

2610-440 3

**INSTITUT FÜR BAUSTOFFE, MASSIVBAU U. BRANDSCHUTZ
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG**

Amtliche Materialprüfungsanstalt für das Bauwesen

Direktoren

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

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy

**EIN BEITRAG ZUR ZUVERLÄSSIGKEIT
FREI GELAGERTER STAHLBETONSTÜTZEN
UNTER GENORMTER BRANDEINWIRKUNG**

von

Volker Henke



2610-440 3

HEFT 45



BRAUNSCHWEIG



JUNI 1980

2 F.R.4

Vorwort

Diese Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Sonderforschungsbereich 148 - Brandverhalten von Bauteilen - am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig und wurde damit von der Deutschen Forschungsgemeinschaft finanziell unterstützt.

Das Teilprojekt D1 des SFB 148, durch welches diese Arbeit erst möglich wurde, ist auf Anregung von Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina eingerichtet worden; außerdem wurde diese Arbeit von ihm in jeder Hinsicht gefördert und unterstützt, wofür ich mich an dieser Stelle herzlich bedanken möchte.

Auch den Herren Prof. Dr.-Ing. U. Quast und Priv.-Doz. Dr.-Ing. habil. U. Schneider bin ich nicht nur zu Dank für die Übernahme der Mitberichterstattung verpflichtet, sondern auch für die wertvollen Hinweise und stete Diskussionsbereitschaft bei der Abfassung der Arbeit.

Die numerischen Rechnungen wurden erst durch die Datenfernverarbeitung beim RRZN (Regionales Rechenzentrum Niedersachsen) möglich, welches die benötigte Rechenzeit kostenlos zur Verfügung gestellt hat.

Nicht vergessen werden soll auch Herr Dr.-Ing. A. Haksever, der zu Beginn der Arbeiten im Teilprojekt D1 einen Teil der später verwendeten Unterprogramme beigesteuert hat, wodurch später wertvolle Arbeitszeit eingespart werden konnte.

Braunschweig, den 12.06.1980

V. Henke

	Seite
Inhaltsverzeichnis	1
Verzeichnis der verwendeten Formelzeichen und Symbole	4
1 Einleitung	7
1.1 Allgemeines	7
1.2 Aufgabenstellung	8
1.3 Derzeitiger Erkenntnisstand	11
2 Grundlagen zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit	14
2.1 Normalverteilung	14
2.2 Logarithmische Normalverteilung	15
2.3 Dreiecksverteilung	16
2.4 Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit	17
2.4.1 Geometrische Deutung	18
2.4.2 Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit bei n Variablen	21
2.4.3 Behandlung nicht normalverteilter Variablen	23
2.4.4 Sonderfall der Logarithmischen Normalverteilung	24
3 Allgemeine Berechnungsgrundlagen	26
3.1 Untersuchtes System	26
3.2 Gleichgewichts- und Momenten-Krümmungs-Beziehung	26
3.3 Berechnung des Temperaturfeldes	28
3.4 Temperaturabhängige Stoffparameter	29
3.4.1 Rechenannahmen für den Beton	29
3.4.2 Rechenannahmen für den Betonstahl	31
4 Entwicklung eines Näherungsverfahrens zur Traglastberechnung thermisch beanspruchter Stahlbetonstützen	33
4.1 Entwicklung eines Näherungsverfahrens zur Berechnung des Bruchzeitpunktes unter konstanter Lasteinwirkung	33
4.2 Ermittlung der Bruchzeitpunkte, Vergleichsrechnungen	36
4.3 Entwicklung eines Traglastmodelles	40

	Seite
4.3.1 Grundsätzliche Zusammenhänge	40
4.3.2 Bestimmung des Grenzmomentes	43
4.3.3 Approximation der M- κ -Beziehung	45
4.3.4 Genauigkeit der Traglastberechnung	49
4.3.5 Anwendung des Näherungsverfahrens bei Normal- temperatur	52
5 Zusammenstellung der Basisvariablen	55
5.1 Betoneigenschaften	57
5.2 Betonstahleigenschaften	58
5.3 Querschnittsabmessungen	60
5.4 Bewehrungslage im Querschnitt	61
5.5 Temperaturfeld	63
5.6 Belastungsmodell	67
5.7 Linearitätskontrolle	71
5.8 Numerische Einflüsse und Konvergenzverhalten	75
5.9 Versagenskriterien und deren Beurteilung	76
6 Auswertung zur Beschreibung der Variableneinflüsse	77
6.1 Darstellung der α_i -Werte bei 60 min (b/d = 30/30)	78
6.2 Darstellung der α_i -Werte bei 60 min (b/d = 40/40)	85
6.3 Anteile der Basisvariablen an der Gesamtstreuung σ_R bei 60 min (b/d = 30/30)	89
6.4 Anteile der Basisvariablen an der Gesamtstreuung σ_R bei 60 min (b/d = 40/40)	92
6.5 Darstellung und Diskussion der berechneten β -Werte bei 60 min und 90 min Branddauer	94
6.6 Einfluß einer Verminderung der Standardabweichung der Querschnittsabmessungen b und d	100
6.7 Einfluß der günstigeren Auflastverteilung nach Abschnitt 5.6	104

	Seite
7 Darstellung als Brandprozeß	113
7.1 Berechnung des Verlaufes von $f_R(r)$	114
7.2 Verteilung der Feuerwiderstandsdauer	117
8 Programmbeschreibung	121
9 Zur Frage des erforderlichen β -Wertes	126
9.1 Abschätzung von erf β entsprechend dem Model-Code Baulicher Brandschutz nach [55]	126
9.2 Wertung der Aussagen nach Abschnitt 9.1	131
10 Zusammenfassung	133
Literaturverzeichnis	136
Anhang	142

VERZEICHNIS DER VERWENDETEN FORMELZEICHEN UND SYMBOLE

a) Formelzeichen - Symbole der Traglastberechnung

Symbol	Bedeutung	Dimension
a	Temperaturleitfähigkeit des Betons	$\text{cm}^2 \text{sec}^{-1}$
A, B, C	Polynomkoeffizienten	
b	Achsabschnitt im verschobenen M- κ -Koordinatensystem	
b	Querschnittsbreite	cm
β_R	Rechenfestigkeit, Beton	MN/m^2
β_S	Stahlstreckgrenze	MN/m^2
d	Querschnittsdicke	cm
Δ	Differenzenquotient oder Maß der Abschnittsunterteilung	
E	Elastizitätsmodul	MN/m^2
e	Lastausmitte	cm
ϵ	Dehnung, allgemein	$^{\circ}/\infty$
h'	Randabstand der Bewehrung	cm
κ	Krümmung	cm^{-1}
λ_{th}	Wärmeleitfähigkeit	$\text{kcal/cm}^{\circ}\text{C min}$
λ	Schlankheit	
m	Steigung der Geraden der äußeren Momente	
M_{gr}	Grenzmoment	kNm
N	Längskraft	kN
s	Länge der Kragstütze	m
σ	Spannung allgemein	MN/m^2
T	Temperatur	$^{\circ}\text{C}$
t	Zeit, Dauer der Temperaturbeanspruchung	min
w	Durchbiegung	cm
w'	Tangentenneigung	
w''	Krümmung	cm^{-1}
x	Querschnittskordinaten	cm
y	Querschnittskordinaten	cm
z	Querschnittskordinate (Stablängsachse)	cm

b) Formelzeichen - Symbole des probabilistischen Teiles

Symbol	Bedeutung	Dimension
α	Sensitivitätsbeiwert	
A_i	i-ter Einzelanteil einer Verteilung an der Gesamtstreuung von R	
A, B	Grenzen der Dreiecksverteilung	
a	Traglastverlust	kN/min
β	Sicherheitsindex	
δ	Standardabweichung des Logarithmus von x	
$\delta_{R,S}$	Richtungscosinus	
D	Eigengewichtsanteil	
$f(x)$	Verteilungsdichte	
$F(x)$	Verteilungsfunktion	
L	Verkehrslastanteil	
$N\{\dots\}$	normalverteilt mit ...	
P_f	Versagenswahrscheinlichkeit	
$\varphi(t)$	standardisierte Verteilungsdichte	
$\Phi(t)$	standardisierte Verteilungsfunktion	
R	Maß für die Festigkeit	
S	Maß für die Lasteinwirkung	
σ_s	Standardabweichung	
v	Variationskoeffizient	
X	Zufallsvariable	
x	Realisation von X	
\hat{x}	Zufallsvariable im normierten Koordinatensystem	
x^*	Bemessungspunkt, allgemein	
\bar{x}	Mittelwert	
Z_1	Dreiecksverteilung - steuert die temperaturabhängige Stahlstreckgrenze	
Z_2	Dreiecksverteilung - steuert die Temperaturleitzahl	

c) Indices

Indices	Bedeutung
b	Auftretenswahrscheinlichkeit mindestens eines gefährlichen Brandes
f	operative Versagenswahrscheinlichkeit
fb	bedingte operative Versagenswahrscheinlichkeit
i i oder j	Zählvariable
I	Theorie I. Ordnung
II	Theorie II. Ordnung
K	Knicklänge
o	Querschnittsrand, Druckseite
o	Stütze oben
u	Querschnittsrand, Zugseite
pl	plastisch
R	Rechenfestigkeit
S	Fließgrenze
s	Zwischenstützpunkt der M- κ -Approximation
T	Temperaturabhängig
th	thermisch
TR	Traglast
u	Bruchgrenze
WN	Nennfestigkeit

Alle übrigen Bezeichnungen werden in der Arbeit bei ihrer Einführung erläutert oder sind im Text deutlich kenntlich gemacht. Einige Zeichen werden zugleich für die Bezeichnung verschiedener Größen verwendet, soweit dies nicht sinnstörend ist und aus dem Text deutlich hervorgeht.

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Im Rahmen der sich zur Zeit immer stärker entwickelnden Betrachtungsweise der Zuverlässigkeit im Bauwesen auf probabilistischer Grundlage zielen die Bestrebungen darauf hin, alle Sicherheitsfragen, die in den derzeitigen Normen und Regelwerken zumeist auf Grund langjähriger Erfahrung festgelegt wurden, zukünftig auf der Grundlage wahrscheinlichkeitstheoretischer Methoden behandeln zu können. Aufgrund der Aktivitäten auf diesem Gebiet befinden sich im nationalen und internationalen Bereich einige Richtlinien in Bearbeitung, von denen hier nur kurz die Richtlinie "Grundlagen für die Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen" oder der vom "Joint Committee on Structural Safety" erarbeitete Model-Code Band I sowie die in Bearbeitung befindliche Schweizer SIA 260 Richtlinie zur "Koordination des SIA Normenwerkes im Hinblick auf Sicherheit und Gebrauchsfähigkeit von Tragwerken" erwähnt werden sollen [1, 2, 3].

Hier stellt sich zwangsläufig die Frage, wie z. B. ein "Katastrophenlastfall Temperatureinwirkung" innerhalb solch eines Sicherheitskonzeptes behandelt werden kann und ob die durch Erfahrung und Versuche gewonnenen Erkenntnisse, die letztlich ihren Niederschlag in den bestehenden Vorschriften und Richtlinien gefunden haben, ausreichen, um ein gleichmäßiges und gleichzeitig als ausreichend anzusehendes Sicherheitsniveau zu schaffen. Bei der Vielzahl der in diesem Zusammenhang zu untersuchenden Bauteile und -arten erscheint es notwendig und durchaus vernünftig, eine Aufspaltung in Teilgebiete oder Einzelbauteile vorzunehmen und diese gesondert - evtl. mit speziellen problemorientierten Lösungsmethoden - zu bearbeiten.

In diesem Zusammenhang sei gerade auf die Arbeiten [4] und [5] hingewiesen, in denen das Problem der Stahlbetonstütze

bei Raumtemperatur behandelt wird. Auch in diesen Arbeiten konnte das Tragwerk nicht als Gesamteinheit behandelt werden, sondern es mußte, um den Aufwand der probabilistischen Untersuchungen in erträglichen Grenzen zu halten, wiederum auf ein ebenes statisches Ersatzsystem, den Standardstab mit gleichen Endausmitten, zurückgegriffen werden. Weitere Arbeiten bezüglich der Momententragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen oder vorgespannten Stahlbetonquerschnitten finden sich in [6] oder in den Anhängen zu [1], wobei hier kein Anspruch auf Vollständigkeit der Literaturangaben erhoben werden soll, sondern der Verfasser möchte deutlich machen, daß es durchaus der bisherigen Vorgehensweise entspricht, die zuvor erwähnte Aufspaltung in Teilgebiete durchzuführen.

Durch die in den letzten Jahren am Sonderforschungsbereich 148 - Brandverhalten von Bauteilen - geleisteten Arbeiten sowohl in baustofftechnologischer [7, 8] wie auch in rechnerisch-theoretischer [9, 10] Hinsicht wurde die Möglichkeit geschaffen, nun auch in Analogie zu den bekannten Untersuchungen bei Raumtemperatur probabilistische Methoden zur Beurteilung von thermisch beanspruchten Bauteilen in verstärktem Maß heranzuziehen.

1.2 Aufgabenstellung

In der vorliegenden Arbeit soll versucht werden, einen Beitrag zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Stahlbetonstützen bei definierter Temperatureinwirkung durch Erfassen der wichtigsten Parameter und deren Verteilungen zu leisten bzw. zur Abschätzung ihrer Einflüsse mit den derzeit anwendbaren probabilistischen Methoden beizutragen. Ausgehend von dieser Problemstellung soll in diesem Abschnitt kurz die hierzu gewählte Vorgehensweise aufgezeigt und die dabei auftretenden Schwierigkeiten angesprochen werden.

Nach einer kurzen Diskussion der bekanntgewordenen Arbeiten zur Zuverlässigkeitstheorie von Bauteilen unter Temperatureinwirkung werden zur besseren Verständlichkeit die in dieser Arbeit zur Anwendung kommenden statistischen Berech-

nungsgrundlagen zusammengestellt. Zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit soll ein Verfahren der Stufe II [analog 1], d. h. bei den Einflußvariablen (= Basisvariablen) werden nur die ersten beiden Momente der Verteilungen - Mittelwert und Standardabweichung - berücksichtigt, zur Anwendung kommen. Außerdem wird für die das Versagen des Bauteiles beschreibende Grenzzustandsbedingung angenommen, daß mit den für die größte Versagenswahrscheinlichkeit maßgebenden Werten der Basisvariablen eine lineare Abhängigkeit von den Basisvariablen besteht, so daß diese am Bemessungspunkt linearisiert werden kann. Die so ermittelte "operative" Versagenswahrscheinlichkeit weicht je nach der Form der Grenzzustandsfläche, d. h. mit der Anzahl der stark nicht-linear eingehenden Basisvariablen vom wirklichen Wert ab. Diese Abweichungen sind jedoch aufgrund der hier festgestellten schwachen Nichtlinearitäten vernachlässigbar.

Diese Zusammenstellung wird deutlich machen, daß die Entwicklung eines leistungsfähigen Rechenmodells zur Beschreibung des Grenzzustandes unumgänglich ist; leistungsfähig insofern, da dies zuvor erwähnte Verfahren nur iterativ durchgeführt werden kann und somit eine Vielzahl von Einzelberechnungen anzustellen ist. Außerdem ist hierbei zur Bildung der erforderlichen numerischen Ableitungen eine gegenüber der "normalen" Rechenpraxis wesentliche erhöhte Genauigkeit notwendig, so daß auch von numerischer Seite her größere Anforderungen an das Rechenmodell gestellt werden. An dieser Stelle soll auch nicht unerwähnt bleiben, daß als weitere Schwierigkeit ein gegenüber den Berechnungen bei Raumtemperatur ca. 100-facher (vgl. [9] und [10]) Rechenaufwand für Bauteile unter thermischer Einwirkung erforderlich werden kann.

Zur besseren Verständlichkeit werden vor der Entwicklung des eigentlichen Traglastmodells die angenommenen mechanischen und baustoffbezogenen Berechnungsgrundlagen in einem eigenen Abschnitt zusammengestellt. Das dann dargestellte Traglastmodell ist weiterhin bezüglich seiner Leistungsfä-

higkeit zur Berechnung des Bruchzeitpunktes und der Traglast der Stützen anhand von vorliegenden Versuchen zu überprüfen.

Erst wenn sichergestellt ist, daß das erarbeitete Modell zufriedenstellende Ergebnisse liefert, kann eine systematische Auswertung erfolgen. Hierzu sind die die Zuverlässigkeit der Stütze beeinflussenden Basisvariablen nebst ihren Verteilungen zusammenzustellen, und anhand von Voruntersuchungen ist eine Auswahl zu treffen, um nur die wesentlichsten, die Stützentraglast beeinflussenden Parameter in die anschließende Auswertung einfließen zu lassen. Dabei soll hier außerdem schon eine Einschränkung in bezug auf die Brandeinwirkung insofern gemacht werden, daß der Schwerpunkt der Arbeit mehr auf das Gebiet der stützenspezifischen Parameter beschränkt werden muß und somit der noch wesentlich schwieriger zu erfassende Komplex der Temperatureinwirkung aus "natürlichen Bränden" ausgespart wird. Aus diesem Grunde wird vereinfachend, stellvertretend für alle möglichen Brandeinwirkungen, für die Brandeinwirkung die Einheitstemperaturkurve (ETK) nach DIN 4102 angesetzt.

Es ist bei der hier angewendeten Methode jedoch jederzeit möglich, den Einfluß anderer als der hier behandelten Parameter zu untersuchen, sobald entweder genauere Informationen über die statistischen Kennwerte vorliegen und ein spezielles Interesse daran besteht.

Im Anschluß an die systematische Auswertung und Darstellung des erreichten Sicherheitsniveaus wird der Versuch gemacht, anhand von den in den Richtlinien und Normen, die sich in Bearbeitung befinden, anzutreffenden Anforderungen eine Aussage zu treffen, ob und inwieweit die bestehenden Konstruktionsregeln als ausreichend erscheinen, auf der Grundlage der hier getroffenen Annahmen ein ausreichendes Maß an Sicherheit zu gewährleisten. Abschließend sollen kurz die aus den hier wiedergegebenen Ergebnissen resultierenden Konsequenzen für zusätzliche Untersuchungen dargestellt werden, um Hinweise für eventuelle weiterführende Arbeiten auf diesem Gebiet zu geben.

