z}(T)} + \frac{N_u}{A_z} \left(1 - \frac{1}{\gamma} \frac{\bar{z}}{\bar{z}(T)}\right) + \Delta\sigma_{zu}(T) \quad (5.11)$$

mit

$$\Delta\sigma_{zu}(T) = \frac{A_s}{A_z} \left(\frac{1}{\gamma} \sigma_{s,T} \frac{z}{\bar{z}(T)} - \sigma_{s,T}\right) \quad (5.11a)$$

In Gleichung (5.11) bzw. (5.11a) bedeuten:

\bar{z} bzw. $\bar{z}(T)$: Hebelarm der resultierenden Biegezugkraft der Betonstahl- und Spannstahlbewehrung im Bruchzustand bei Normaltemperatur bzw. im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung

$\sigma_{s,T}$: Betonstahlspannung im Augenblick des Versagens der Spannstahlbewehrung bei Brandeinwirkung unter Berücksichtigung möglicher Lastumlagerungen zwischen Beton- und Spannstahl

σ_s : Betonstahlspannung im rechnerischen Bruchzustand bei Normaltemperatur

Bei normal bewehrten Querschnitten (s. Abschnitt 5.1) genügt in der Regel der aus dem Bruchsicherheitsnachweis bei Normaltemperatur ermittelte Spannstahl zusammen mit der Mindestbewehrung an Betonstahl zum Erreichen der erforderlichen Tragfähigkeit.

Bild 5.10 zeigt für einen Rechteckquerschnitt mit unterschiedlicher Nutzhöhe von vorgespannter und schlaffer Bewehrung, daß für Vorspanngrade $\chi \geq 0,6$; d.h. Vorspanngrade, die der beschränkten und vollen Vorspannung zuzuordnen sind, die innere Zugkraft des Spannstahls deutlich größer ist als die entsprechende Zugkraft des Betonstahls. Damit wird der Hebelarm der resultierenden Biegezugkraft des Beton- und Spannstahls in hohem Maße von der Größe des Hebelarms der Zugkraft des

Spannstahls bestimmt. Für das Verhältnis $\bar{z}/\bar{z}(T)$ können in ausreichender Näherung die in Abschnitt 5.3.3 bei ausschließlicher Spannstahlbewehrung ermittelten Werte $z/z(T)$ eingesetzt werden.

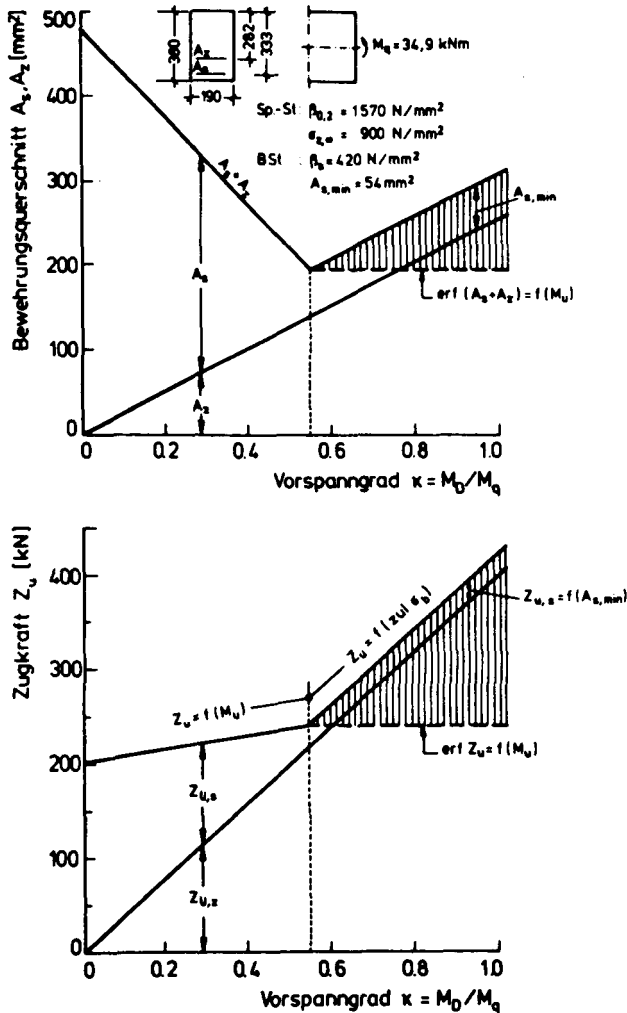


Bild 5.10: Bewehrungsquerschnitt und Zugkraft eines Rechteckquerschnitts in Abhängigkeit vom Vorspanngrad χ (χ nach 59/)

Neben der Festlegung des Verhältnisses $\bar{z}/\bar{z}(T)$ muß für die Anwendung von Gleichung(5.11) eine Aussage über die Größe der Betonstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung $\sigma_{s,T}$ getroffen werden. Die Betonstahlbewehrung wird in der Regel zwischen den Spanngliedern und der Bauteiloberfläche angeordnet. Dort soll sie im Gebrauchszustand ein normales Verhalten bezüglich Ribbildung, Ribweiten und Korrosion gewährleisten. Bei Brandeinwirkung bedingt diese Bewehrungsanordnung, daß die Betonstahlbewehrung schneller erwärmt wird als die Spannstahlbewehrung und entsprechend schneller ihr temperaturbedingter Festigkeitsabbau einsetzt. In Abhängigkeit von der unterschiedlichen Erwärmung von Spannstahl und Betonstahl finden Umlagerungen von Tragfähigkeitsanteilen zwischen den beiden Bewehrungskomponenten statt. Ist der Betonstahl sehr viel schneller als der Spannstahl so weit entfestigt, daß er seine entsprechend der Bemessung zugewiesenen Spannungsanteile nicht mehr tragen kann, so überträgt er Spannungsanteile aus Gleichgewichtsgründen zunehmend auf den weniger entfestigten Spannstahl. Der Spannstahl wird dadurch zunehmend höher beansprucht.

Im Bild 5.12 wird diese Charakteristik im Tragverhalten durch Auswertung von Gleichung (5.11a) dargestellt. Dabei wurde für $\sigma_{s,T}$ die temperaturabhängige Festigkeit des Betonstahls beim Erreichen des plastischen Niveaus ($d\sigma/d\varepsilon = 0$) eingesetzt. Die zugehörigen Werte wurden aus /60/ entnommen; sie sind im Bild 5.11, in dem im Vorgriff auf Abschnitt 6.1.2 für unterschiedliche Parametervariationen die Betonstahlspannungen im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung bei Berechnung mit einem analytischen Berechnungsverfahren und bei Ansatz der Festigkeit des Betonstahls bei Erreichen des plastischen Niveaus verglichen wird, in der Legende dargestellt. Bild 5.12 zeigt die Auswirkungen von unterschiedlich schnell erwärmter Betonstahlbewehrung auf die Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung in Abhängigkeit von der Betonstahlbewehrungsmenge.

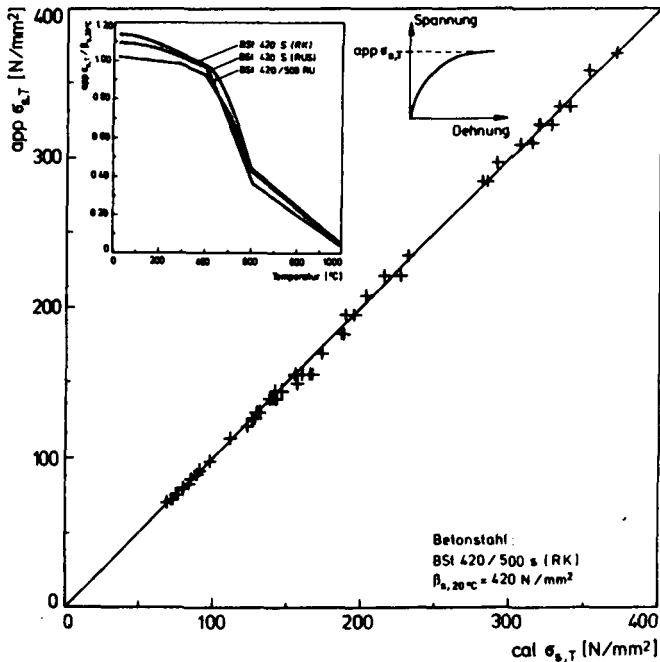


Bild 5.11: Betonstahlspannung $\sigma_{s,T}$ im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung
Vergl. der Ergebnisse aufgrund analytischer Berechnungsverfahren ($\text{cal } \sigma_{s,T}$) und beim Ansatz der Festigkeit des Betonstahls beim Erreichen des plastischen Niveaus ($\text{app } \sigma_{s,T}$)

Aus Bild 5.12 wird deutlich, daß die Betonstahlbewehrung nur dann einen deutlichen spannungssteigernden Einfluß auf die Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung hat, wenn

- die Betonstahlbewehrung sehr nahe zur beflamten Bauteiloberfläche angeordnet wird; d.h. der vorhandene Achsabstand der Betonstahlbewehrung deutlich kleiner ist als beispielsweise der in DIN 4102 /22/ für die angestrebte Feuerwiderstandsdauer angegebene Wert und
- die vorhandene Betonstahlmenge deutlich die Mindestbewehrung aus Betonstahl nach, DIN 4227 /15/ überschreitet.