1.3 Derzeitiger Erkenntnisstand

Die ersten dem Verfasser bekannten Untersuchungen gehen auf die Arbeiten von T. T. Lie [11, 12] zurück, die für die Feuerwiderstandsdauer (R) und Brandbelastung (S) von dem einfachen Ansatz einer Bemessungsgleichung $R - S = 0$ ausgehen. Da jedoch die darin gemachten Annahmen einer genau definierten Brandlast und einer genau definierten Feuerwiderstandsdauer für ein gesamtes Gebäude oder Bauteil nebst den dazugehörigen statistischen Kennwerten ohne vorherige Untersuchungen der tatsächlich vorhandenen Werte nicht als belegt gelten können, müssen diese Arbeiten mehr als Parameterstudie in bezug auf die Einordnung in bestimmte Sicherheitsklassen gesehen werden. Es muß hier jedoch erwähnt werden, daß es überdies Ziel dieser Arbeiten war, zu Aussagen für die Ermittlung eines optimalen Feuerschutzes auf der Grundlage der Wirtschaftlichkeit zu kommen. Inwiefern die bei Lie gewonnenen Ergebnisse mit den "tatsächlichen" Werten übereinstimmen, wird sich erst bei genauerer Kenntnis der statistischen Eingangsdaten herausstellen. Außerdem bleibt bei diesen Arbeiten der äußerst wichtige Einfluß der wahrscheinlich vorhandenen Auflast unberücksichtigt.

Weitere grundsätzliche Überlegungen finden sich in [13], wobei hier besonders auf die Einbindung der Risikobetrachtung, der Brandausbreitung etc. und auf die Beurteilung von Gesamtkonstruktionen in ein Vorschriften- und Normenwerk eingegangen wird. Außerdem wird ausdrücklich auf den Zusammenhang zwischen der wahrscheinlich vorhandenen Brandlast und der Belastung des Bauteils hingewiesen; aus diesen Überlegungen werden auch Möglichkeiten für eine Abwägung des Brandrisikos in Sonderfällen aufgezeigt.

Weitere, jedoch mehr auf die Belange des Stahlbaues abgestellte Studien finden sich in den Arbeiten von Magnussen, Petterson und Thor [14, 15]. Ein Hauptaugenmerk dieser Arbeiten liegt auf der Beschreibung der Entwicklung eines natürlichen Brandes in Abhängigkeit von der im Raum vorhande-

nen Brandlast und der Beschaffenheit der raumabschließenden Bauteile sowie der Ventilationsverhältnisse. In Abhängigkeit dieser Parameter und in Abhängigkeit von den Isolationswerten des Stahles wird die Stahltemperatur ermittelt. Als Bruchmodell dient hier der verhältnismäßig einfache statisch bestimmt gelagerte Einfeldträger. Da in die Berechnung auch die Verteilungen der Auflast, welche überdies noch in einen Eigengewichts- und in einen Verkehrslastanteil aufgespalten wird, eingehen, können mit dieser Methode wirklichkeitsnähere Aussagen über den jeweils vorhandenen Sicherheitsindex β gemacht werden. Als Lösungsweg wird auch hier versucht, das Problem über die Einzeleinflüsse auf die Bemessungsgleichung $R = S$ zurückzuführen. Alternativ dazu wird mit der Monte-Carlo-Methode die Möglichkeit geboten, Aussagen über den Einfluß einzelner Parameter beim Fehlen einer Bemessungsgleichung zu gewinnen.

Aufbauend auf den vorgenannten Studien versuchen Anderberg u. a. in [16], diese Methoden auch auf Stahlbetonkonstruktionen auszudehnen. Auch in dieser Arbeit wird auf die ausführliche Beschreibung des Brandverlaufes eingegangen, wobei außerdem auf die Ermittlung der instationären Temperaturfelder eingegangen wird. Für die Bemessung werden jedoch einfache Modelle - wie das Erreichen einer kritischen Stahltemperatur bei Platten und Balken oder die Überschreitung der zentralen Druckfestigkeit bei gedrunghenen Stahlbetonstützen - gewählt. Einflüsse aus geometrischen oder stofflichen Nichtlinearitäten bleiben unberücksichtigt. Als Lösungsweg zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit bzw. des Sicherheitsindex kommt auch hier die Monte-Carlo-Methode zur Anwendung.

Eigene Studien [17, 18], bei denen versucht wurde, die Versagensrate von Stahlbetonbalken und -stützen bei bestimmten Branddauern unter Mitnahme der das Bauteilverhalten beschreibenden Parameter mit Hilfe der M-C-Methode zu bestimmen, bestätigen jedoch, daß es zwar möglich ist, mit dieser Methode relativ schnell zu Aussagen hinsichtlich einer Verteilung der

Feuerwiderstandsdauern zu kommen, dabei jedoch keine detaillierten Ergebnisse über das Bauteilverhalten und Einflüsse der einzelnen Parameter (Basisvariablen) erhält.

Da es die derzeitigen Berechnungsmöglichkeiten jedoch nicht gestatten, die zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit auf der Grundlage der Feuerwiderstandsdauer - bedingt durch die Linearisierung der Grenzzustandsgleichung - notwendigen numerischen Ableitungen der Basisvariablen nach der Feuerwiderstandsdauer eines Bauteiles zu bilden, muß dieser Weg hier verlassen werden. Statt dessen kann die Tragfähigkeit des Bauteiles bei bestimmten Branddauern mit ausreichender Genauigkeit ermittelt und die zu diesem Zeitpunkt resultierende Versagenswahrscheinlichkeit berechnet werden. Hierbei wird sich zeigen, daß es auch auf diesem Weg möglich ist, ein Verfahren zur Berechnung der Parameter der Verteilung der jeweiligen Feuerwiderstandsdauer des Bauteiles anzugeben.

2 Grundlagen zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit

2.1 Normalverteilung

Bei den hier zur Verwendung kommenden Verteilungen wird davon ausgegangen, daß der Mittelwert und die Standardabweichung bekannt sind. Für die im folgenden aufgeführten Verteilungsgesetze gelten im wesentlichen die in den Literaturstellen [19 bis 22] angegebenen Grundlagen. Hier soll jedoch nur eine kurze formelmäßige Zusammenstellung erfolgen, wobei sich auf die Anwendung von drei Verteilungsgesetzen beschränkt wird, die in der Lage sind, die Verteilungen der zur Verwendung kommenden Basisvariablen ausreichend genau zu beschreiben. Das wichtigste Verteilungsgesetz stellt die Gauß'sche Normalverteilung mit der Dichte (2.1) und der Verteilung (2.4) dar.

$$\text{Dichte :} \quad f_{(x)} = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(x-\bar{x})^2}{2\sigma^2}\right) \quad (2.1)$$

$$\text{oder normiert mit} \quad t = \frac{x-\bar{x}}{\sigma} \quad (2.2)$$

$$\varphi_{(t)} = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{t^2}{2}\right) \quad (2.3)$$

$$\text{Verteilung :} \quad F_{(x)} = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left(-\frac{(x-\bar{x})^2}{2\sigma^2}\right) dx \quad (2.4)$$

$$\text{oder normiert} \quad \Phi(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^t \exp\left(-\frac{1}{2}t^2\right) dt = p \quad (2.5)$$

$$\text{Inverse Verteilung :} \quad t = \Phi^{-1}(p) \quad (2.6)$$

$$\text{Variationskoeffizient :} \quad v_x = \sigma/\bar{x}$$

Die Verteilung $\Phi(t)$ wird über eine Reihenentwicklung nach [23] berechnet, und zwar sollen aus Konvergenzgründen zwei Bereiche unterschieden werden:

a) $0 \leq t \leq 4.5$

$$\Phi(t) = \frac{1}{2} + \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n t^{2n+1}}{n! \cdot 2^n \cdot (2n+1)} \quad (2.7)$$

b) $t \geq 4.5$

$$1 - \Phi(t) = \frac{\exp(-\frac{t^2}{2})}{t \cdot \sqrt{2\pi}} \left\{ 1 - \frac{1}{t^2} + \frac{1 \cdot 3}{t^4} \dots + \frac{(-1)^n 1 \cdot 3 \dots (2n-1)}{t^{2n}} \right\} \quad (2.8)$$

Beide Reihenentwicklungen konvergieren gut, wobei jedoch (2.8) ein wesentlich besseres Konvergenzverhalten zeigt.

2.2 Logarithmische Normalverteilung

Einen Nachteil der Gauß'schen Normalverteilung, nämlich im Bereich von $-\infty$ bis $+\infty$ gültig zu sein und somit ggf. negative Werte zu liefern, vermeidet die Log.-Normalverteilung. Für diese Verteilung gelten (2.9) und (2.10).

Dichte: $f(x) = \frac{1}{x \cdot \delta \cdot \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(\ln x - \ln \bar{x})^2}{2\delta^2}\right) \quad (2.9)$

Verteilung: $F(x) = \frac{1}{x \cdot \delta \cdot \sqrt{2\pi}} \int_0^x \exp\left(-\frac{(\ln x - \ln \bar{x})^2}{2\delta^2}\right) dx \quad (2.10)$

mit den Parametern:

Häufigster Wert: $\hat{x} = \mu \exp(-\delta^2) \quad (2.11)$

Zentralwert: $\check{x} = \mu; \mu = \bar{x} \exp\left(-\frac{\delta^2}{2}\right) \quad (2.12)$

Mittelwert: $\bar{x} = \mu \exp\left(+\frac{\delta^2}{2}\right) \quad (2.13)$

und $\delta = \sqrt{\ln\left(1 + \frac{\sigma^2}{\bar{x}^2}\right)} = \sqrt{\ln(1 + v_x^2)} \quad (2.14)$

Bei Variationskoeffizienten: $v_x \leq 0,2$ kann gelten $\delta \approx v_x \quad (2.15)$

Diese Verteilung läßt sich mit der Transformation (2.16) auf die Normalverteilung zurückführen.

$$t = \frac{\ln x - \ln \bar{x}}{\delta} \quad (2.16)$$

2.3 Dreiecksverteilung

Für Basisvariablen, bei denen eine Begrenzung des Gültigkeitsbereiches nach beiden Seiten gerechtfertigt erscheint, z.B. um sicherzustellen, daß ein bestimmter Wertebereich nicht verlassen werden kann, wird eine Verteilung nach Bild 2.1 angesetzt.

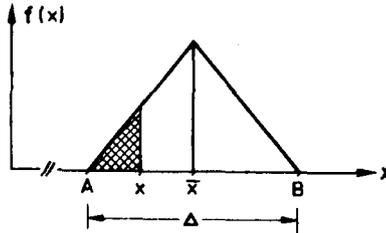


Bild 2.1: Dreiecksverteilung

Mit den darin angegebenen Größen ergeben sich die Kennwerte zu:

Mittelwert : $\bar{x} = \frac{B-A}{2}$ (2.17)

Standardabweichung : $\sigma = \frac{B-A}{\sqrt{24}}$ (2.18)

Dichte : $f(x_1) = \frac{(x_1-A)}{(\bar{x}-A)^2}$ für $A \leq x_1 \leq \bar{x}$ (2.19)

$f(x_2) = \frac{(B-\bar{x})-(x_2-\bar{x})}{(B-\bar{x})^2}$ für $\bar{x} \leq x_2 \leq B$ (2.20)

Verteilung : $F_1(x_1) = \frac{1}{(\bar{x}-A)^2} \left[\frac{x_1^2}{2} - Ax + \frac{A^2}{2} \right]$ für $A \leq x_1 \leq \bar{x}$ (2.21)

$F(x_2) = 1 - F_1(2x - x_2)$ für $\bar{x} \leq x_2 \leq B$ (2.22)

Inverse Verteilung : $x = F^{-1}(p)$

$x_1 = A + \sqrt{\frac{p \cdot (B-A)^2}{2}}$ für $0 \leq p \leq 0,5$ (2.23)

$x_2 = B - \sqrt{\frac{(1-p) \cdot (B-A)^2}{2}}$ für $0,5 \leq p \leq 1,0$ (2.24)

2.4 Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit

Für den Sonderfall, daß sich ein Widerstand R mit der Dichte $f_R(r)$ und eine Lasteinwirkung S mit der Dichte $f_S(s)$ gegenüberstehen, kann die Versagenswahrscheinlichkeit p_f aus dem Doppelintegral (2.4.1) berechnet werden.

$$p_f = \int_0^{\infty} \int_0^{r+s} f_R(r) \cdot f_S(s) \, dr \, ds \quad (2.4.1)$$

Liegen normalverteilte Basisvariablen R und S vor und sind diese voneinander unabhängig, läßt sich nach [24] eine geschlossene Lösung angeben.

Wird $Z = R - S$ (2.4.2)

als Sicherheitszone bezeichnet, ist diese ebenfalls normalverteilt, und es gilt laut Additionssatz für Normalverteilungen

$$\bar{z} = \bar{r} - \bar{s} \quad \text{und} \quad \sigma_z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (2.4.3, 2.4.3a)$$

Für die Wahrscheinlichkeit, daß Werte $z < 0$ auftreten, gilt (2.4.4) und (2.4.5) nach Bild 2.2:

$$p_f = P[Z = R - S \leq 0] \quad (2.4.4)$$

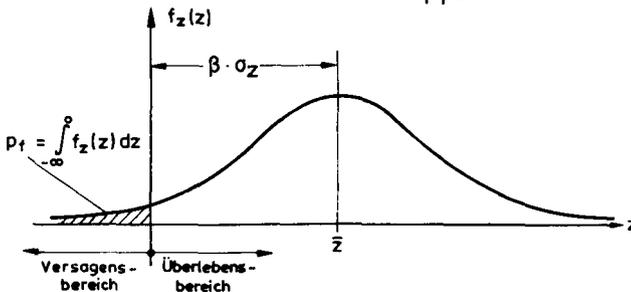


Bild 2.2: Verteilung der Sicherheitszone Z

$$p_f = \frac{1}{\sigma_z \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^0 \exp\left(-\frac{1}{2} \cdot \frac{(0 - \bar{z})^2}{\sigma_z^2}\right) dz \quad (2.4.5)$$

und unter Einführung des "Sicherheitsindex" β

$$\beta = \frac{\bar{z}}{\sigma_z} \quad \text{oder} \quad \beta = \frac{\bar{r} - \bar{s}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2.4.6)$$

der grundlegende Zusammenhang

$$p_f = \Phi(-\beta) \quad (2.4.7)$$

Dieses Verfahren lässt sich auch auf logarithmische Normalverteilungen unter Berücksichtigung der in Abschnitt 2.2 angegebenen Transformationen anwenden.

2.4.1 Geometrische Deutung

In einem r - s -Koordinatensystem nach Bild 2.3 lässt sich durch die Grenzzustandsgerade $r - s = 0$ ein Überlebensbereich und ein Versagensbereich definieren. Das Volumen der zweidimensionalen Dichteverteilung, welches auf den Versagensbereich ($R \leq S$) entfällt, stellt die Versagenswahrscheinlichkeit dar.

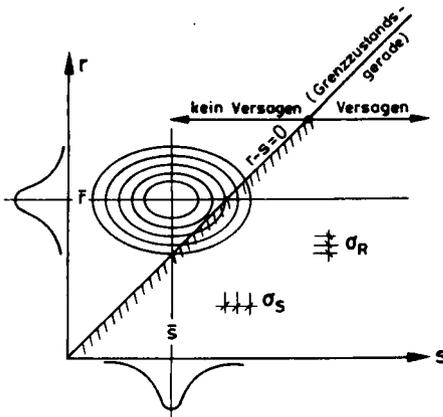


Bild 2.3: Darstellung des Versagens- bzw. Überlebensbereiches

Wird eine Transformation der Form

$$\hat{s} = \frac{s - \bar{s}}{\sigma_s} \quad (2.4.8)$$

und

$$\hat{r} = \frac{r - \bar{r}}{\sigma_r} \quad (2.4.9)$$

durchgeführt, gehen die in Bild 2.3 dargestellten Ellipsen in Kreise über; außerdem findet eine Mittelpunktverschiebung des Koordinatensystems nach Bild 2.4 statt.

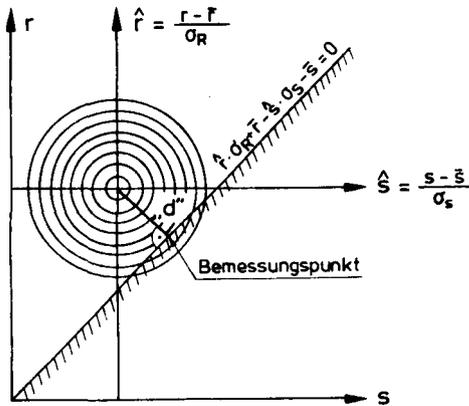


Bild 2.4: Normierter Versagens- bzw. Überlebensbereich

Die Grenzzustandsgleichung nimmt die Form (2.4.10) an.

$$\hat{f} \cdot \sigma_R + \bar{r} - \hat{s} \cdot \sigma_s - \bar{s} = 0 \quad (2.4.10)$$

Der kürzeste Abstand d der Geraden nach (2.4.10) vom Koordinatenursprung des \hat{f} - \hat{s} -Systems ergibt sich nach der Hesseschen Normalform zu

$$d = \frac{\bar{r} - \bar{s}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_s^2}} \quad (2.4.10a)$$

was wiederum dem Sicherheitsindex β entspricht (vgl. (2.4.6)). Die Grenzzustandsgleichung läßt sich dann nach (2.4.11) angeben.

$$\hat{f} \frac{-\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_s^2}} + \hat{s} \frac{\sigma_s}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_s^2}} - \frac{\bar{r} - \bar{s}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_s^2}} = 0 \quad (2.4.11)$$

Die Koeffizienten von \hat{f} und \hat{s} stellen die Richtungskosinus (vgl. Bild 2.5) der Normalen auf die Grenzzustandsgerade dar.

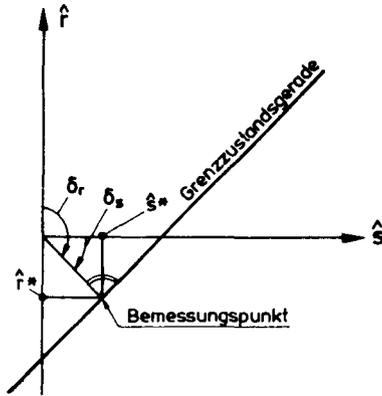


Bild 2.5

$$\cos \delta_s = -\alpha_s = \frac{\sigma_s}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_s^2}} \quad (2.4.12)$$

$$\cos \delta_R = -\alpha_R = \frac{-\sigma_R}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_s^2}} \quad (2.4.13)$$

Deshalb muß gelten: $\alpha_R^2 + \alpha_s^2 = 1$ (2.4.14)

Mit den Werten α_s , α_R und β ergeben sich die Bemessungspunkte \hat{r}^* und \hat{s}^* , bei denen die Wahrscheinlichkeit am größten ist, daß der Grenzzustand überschritten wird, zu:

$$\hat{s}^* = -\alpha_s \cdot \beta \quad (2.4.15)$$

$$\hat{r}^* = -\alpha_R \cdot \beta \quad (2.4.16)$$

oder wieder in die Ausgangsgleichungen eingesetzt:

$$s^* = \bar{s} - \alpha_s \beta \cdot \sigma_s \quad (2.4.17)$$

$$r^* = \bar{r} - \alpha_R \beta \cdot \sigma_R \quad (2.4.18)$$

2.4.2 Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit bei n Variablen

Die in den Abschnitten 2.4 und 2.4.1 angegebenen Methoden beziehen sich auf selten auftretende Systeme mit zwei Basisvariablen, sind aber dazu geeignet, die Grundlagen aufzuzeigen, die im folgenden unverändert weitergelten. In den dort gültigen Bedingungen kommt nun noch hinzu, daß die Grenzzustandsgleichung in der allgemeinen Form nach (2.4.19)

$$G(X_1, X_2, X_3, \dots, X_n) = 0 \quad (2.4.19)$$

gegeben sein muß [1, 4, 25]. Mit der Umformung

$\hat{x}_i = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_i}$ nach (2.4.8) und (2.4.9) geht (2.4.19) in die allgemeine normierte Gleichung der Grenzzustandsfläche (2.4.20) über.

$$g(\hat{x}_1 \cdot \sigma_1 + \bar{x}_1, \hat{x}_2 \cdot \sigma_2 + \bar{x}_2, \dots, \hat{x}_n \cdot \sigma_n + \bar{x}_n) \stackrel{!}{=} 0 \quad (2.4.20)$$

Die geometrische Deutung des Sicherheitsindex β ist auch hier als minimaler Abstand der Grenzzustandsfläche zum Koordinatenursprung möglich. Dabei gelten die Beziehungen (2.4.15) bis (2.4.18) sinngemäß unverändert weiter.

Wird die allgemeine Grenzzustandsfläche am Bemessungspunkt p^* ($p^* \cong$ Lotfußpunkt mit den Koordinaten \hat{x}_i^*) mit Hilfe einer Taylor-Entwicklung durch ihre Tangentialebene nach (2.4.21) ersetzt,

$$\underbrace{g(\hat{x}_1^* \cdot \sigma_1 + \bar{x}_1, \hat{x}_2^* \cdot \sigma_2 + \bar{x}_2, \dots, \hat{x}_n^* \cdot \sigma_n + \bar{x}_n)}_{= 0; \text{ da der Lotfußpunkt auf der Grenzzustandsfläche liegt!}} + \sum_{i=1}^n \frac{\partial g}{\partial \hat{x}_i} \Big|_{p^*} \cdot (\hat{x}_i - \hat{x}_i^*) = 0 \quad (2.4.21)$$

dann lautet das Restglied in Hesse'scher Normalform:

$$\sum_{i=1}^n \frac{-\frac{\partial g}{\partial \hat{x}_i} \Big|_{p^*} \cdot \hat{x}_i}{\left(\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial \hat{x}_i} \Big|_{p^*} \right)^2 \right)^{1/2}} - \frac{\sum_{i=1}^n -\frac{\partial g}{\partial \hat{x}_i} \Big|_{p^*} \cdot \hat{x}_i^*}{\left(\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial \hat{x}_i} \Big|_{p^*} \right)^2 \right)^{1/2}} = 0 \quad (2.4.22)$$

Ein Vergleich mit (2.4.11) zeigt, daß gilt:

$$\beta = \frac{\sum_{i=1}^n - \frac{\partial g}{\partial x_i} \Big|_{p^*} \cdot \hat{x}_i^*}{\left(\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \Big|_{p^*} \right)^2 \right)^{1/2}} \quad (2.4.23)$$

und

$$\cos \delta_i = -\alpha_i = \frac{- \frac{\partial g}{\partial x_i} \Big|_{p^*}}{\left(\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \Big|_{p^*} \right)^2 \right)^{1/2}} \quad (2.4.24)$$

Da es nicht immer möglich, oft sogar sehr umständlich ist, mit den normierten Größen eine Berechnung durchzuführen, werden hier, da es sich um eine lineare Transformation handelt und unkorrelierte Größen vorausgesetzt werden, die α_i -Werte an den untransformierten Variablen in der Form (2.4.25) gebildet.

$$\alpha_i = \frac{\frac{\partial G}{\partial x_i} \Big|_{x^*} \cdot \sigma_i}{\left(\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial G}{\partial x_i} \Big|_{x^*} \cdot \sigma_i \right)^2 \right)^{1/2}} \quad (2.4.25)$$

Der programmtechnische Ablauf der α - β -Iteration besteht im wesentlichen aus den Schritten:

- a) Vorgabe eines Ausgangswertes für β , α_i und damit für x_i^*
- b) Bildung der Ableitungen $\frac{\partial G}{\partial x_i} \Big|_{x^*}$ und damit von α_i
- c) Berechnung eines verbesserten Bemessungspunktes x_i^* nach (2.4.17, 2.4.18)
- d) Durch Variation von β wird $\frac{\partial G}{\partial \beta} \Big|_{x^*}$ numerisch als Differenzenquotient gebildet, und mittels des 1. Schrittes der Regula falsi bzw. der Newton'schen Näherungsmethode ein neuer β -Wert so bestimmt, daß $G(x_i^*) = 0$ werden soll.
- e) Konvergenzkontrolle, evtl. Sprung nach b (bezüglich der Konvergenz und der Bildung numerischer Ableitungen muß hier im Vorgriff auf Abschnitt 5.8 verwiesen werden).

2.4.3 Behandlung nicht normalverteilter Variablen

Eine Voraussetzung zur Anwendung des Verfahrens nach Abschnitt 2.4.2 war, daß die Basisvariablen im jeweiligen Bemessungspunkt unkorreliert und normalverteilt sind. Da jedoch hier auch nicht normalverteilte Variablen behandelt werden, müssen diese zuvor ersatzweise in normalverteilte umgewandelt werden. Dies kann anschaulich durch eine Veränderung der Standardabweichung geschehen, und zwar so, daß

1. die gleiche Fraktile am bekannten oder geschätzten Bemessungspunkt erreicht wird,
2. die Anpassung an die gleiche Fraktile in jedem Bemessungspunkt erfolgt oder
3. die Anpassung an die Normalverteilung in jedem Bemessungspunkt durch eine gleichzeitige Veränderung der Standardabweichung und des Mittelwertes erfolgt.

Bei der Vorgehensweise nach 1) müßte der zu erzielende Bemessungspunkt ungefähr bekannt sein, damit eine Anpassung in diesem Punkt erfolgen kann. Da dies hier jedoch nicht als gegeben angesehen werden kann, hat sich eine Anpassung nach 2), d. h. Neubestimmung der Standardabweichung in jedem Bemessungspunkt nach den Formeln (2.4.26) bis (2.4.30), als am günstigsten erwiesen, da die anzupassenden Verteilungen keine gravierenden unterschiedlichen Merkmale aufzeigen. Aus diesem Grund erwies sich eine Anwendung des in [25] gemachten komplizierteren Vorschlages 3) als unnötig.

Bemessungspunkt:

$$\hat{x}_{i,\Phi}^{(i),*} = -\alpha_i^{(i)} \cdot \beta^{(i)} \tag{2.4.26}$$

$$p = \Phi(\hat{x}_{i,\Phi}^{(i),*}) \tag{2.4.27}$$

$$\hat{x}_{i,F}^{(i),*} = \left(\frac{F^{-1}(p) - \bar{x}_i}{\sigma_i} \right); \frac{\partial G}{\partial x_i} \geq 0 \tag{2.4.28}$$

$$\hat{x}_{i,F}^{(i),*} = \left(\frac{F^{-1}(1-p) - \bar{x}_i}{\sigma_i} \right); \frac{\partial G}{\partial x_i} < 0 \tag{2.4.29}$$

Angepaßte

Standardabweichung:

$$\sigma_i^{(i)'} = \frac{\hat{x}_{i,F}^{(i),*}}{\hat{x}_{i,\Phi}^{(i),*}} \sigma_i \tag{2.4.30}$$

Der Kopfzeiger (i) deutet auf den i-ten Iterationsschritt der α - β -Iteration hin, während der Index i die i-te Basisvariable bezeichnet.

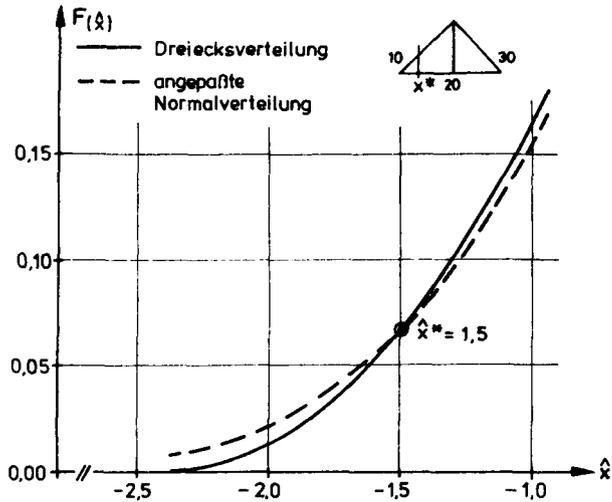


Bild 2.6: Vergleich der Anpassung einer Normalverteilung an eine Dreiecksverteilung

Die Abbildung 2.6 zeigt die an eine Dreiecksverteilung im Bemessungspunkt \hat{x}^* angepasste Normalverteilung. Hierbei lässt sich erkennen, daß die Anpassung mit dem gewählten Ansatz nach 2) durchaus in der Lage ist, eine ausreichende Genauigkeit zu liefern.

2.4.4 Sonderfall der Log.-Normalverteilung

Da die Log.-Normalverteilung durch die Transformation

$$x_{LN} = e^{xN} \quad (2.4.31)$$

entstanden ist, lassen sich die Gleichungen (2.4.26) und (2.4.28) mit Hilfe von (2.16) direkt auflösen.

$$\frac{\ln x_i^* - \ln \check{x}_i}{\delta_i} = \hat{x}_{i, \check{x}}^{(i),*} = -\alpha_i^{(i)} \cdot \beta^{(i)} \quad (2.4.32)$$

Daraus folgt:

$$x_i^* = \check{x}_i \exp(-\delta_i \alpha_i^{(i)} \cdot \beta^{(i)}) = \check{x}_i \exp(\delta_i \cdot \hat{x}_{i, \check{x}}^{(i),*}) \quad (2.4.33)$$

Mit
$$\frac{\partial x_i^*}{\partial \hat{x}_{i, \check{x}}^{(i),*}} = \delta_i \check{x}_i \exp(-\delta_i \alpha_i^{(i)} \beta^{(i)}) \quad (2.4.34)$$

folgt anstatt des Terms $\left. \frac{\partial G}{\partial x_i} \right|_{\underline{x}^*}$ in der Gleichung (2.4.25) der Term (2.5.35).

$$\left. \frac{\partial G}{\partial x_i} \right|_{\underline{x}^*} \delta_i x_i \exp(-\delta_i \alpha_i^{(i)} \beta^{(i)})$$

(2.4.35)

Damit kann bei ln-verteilten Variablen der Wert $\alpha_i^{(i)}$ mit Hilfe der Werte $\alpha_i^{(i-1)}$ und $\beta^{(i-1)}$ ohne Anwendung der Gleichungen (2.4.26) bis (2.4.30) berechnet werden.

3 Allgemeine Berechnungsgrundlagen

Die allgemeinen Grundlagen zur Berechnung von Stahlbetonbauteilen unter Brandeinwirkung wurden u. a. schon in den Arbeiten [26], [9] und [10] beschrieben. In den folgenden Abschnitten sollen die wichtigsten Berechnungsgrundlagen in der hier verwendeten Form kurz zusammengestellt und erläutert werden.

3.1 Untersuchtes System

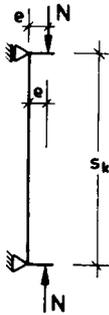


Bild 3.1

Als Rechenmodell wird der "Standardfall der Stabknickung" gewählt, da Untersuchungen über die Ausdehnung des hier entwickelten Verfahrens auf anders geartete und damit kompliziertere Systeme ausstehen und somit noch ungeklärt ist, ob diese Systeme dann in der - bedingt durch die Forderungen von Abschn. 2.4.2 - notwendigen Anzahl und Genauigkeit berechnet werden können. Des weiteren wird davon ausgegangen, daß die Stütze zwangungsfrei gelagert ist und damit bei Brandeinwirkung keine äußeren Zwangskräfte erhält. Auch diese Idealisierung muß aus den o. g. Gründen in Kauf genommen werden.

Während auf die Ermittlung des Bruchzeitpunktes und damit der Feuerwiderstandsdauer solch eines Standardstabes unter konstanter Belastung nur kurz eingegangen werden soll, werden die Berechnung der Traglast bei einer bestimmten Temperatureinwirkungsdauer in der hier gewählten Art und Weise genauer behandelt sowie die erforderlichen Annahmen und Vereinfachungen beschrieben.

3.2 Gleichgewichts- und Momenten-Krümmungs-Beziehung

Der Dehnungszustand jedes Stabelementes wird durch die beiden Randdehnungen ϵ_o und ϵ_u nach Bild 3.2 beschrieben.

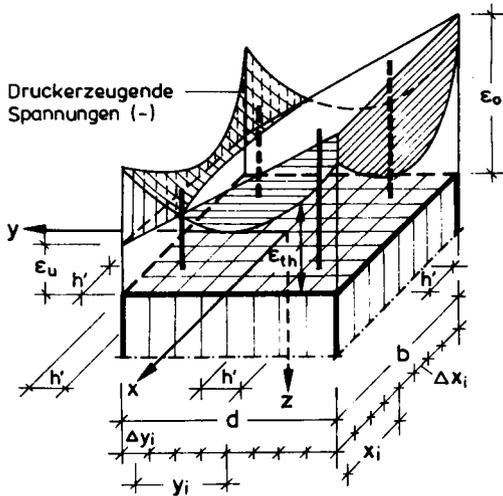


Bild 3.2

Mit einer Diskretisierung des Querschnitts in i Einzelelemente, wobei i so gewählt werden sollte, daß sich $d/i < d/10$ bzw. 2,5 cm ergibt, können die daraus resultierenden inneren Schnittkräfte mit Hilfe der Gleichung (3.1) in Abhängigkeit von ϵ_u und ϵ_o beschrieben werden.

$$\begin{aligned}
 N &= \sum_i \sigma_i (\epsilon_o, \epsilon_u, \epsilon_{th}) \cdot \Delta x_i \cdot \Delta y_i \\
 M &= \sum_i \sigma_i (\epsilon_o, \epsilon_u, \epsilon_{th}) \cdot \Delta x_i \cdot \Delta y_i \cdot y_i
 \end{aligned}
 \tag{3.1}$$

Bei der Zuordnung eines bestimmten Beanspruchungszustandes zu den Dehnungen ϵ_o und ϵ_u und damit bei der Ermittlung der Krümmung jedes Stabelementes kann die übliche Näherung (3.2)

$$\chi = \frac{w'''}{(1+w'^2)^{1,5}} \approx w''' \text{ mit } w'' \ll 1
 \tag{3.2}$$

gelten. Unter der Annahme des "Ebenbleibens der Querschnitte" (Bernoulli-Navier-Hypothese) ergibt sich die Krümmung χ mit den Randdehnungen zu:

$$\chi = \frac{\epsilon_u - \epsilon_o}{d} \quad (3.3)$$

Die Iteration zur Bestimmung der zu der vorgegebenen N-M-Schnittgrößenkombination zugehörigen $\epsilon_o - \epsilon_u$ -Kombination erfolgt nach dem Verfahren von Newton-Raphson, bei Stahlbetonbauteilen zuerst angewendet von Cranston [27] durch stetige Verbesserung der vorgegebenen oder schon verbesserten Ausgangswerte ϵ_o^i und ϵ_u^i mittels der Differenzgleichung (3.4)

$$\left(\frac{\Delta N}{\Delta \epsilon_o}\right)^i \Delta \epsilon_o^i + \left(\frac{\Delta N}{\Delta \epsilon_u}\right)^i \Delta \epsilon_u^i = N - N^i = \Delta N \quad (3.4)$$

$$\left(\frac{\Delta M}{\Delta \epsilon_o}\right)^i \Delta \epsilon_o^i + \left(\frac{\Delta M}{\Delta \epsilon_u}\right)^i \Delta \epsilon_u^i = M - M^i = \Delta M$$

Die erforderlichen Korrekturen $\Delta \epsilon_{u,o}$ lassen sich aus (3.5) berechnen.

$$\begin{bmatrix} \Delta \epsilon_o \\ \Delta \epsilon_u \end{bmatrix}^i = D^{-1} \begin{bmatrix} \Delta N \\ \Delta M \end{bmatrix}^i \quad (3.5)$$

Das Verfahren konvergiert bei gut gewählten Ausgangswerten im allgemeinen sehr schnell: bei Divergenz kann durch vom Programm neu und besser zu wählende Ausgangswerte normalerweise Abhilfe geschaffen werden.