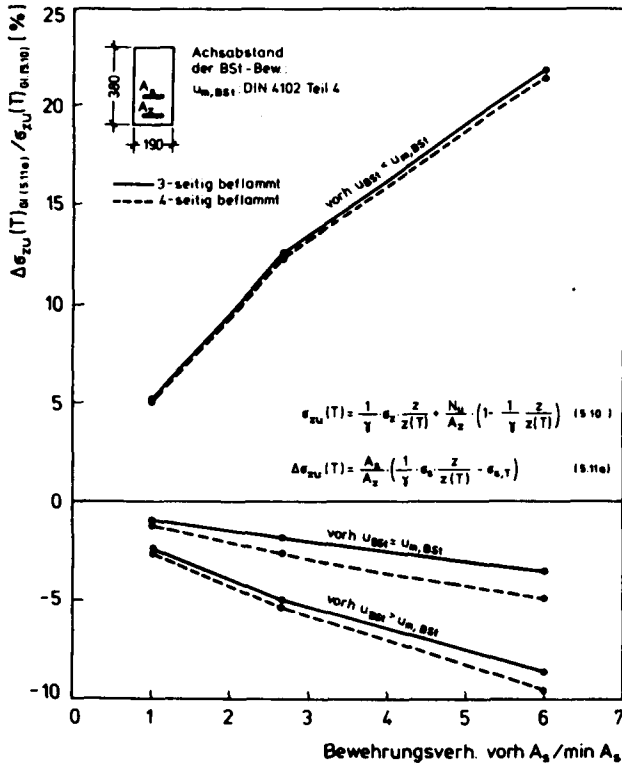


Bild 5.12: Veränderung der Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung durch Betonstahlzulagen

6 Biegetragfähigkeitsnachweis bei Brandeinwirkung

Grundlage für die Beurteilung der Tragfähigkeit von Bauteilen bei Brandeinwirkung ist der Brandversuch nach DIN 4102 Teil 2. In DIN 4102 Teil 2 wird u.a. gefordert, daß das betreffende Bauteil unter der genormten Brandbeanspruchung und unter seiner rechnerisch zulässigen Gebrauchslast mindestens die geforderte Feuerwiderstandsdauer t_u lang seine Tragfähigkeit behalten muß. Die geforderte Feuerwiderstandsdauer t_u ergibt sich aus den Landesbauordnungen der Bundesländer, die für Bauteile die Forderungen erheben, sie je nach ihrer Bedeutung für das Gesamtragwerk und je nach Nutzung und Größe des betreffenden Gebäudes "feuerhemmend" oder "feuerbeständig" auszubilden. Die Einföhrungserlasse zu DIN 4102 verknüpfen die bauaufsichtliche Benennung "feuerhemmend" mit der Feuerwiderstandsklasse "F 30" und "feuerbeständig" mit der Feuerwiderstandsklasse "F 90"; d.h. die Bauteile dürfen während einer Prüfdauer von mindestens 30 Minuten bzw. 90 Minuten nicht zusammenbrechen.

Die kennzeichnende Größe für das Verhalten von Bauteilen unter Brandeinwirkung ist damit die Feuerwiderstandsdauer t_u /62/. Die Ermittlung der Feuerwiderstandsdauer im Brandversuch stellt eine spezielle Art einer Grenztragfähigkeitsbestimmung dar: der Bauteil-Grenzzustand wird nicht durch Vergrößerung der einwirkenden mechanischen Beanspruchung, sondern durch Verringerung des Bauteilwiderstandes (Tragfähigkeit) bestimmt /61/. Werden die den Bauteilwiderstand bestimmenden Einflußgrößen wie Abmessungen und Lagerungsbedingungen des Bauteils sowie Festigkeits- und Verformungseigenschaften der Baustoffe zutreffend in einem mechanischen Modell erfaßt, kann die Bauteiltragfähigkeit rechnerisch ermittelt werden. Durch die Berechnung wird die im Brandversuch festgelegte Zielgröße des brandschutztechnischen Nachweises, die Feuerwiderstandsdauer t_u , zu einer vorherbestimmbaren Größe, deren maßgebende Parameter für jeden Beanspruchungszustand bekannt sind. Damit wird es möglich, die brandschutztechnische Bemessung für einen ausgewählten Beanspruchungszustand auf die Festlegung von "äußeren" Einflußgrößen des brandschutztechnischen Nachweises wie Prüflast, Betondeckung, Querschnittsabmessung und/oder von "inneren" Einflußgrößen wie kritische Temperatur der Bewehrung und Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens zu beschränken.

6.1 Nachweisverfahren durch Berechnung

Im internationalen Rahmen sind in den letzten Jahren mehrere Arbeiten mit Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spannbetonbauteile veröffentlicht worden /67, 73, 74, 75/. Die Berechnungsverfahren basieren alle auf dem Traglastverfahren; d.h. die Grenztragfähigkeit der Bauteile wird ohne Berücksichtigung des Verformungsverhaltens berechnet. In der Biegedruckzone wird jeweils eine rechteckige Spannungsverteilung in Form eines Spannungsblocks angenommen, dessen Inhalt bei Brandeinwirkung unterschiedlich festgelegt wird: In /74/ werden die Querschnittsbereiche mit Temperaturen von über 500 °C nicht und die Bereiche mit Temperaturen von unter 500 °C mit der Festigkeit bei Normaltemperatur berücksichtigt, in /73, 75/ wird die mittlere Temperatur in der Betondruckzone anhand von Isothermenbildern festgelegt und dann mit der temperaturabhängigen Betonfestigkeit gerechnet, während in /67/ von der Festigkeit bei Normaltemperatur aber einer reduzierten Höhe des Spannungsblocks ausgegangen wird. Auch die Zugkraft in der Spannstahlbewehrung bei Brandeinwirkung wird in den verschiedenen Berechnungsverfahren unterschiedlich ermittelt.

Neben den theoretischen Berechnungsverfahren existiert in den meisten Ländern und in den von internationalen Gremien herausgegebenen Bemessungsempfehlungen (z.B. /24/) die Möglichkeit, die Feuerwiderstandsdauer der Bauteile anhand von Tabellenwerken zu bestimmen, die aufgrund von Versuchserfahrungen und Berechnungen aufgestellt wurden.

In der deutschen Brandschutznorm DIN 4102 ist ein Biegetragfähigkeitsnachweis durch Berechnung nicht enthalten; aber in Teil 4 der Norm können durch Interpolation im Katalog der geprüften und bewährten Bauteile die für eine bestimmte Klassifizierung notwendigen Querschnittsabmessungen und Betondeckungswerte festgelegt werden. Dafür wird als maßgebliche Einflußgröße z.B. bei der brandschutztechnischen Bemessung von Spannbetonbauteilen die im Gebrauchszustand vorhandene Beanspruchung im Spannstahl σ_z benutzt. Mit ihrer Hilfe wird die kritische Temperatur im Spannstahl in Abhängigkeit von der Spannstahlsorte festgelegt. Anhand der kritischen Temperatur werden die erforderlichen Querschnittsabmessungen und Betondeckungswerte des Spannstahls ermittelt und den entsprechenden vorhandenen Werten gegenübergestellt.

In Bild 6.1 ist das beschriebene Bemessungskonzept von DIN 4102 Teil 4 als Ablaufdiagramm dargestellt: als Einflußgröße zur Ermittlung der kritischen Temperatur wurde dabei die Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung nach Gleichung (5.10) eingezeichnet.

$$M_{zq} = \frac{1}{\gamma} (A_z \cdot \sigma_{zu} - N_u) \cdot z$$

$$M_{zu}(T) = (A_z \cdot \sigma_{zu}(T) - N_u) \cdot z(T)$$

$$\sigma_{zu}(T) = \frac{1}{\gamma} \cdot \sigma_{zu} \cdot \frac{z}{z(T)} + \frac{N_u}{A_z} \cdot \left(1 - \frac{1}{\gamma} \cdot \frac{z}{z(T)}\right)$$

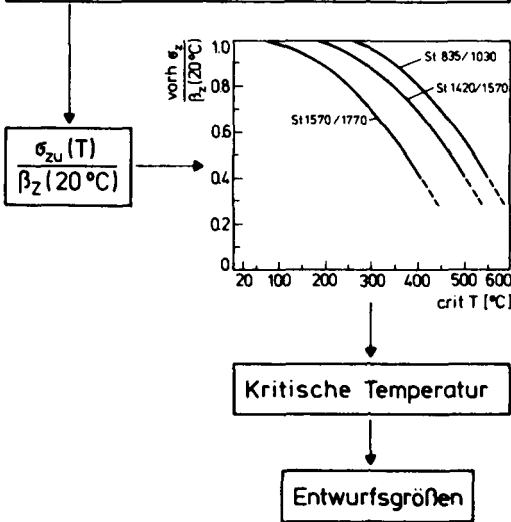


Bild 6.1: Schematische Darstellung des Bemessungskonzeptes nach DIN 4102 Teil 4

DIN 4102 Teil 4 reduziert den rechnerischen Biegetragfähigkeitsnachweis damit auf die Festlegung solcher Einflußgrößen, die den temperaturabhängigen Bauteilwiderstand $R(T)$ maßgeblich bestimmen:

$$R(T) = R(\sigma_z, \text{crit } T, A_b, u) \quad (6.1)$$

Die Festlegung der Einflußgrößen wurde hauptsächlich durch Sichtung vorhandener Prüfergebnisse vorgenommen /64/, ohne jedoch durch eine systematische statistische Auswertung (Regressionsanalyse) die Abhängigkeit zwischen den Einflußgrößen und der Zielgröße zu überprüfen oder durch eine zusätzliche Klärung mit Hilfe eines mechanischen Modells die Bedeutung der Einflußgrößen hinsichtlich des zu ermittelnden Bauteilwiderstandes zu belegen.

In Abschnitt 5 wird auf die dadurch entstandenen Widersprüche in der bestehenden Bemessungspraxis hingewiesen; gleichzeitig werden in Abschnitt 5 Rechenverfahren zur Ermittlung der für die brandschutztechnische Bemessung maßgebenden Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung (Gleichung (5.11)) hergeleitet.

Voraussetzung für die Anwendung von Gleichung (5.11) bei der brandschutztechnischen Bemessung ist

- a) der Nachweis, daß die Gleichung mit ausreichender Obereinstimmung die Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung wiedergibt und
- b) die Überprüfung der Bemessungsgleichung (6.1) mit der Spannstahlspannung $\sigma_{zu}(T)$ im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung anstelle der Spannstahlspannung σ_z im Gebrauchszustand.

Ein Vergleich der Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung aus Rechnung und Versuch muß durch einen Vergleich der entsprechenden spannungserzeugenden Dehnungen geführt werden. Dieser Vergleich ist nur sehr bedingt möglich, weil die experimentelle Bestimmung der spannungserzeugenden Dehnung des Spannstahls bei Brandeinwirkung erhebliche Schwierigkeiten bereitet und bisher nur sehr wenige solcher Messungen durchgeführt wurden, die zudem noch hohe Fehlerquoten aufwiesen /63/.

Aufgrund dieser Schwierigkeiten wird ein indirekter Vergleich der Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung aus Rechnung und Versuch durchgeführt. Zunächst werden mit dem im Abschnitt 3.4.1 beschriebenen analytischen Rechenverfahren Brandversuche nachgerechnet und die Temperatur im Spannstahl im Augenblick des

Versagens bei Brandeinwirkung aus Rechnung und Versuch verglichen. Bei Übereinstimmung zwischen den berechneten und den im Versuch festgestellten Spannstahltemperaturen wird von der Annahme ausgegangen, daß das analytische Rechenverfahren die maßgebenden Einflußparameter der Bauteiltragfähigkeit zutreffend erfaßt und damit ein Vergleich der Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung zwischen der Berechnung mit dem analytischen Rechenverfahren ("genau") und der Berechnung nach Gleichung (5.11) (Näherung) die Eignung der Näherungsgleichung für die brandschutztechnische Bemessung aufzeigt.

Zur Überprüfung der Bemessungsgleichung (6.1) mit der Spannstahlspannung $\sigma_{zu}(T)$ im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung anstelle der Spannstahlspannung σ_z im Gebrauchszustand sind zwei Ansätze denkbar:

- a) Es werden systematische Serien von Brandversuchen durchgeführt, bei denen die Bauteile brandschutztechnisch nach DIN 4102 Teil 4 - aber unter Berücksichtigung von Gleichung (5.11) - bemessen werden. Durch Vergleich der angestrebten und der im Versuch ermittelten Feuerwiderstandsdauer t_u wird die Gültigkeit der Bemessungsgleichung (6.1) nachgewiesen.
- b) Die vorhandenen umfangreichen Kenntnisse und Erfahrungen über das Verhalten von Bauteilen unter bestimmten Temperatur- und Randbedingungen, insbesondere über das Erwärmungsverhalten der Spannstahlbewehrung in Abhängigkeit vom Betonquerschnitt und der Betondeckung werden genutzt. Es bleibt dann lediglich nachzuweisen, daß die in der Bemessungsgleichung (6.1) enthaltene Verknüpfung zwischen kritischer Temperatur und Beanspruchung des Spannstahls auch bei Einführung der Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung zutreffende Versagenstemperaturen ergibt.

In dieser Arbeit wird der zweite Ansatz verfolgt; er bietet den wesentlichen Vorteil, daß zur Überprüfung der Bemessungsgleichung (6.1) nur der Einfluß eines Parameters rechnerisch untersucht werden muß, während die anderen Parametereinflüsse unverändert bleiben. Damit wird der experimentell abgesicherte Teil des brandschutztechnischen Bemessungskonzept von DIN 4102 Teil 4 unverändert beibehalten.

6.1.1 Vergleich der Spannstahltemperatur im Augenblick des Versagens im Experiment und in der Rechnung

Weltweit wurde in den letzten Jahrzehnten eine große Anzahl von Brandversuchen an Spannbeton-Bauteilen durchgeführt. Eine ausführliche Zusammenstellung der Brandversuche bis Ende der sechziger Jahre enthält /65/. Ziel dieser Arbeit war es u.a., die Grundlagen für die heutige Fassung von DIN 4102 Teil 4 zusammenzustellen. In Amerika wurden in den siebziger Jahren mehrere Dokumentationen über durchgeführte Brandversuche veröffentlicht /66, 67/, deren Ergebnisse und Erkenntnisse dann 1981 vom American Concrete Institute in Leitlinien für die Berechnung der Feuerwiderstandsdauer von Betonbauteilen ihren Niederschlag fanden /68/.

Dieser kurze Überblick verdeutlicht, daß die Mehrzahl der Brandversuche an Spannbetonbauteilen vor mehr als 20 Jahren durchgeführt wurde und es deshalb heute - trotz der genannten Zusammenstellungen - zum Teil sehr schwierig ist, vollständige Versuchsdokumentationen zu erhalten. Häufig fehlen Angaben über die Betonfeuchtigkeit, die aktuellen Materialeigenschaften sowie über die Spannstahlsorte (kaltgezogen oder vergütet).

Aufgrund dieser Schwierigkeiten werden für die Vergleichsrechnungen zur Ermittlung der Spannstahltemperatur im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung hauptsächlich Versuche herangezogen, die im Rahmen des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" in den letzten Jahren durchgeführt wurden. Ergänzt werden diese Versuchsnachrechnungen durch Nachrechnungen von Brandversuchen aus der Literatur, für die ausreichendes Datenmaterial bezüglich Versuchsdurchführung und -ergebnisse vorliegen.