3.3 Berechnung des Temperaturfeldes

Wie schon in Abschnitt 1.3 kurz angedeutet, birgt allein die Beschreibung des Brandverlaufes eine Vielzahl von Einflußparametern, die, gesondert zu studieren, den Rahmen dieser Arbeit sprengen würde, zumal hier das Verhalten der Stütze selbst im Vordergrund stehen soll. Aus diesem Grund wird für den Verlauf der Brandraumtemperatur die ETK nach DIN 4102 angesetzt und als deterministische Größe behandelt, wobei die Beflammung der Stütze allseitig erfolgen soll.

Da die ETK außerdem den derzeitig gültigen Brandverlauf bei der Bauteilprüfung darstellt, sollte dieser Verlauf, auch wegen des Vergleiches von Rechen- mit Versuchsergebnissen, hier beibehalten werden. Die DIN 4102 definiert zwar, daß nach den ersten fünf Minuten der Prüfung die Abweichung der mittleren Brandraumtemperatur ± 100 °C nicht übersteigen darf; es wird jedoch gefordert, daß die Fläche unter der ETK bis zu 30 min Versuchsdauer nur um ± 10 %, bei längerer Versuchsdauer nur um ± 5 % abweichen darf. Dies bedeutet, daß man bestrebt ist, den Verlauf der ETK möglichst genau einzuhalten, um somit einen Streubereich im statistischen Sinn auszuschließen.

Für jedes Element der durch die Querschnittsdiskretisierung entstandenen Rasterfläche wird die Temperatur nach der Fourier-Gleichung

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\lambda_{th}}{g \cdot c} \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} \right) + \frac{d\lambda_{th}}{dT} \left[\left(\frac{\partial T}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial T}{\partial y} \right)^2 \right] \frac{1}{g \cdot c} \quad (3.6)$$

berechnet. Bezüglich des Einflusses der Basisvariablen auf das so berechnete Temperaturfeld und der Auswahl einer maßgebenden Basisvariablen wird hier auf Abschnitt 5.4 verwiesen.

Es wird davon ausgegangen, daß sich für die jeweiligen Knotenpunkttemperaturen des durch die Diskretisierung entstandenen Querschnittselementes ein temperaturabhängiges Spannungs-Dehnungsgesetz angeben läßt, womit dann auch die stoffliche Nichtlinearität des Systems Berücksichtigung findet.

3.4 Temperaturabhängige Stoffparameter

3.4.1 Rechenannahmen für den Beton

Für die thermischen Dehnungen des Betons wurde das in Bild 3.3 dargestellte und in [10] oder [26] beschriebene Verhalten zugrunde gelegt.

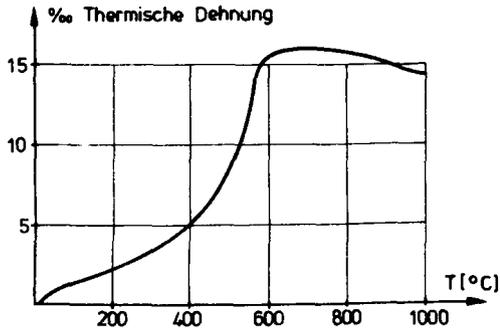


Bild 3.3: Thermische Dehnung des Betons

Bezüglich der temperaturabhängigen Arbeitslinien des Betons werden zwei Vorschläge in Betracht gezogen. Bild 3.4 zeigt die Arbeitslinie nach [9] und Bild 3.5 den Vorschlag nach [10], wobei bei der letztgenannten jedoch der Einfluß des Hochtemperaturkriechens Berücksichtigung findet [28].

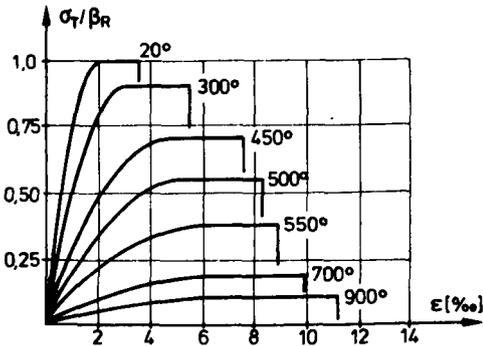


Bild 3.4: Betonarbeitslinien nach [9]

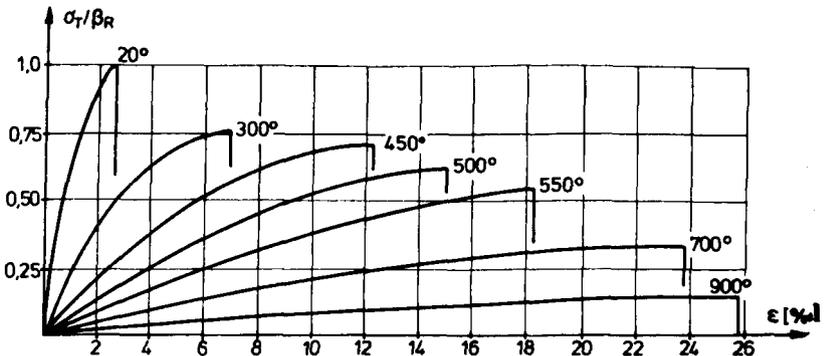


Bild 3.5: Betonarbeitslinien nach [10]

In den weiteren Berechnungen wird eine leicht modifizierte und in Bild 3.6 dargestellte Arbeitslinie in Anlehnung an Bild 3.5 weiterverwendet, da mit dieser Arbeitslinie bei den hier später zu untersuchenden Stützenabmessungen die günstigsten Annäherungen an die Versuchswerte erzielt wurden. Die Verwendung solcher abfallender Äste bei Betonarbeitslinien wurde auch in [29] und [30] mit untersucht, allerdings stellt die Verwendung solch einer Arbeitslinie im Hochtemperaturbereich eine ingenieurmäßig angenäherte Beziehung dar.

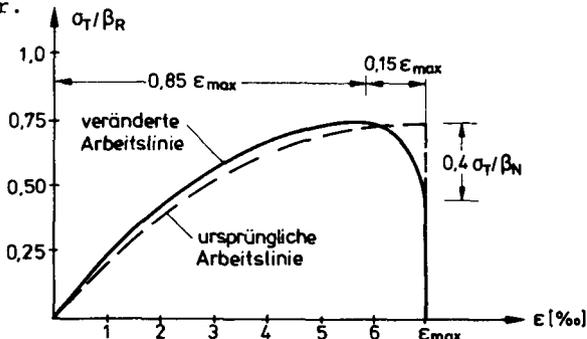


Bild 3.6: Veränderte Betonarbeitslinie bei 300° C

Der Übersichtlichkeit halber wurde in Bild 3.6 nur die Arbeitslinie bei 300 °C vergrößert dargestellt, um die vorgenommenen Modifikationen deutlich zu machen. Diese Veränderung - und hier sei ein Vorgriff auf die im nächsten Abschnitt zu beschreibende Ermittlung des Grenzmomentes erlaubt - wurde zur Verbesserung der numerischen Stabilität bei der Grenzmomentensuche und der Bildung der numerischen Ableitungen nach Abschnitt 2.4.2 vorgenommen, damit bei geringen Veränderungen der Randdehnungen des Querschnittes ein durch die Querschnittsdiskretisierung bedingtes plötzliches rechnerisches Ausfallen von Elementen vermieden werden konnte, was die hier gewählte Art der Grenzmomentensuche wesentlich erschwert oder die Bildung der numerischen Ableitungen erheblich stören kann.

3.4.2. Rechenannahmen für den Betonstahl

Für die temperaturabhängige Fließspannung und Bruchspannung sowie den temperaturabhängigen Elastizitätsmodul gelten die in Bild 3.7 angegebenen Beziehungen [9, 10].

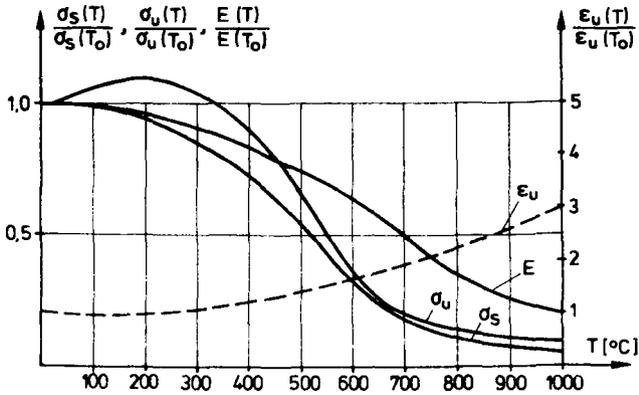


Bild 3.7: Grundwerte der thermischen Arbeitslinie des Betonstahls

Die thermischen Dehnungen des Betonstahls wurden, analog [10] und wie in Bild 3.8 dargestellt, angenommen.

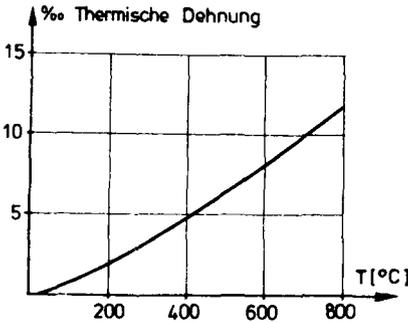


Bild 3.8: Thermische Dehnung des Betonstahls

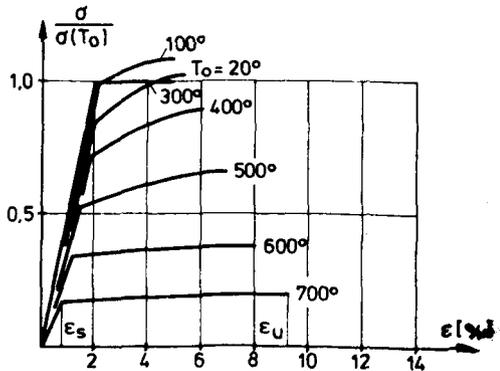


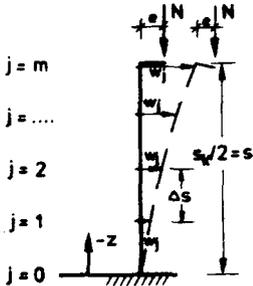
Bild 3.9: Temperaturabhängige Betonstahlarbeitslinie

Mit den Grundlagen nach Bild 3.7 ergeben sich die in Bild 3.8 dargestellten thermischen Betonstahlarbeitslinien; dabei wird der Betonstahl rechnerisch nicht mehr berücksichtigt, sobald eine Dehnung von $\epsilon = 5 \times \epsilon_u$ erreicht ist.

4 Entwicklung eines Näherungsverfahrens zur Traglastberechnung thermisch beanspruchter Stahlbetonstützen

4.1 Entwicklung eines Näherungsverfahrens zur Berechnung des Bruchzeitpunktes unter konstanter Lasteinwirkung

Zur Ermittlung des Bruchzeitpunktes des in Bild 4.1 dargestellten Systems wird die Stütze bei einem "genauen" Berechnungsverfahren in Längsrichtung in



j Einzelabschnitte diskretisiert, wobei - linearer Krümmungsverlauf zwischen den Stababschnitten vorausgesetzt - die Ausbiegungen w_j an den jeweiligen Schnittstellen über die Gleichungen (4.1) bis (4.3) ermittelt werden können.

Bild 4.1

$$j = 0 \dots m \quad M_j^i = N \cdot (e + w_{j-m}^i - w_j^i) \quad (4.1)$$

$$M^i = f(\kappa^i) \rightarrow \kappa^i = f(M^i) \quad (4.2)$$

$$j = 1 \dots m \quad w_j^{i+1} = w_{j-1}^{i+1} + \frac{\Delta s^2}{6} \left| (2\kappa_{j-1}^i + \kappa_j^i) \right| + \left(\frac{i}{2} \Delta s \left| (\kappa_{j-2}^i + \kappa_{j-1}^i) \right| / 2 \right) \Delta s \quad (4.3)$$

Diese Iteration ist i -mal durchzuführen, und zwar so lange, bis die gerechneten Ausbiegungen w_j mit den vorher angenommenen bis auf eine vorgegebene Fehlerschranke übereinstimmen, bevor zum nächsten Temperaturzeitschritt übergegangen wird. Der Bruchzeitpunkt ist ermittelt, wenn

- a) in der M - κ -Beziehung kein Gleichgewicht mehr gefunden werden kann und damit die Bruchschnittgrößen erreicht sind, oder
- b) nach $i = 10$ Iterationsschritten noch keine Konvergenz gefunden wurde, da sich dann nach weiteren Iterationsschritten wieder a) einstellt.

Da bei dieser Vorgehensweise an jeder Schnittstelle j die M - χ -Beziehung nach 3.4 zu ermitteln ist, dies jedoch wegen der Zeitaufwendigkeit der Rechnung hier nicht hingenommen werden kann, war zu überlegen, ob sich nicht - analog den von Quast in [31] für Stahlbeton, jedoch ohne thermische Einwirkung angegebenen Verfahren - auch für Stahlbetonstützen unter thermischer Einwirkung eine Approximation der M - χ -Verteilung längs der Stützenachse angeben läßt, um die M - χ -Berechnung an den Stellen $j = 1 \div j = m - 1$ nach Bild 4.1 einzusparen. Prinzipiell ergibt sich der in Bild 4.2 dargestellte Zusammenhang:

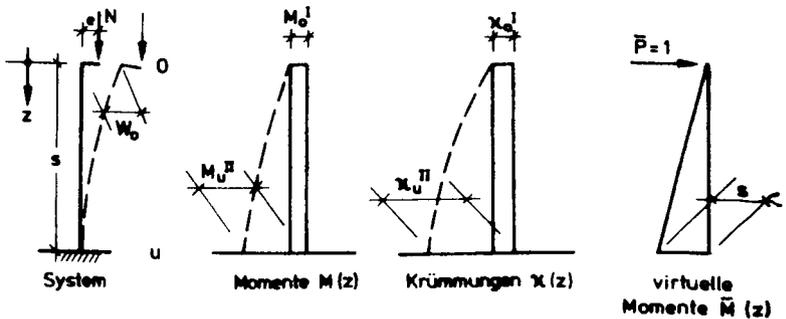


Bild 4.2: Grundfall der Kragstütze

Die Kopfverschiebung w_0 berechnet sich nach 4.4 zu

$$w_0 = - \int_0^s \chi(z) M(z) dz \quad (4.4)$$

Je nach Verlauf von χ_U^{II} kann diese Gleichung, wie in 4.5 angegeben, aufgelöst werden.

$$w_0 = -s^2 [A \cdot \chi_U^{II} + B \cdot \chi_0^I] \quad (4.5)$$

Durch die Faktoren A und B lassen sich die unterschiedlichen Verläufe steuern. Die Berechnungen wurden für dreiecks-, parabel- und sinusförmigen χ_U^{II} -Verlauf durchgeführt.

Die besten Ergebnisse ließen sich jedoch mit einem Verlauf in der Form (4.6)

$$\kappa(z) = (\kappa_u^{\text{II}} - \kappa_o^{\text{I}}) \cdot \left(2 \left(\frac{z}{s}\right) - \left(\frac{z}{s}\right)^{15}\right) \quad (4.6)$$

erzielen.

Wird Gleichung 4.6 in 4.4 eingesetzt, ergibt sich eine Lösung analog Gleichung 4.5 mit den Faktoren A und B zu:

$$A = 0,381; \quad B = 0,119 \quad (4.7)$$

Damit ist die Kopfverschiebung w_o :

$$w_o = -s^2 [0,381 \kappa_u^{\text{II}} + 0,119 \kappa_o^{\text{I}}] \quad (4.8)$$

Mit dieser Beschreibung des Krümmungsverlaufes lassen sich sämtliche M- κ -Berechnungen längs der Stützenachse einsparen, und die Iteration analog Bild 4.1 beschränkt sich nur noch auf die M- κ -Ermittlung in Stützenmitte, wobei die Versagenskriterien unverändert gültig bleiben. Die erforderliche Rechenzeit beträgt jedoch nur noch - je nach Einteilung der Stütze in Längsrichtung - $\sim 1/4 \div 1/6$ der erforderlichen Rechenzeit, die bei Anwendung der Gleichungen 4.1 - 4.3 erforderlich wäre; somit läßt sich eine wesentliche Einsparung an Rechenzeit erreichen.

4.2 Ermittlung der Bruchzeitpunkte, Vergleichsrechnungen

Im folgenden Abschnitt sollen Vergleichsrechnungen wieder gegeben werden, um die Unterschiede in der Ermittlung der Bruchzeitpunkte zwischen der Berechnung nach (4.1) ÷ (4.3) ("genau") und der nach (4.8) ("Näherung") aufzuzeigen. Wie schon in Abschnitt 3.4.1 dargestellt, standen außerdem zwei Vorschläge zur temperaturabhängigen Betonarbeitslinie zur Verfügung, die in gewissen Bereichen der Stützegeometrien zum Teil unterschiedliche Ergebnisse liefern. Zur Kalibrierung werden hier die im SFB 148 an schlanken Stahlbetonstützen gewonnenen Versuchsergebnisse herangezogen, wobei "A" für die Arbeitslinie nach Bild 3.4 und "B" für die nach Bild 3.6 steht. Die Rechenergebnisse gibt Tabelle 4.1 wieder, wohingegen Bild 4.3 die Ergebnisse in etwas anschaulicherer Form darstellt.