Für die Ermittlung der Prüfkörperbelastung und der Querschnittstragfähigkeit wurden die Materialkennwerte entsprechend den im Abschnitt 4.1.1.3 aufgeführten Rechenannahmen ermittelt; die Prüfkörperabmessungen und die Betondeckung der Spannstahlbewehrung wurden mit ihren Sollwerten eingesetzt.

Der Vergleich der gemessenen und der berechneten mittleren Temperaturen im Spannstahl im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung ist im

Bild 6.2 dargestellt. Die statistischen Kennwerte betragen für das Verhältnis von Rechnung zu Messung: Mittelwert $\bar{x} = 1.010$, Standardabweichung $s = 0,07$ und Variationskoeffizient $V = 0,078$. Die Anzahl der Brandversuche betrug $n = 19$.

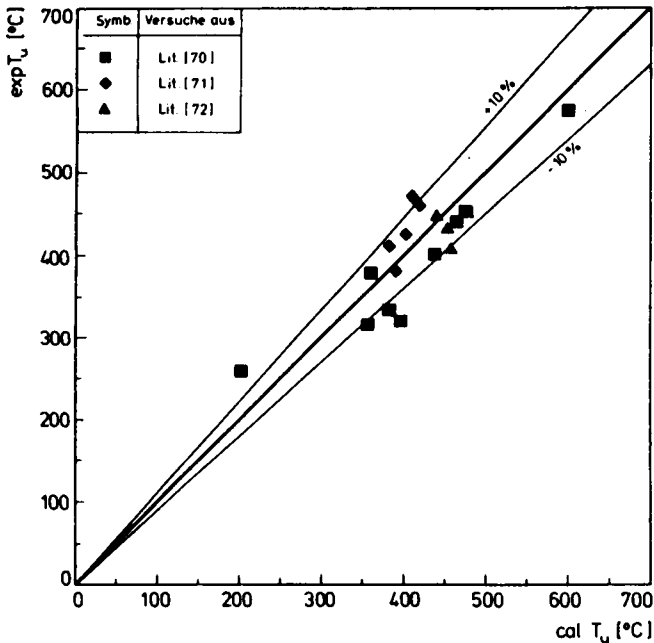


Bild 6.2: Mittlere Temperaturen im Spannstahl im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung nach Versuch ($\text{exp } T_u$) und Rechnung ($\text{cal } T_u$)

Die Auswertung der Brandversuche zeigt, daß die Temperatur im Spannstahl im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung im Bereich zwischen 200 °C und 600 °C ausreichend genau rechnerisch bestimmt wird, um das zugrundeliegende analytische Rechenverfahren zur Überprüfung der mit einem Näherungsansatz berechneten Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung zu benutzen.

6.1.2 Vergleich berechneter Spannstahlspannungen im Augenblick des Versagens

Im Bild 6.3 sind die in den Versuchsnachrechnungen ermittelten Spannstahlspannungen im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung (cal $\sigma_{zu}(T)$) den Werten gegenübergestellt, die mit Hilfe von Gleichung (5.11) ermittelt wurden (app $\sigma_{zu}(T)$). Verdichtet wird die Darstellung durch Ergebnisse einer systematischen Parametervariation, deren wichtigste Einflußparameter sowie deren Variationsumfang in Tabelle 6.1 zusammengestellt sind.

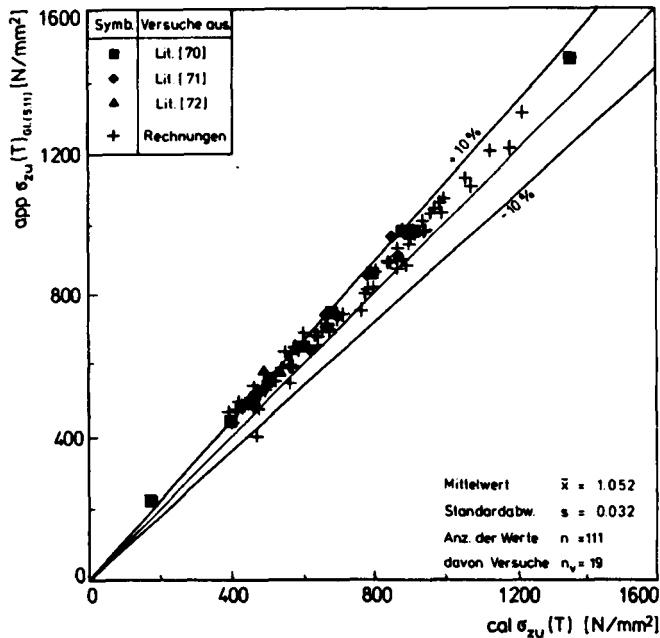


Bild 6.3: Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung; Vergleich der Ergebnisse aufgrund analytischer Berechnungsverfahren (cal $\sigma_{zu}(T)$) und durch Auswertung von Gleichung (5.11) (app. $\sigma_{zu}(T)$)

Tabelle 6.1: Einflußparameter und deren Variation für die Berechnung der Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung nach Bild 6.3

Parameter	Variation	
Querschnittsform	Rechteck-, I- und T-förmig Massiv- und Hohlplattenstreifen	
Brandbeanspruchung	1-, 3- und 4seitig	
Geom. Bewehrungsgrad:	Minimalwert	Maximalwert
des Spannstahls μ_z [%]	0,30	0,90
des Betonstahls μ_s [%]	0,09	0,51
Bewehrungsbild des Spannstahls u_{\min}/u_m	0,50	1,00
Vorspannung im Gebrauchszustand vorh σ_z/β_z	0,0	0,70
Belastung:		
vorh M/zul $M_{z,q}$	0,35	2,29
$n = N/(A_b \cdot \beta_R)$	0,0	0,07

Die Darstellung in Bild 6.3 zeigt, daß die Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung mit Gleichung(5.11) größer ermittelt wird als mit dem analytischen Rechenverfahren. Die Abweichungen betragen für den überwiegenden Teil der Berechnungen weniger als 10 %; d.h. die mit Gleichung (5.11) ermittelten Spannstahlspannungen im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung sind als Eingangsparameter für die Bemessung von brandbeanspruchten Spannbetonbauteilen nach DIN 4102 Teil 4 geeignet. Dieser Sachverhalt wird im Bild 6.4 belegt, das die mit Gleichung (5.11) berechneten Spannstahlspannungen im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung, bezogen auf die Zugfestigkeit des Spannstahls bei Normaltemperatur, über den berechneten Versagens-temperaturen zeigt. Zum Vergleich ist in Bild 6.4 die Funktion für den Abfall des Verhältnisses $\beta_z(T)/\beta_z(20^\circ\text{C})$ von kaltgezogenem Spannstahl in Abhängigkeit von der Temperatur aus DIN 4102 Teil 4, Anhang B.2, eingezeichnet. Für Spannstahlspannungen $\sigma_{zu}(T) \leq 0,6 \cdot \beta_z(20^\circ\text{C})$, d.h. Ver-

sagenstemperaturen von über 300 °C, ergibt die Funktion von DIN 4102 Teil 4, Anhang B.2, zutreffende bzw. auf der sicheren Seite liegende kritische Temperaturen für die brandschutztechnische Bemessung. Größere Abweichungen zwischen der Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung nach Gleichung (5.11) und dem entsprechenden Funktionsverlauf nach der Norm treten nur für Versagenstemperaturen im Spannstahl von unter 300 °C auf. Solche Versagenstemperaturen sind für Bauteile zu erwarten, die entweder stark überlastet sind ($\gamma < 1,75$) oder die einen sehr hohen Anteil an schlaffer Längsbewehrung (vorh $A_s > 3 \cdot \min A_s$) mit sehr geringer Betondeckung (vorh $u < u$ (DIN 4102 Teil 4)) haben.

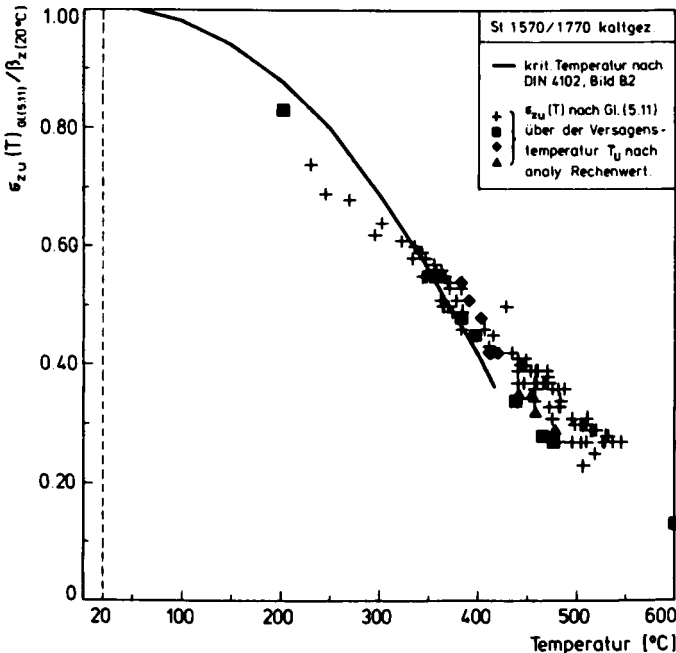


Bild 6.4: Vergleich der Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens nach Gleichung (5.11) mit dem Funktionsverlauf für den Abfall der Spannstahlfestigkeit nach DIN 4102 Teil 4, Anhang B.2

7 Zusammenfassung

Für die Beurteilung der Sicherheit brandbeanspruchter Spannbetonbauteile spielt die Kenntnis der Biegetragfähigkeit bei Brandeinwirkung eine wichtige Rolle. Sie wird durch Brandprüfungen nach DIN 4102 Teil 2 ermittelt. Um auch für größere Konstruktionen, für die nur noch in Sonderfällen eine unmittelbare Prüfung vorstellbar ist, Aussagen über das Brandverhalten zu bekommen, wurden in den letzten Jahren im In- und Ausland zur Analyse des Trag- und Verformungsverhaltens von brandbeanspruchten vorgespannten Bauteilen vermehrt computerorientierte Rechenprogramme entwickelt. Beim Vergleich der Grundlagen der Rechenprogramme fällt die unterschiedliche analytisch-numerische Behandlung des temperaturabhängigen Baustoffverhaltens auf.

In der vorliegenden Arbeit wurden deshalb zunächst Materialgleichungen für Beton und Spannstahl entwickelt, deren Formulierung sich eng an die zur Ermittlung der mechanischen Eigenschaften unter Temperatureinwirkung angewendeten Versuchsmethoden - dem instationären Kriechversuch - orientiert. Die mechanischen Randbedingungen der Materialgleichungen wurden so erweitert, daß die Gleichungen auch für veränderliche Spannungen während der Brandeinwirkung eingesetzt werden konnten. Die Gültigkeit der entwickelten Materialgleichungen wurde durch Nachrechnung von instationären Kriechversuchen, bei denen neben einer äußeren Belastungsgeschichte eine innere Spannungsgeschichte durch Erzeugen eines deutlichen Temperaturgradienten erzwungen wurde, erhärtet. Im nächsten Arbeitsschritt wurden durch Vergleichsrechnungen die wesentlichen Einflußparameter in den Materialgleichungen zur Bestimmung der temperaturabhängigen Biegetragfähigkeit von brandbeanspruchten Bauteilen festgestellt.

Es stellte sich heraus, daß die Materialgleichungen zur Berechnung der Biegetragfähigkeit vereinfacht werden können. Bei der Formulierung vereinfachter Materialgesetze - sog. Rechengesetze der Baustoffe Beton und Spannstahl - kann die Berücksichtigung der Erwärmungs- und Spannungsgeschichte vernachlässigt werden. Damit werden die Rechengesetze der Baustoffe zeitunabhängig und können als temperaturabhängige Spannungs-Dehnungs-Beziehungen formuliert werden. Dafür wurde ein mathematischer Rechenansatz vorgestellt, der für die Beschreibung des temperaturabhängigen Verhaltens der wichtigsten Konstruktionsbaustoffe

eingesetzt werden kann.

Die vereinfachten Materialgesetze bildeten die Grundlage für ein Rechenprogramm, mit dem die Biegetragfähigkeit von vorgespannten Bauteilen im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung bestimmt wurde. Die Auswertung der Rechenergebnisse wurde zur Überprüfung des in DIN 4102 Teil 4 vorgeschlagenen Konzepts zur brandschutztechnischen Bemessung vorgespannter Bauteile herangezogen. Es zeigte sich, daß die derzeitige Regelung, bei der als Bezugswert zur Festlegung der brandschutztechnisch erforderlichen Entwurfsdetails (Querschnittsgröße, Betondeckung der Bewehrung) die im Gebrauchszustand vorhandene Spannstahlspannung benutzt wird, nur in einem begrenzten Anwendungsbereich gültig ist. Der mechanisch zutreffende Bezugswert zur Festlegung der brandschutztechnischen Entwurfsdetails ist die Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung. Zu ihrer Ermittlung wurde eine einfache Gleichung angegeben. In ihr müssen Angaben über die Größe des Verhältnisses des Hebelarms der inneren Kräfte im Bruchzustand bei Normaltemperatur und im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung $z/z(T)$ gemacht werden. Die dafür zur Ermittlung durchgeführten Parameterstudien haben ergeben, daß das Verhältnis $z/z(T)$ hauptsächlich durch die Querschnittsform und den Umfang der Brandbeanspruchung bestimmt wird. Für die brandschutztechnische Bemessung läßt sich das Verhältnis der Hebelarme $z/z(T)$ in drei Größenordnungen einteilen:

- $z/z(T) = 1.1$ für mehrlagig bewehrte, dreiseitig beflamnte Rechteckquerschnitte
- $z/z(T) = 1.0$ für einlagig bewehrte Querschnitte, mehrlagig bewehrte I-Querschnitte und Plattenbalkenquerschnitte
- $z/z(T) = 1.2$ für vierseitig beflamnte Rechteckquerschnitte

Die aufgrund dieser Einteilung ermittelten Spannstahlspannungen im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung wurden mit der in DIN 4102 angegebenen Funktion für die brandschutztechnische Bemessung verglichen. Es zeigte sich, daß die derzeitige Regelung für die brandschutztechnische Bemessung vorgespannter Bauteile beibehalten werden kann, wenn anstelle der Spannstahlspannung im Gebrauchszustand die Spannstahlspannung im Augenblick des Versagens bei Brandeinwirkung eingesetzt wird.

8 Literaturverzeichnis

- /1/ Beitrag im Bericht zum Statusseminar 1983 "Brandverhalten von Stahl- und Stahlverbundkonstruktionen", Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V., Verlag TÜV Rheinland, Köln 1983 (S. 382).
- /2/ Tussenbroeck, P.J. v., et al.: Brandproeven op voorgespannen Betonliggers, CUR-Rapports 4 and 13, 1954 and 1958 (Rapport 13 in deutscher Übersetzung von H. Deutschmann abgedruckt: DAfStb, Heft 162, Berlin 1964).
- /3/ Jäniche, W., Wascheidt, H.: Warmkriechversuche an Spannstählen; Beitrag zur FIP-Tagung in Braunschweig, Juni 1965. Bauverlag GmbH., Wiesbaden, 1966.
- /4/ Kordina, K.; Schneider, U.: Über das Verhalten von Beton unter hohen Temperaturen. Betonwerk- und Fertigteil-Technik, 41. Jahrg., Heft 12, 1975.
- /5/ Schneider, U.: Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen; DAfStb, Heft 337, Verlag Ernst + Sohn, Berlin, 1982.
- /6/ Eibl, J.; Ivanyi, G.: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton, DAfStb, Heft 260, Verlag Ernst + Sohn, Berlin, 1976.
- /7/ Harmathy, T.Z.: A comprehensive Creep Model; National Research Council of Canada, Research Paper No. 324 of the Division of Building Research, 1967.
- /8/ Thor, J.: Deformations and critical loads of steel beams under fire exposure conditions; The National Swedish Institute for Building Research, Stockholm, Document D 16, 1973.
- /9/ Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Habilitation, Technische Universität Braunschweig, 1979.