Tabelle 4.1

Laufende Nummer	Auflast [kN]	e [cm]	Fe Ø20	b/d [cm]	s _K [m]	β _S MN/m ²	β _R MN/m ²	t _u - Vers.	"A"		"B"	
									genau	Näherung	genau	Näherung
75 - 1/1	- 710	3,0	6	30/30	3,8	487	23	86'	78'	78'	83'	83'
76 - 1/3	- 740	1,5	6	30/30	4,8	462,5	29,3	85'	74'	75'	78'	77'
76 - 1/1	- 650	3,0	6	30/30	4,8	462,5	29,3	80'	72'	73'	79'	78'
75 - 3/1	- 610	3,2	6	30/30	5,8	487	23	61'	60'	60'	63'	64'
75 - 4/2	- 420	0,0	4	20/20	3,8	487	23	66'	62'	62'	67'	67'
75 - 5/2	- 340	0,0	4	20/20	4,8	487	23	48'	53'	40'	47'	46'
76 - 2/1	- 280	1,0	4	20/20	4,8	462,5	29,3	49'	50'	51'	61'	61'
76 - 4/1	- 170	6,0	4	20/20	4,8	462,5	29,3	49'	53'	53'	61'	62'
76 - 4/2	- 130	10,0	4	20/20	4,8	462,5	29,3	53'	53'	51'	63'	63'

Überdeckung ü = 4 cm

Des weiteren wurde ein Stützenbereich mit Parametern nach Tabelle 4.2 untersucht.

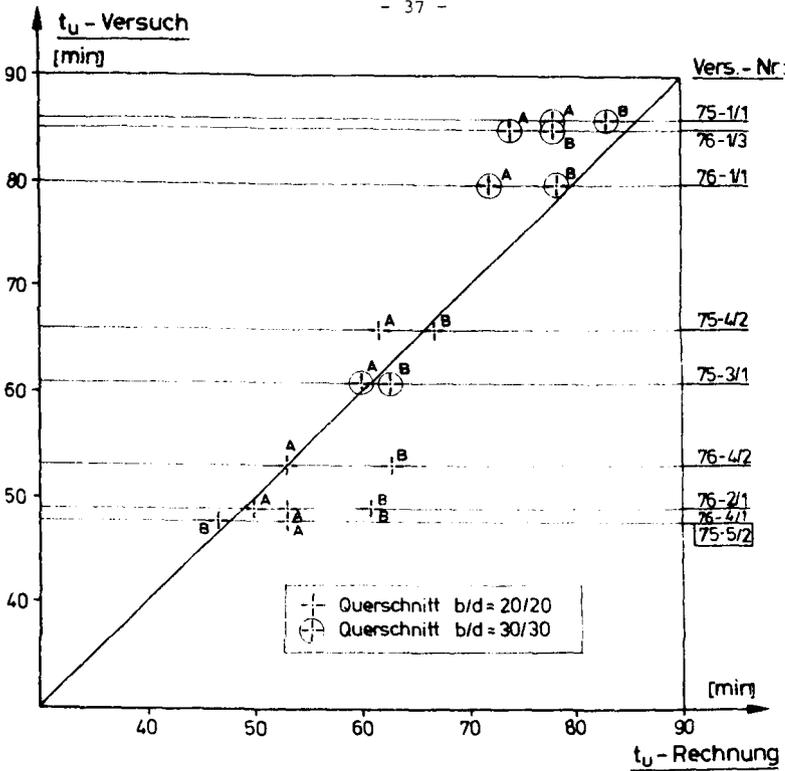


Bild 4.3: Vergleich zwischen Versuchsbruchzeitpunkten und berechneten Bruchzeitpunkten

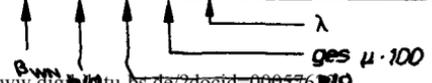
Tabelle 4.2

Beton	B 25				B 35			
	20/20		30/30		20/20		30/30	
Querschnitt	20/20		30/30		20/20		30/30	
e/d	0,1	0,3	0,1	0,3	0,1	0,3	0,1	0,3
ges μ [%]	2	4	2	4	2	4	2	4
Schlankheit	$\lambda = 45, 70, 100$ für jeden Bereich!							

Hierbei wurden die Auflasten nach den zur Zeit gültigen Berechnungsverfahren nach DIN 1045 [32] aus den jeweiligen Stützdaten zurückgerechnet. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4.3 wiedergegeben.

Tabelle 4.3: Ergebnisse der Berechnungen der Bruchzeitpunkte für Stützen mit Parametern nach Tabelle 4.2

Stütze	N [kN]	„A“		„B“		Stütze	N [kN]	„A“		„B“	
		gen.	Näh.	gen.	Näh.			gen.	Näh.	gen.	Näh.
B25-20-0, 1-2-45	292	57	57	61	61	B35-.....	336	56	56	61	61
B25-20-0, 1-2-70	232	48	48	50	49	B35-.....	284	42	43	44	43
B25-20-0, 1-2-100	175	38	39	39	40	B35-.....	215	34	35	33	34
B25-20-0, 1-4-45	388	67	67	71	70	B35-.....	440	65	65	70	69
B25-20-0, 1-4-70	318	60	60	62	62	B35-.....	360	56	56	58	58
B25-20-0, 1-4-100	265	43	44	44	43	B35-.....	347	34	35	32	33
B25-20-0, 3-2-45	176	61	61	67	67	B35-.....	208	58	58	64	64
B25-20-0, 3-2-70	164	46	45	51	51	B35-.....	184	42	41	48	47
B25-20-0, 3-2-100	109	43	42	51	51	B35-.....	144	35	35	37	37
B25-20-0, 3-4-45	262	68	68	74	73	B35-.....	294	66	66	73	72
B25-20-0, 3-4-70	202	65	65	69	68	B35-.....	248	58	58	62	61
B25-20-0, 3-4-100	180	50	49	52	52	B35-.....	237	38	38	47	48
B25-30-0, 1-2-45	693	78	78	81	82	B35-.....	828	75	75	79	80
B25-30-0, 1-2-70	576	61	60	63	62	B35-.....	693	55	54	58	57
B25-30-0, 1-2-100	401	54	54	55	53	B35-.....	513	47	47	46	45
B25-30-0, 1-4-45	927	83	84	85	85	B35-.....	1062	81	82	84	84
B25-30-0, 1-4-70	778	72	72	73	72	B35-.....	900	68	67	69	68
B25-30-0, 1-4-100	635	58	58	60	60	B35-.....	835	49	48	48	48
B25-30-0, 3-2-45	468	76	76	84	84	B35-.....	558	74	74	79	79
B25-30-0, 3-2-70	405	63	63	66	66	B35-.....	468	55	55	61	61
B25-30-0, 3-2-100	280	56	56	62	61	B35-.....	370	47	47	49	49
B25-30-0, 3-4-45	652	84	84	88	88	B35-.....	742	82	82	87	87
B25-30-0, 3-4-70	545	76	75	78	76	B35-.....	630	71	71	74	73
B25-30-0, 3-4-100	450	65	64	67	67	B35-.....	592	52	52	54	54



Die Rechenergebnisse lassen für die weitere Bearbeitung folgende Annahmen gerechtfertigt erscheinen.

- a) Das Näherungsverfahren berechnet gegenüber dem genauen Verfahren den Bruchzeitpunkt mit ausgezeichneter Genauigkeit. Die berechneten Bruchzeitpunkte stimmen in dem hier untersuchten Bereich fast immer überein; selten erscheinen Abweichungen ≥ 2 min.

- b) Zwischen den Ergebnissen mit den Arbeitslinien "A" und "B" bestehen je nach Bereich kleinere oder größere Zeitunterschiede. Diese sind bei Querschnitten 20/20 und $\lambda \geq 70$ am gravierendsten, wobei die Arbeitslinie "A" die geringeren Bruchzeitpunkte liefert, welche wiederum besser mit denen der Versuchsergebnisse in Tabelle 4.1 bei $b/d = 20/20$ übereinstimmen. Da jedoch hier im wesentlichen Stützen $\geq 30/30$ untersucht werden sollen und die Versuchsergebnisse in diesem Bereich besser von der Arbeitslinie "B" wiedergegeben werden, wird in der weiteren Bearbeitung die temperaturabhängige Betonarbeitslinie "B" nach Bild 3.6 verwendet.

4.3 Entwicklung eines Traglastmodells

Die Traglastberechnung schlanker Stahlbetonstützen unter thermischer Belastung - hier soll unter einer Traglastberechnung nicht die Berechnung einer bestimmten Feuerwiderstandsdauer bei konstanter Belastung und Exzentrizität der Last oder die Ermittlung der aufnehmbaren Kopfexzentrizität einer Stütze bei konstanter Branddauer und Belastung, sondern die Ermittlung der aufnehmbaren Normalkraft bei einer definierten Branddauer und Exzentrizität verstanden werden - stellt für den Einzelfall einer Traglastermittlung bei strenger Berechnungsweise einen sehr erheblichen Berechnungsaufwand dar. Die in der Literatur [29, 30, 31, 32, 33, 35] beschriebenen Verfahren würden wegen des relativ hohen Iterationsaufwandes die durch die zur Verfügung stehenden Rechenkapazität und -zeit gesetzten Grenzen weit überschreiten. Eine geringere Genauigkeitsschranke bei der Iteration liefert zwar für die einfache Berechnung ein ausreichend genaues Ergebnis, aber auch dies kann hier aus Genauigkeitsgründen des in Abschnitt 2.4.2 beschriebenen Algorithmus nicht hingenommen werden. So begründet sich das im folgenden beschriebene Näherungsverfahren, welches es gestattet, mit der erforderlichen Genauigkeit und in der zur Verfügung stehenden Rechenzeit Traglasten zu berechnen, die die Bedingungen von Abschnitt 2.4.2 in bezug auf die Rechengenauigkeit erfüllen und den erforderlichen Zeitaufwand in noch annehmbaren Grenzen halten.

4.3.1 Grundsätzliche Zusammenhänge

Unter Berücksichtigung des Einflusses der Formänderungen ergibt sich das äußere Moment an der Einspannstelle (Bild 4.2) zu

$$M_U = N \cdot (e + w_0) \quad (4.9)$$

Mit (4.10) $M_i = f(\chi) \quad (4.10)$

und der Gleichgewichtsbedingung

$$M_i = M_U \quad (4.11)$$

ergeben sich prinzipiell die in den Bildern 4.4 und 4.5 dargestellten Zusammenhänge, wobei M_{gr} das Grenzmoment

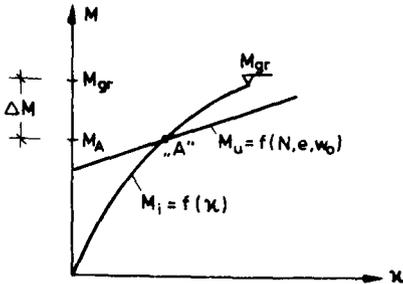


Bild 4.4

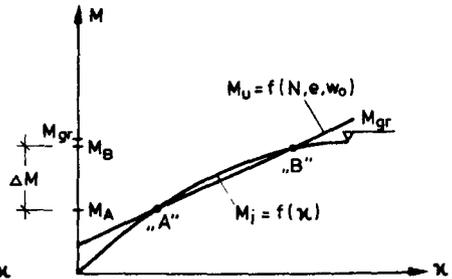


Bild 4.5

des Querschnittes unter der vorgegebenen Normalkraft N bedeutet. Dabei stellen die Schnittpunkte M_A , M_B die möglichen Gleichgewichtszustände dar, und bei einer Laststeigerung würde der Zustand in Bild 4.4 auf einen Materialbruch und der in Bild 4.5 auf einen Stabilitätsbruch zusteuern. Für diese Vorgehensweise zur Traglastbestimmung müssen jedoch zwei wesentliche Voraussetzungen gegeben sein:

- a - Bestimmung des Grenzmomentes
- b - Funktionale Beschreibung von $M_i = f(\xi)$

Sind diese Voraussetzungen gegeben (dargestellt in Abschnitt 4.2.2 und 4.2.3), läßt sich die Traglast mit wenigen Suchschritten in N berechnen, wobei es nicht unbedingt notwendig ist, die Gerade M_U durch M_{gr} in Bild 4.4 oder die tangierende Gerade M_U an $M_i = f(\xi)$ in Bild 4.5 zu suchen.

Bei einer Laststeigerung mit ΔN bis zum Überschreiten der Traglast und schrittweiser Lastreduzierung mit $\Delta N/10$ bis zum Wiedererreichen eines stabilen Gleichgewichtszustandes und Einschaltung eines Zwischenschrittes können durch die Bildung von

$$\Delta M = M_{gr} - M_A \text{ in Bild 4.4}$$

oder
$$\Delta M = M_B - M_A \text{ in Bild 4.5}$$

ausreichende Vorinformationen zur "genauen" Traglastberechnung erhalten werden. Durch Bildung der Momentendifferenzen ΔM , wie in Bild 4.6 aufgetragen, und durch Extrapolation mittels eines Polynoms in der Form (4.12)

$$N_{TR} = A + M^2 B + M^3 C \quad (4.12)$$

durch die Endpunkte ergibt das Absolutglied "A" der Parabel die Traglast. Das lineare Glied wurde vernachlässigt, um einen symmetrischen Kurvenverlauf zu erhalten.

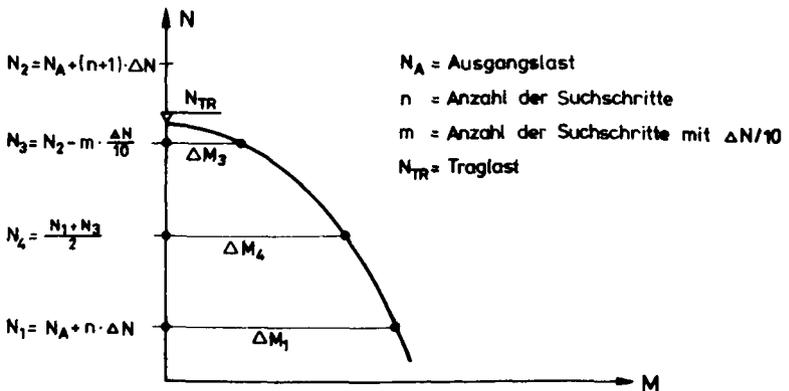


Bild 4.6: Ermittlung der Traglast aus den letzten drei Suchschritten

In bestimmten Bereichen kann es vorkommen, daß bei den letzten drei Suchschritten ein zwischen Bild 4.4 und Bild 4.5 gemischter Zustand auftritt. In diesem Fall

hat es sich bewährt, das Grenzmoment als Hilfspunkt zur Berechnung von ΔM anstatt des Punktes B in Bild 4.5 zur Hilfe zu nehmen. So wird es möglich, eine Traglast N_{TR} weitgehend ohne Iterationen und den damit verbundenen Zeitaufwand zu berechnen. Es soll an dieser Stelle nochmals erwähnt werden, daß das Verfahren für den späteren Gebrauch äußerst empfindlich ist, eine Bildung der Ableitungen $\partial N_{TR} / \partial x_i$ (x_i = Basisvariable) gestattet und außerdem in allen Teilen der Berechnung numerisch extrem stabil aufgebaut sein muß, da sonst eine Fehlberechnung zum Abbruch und damit zum Verlust des gesamten Rechenlaufes führt.

4.3.2 Bestimmung des Grenzmomentes

Aus Abschnitt 4.3.1 wird ersichtlich, daß der Bestimmung des Grenzmomentes bei vorgegebener Normalkraft entscheidende Bedeutung zukommt. Die Ermittlung bereitet jedoch Schwierigkeiten, da hier nicht wie bei Raumtemperatur das Grenzmoment durch die Variation von vorgegebenen Grenzdehnungen ermittelt werden kann (s. hierzu Abschnitt 3.2). Um bei einer bestimmten Branddauer die noch kälteren Zonen im Inneren des Querschnittes zu aktivieren, kann das Grenzmoment nur über eine stetige Vergrößerung der Krümmung unter Anpassung der Normalkraftbedingung $N_i = N_A$ durch Translation der Krümmungsebene erreicht werden. Da die stetige Veränderung der Krümmung κ mit einem festen ΔM , welches im Bereich des Grenzmomentes, um diesen Bereich mit erforderlicher Genauigkeit zu erfassen, sehr klein sein müßte, was wiederum einen erhöhten Rechenaufwand zur Folge hat, wurde hier ein dem Gradientenverfahren bei der Extremalbestimmung von Funktionen mit mehreren Variablen analoger Rechengang gewählt.

Ausgehend von einem Anfangsdehnungszustand ϵ_o^i und ϵ_u^i werden die Änderungsrichtungen von ϵ_o und ϵ_u entsprechend den Gleichungen (4.13) und (4.14) festgelegt.

$$\Delta \epsilon_0 = \frac{dM}{d\epsilon_0 \cdot \text{Div}} ; \epsilon_0^{i+1} = \epsilon_0^i + \Delta \epsilon_0 \quad (4.13)$$

$$\Delta \epsilon_u = \frac{dM}{d\epsilon_u \cdot \text{Div}} ; \epsilon_u^{i+1} = \epsilon_u^i + \Delta \epsilon_u \quad (4.14)$$

Mit $d\epsilon = 10^{-7}$ und
 $\text{Div} = 10^{+12}$ bei Branddauern $\leq 20'$
 oder $\text{Div} = 5,5 \cdot 10^{+11}$ bei $\frac{dM}{d\epsilon_{0,u}} \geq 5 \cdot 10^7$
 oder $\text{Div} = 1,0 \cdot 10^{+11}$ bei $\frac{dM}{d\epsilon_{0,u}} < 5 \cdot 10^7$.