- /10/ Ruge, J., Winkelmann, O.: Verfahren zur Bestimmung eines kritischen Kennwertes für den Fall instationärer Erwärmung bei Simulation einer Brandbelastung von Stahl; Materialprüfung 19, Nr. 8, August 1977.
- /11/ Schneider, U., et al.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. Beiträge des Teilprojekts B3 in den Arbeitsberichten 1973 - 1974, 1975 - 1977, 1978 - 1980 und 1981 - 1983 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Technische Universität Braunschweig, 1974, 1977, 1980 und 1983.
- /12/ Ruge, J., et al.: Festigkeits- und Verformungsverhalten von Bau-, Beton- und Spannstählen bei hohen Temperaturen. Beiträge des Teilprojekts B4 in den Arbeitsberichten 1975 - 1977, 1978 - 1980 und 1981 - 1983 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Technische Universität Braunschweig, 1977, 1980 und 1983.
- /13/ Forsen, E.: A theoretical Study on the Fire Resistance of Concrete Structures. Division of concrete Structures; The Norwegian Institute of Technology; The University of Trondheim, Norway, 1983.
- /14/ Aurich, D.: Bruchvorgänge in metallischen Werkstoffen; Werkstofftechnische Verlagsgesellschaft m.b.H., Karlsruhe, 1983.
- /15/ DIN 4227: Spannbeton, Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung, Teil 1, Ausgabe Dezember 1979.
- /16/ CEB/FIP-Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton, Band II, Intern. CEB/FIP-Richtlinien, 3. Ausg., 1978.
- /17/ Kristen, Th.; Wierig, H.J.: Der Einfluß hoher Temperaturen auf Bauteile aus Spannbeton. Der Bauingenieur 35, Heft 1, 1960.
- /18/ Grosch, J.: Grundlagen der technischen Wärmebehandlung von Stahl. Werkstofftechnische Verlagsgesellschaft mbH., Karlsruhe, 1981.

- /19/ Kordina, K.; Schneider, U.; Haksever, A.; Klingsch, W.: Zur Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen im Brandfall. Schriftenreihe des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Heft 1, Technische Universität Braunschweig, 1974.
- /20/ Wickström, U.: A numerical Procedure for calculating Temperature in Hollow Structures exposed to Fire (Draft). Lund Institute of Technology, Division of structural Mechanics and Concrete Construction, May 1978.
- /21/ Becker, J.; Bizri, H.; Bresler, B.: FIRES-T, A Computer Program for the Fire Response of Structures-Thermal. Report No. UCB FRG 74-1, Fire Research Group, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1974.
- /22/ DIN 4102 - Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Teile 1 - 3 und Teile 5 - 7: Ausgabe September 1977, Teil 4: Ausgabe März 1981.
- /23/ Herschelmann, F.; Rudolph, K.: Berücksichtigung der Betonfeuchtigkeit auf Erwärmungsvorgänge in Stahl-Verbund-Trägern unter Brandbeanspruchung. Beitrag des Teilprojekts A1 im Arbeitsbericht 1981 - 1983 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Technische Universität Braunschweig, 1983.
- /24/ CEB-FIP Model Code. Design of concrete Structures for Fire Resistance. Bulletin d'Information No. 145, Bureau de Paris, 1982.
- /25/ Ehm, H.: Rechnerische Ermittlung der Erwärmungsvorgänge von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. DAfStb., Heft 230, Teil 2, 1972.
- /26/ Anderberg, Y., Thelandersson, S.: Stress and Deformation Characteristics of Concrete at high Temperatures. Lund Institute of Technology, Sweden, 1976.

- /27/ Ilscher, B.: Hochtemperatur-Plastizität. Springer-Verlag, Berlin, 1973.
- /28/ Walter, R.: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken-Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981.
- /29/ Harmathy, T.Z., Stanzak, W.W.: Elevated-Temperature Tensile and Creep Properties of some Structural and Prestressing Steels. National Research Council of Canada, Research Paper No. 424 of the Division of Building Research, Ottawa, 1970.
- /30/ Gustaferro, A.H.; Abrams, M.S., Salse, E.A.B.: Fire Resistance of Prestressed Concrete Beams, Study C: Structural Behavior During Fire Tests; PCA Research and Development Bulletin, 1971.
- /31/ Zurmühl, R.: Praktische Mathematik, Springer-Verlag, Berlin, 1965.
- /32/ Ruge, J., Linnemann, R.: Einfluß einer Temperaturerhöhung auf das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Bau-, Beton- und Spannstählen. Beitrag im Berichtsband zum 3. öffentlichen Forschungskolloquium an der Universität Karlsruhe des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Technische Universität Braunschweig, 1982.
- /33/ Cahill, T.: The Behaviour of Prestressing Wire at Elevated Temperatures. Beitrag in: Proceedings of a symposium on the Fire resistance of prestressed concrete; Bauverlag GmbH., Wiesbaden, 1966.
- /34/ Mihajlov, K.V.: Stress Relaxation of High-Tensile Steel. FIP Symposium for prestressing, General Report, Madrid 1968.
- /35/ Kubik, F.: Relaxationsversuche an Spanndrähten bei erhöhten Temperaturen; FIP-Kongreß, New York, Heft Austria, 1974.

- /36/ Iding, R.H., et al.: "FIRES-RC II - - A Computer Program for the Fire Response of Structures - Reinforced Concrete Frames: Second (Revised) Version", Report No. UCB-FRG 77-8, Fire Research Group, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1977.
- /37/ Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1975.
- /38/ Richter, E.: Rechnerische Ermittlung der Tragfähigkeit von im Spannbett vorgespannten Spannbetonbalken unter Brandbelastung gemäß DIN 4102. Forschungsbericht des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1978 (unveröffentlicht).
- /39/ Klingsch, W.: Traglastanalyse brandbeanspruchter tragender Bauteile. Beitrag in: Forschungsbeiträge für die Baupraxis, Karl Kordina zum 60. Geburtstag gewidmet. Verlag W. Ernst + Sohn, München, 1979.
- /40/ Kordina, K.; Bericht der FIP-Kommission über Feuerwiderstandsfähigkeit von Spannbeton; Beitrag zur Besprechung, Paris, 1966.
- /41/ Waubke, N.V.: Über einen physikalischen Gesichtspunkt der Festigkeitsverluste von Portlandzementbetonen bei Temperaturen bis 1000 °C. Schriftenreihe des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" der Deutschen Forschungsgemeinschaft, Heft 2, Technische Universität Braunschweig, November 1973.
- /42/ Kordina, K.; Schneider, U.; Waubke, N.V.: Zur Hochtemperaturrheologie von Normalbeton. Schriftenreihe des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" der Deutschen Forschungsgemeinschaft, Heft 3, Technische Universität Braunschweig, Mai 1974.

- /43/ Hill, A.W.: The Influence of abnormal Temperatures on Prestressed Concrete Construction; General Report, First Congress of F.I.P., London, 1953.
- /44/ Dannenberg, Deutschmann, Melchior: Warmzerreißversuche mit Spannstählen; DAfStb, Heft 122, 1957.
- /45/ Abrams, M.S., Cruz, C.R.: The Behavior at high Temperature of Steel Strand for Prestressed Concrete; Journal of the Portland Cement Association, Research and Development Laboratories, No. 3, September 1961.
- /46/ Klingsch, W.: Querschnittsanalyse von Stahlbetonbauteilen beliebiger Querschnittsform. Tätigkeitsbericht des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Technische Universität Braunschweig, 1977.
- /47/ Cranston, W.B.: A Computer Method for the Analysis of Restrained Columns; Cement and Concrete Association, Technical Report, 1967.
- /48/ Herzog, M.: Das Querschnittsbiegebruchmoment von Stahlbeton, teilweise vorgespanntem Beton und Spannbeton nach Versuchen; Beton- und Stahlbetonbau, Heft 3, 1975.
- /49/ Kordina, K., Richter, E.: Rechnerische Untersuchungen über die Veränderungen im Tragverhalten von brandbeanspruchten Spannbetonbindern infolge höherer zulässiger Spannstahlspannungen; Forschungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, 1983.
- /50/ Quast, U.: Stand der Forschungen zum Brandverhalten von Bauteilen und Ausblick. Vortrag im Rahmen der Gutachtersitzung des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Braunschweig, 1983.