Nach jedem Suchschritt wird die dabei verletzte Normalkraftbedingung mit (4.15) wieder hergestellt.

$$\Delta \epsilon^j = \frac{N - N^j}{\left(\frac{\Delta N}{\Delta \epsilon}\right)^j} \quad (4.15)$$

$$\epsilon_0^{j+1} = \epsilon_0^j + \Delta \epsilon^j ; \epsilon_u^{j+1} = \epsilon_u^j + \Delta \epsilon^j \quad (4.16)$$

Dieses Verfahren hat den Vorteil, daß in Bereichen steiler M- κ -Beziehungen mit großen Suchschritten und in der Nähe des Grenzmomentes mit entsprechend Gl. 4.13 und 4.14 kleineren Schritten vorgegangen wird. Wird die Belastung gesteigert, stehen aus dem vorhergehenden Rechenschritt sehr gute Ausgangswerte zur Verfügung, wenn von

$$\epsilon_{u,N+\Delta N}^{i=1} = \epsilon_{u,N}^{M_{gr}} \times 0,65 \quad (4.17)$$

$$\epsilon_{0,N+\Delta N}^{i=1} = \epsilon_{0,N}^{M_{gr}} \times 0,85 \quad (4.18)$$

ausgegangen wird, wobei die Faktoren 0,65 und 0,85 sich im Zuge der Bearbeitung als günstig erwiesen haben. Die schrittweise Bestimmung von M_i wird nach Bild 4.7 und 4.8 solange fortgesetzt, bis der Fall $M_{i+1} < M_i$ eintritt. Wird das Grenzmoment aus den letzten drei Schritten nach Bild 4.7 ermittelt, kann eine einfache parabolische Interpolation zu Fehlergebnissen führen, die bei einer Einzelberechnung ohne Belang sind, hier

jedoch zu fatalen Fehlinterpolationen und damit zum Abbruch des Programmes führen. Aus diesem Grund werden bei der Ermittlung des Grenzmomentes die letzten vier Stützpunkte (vgl. Bild 4.8) und die erste Steigung α_1 berücksichtigt. Diese Vorgehensweise ermöglicht eine Grenzmomentenbestimmung mit der hier notwendigen Genauigkeit.

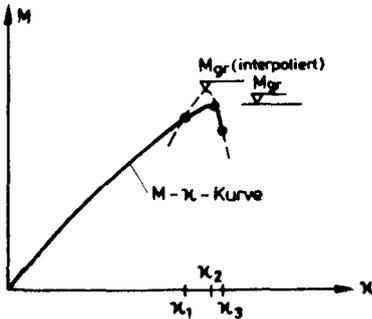


Bild 4.7

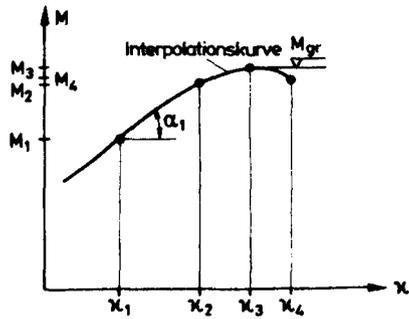


Bild 4.8

Auf weitere Eingriffe in den Rechnungsgang bei z. B. großen Differenzen zwischen ξ_3 und ξ_4 oder Konvergenzstörungen bei Gleichung (4.15) im Grenzmomentenbereich soll hier nicht näher eingegangen werden.

4.3.3 Approximation der M-x-Beziehung

Die näherungsweise Beschreibung der M-x-Beziehung von thermisch beanspruchten Stahlbetonquerschnitten bereitet wegen des Fehlens von ausgezeichneten Punkten - wie z. B. Auftreten eines Rißmomentes, unterschiedlicher temperaturabhängiger Fließbeginn der Druck- oder Zugbewehrungen oder das Erreichen von Grenzdehnungen - Schwierigkeiten, da bei einer Approximation durch Geraden nach [37] entsprechende Punkte willkürlich gewählt werden müßten. Mit dieser Geradennäherung lassen sich - bedingt durch den oft sehr stark gekrümmten Charakter der M-x-Kurven - keine ausreichend genauen Ergebnisse erzielen. Eine Approximation durch einen Polygonzug (Bild 4.10) bedingt jedoch wiederum die Berechnung zu

vieler Stützstellen, was aus Zeitersparnisgründen nicht hingenommen werden kann.

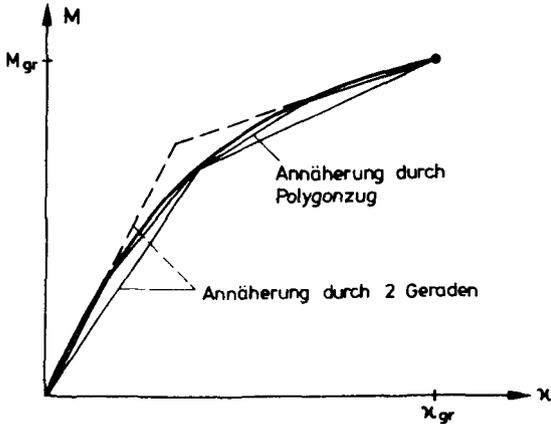
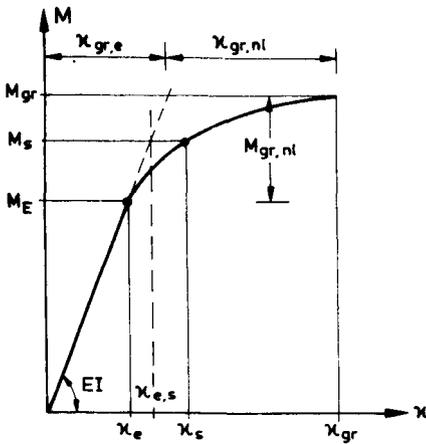


Bild 4.10: M- κ -Approximation mittels Polygonzug

Des weiteren erwiesen sich Approximationen mittels Interpolationspolynomen über drei oder vier Stützstellen zum Teil als ungeeignet, da diese Kurven nicht in der Lage sind, schärfere Krümmungsänderungen in der M- κ -Kurve genügend auszurunden, oder zum Teil sogar Gegenkrümmungen in die Kurvenverläufe hineingelegt werden. Als besser geeignet erwies sich ein Vorschlag nach [38], wobei die M- κ -Kurve in der Form (4.20 - 4.22) nach Bild 4.11 dargestellt wird.

Unter Einarbeitung eines zusätzlichen Stützpunktes M_s , κ_s ergibt sich die Bestimmungsgleichung (4.19) für d zu:

$$(\kappa_s - \kappa_{e,s}) = \frac{(M_s - M_E)^d}{B} \quad (4.19)$$



Bereich 1: $0 < M \leq M_E$

$$\kappa = \frac{M}{EI} \quad (4.20)$$

Bereich 2: $M_E \leq M \leq M_{gr}$

$$\kappa = \frac{M}{EI} + \text{sgn}(M) \frac{(|M| - |M_E|)^d}{B} \quad (4.21)$$

und

$$\frac{1}{B} = \frac{\kappa_{gr} - \frac{M_{gr}}{EI}}{(M_{gr} - M_E)^d} = \frac{\kappa_{gr,ni}}{M_{gr,ni}} \quad (4.22)$$

Bild 4.11: M-κ-Approximation mittels Aufspaltung in einen linearen und einen nicht linearen Bereich

Aber auch dieser Lösungsweg hat noch den Nachteil, daß die M-κ-Beziehung in einen linearen und einen nicht linearen Bereich aufzuteilen ist und damit keine geschlossene Lösung, welche aber hier von großem Vorteil wäre, darstellt. Da jedoch die hier zu approximierenden M-κ-Kurven über den gesamten Bereich eine mehr oder weniger ausgeprägte Krümmung aufweisen, andererseits der Bereich bis zur Kopfkrümmung κ_O^I (vgl. Bild 4.2) der Stütze nicht angenähert zu werden braucht, kann mit dem Ansatz nach (4.24) eine geschlossene Näherungslösung angegeben werden (s. hierzu Bild 4.12). Dabei wird nur noch eine Stützstelle M_s, κ_s benötigt, wobei sich der Wert

$$M_s = 0,8 M_{gr} \quad (4.23)$$

als günstig erwiesen hat. Da die Werte M_O^I, κ_O^I und M_{gr}, κ_{gr} schon bekannt sind, ist nur noch eine zusätzliche M-κ-Ermittlung notwendig. Die Darstellung der Kurve erfolgt in dem durch den Punkt M_O^I, κ_O^I verschobenen $\bar{M}-\bar{\kappa}$ -Koordinatensystem.

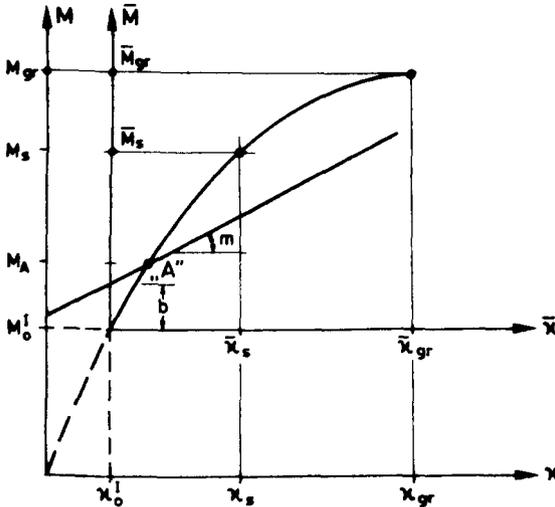


Bild 4.12

$$\bar{M} = \bar{M}_{gr} \left(1 - \left(1 - \frac{\bar{x}}{x_{gr}} \right)^B \right) \quad (4.24)$$

$$B = \frac{\log \left(\left| \frac{\bar{M}_s}{\bar{M}_{gr}} - 1 \right| \right)}{\log \left(\left| 1 - \frac{x_s}{x_{gr}} \right| \right)} \quad (4.25)$$

Der Kurvenverlauf nach Gl. (4.24) hat den Vorteil, daß er bei M_{gr} , x_{gr} eine horizontale Tangente besitzt, was bei der Approximation von M - x -Beziehungen mit großen nicht linearen Anteilen sehr von Vorteil ist.

Die Gleichung der äußeren Momente nach Gl.(4.9) mit (4.8) stellt sich nach Auflösung im \bar{M} - \bar{x} -System wie folgt dar:

$$\bar{M} = -m \cdot \bar{x} - b \quad \text{mit} \quad (4.26)$$

$$m = N \cdot s^2 \cdot 0,381 \quad \text{und} \quad (4.27)$$

$$b = N \cdot s^2 \cdot x_0^I \cdot 0,5 \quad (4.28)$$

(N als Druckkraft negativ, $x \rightarrow$ negativ)

Die Berechnung der möglichen Gleichgewichtszustände M_A , M_B (vgl. Bilder 4.4, 4.5 und 4.12) aus der Gleichung 4.29 stellt nun mit Hilfe eines einfachen Nullstellensuchprogramms keine Schwierigkeit dar.

$$\bar{M}_{gr} \left(1 - \left(1 - \frac{\bar{\chi}}{\bar{\chi}_{gr}}\right)^B\right) + m \bar{\chi} + b \stackrel{!}{=} 0 \quad (4.29)$$

Die Güte der Annäherung der Näherungslösung (4.24 - 4.25) an den wirklichen Krümmungsverlauf soll hier an vier Beispielen (Bild 4.13 - 4.16) mit den häufigsten charakteristischen Verläufen demonstriert werden. Bild 4.13 zeigt eine sehr steile $M-\chi$ -Charakteristik, die durch die Annäherung etwas linearisiert wird. Bei den Kurven nach Bild 4.15 und 4.16 tritt ein mehr oder weniger ausgeprägter oberer nicht elastischer Bereich auf, der - wie die Abbildungen zeigen - sehr gut, zum Teil unter der Zeichengenauigkeit angenähert wird. Auch eine sehr langgestreckte Charakteristik - wie sie Bild 4.14 zeigt - läßt sich gut approximieren. Auf weitere Darstellungen anderer untersuchter Kurven, die wiederum ähnliche Charakteristiken aufweisen, soll hier verzichtet werden.

4.3.4 Genauigkeit der Traglastberechnung

Zur Kontrolle der Traglastermittlung auf den Grundlagen der Abschnitte 4.1 bis 4.3.3 sollen an dieser Stelle die Traglasten der in der Tabelle 4.1 aufgeführten Stützen mit den dort ermittelten Bruchzeitpunkten rückgerechnet werden. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4.4 dargestellt und in Bild 4.17 graphisch aufgetragen.

Tabelle 4.4:

Laufende Nummer	Bruchzeitpkt.	Versuchslast [kN]	Traglast rückgerechnet	Fehler [%]		
75 - 1/1	83'	- 710,0	- 700,5365	- 1,35	Ergebnisse mittels Polynomansatz	
76 - 1/3	77'	- 740,0	- 733,1162	- 0,90		
76 - 1/1	78'	- 650,0	- 634,5629	- 2,40		
75 - 3/1	64'	- 610,0	- 614,5693	- 0,75		
75 - 4/2	67'	- 420,0	- 415,6000	- 1,01		
75 - 5/2	46'	- 340,0	- 312,1331	- 8,90		- 337,97
76 - 2/1	61'	- 280,0	- 243,0791	- 15,20		- 300,17
76 - 4/1	62'	- 170,0	- 155,2908	- 9,50		+ 10,7
76 - 4/2	63'	- 130,0	- 116,8938	- 11,2		+ 6,5

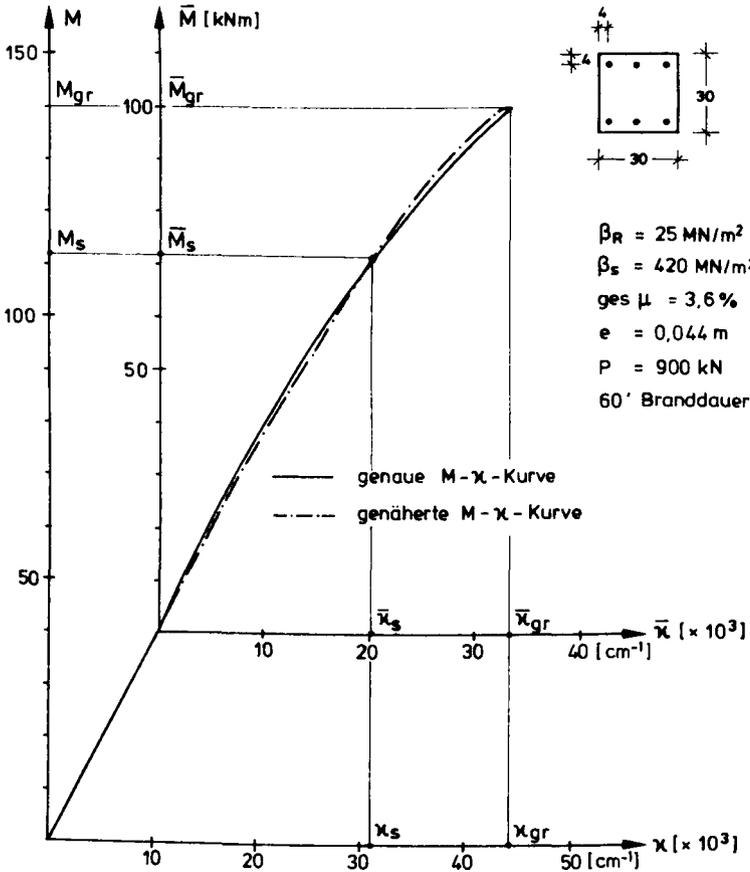


Bild 4.13

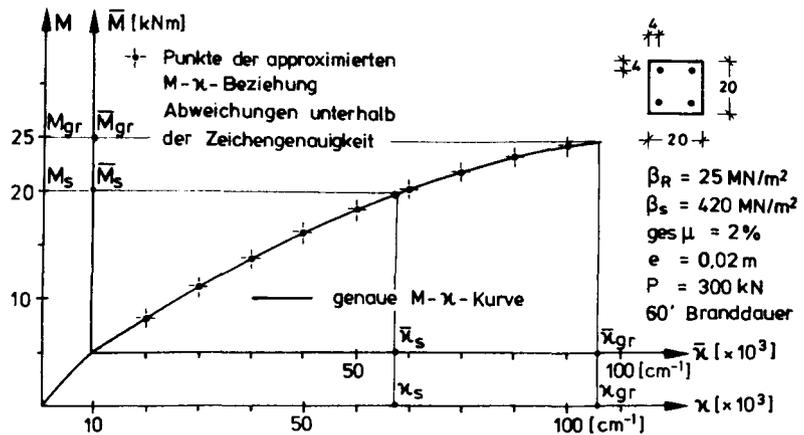
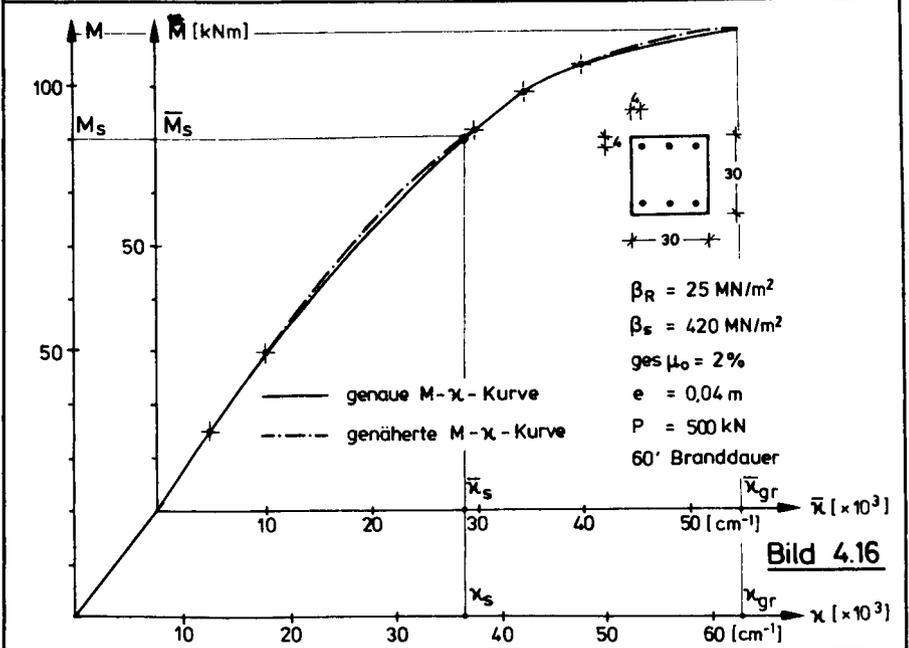
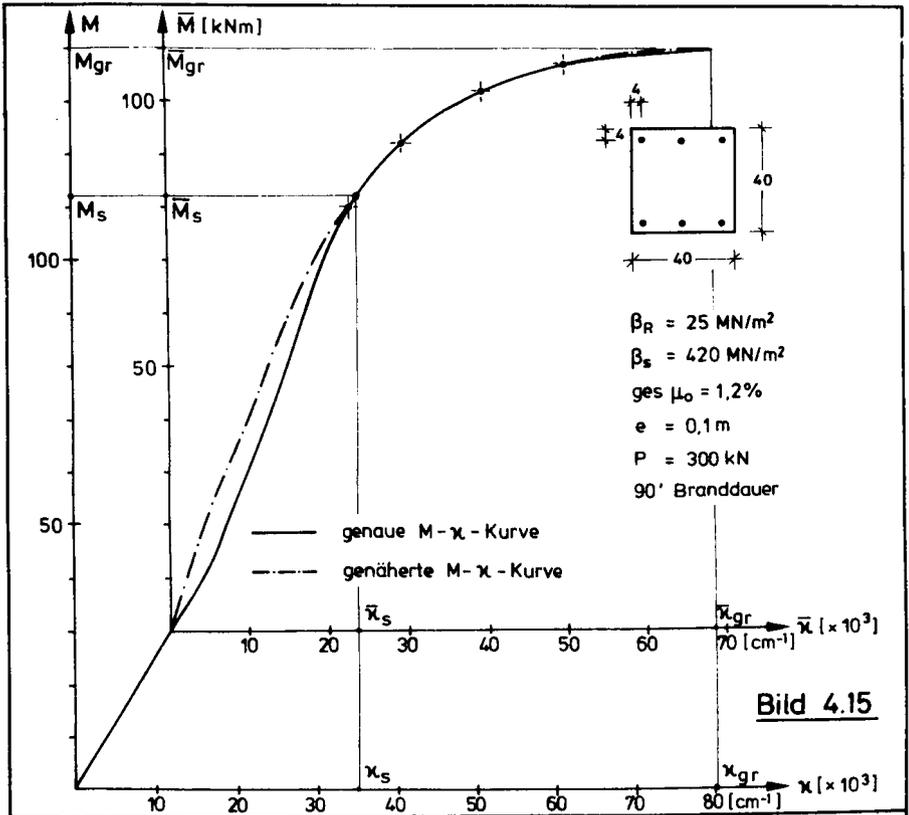