- /51/ Rudolph, K.: Ober die Berechnung von zweiachsig biegebeanspruchten Stahlbetonstützen unter Brandbelastung. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1987.
- /52/ Quast, U.: Zu Einzelfragen des Brandwiderstandes von Betonbauten. Dokumentation Nr. 51 des Schweizerischen Ingenieur- und Architektenvereins, 1981.
- /53/ Rüschi, H.: Bruchlast und Bruchsicherheitsnachweis bei Biegebeanspruchung von Stahlbeton unter besonderer Berücksichtigung der Vorspannung. Beton- und Stahlbetonbau, 45. Jahrgang, Heft 9, September 1950.
- /54/ Leonhardt, F.: Spannbeton für die Praxis. 2. Auflage, Verlag Wilhelm Ernst + Sohn, Berlin-München, 1962.
- /55/ Grasser, E.: Bemessung der Stahlbetonbauteile: Bemessung für Biegung mit Längskraft, Schub und Torsion. Abgedruckt im Beton-Kalender 1985, Ernst + Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, Berlin, 1985.
- /56/ Pfeifer, R.: Erläuterungen zu DIN 4227, Abschnitt 15. DAFStb, Heft 320, Berlin, 1980.
- /57/ Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau. Fünfter Teil: Spannbeton. Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg-New York, 1980.
- /58/ European Recommendations for the Fire Safety of Steel Structures; ECCS - Technical Committee 3 - Fire Safety of Steel Structures, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam-Oxford-New York, 1983.
- /59/ Bachmann, H.: Teilweise Vorspannung - Erfahrungen in der Schweiz und Fragen der Bemessung. Vorträge auf dem Betontag 1979, Deutscher Beton-Verein e.V., 1979.

- /60/ Richter, E.: Spannungs/Dehnungs-Linien zur Berechnung des Trag- und Verformungsverhaltens von Konstruktionsbauteilen unter Feuerangriff. Bericht aus dem Teilprojekt A1 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Technische Universität Braunschweig, 1987.
- /61/ Klingsch, W.; Bode, H.-G.; Finsterle, A.: Brandverhalten von Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Walzprofilen. Bauingenieur 59, Heft 11, 1984.
- /62/ Haß, R.: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1986.
- /63/ Kiel, M.: Dehnungsmessungen bei Temperaturen unter 150 °C und Rißverfolgung in Betonquerschnitten. Beitrag des Teilprojekts A2 im Arbeitsbericht 1981 - 1983 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Technische Universität Braunschweig, 1983.
- /64/ Meyer-Ottens, C.: Feuerwiderstandsfähigkeit von Spannbeton. Beitrag zur Besprechung im Bericht der FIP-Kommission. Kongreßbericht des Fünften Kongresses der FIP, Paris, 1966.
- /65/ Meyer-Ottens, C.; Egner, K.; Jagfeld, P., Frech, P.: Brandschutz, Untersuchungen an Wänden, Decken und Dacheindeckungen. Berichte aus der Bauforschung, Heft 70, Verlag Wilhelm Ernst + Sohn, Berlin, 1971.
- /66/ Gustaferro, A.H.: Fire Resistance of Post-Tensioned Structures. Prestressed Concrete Institute, Chicago, USA, 1973.
- /67/ Gustaferro, A.H.; Martin, L.D.: Design for Fire Resistance of Precast Prestressed Concrete. Prestressed Concrete Institute, Chicago, USA, 1977.

- /68/ ACI Committee 216: Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements. Report No. ACI 216R-81. Concrete International/February 1981.
- /69/ Haß, F.; Quast, U.: Brandverhalten von Verbundstützen mit Berücksichtigung der unterschiedlichen Stützen/Riegel-Verbindungen. Projekt BMFT - Förderkennziffer BAU 6004/Studiengesellschaft P 86 - Akt. 2.2, 1985.
- /70/ Richter, E.: Spannbetonbauteile unter Brandbeanspruchung - Versuche und theoretische Begleitung. Bericht aus dem Teilprojekt A1 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen", Technische Universität Braunschweig, 1987.
- /71/ Gustaferro, A.H.; Selvaggio, S.L.: Fire Endurance of Simply-Supported Prestressed Concrete Slabs. PCA Research and Development Laboratories, Stokie, USA. PCI Journal, February 1967.
- /72/ Brandschutztechnische Beurteilung von Spannbetonhohldielen. Forschungsgesellschaft Spannbeton-Hohlplatten, September 1980.
- /73/ Bobrowski, J., et al.: Design and detailing of concrete structures for fire resistance. The Institution of Structural Engineers, the Concrete Society. April 1978.
- /74/ Anderberg, Y.; Pettersson, O.; Thelanderson, S.; Wickström, U.: Fire Engineering Design of Concrete Structures, Manual. Auszugsweiser Vorabdruck in: CEB-FIP Model Code. Design of Concrete Structures for Fire Resistance. Bulletin d'Information No. 145, Bureau de Paris, 1982.
- /75/ Hertz, Ch.: Analyses of Prestressed Concrete Structures Exposed to Fire. Technical University of Denmark, Institute of Building Design. Report No. 174, 1985.
- /76/ Schneider, U.: Modelling of Concrete Behaviour at High Temperatures. Veröffentlicht in: Design of Structures against Fire. Edited by R.O. Anchor, H.L. Malhotra and J.A. Purkiss. Elsevier Applied Science Publishers, London/New York, April 1986.

- /77/ Hinrichsmeyer, K.: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschreibung der thermischen Schädigung von Beton, Dissertation, Technische Universität Braunschweig (in Vorbereitung 1986).
- /78/ Mehmel, A.; Schwarz, H.; Kasperek, K.-H.; Makovi, J.: Rechnerische und experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten ausmittig beanspruchter Stahlbetondruckglieder mit Rechteckquerschnitt. DAFStb., Heft 204, Teil I, Berlin, 1969.
- /79/ Anderberg, Y.: Fire-exposed hyperstatic concrete structures - an experimental and theoretical study. Bulletin 55, Lund, Institute for Technology, 1976.
- /80/ Franssen, J.-M.: Etude du comportement au feu des structures mixtes acier - beton. Dissertation. Universite de Liege (Belgien), 1986
- /81/ Richter, E.: Verbesserte numerische Ansätze für die Verformungsrechnung thermisch beanspruchter Bauteile. Referat zur Gutachtersitzung des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" in Braunschweig, 1977

In der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, die im Selbstverlag herausgegeben wird, sind bisher erschienen: (ISSN 0178-5796)

- Heft 1: Ober das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öli-ger Holzschutzmittel (Dissertation). (1962)
von Rolf Deters -vergriffen-
- Heft 2: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbau-teilen unter Feuerangriff. (1963)
von Karl Kordina -vergriffen-
- Heft 3: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hängestangen (Diss.) (1963).
von Josef Eibl -vergriffen-
- Heft 4: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlu-stes infolge Schlupf in der Verankerung.
Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. (1964)
von Karl Kordina und Josef Eibl -vergriffen-
- Heft 5: Ober den Schalungsdruck von Frischbeton (Diss.). (1964)
von Helmut Ertingshausen
- Heft 6: Transportphänomene in Betonporen (Diss.). (1966)
von Nils Valerian Waubke
- Heft 7: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbau-teilen. (Diss.) (1967).
von Herbert Ehm -vergriffen-
- Heft 8: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächentragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz (Diss.). (1967)
von Joachim Steinert -vergriffen-
- Heft 9: Untersuchungen an dammschichtbildenden Feuer-schutzmitteln (Diss.). (1967)
von Axel Lammke -vergriffen-
- Heft 10: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehänger Balkenträger und gerader, flächenartiger Träger (Diss.) (1968).
von Kamal Fouad Rafla -vergriffen-
- Heft 11: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbe-tonquerschnitten - Brazier-Effekt - (Diss.). (1968)
von György Iványi -vergriffen-
- Heft 12: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Bau-stoffen 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. (Diss.) (1969).
von Günther Fuchs -vergriffen-
- Heft 14: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff. (1970)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 15: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten an Hand von Betongütewürfeln und -bohrproben (Diss.). (1970)
von Ralf Lewandowski -vergriffen-
- Heft 16: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten. (Diss.) (1970).
von Fritz Joachim Neubauer -vergriffen-
- Heft 17: Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehartetem Gasbeton. (1970)
von Claus Meyer-Ottens und Karl Kordina
- Heft 18: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung - Grundlagen und Bemessungsvorschläge -. (Diss.) (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 (Diss.). (1972)
von Kurt Liermann
- Heft 21: Zum Trag- und Verformungsverhalten ebener Stockwerksrahmen aus Stahlbeton. (Diss.) (1972).
von Béla Jankó
- Heft 22: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse (Diss.). (1972)
von Ulf Nürnberger
- Heft 23: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. (Diss.) (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 (Diss.). (1973)
von Hassan Taha El-Arousy