Bild 4.14



Bei den Stützenquerschnitten 30/30 ergibt sich hier eine maximale Abweichung von 2,4 %, wohingegen bei den Querschnitten 20/20 und $e/d = 0,0 - 0,5$ erheblichere Abweichungen auftreten. Die Erklärung hierfür ist in der Charakteristik der $M-\kappa$ -Beziehungen zu suchen. Hier handelt es sich um solche nach Abbildung 4.18, d. h. mit einem kleinen elastischen Anfangsteil und einem relativ langen nicht elastischen Anteil. Da jedoch der Ansatz nach (4.24) nicht in der Lage ist, den sehr kleinen unteren elastischen Ast der $M-\kappa$ -Beziehung genügend genau zu approximieren, muß bei diesen Abmessungen mit größeren Abweichungen gerechnet werden. Genauere Ergebnisse lassen sich erzielen, wenn die $M-\kappa$ -Beziehung durch einen Polynomansatz (Parabel 3. Ordnung) mit der Anfangssteigung an der Stelle M_O^I, κ_O^I ersetzt wird. Diese Werte sind hier zum Vergleich mit in Tabelle 4.4 wiedergegeben, zeigen jedoch auch noch Abweichungen bis zu 10,7 % bei den später hier zu untersuchenden Systemen mit Querschnitten $> 30/30$ cm und $e/d > 0,1$ liegt die maximal beobachtete Abweichung bei 6 %, während im Mittel jedoch unter 2 % Abweichung erreicht werden. Dies resultiert aus den in den Tabellen 1 bis 3 im Anhang angegebenen Rückrechnungsergebnissen, die zur Kontrolle des Verfahrens bei jedem Datensatz mit vorgenommen wurden. Diese Ergebnisse zeigen, daß das hier entwickelte Rechenmodell - unter gewissen Einschränkungen, die hier jedoch nicht relevant sind - durchaus leistungsfähig genug ist, in der weiteren Bearbeitung des gestellten Problems Verwendung zu finden.

4.3.5 Anwendung des Näherungsverfahrens bei Normaltemperatur

Zur weiteren Überprüfung und zum Vergleich wurden außerdem für einen ausgewählten Querschnitt von 30/30 cm mit $g_{\mu} = 2$ %, $s_k/d = 10, 20, 30, 40, 50$ und $e/d = 0,2; 0,4; 0,8; 1,6$ die Traglasten ermittelt und in Bild 3.16 aufgetragen. Dieses Beispiel und damit die Traglasten bei Raumtemperatur wurden aus [32] entnommen.

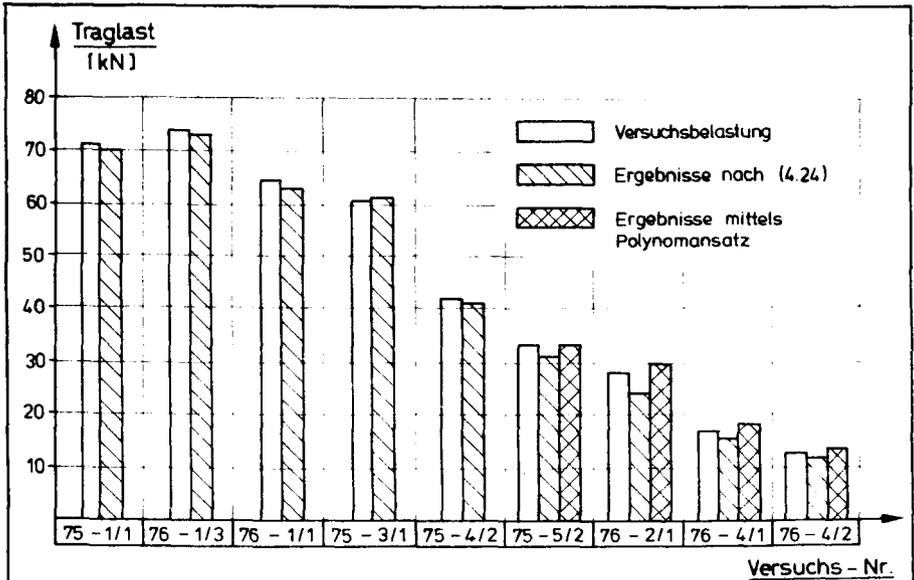


Bild 4.17: Vergleich der Versuchsbelastung mit den Ergebnissen nach (4.24) und Polynomansatz (Parabel 3.-Ordnung)

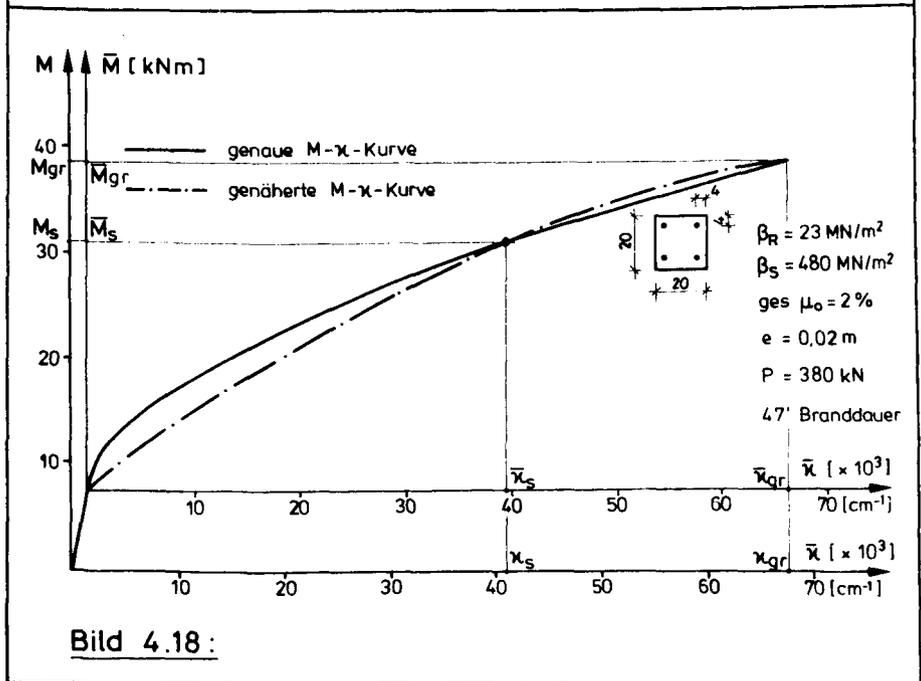


Bild 4.18:

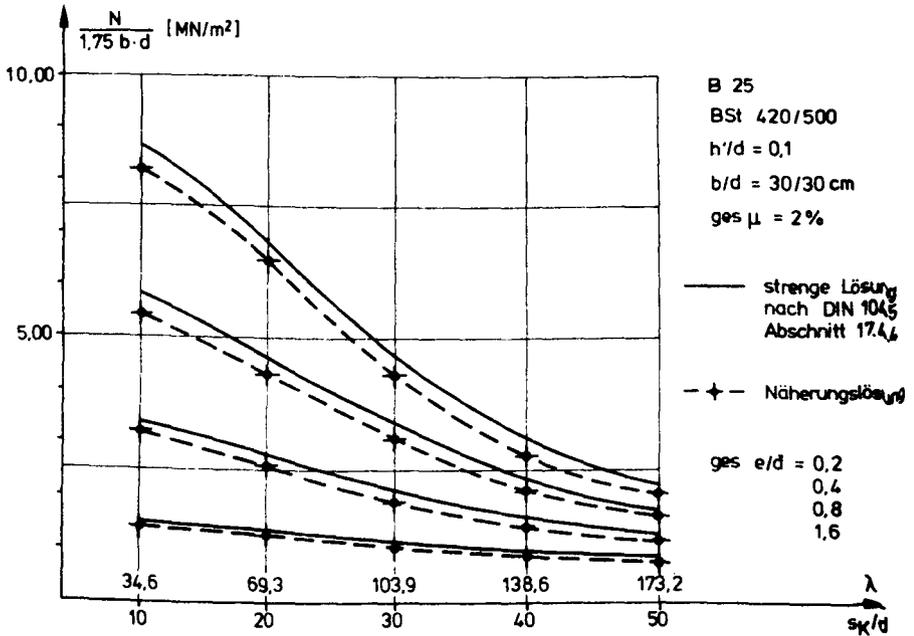


Bild 4.19: Vergleich der Traglasten

Wie Abb. 4.19 zeigt, ergeben sich - bedingt durch die von den Rechengrundlagen der DIN 1045 unterschiedliche Annahme der Betonarbeitslinie nach 3.6, die Approximation des Krümmungsverlaufes längs der Stützenachse und der Annäherung der $M-\kappa$ -Beziehung - Abweichungen gegenüber den Ergebnissen nach DIN 1045. Diese Abweichungen können hier bis zu 10 % betragen; andererseits zeigen die Näherungskurven jedoch einen gleichmäßigen Verlauf, bei dem die Abweichungen mit steigendem e/d und s_k/d geringer werden.

5 Zusammenstellung der Basisvariablen

Die Tragfähigkeit einer Stahlbetonstütze bei Raumtemperatur wird im wesentlichen durch folgende Parameter beeinflusst, die sich in den Gruppen

1. Geometrie
 - a) Querschnittsbreite b
 - b) Querschnittsdicke d
 - c) Stützenlänge s_k
 - d) Lage der Bewehrung x_{As}, y_{As}
 - e) Bewehrungsquerschnitt A_s
 - f) Lastexzentrizität e
 - g) Stützenschiefstellung
 - h) Stabvorkrümmung

2. Stoffkennwerte
 - a) Betondruckfestigkeit β
 - b) Stahlstreck-Quetschgrenze β_s
 - c) E-Modul des Stahles

3. Arbeitslinien des
 - a) Betons
 - b) Betonstahles

zusammenfassen lassen. Bei der Berechnung unter Temperatureinwirkung erhöht sich diese Anzahl wesentlich, und zwar um folgende Parameter:

4. Temperaturfeld
 - a) Brandraumtemperatur
 - b) Wärmeübergänge durch Strahlung
 - c) Wärmeübergänge durch Konvektion
 - d) Temperaturleitfähigkeit a
 - e) Wärmeleitfähigkeit λ_{th}
 - f) Feuchtigkeitsgehalt des Betons

5. Stoffkennwerte, thermisch
 - a) Temperaturabhängige Betonfestigkeit
 - b) Temperaturabhängige Veränderung der Streck- und Bruchgrenze des Betonstahles

- c) Temperaturabhängige Veränderung des E-Moduls des Stahles
- d) Thermische Dehnung des Betons
- e) Thermische Dehnung des Betonstahles

6. Thermische Arbeitslinien des

- a) Betons
- b) Betonstahles

Aus dieser Zusammenstellung ist ersichtlich, daß bei vollständiger Behandlung des Problems 26 Basisvariablen berücksichtigt werden müßten, was aber den Rechenaufwand in Größenordnungen ansteigen läßt, die nicht mehr zu bewältigen sind. Aus diesem Grund muß eine Einschränkung auf die wesentlichsten Parameter vorgenommen, oder es soll ein Parameter repräsentativ für eine Gruppe behandelt werden. Nach anfänglichen Vergleichsrechnungen, bei denen auch andere als die später hier zu behandelnden Basisvariablen mit in die Rechnung einbezogen wurden, ergab sich folgende Auswahl in bezug auf die Größe des Einflusses dieser Basisvariablen. Die Variablen werden hier in der Reihenfolge wiedergegeben, in der auch später die Auswertung erfolgen soll:

1. Rechenwert der Betondruckfestigkeit β_R bei 20°C
2. Stahlstreckgrenze β_S
3. Querschnittsbreite b
4. Querschnittsdicke d
5. Bewehrungslage Zugrand x_Z
6. Bewehrungslage Druckrand x_D
7. Temperaturabhängige Fließgrenze des Betonstahles (Z 1)
8. Temperaturleitfähigkeit a im Querschnitt (Z 2)

Durch diese Einschränkung ergeben sich folgende Voraussetzungen oder Annahmen:

1. Die Stützenlänge und der Bewehrungsquerschnitt werden als konstant angegeben. Diese Parameter zeigten bei allen Voruntersuchungen - auch bei großen Schlankheiten - keinen wesentlichen Einfluß.

2. Der E-Modul des Betonstahles und die thermische Veränderung desselben werden nicht als Basisvariable betrachtet. Auch hier haben sich nur Einflüsse gezeigt, die gegenüber denen der anderen Basisvariablen zu vernachlässigen waren.
3. Bezüglich der Form der Arbeitslinie des Betons wurde keine Veränderung berücksichtigt, sondern die Variation der Arbeitslinie des Betons wird allein durch die Streuungen der Betondruckfestigkeit bei 20 °C gebildet [vgl. 4, 5].

Eine Streuung der temperaturabhängigen Veränderung der Stahlstreck- und Bruchgrenze wurde in die Rechnung mit einbezogen, da hier entsprechend aufbereitetes Datenmaterial zur Verfügung stand. Außerdem wurde der Einfluß einer Variation der thermischen Dehnungen des Betons und des Stahles vernachlässigt.

4. Wie schon erwähnt, wird für die Berechnung der Brandtemperatur die ETK deterministisch angesetzt. Bezüglich der Veränderung des Temperaturfeldes im Querschnitt wurde eine Voruntersuchung durchgeführt, um den für die Berechnung repräsentativen Parameter zu bestimmen (vgl. Abschnitt 5.5).

Diese Auswahl mag den Aussagewert der Ergebnisse durch die Vernachlässigung einiger Parameter vielleicht etwas beeinträchtigen; sie ist jedoch - und darauf sei noch einmal hingewiesen - vorerst unbedingt notwendig.

5.1 Betoneigenschaften

Bezüglich der zu erwartenden Streuungen des Betons kann hier auf die in der Literatur vorhandenen Forschungsergebnisse verwiesen werden [4, 39, 40, 41]. Aus den dort gemachten Angaben läßt sich der Schluß ziehen, daß für Betone mit einer Würfeldruckfestigkeit $\beta_w > 25 \text{ MN/m}^2$ eine mittlere Standardabweichung von $\sim 5 \text{ MN/m}^2$ angemessen ist. Es muß dabei angenommen werden, daß die Festigkeit des eingebauten

Betons dem des Prüfkörpers entspricht. Als Verteilungsfunktion wird die Normalverteilung verwendet, die zwar den Nachteil hat, daß sie negative Festigkeitswerte liefern kann, was jedoch hier wegen des betrachteten Bereiches nicht vorkommt.

Zur Berücksichtigung der Umrechnung der Würfeldruckfestigkeit auf die Prismenfestigkeit und des Einflusses der Dauerstandsfestigkeit wird der Faktor 0,7 bei der Berechnung des Mittelwertes der Festigkeit angesetzt. Da die Betondruckfestigkeit β_{WN} (Nennfestigkeit) nach DIN 1045 als 5-%-Fraktile definiert ist, wird der hier verwendete Mittelwert $\bar{\beta}$ nach (5.1)

$$\bar{\beta}_R = 0,7 \cdot (\beta_{WN} + 1,65 \cdot 5,0) \quad (5.1)$$

berechnet.