- Heft 25: Mechanismen der Spannungskorrosion von Spannstählen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen (Diss.). (1973)
von Günter Rieche
- Heft 26: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens des Stahlbetons (Diss.). (1974)
von Eckhard Tennstedt
- Heft 27: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen (Diss.) (1973).
von Ulrich Schneider -vergriffen-
- Heft 28: Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen (Diss.). (1974)
von Jürgen Neisecke -vergriffen-
- 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 Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten (Diss.) (1976).
von Olaf Hjorth -vergriffen-
- Heft 33: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. (Diss.) (1976).
von Wolfram Klingsch -vergriffen-
- Heft 34: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton (Diss.). (1977)
von Farid Djamous -vergriffen-
- Heft 35: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall (Diss.). (1977)
von Ataman Haksever -vergriffen-
- Heft 36: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden (Diss.) (1977).
von Karl-Heinz Storkebaum
- Heft 37: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall (Diss.). (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 (Diss.) (1978).
von Rolf Weiß
- Heft 40: Zum Schwingkriechen von Beton (Diss.). (1978)
von Willi Alda
- Heft 41: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion (Diss.). (1979)
von Manfred Teutsch
- Heft 42: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. (Habil.-Schr.)(1979).
von Ulrich Schneider -vergriffen-
- Heft 43: Veröffentlichungen 1967 - 1979.(1979).
- Heft 44: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde. (1979)
von Karl Kordina und Helmut Fröning
- Heft 45: Ein Beitrag zur Zuverlässigkeit frei gelagerter Stahlbetonstützen unter genormter Brandeinwirkung. (Diss.) (1980).
von Volker Henke -vergriffen-
- Heft 46: Warmebilanzrechnungen für Brandräume mit unterschiedlichen Randbedingungen (Teil I). (1981)
von Ulrich Schneider und Aysen Haksever -vergriffen-
- Heft 47: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken - Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell - (Diss.). (1981)
von Robert Walter
- Heft 48: Zum Verformungsverhalten gerissener Stahlbetonbalken unter Einschluß der Mitwirkung des Betons auf Zug in Abhängigkeit von Last und Zeit (Diss.). (1981)
von Björn Svensvik
- Heft 49: Veröffentlichungen 1967 - 1981.(1981).
- Heft 50: Die Steifigkeit und das Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegemoment, Querkraft und Axialkraft. (1982)
von Surendra K. Ojha
- Heft 51: Zusammenstellung und Anwendung Bayes'scher Verfahren bei der Stichprobenbeurteilung. (1982)
von Volker Henke

- Heft 52: Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitten bei natürlichen Bränden (Habil.-Schr.TU Istanbul). (1982)
von Ataman Haksever
- Heft 53: Untersuchung des Reiß- und Verformungsverhaltens segmentärer Spannbetonbauteile (Diss.). (1982)
von Viggo Weber ISBN 3-89288-017-4
- Heft 54: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton - Geklebte Bewehrung -. (Diss.) (1982).
von Ernst-Holger Ranisch ISBN 3-89288-010-7
- Heft 55: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit und Verformung von Beton. (Diss.) (1982).
von Günter Wiedemann -vergriffen-
- Heft 56: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener Stahlbetonrahmen(Diss.)(1982).
von Reiner Timm ISBN 3-89288-018-2
- Heft 57: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen (Diss.). (1983)
von Ulrich Diederichs ISBN 3-89288-019-0
- Heft 58: Warmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen in Brandräumen (Teil II). (1983)
von Ulrich Schneider ISBN 3-89288-020-4
- Heft 59: Warmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Berücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung (Teil III). (1983)
von Dobbernack; Schneider ISBN 3-89288-021-2
- Heft 60: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschallprüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen- und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen (Diss.). (1983)
von Wolfgang Hillger ISBN 3-89288-014-X
- Heft 61: Zur Wirklichkeitsnahe der Lastannahmen in Silovorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spannbeton. (Diss.)(1984).
von Franz Blume ISBN 3-89288-013-1
- Heft 62: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton - Tragverhalten, Berechnung, Bemessung - (Diss.). (1984)
von Diedrich Nölting ISBN 3-89288-012-3
- Heft 63: Tragverhalten von Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand bei Brandbeanspruchung (Diss.). (1985)
von Jürgen Wesche ISBN 3-89288-009-3
- Heft 64: Untersuchungen zur Technologie des Gleitschalungsbaus (Diss.). (1985)
von Siegfried Droese ISBN 3-89288-000-X

- Heft 65: Forschungsarbeiten 1978 -1983. (1984)
Hrsg.: Inst. für Baustoffe ISBN 3-89288-001-8
- Heft 66: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit
von Spannbetonbalken. (Diss.)(1985).
von Josef Hegger ISBN 3-89288-002-6
- Heft 67: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste
Stäbe aus Glasfaserverbundwerkstoff als Bewehrung
im Spannbetonbau (Diss.). (1985)
von Bernhard Kepp ISBN 3-89288-003-4
- Heft 68: Zum Einfluß hoher Temperaturen auf das Verbund-
verhalten von einbetonierten Bewehrungsstäben
(Diss.). (1985)
von Helmut Sager ISBN 3-89288-004-2
- Heft 69: Zur praxisgerechten brandschutztechnischen Beur-
teilung von Stützen aus Stahl und Beton (Diss.).
(1986)
von Rüdiger Haß ISBN 3-89288-005-0
- Heft 70: 17. Forschungskolloquium des Deutschen Ausschus-
ses für Stahlbeton. März 1986. Kurzfassungen
der Beiträge. (1986) ISBN 3-89288-006-9
- Heft 71: Versuche zur Festigkeit und Verformung von Beton
unter zweiaxialer Beanspruchung und hohen Tempe-
raturen. (Diss.) (1986).
von Christian Ehm ISBN 3-89288-007-7
- Heft 72: Zum Reiß- und Verformungsverhalten von stahlfaser-
verstärkten Stahlbetonstäben unter Langszug.
(Diss.). (1986).
von Kurt Hartwich ISBN 3-89288-008-5
- Heft 73: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Verbund und
Rißbildung von Stahlbetonbauteilen. (Diss.).
(1987).
von Jochen Scheuermann ISBN 3-89288-011-5
- Heft 74: Strukturorientierte Analyse und Modellbeschrei-
bung der thermischen Schädigung von Beton.
(Diss.). (1987).
von Konrad Hinrichsmeyer ISBN 3-89288-015-8
- Heft 75: Fachseminar Neue Bemessungsregeln durch Änderung
der Stahlbeton- und Spannbetonvorschriften DIN
1045, DIN 4227. Kurzfassungen der Beiträge.
(1986). ISBN 3-89288-022-0
- Heft 76: Zum Einfluß erhöhter Temperatur auf Festigkeit
und Verformung von Beton mit unterschiedlichen
Feuchtegehalten. (Diss.). (1987).
von Harald Budelmann ISBN 3-89288-016-6

- Heft 77: Spannungen und bruchmechanische Vorgänge im Normalbeton unter Zugbeanspruchung. (Diss.). (1987).
von Fritz Großmann ISBN 3-89288-023-9
- Heft 78: Zum Einfluß des Verbundkriechens auf die Ribbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen. (Diss.). (1987).
von Annette Rohling ISBN 3-89288-024-7
- Heft 79: Zwangrißbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten. (Diss.). (1987).
von Wolfgang Henning ISBN 3-89288-025-5
- Heft 80: Zur Berechnung der Biegetragfähigkeit brandbeanspruchter Spannbetonbauteile unter Berücksichtigung geeigneter Vereinfachungen für die Materialgesetze. (Diss.). (1987).
von Ekkehard Richter ISBN 3-89288-026-3