5.2 Betonstahleigenschaften

Für den der Untersuchung zugrunde liegenden Betonstahl BSt 420/500 stellt hier die Streckgrenze β_S eine Zufallsvariable dar, wobei angenommen wird, daß alle im Querschnitt vorhandenen Stäbe der gleichen Verteilung unterliegen. Durch die strenge Güteüberwachung im Stahlbau kann angenommen werden, daß die Streckgrenze eine geringere Fraktile als 5 % darstellt, was durch die Auswertungen in [42] erhärtet wurde. Dabei ergab sich, ohne eine besondere Aufteilung nach den Stabdurchmessern zu berücksichtigen, ein Mittelwert von

$$\bar{\beta}_S = 480 \text{ MN/m}^2 \quad (5.2)$$

und ein Variationskoeffizient von

$$V_x = 5,6 \% \quad (5.2a)$$

Dies stimmt gut mit den in [4] getroffenen Annahmen überein. Um die dabei aufgetretene positive Schiefe der Verteilung besser wiedergeben zu können, wurde als Verteilungsgesetz eine LN-Normalverteilung angesetzt.

Die Berücksichtigung der Streubreite der Temperaturabhängigen Streck- und Bruchgrenze erfolgt nach den Bildern 5.1 und 5.2. Dabei wurden eine obere und untere Grenze um die in [9] angegebenen Versuchsergebnisse gelegt, wobei jedoch die Werte von Stählen höherer Güte außer acht gelassen wurden. Da bei diesen Basisvariablen feste Bereichsgrenzen gegeben waren, wurde eine Dreiecksverteilung nach Abschnitt 2.3 gewählt.

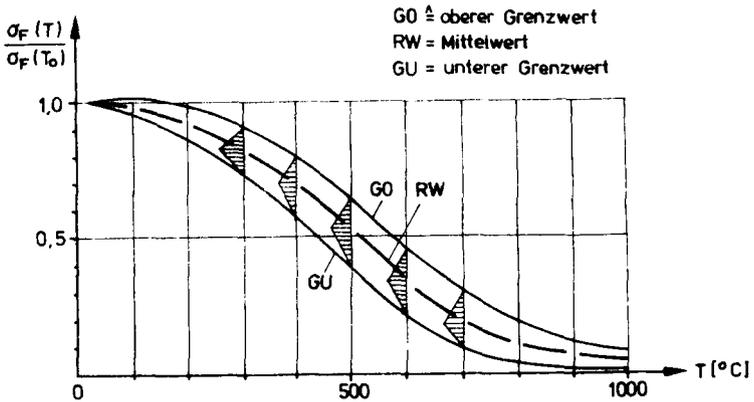


Bild 5.1: Streubereich der Streckgrenze

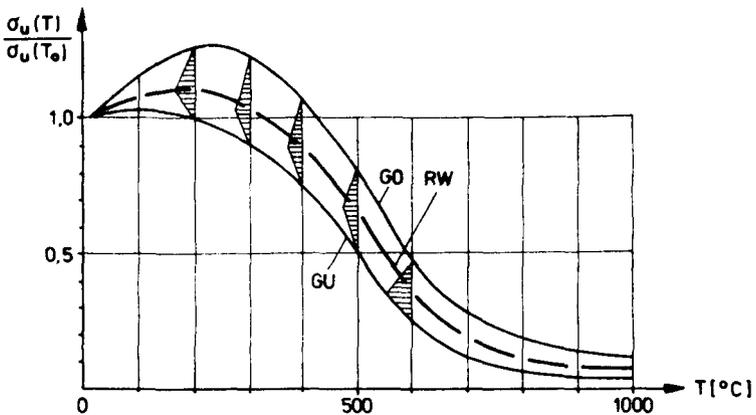


Bild 5.2: Streubereich der Bruchgrenze

Die Verteilung dieser Basisvariablen wird wiederum so angesetzt, daß auf jeder Seite die Wahrscheinlichkeitsmasse 0,5 vorhanden ist. Dabei wird bezüglich des jeweiligen aktuellen Bemessungswertes für die Stahlstreck- und Bruchgrenze derselbe Fraktilwert verwendet. Die Mittelwerte RW entsprechen natürlich denen in Bild 3.7; die Verteilungswerte werden rechentechnisch durch die Zahl $Z_1 \{0,1\}$ gesteuert.

5.3 Querschnittsabmessungen

Über die Streuungen der Querschnittsabmessungen bei Fertigteilstützen liegen - bedingt durch die Entwicklung der Normen 18203 und 18201 - eine relativ große Anzahl von Einzelmessungen vor, deren Ergebnisse hier jedoch nicht ganz uneingeschränkt übernommen werden sollen, da es sich vorwiegend um Messungen an werksmäßig in Stahlschalungen hergestellten Bauteilen handelt [43, 44].

Zu diesen Messungen kann gesagt werden, daß die Verteilungen symmetrisch um den Mittelwert liegen und z. B. bei einem Querschnitt von 40/40 maximale Abweichungen nach oben und unten von 1,2 cm beobachtet wurden (vgl. Bild 5.3 aus [45]).

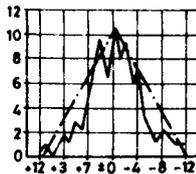


Bild 5.3: Häufigkeitsverteilungskurve zu einem Nennmaß von 400 mm

Anstatt der in [43, 44, 45] angesetzten Normalverteilungen sollen die Abweichungen der Querschnittsabmessungen hier als dreiecksförmig verteilt angesehen werden, um die Verteilungen nach oben und unten mit einem festen Grenzwert einzuschränken. In den hier in Frage kommenden Bereichen sind die Abweichungen gegenüber der Normalverteilung bedeutungslos.

Für die in Bild 5.1 dargestellten Verhältnisse ergibt dies mit (2.18) eine Standardabweichung von $\sim 0,5$ cm und ein V_x von 1,25 %. Da diese Werte jedoch an industriemäßig gefertigten Bauteilen gewonnen wurden, über die wesentlich ungünstigeren Verhältnisse der Ortbeton-schalungen jedoch keine zuverlässigen Unterlagen vorliegen, wurde ungünstigerweise der doppelte Wert für die Standardabweichung angesetzt. Die Abhängigkeit der Streubreite von den Querschnittsabmessungen, die nicht linear ist, wird mit dem Wurzelgesetz (5.3)

$$\Delta \approx \sqrt{0,15 \cdot \bar{x}} \quad (5.3)$$

berücksichtigt, so daß sich die unterschiedlichen Standardabweichungen nach Tabelle (5.1) für verschiedene Querschnitte ergeben. Hier liegen die Variationskoeffizienten bei 2,5 - 3,5 %, was über dem in [4] angegebenen Wert von 2 % liegt.

Tabelle 5.1

b/d	σ
20/20	0,707
30/30	0,866
40/40	1,000

Wenn dieser Ansatz die Verhältnisse etwas zu ungünstig beurteilen sollte, wird dieser doch vorerst, bis bessere Meßwerte vorliegen, bei der weiteren Auswertung beibehalten.

5.4 Bewehrungslage im Querschnitt

Hier liegen - im Gegensatz zu Abschnitt 5.3 - keine so ausführlichen Messungen vor, die es gestatten, genauere Angaben zu machen. Bei den Messungen nach [46] wur-

den bei Querschnitten von 20/20 und 30/30 cm maximale Abweichungen der Bewehrungsstäbe von 1,2 cm nach jeder Seite von ihrer Sollage gemessen. Bei den Messungen nach [47] wird erwähnt, daß die Fehler in der Bewehrungslage offensichtlich in ihrer Größe von den Abmessungen der Stütze abhängig sind. Auch hier wurden Abweichungen von 0,3 bis zu 1,6 cm gemessen, wobei die Standardabweichung $\sim 0,5$ cm betrug. Aus diesem Grund wird bei den hier betrachteten Querschnitten die mögliche maximale Abweichung analog (5.4) festgelegt, wobei für \bar{x} der Wert $(d/2 - \bar{u})$ einzusetzen ist (analog in y-Richtung).

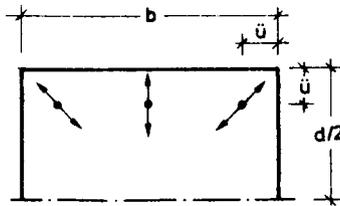


Bild 5.4: Mögliche Verschiebungsrichtung der einzelnen, jedoch in einer Bewehrungslage zusammengefaßten Bewehrungsstäbe

Bild 5.4 gibt die möglichen Bewegungsrichtungen wieder, wobei angenommen wurde, daß sich der Eckstab über die Diagonale bewegt, um so eine Bewegungsrichtung in wärmere oder kältere Zonen des Querschnittes besser simulieren zu können. Mit diesen Grundlagen ergeben sich die maximalen Abweichungen aus der Sollage nach Tabelle 5.2. Diese Werte stimmen gut mit den gemessenen Werten nach [46, 47] überein.

Tabelle 5.2

b/d	Δx
20/20	0,9 cm
30/30	1,28 cm
40/40	1,6 cm

Auch hier wird aus den schon erwähnten Gründen wiederum eine Dreiecksverteilung zur Beschreibung der Bewehrungslagen ange-setzt.

5.5 Temperaturfeld

Wie schon in Abschnitt 5 dargelegt, soll stellvertretend für die Basisvariablen 4 b - f diejenige variiert werden, welche über den gesamten zeitlichen Brandverlauf gesehen, den größten Einfluß zeigt. Zunächst sei jedoch kurz einmal dargestellt, wie sich der berechnete Temperaturverlauf im Querschnitt und in der Bewehrung mit den hier verwendeten Mittelwerten gegenüber einigen gemessenen Werten verhält. Bild 5.5 zeigt dies für einen Querschnitt $b/d = 30/30$.

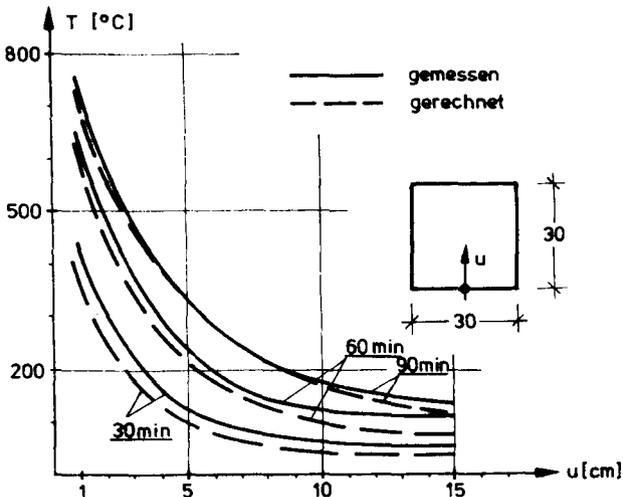


Bild 5.5: Gemessener und gerechneter Temperaturverlauf bei einem Querschnitt 30/30

Dabei ergab sich, daß diese etwas unter den im Versuch gemessenen Werten liegen, jedoch für höhere Branddauern durchaus als gut bezeichnet werden können; denn die gemessenen Werte unterliegen doch noch ziemlichen

Versuchsstreuungen. Auch der in Bild 5.6 dargestellte Temperaturverlauf in der Bewehrung liegt in dem durch die Versuchswerte belegten Bereich.

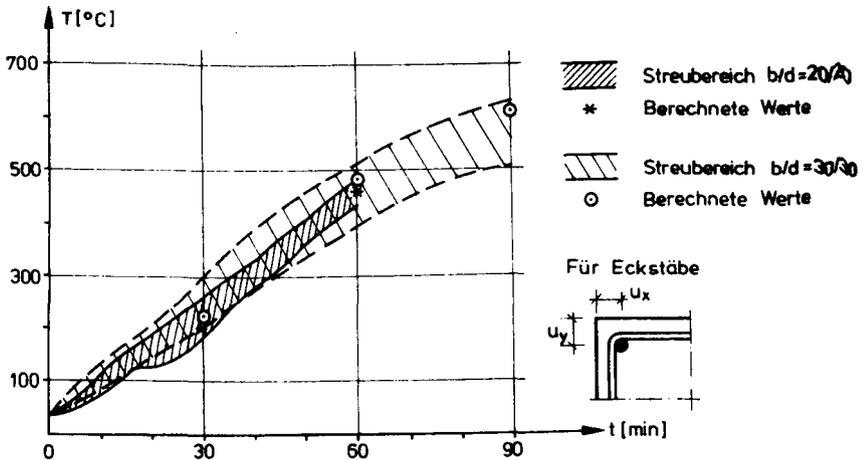


Bild 5.6: Temperaturverlauf in der Bewehrung bei Eckstäben

Die Berechnungen zeigten außerdem, daß für die Längsbewehrungen im mittleren Bereich die Verhältnisse ähnlich gelagert sind.

Bei einer anschließenden Variationsstudie wurden die Mittelwerte jeweils um 10 % variiert, da keine genaueren Versuchsstreuungen vorlagen, und für die Temperaturleitfähigkeit der Verlauf nach Bild 5.7 angesetzt, wobei die oberen und unteren Grenzwerte um die Versuchswerte nach [48] gelegt wurden. Auch hierbei entsprechen die Abweichungen vom Mittelwert im mittleren Temperaturbereich ~ 10 %.

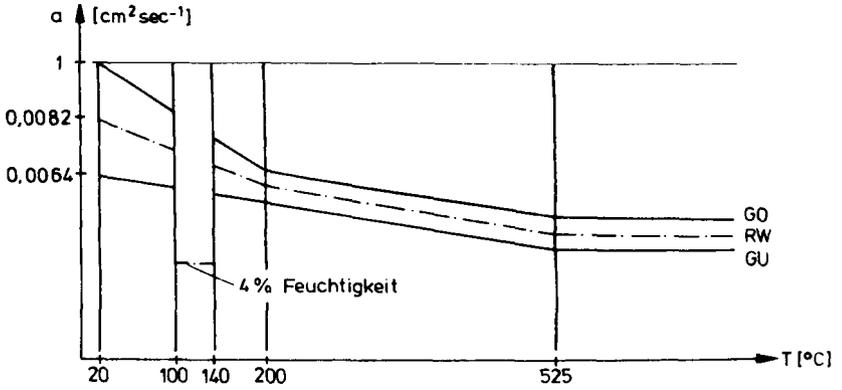


Bild 5.7: Grenzwerte der Temperaturleitfähigkeit

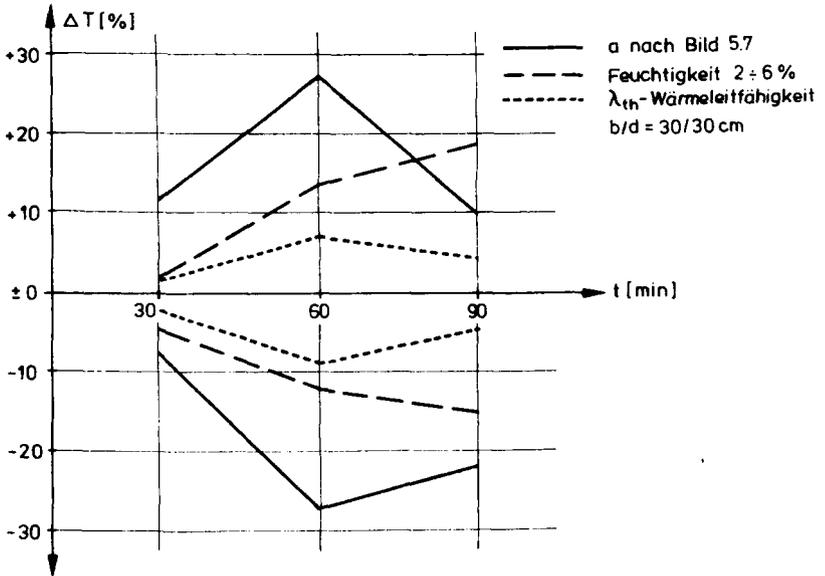


Bild 5.8: Prozentuale Temperaturänderung durch Veränderung der Eingangsdaten in Abhängigkeit von der Branddauer im Kern bei einem Querschnitt $b/d = 30/30 \text{ cm}$

Diese Untersuchungen wurden für die Eckpunkte, mittleren Randpunkte, allgemeinen mittleren Querschnittspunkte bei Querschnitten 20/20 und 30/30 cm und deren Bewehrungen durchgeführt. In Bild 5.8 sind die typischen berechneten Temperaturabweichungen für den noch tragenden Kern dargestellt. Hierbei wurden die Werte für Strahlung und Konvektion der Übersichtlichkeit halber nicht mit dargestellt. Die entsprechenden Werte lagen hier unter 5 %. Im allgemeinen kann gesagt werden, daß der Ansatz der Temperaturleitfähigkeit nach Bild 5.7 den größten Einfluß zeigte (vgl. Bild 5.8), wobei jedoch nicht verschwiegen werden soll, daß der Einfluß der Wärmeleitfähigkeit in den äußersten Randzonen durchaus dem der Temperaturleitfähigkeit gleichkommt (vgl. Bild 5.9). Hier werden außerdem auch die Strahlungs- und Wärmeübergangseinflüsse wesentlich deutlicher, so daß die Entscheidung, den Verlauf der Temperaturleitfähigkeit nach Bild 5.7 anzusetzen, als Kompromiß im Rahmen der Berechnungsmöglichkeiten angesehen werden muß.

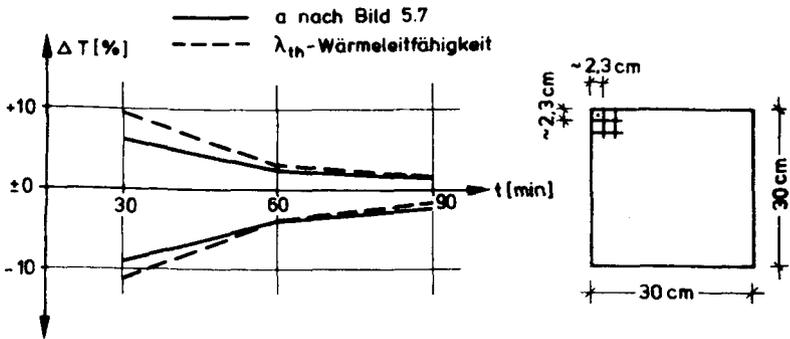


Bild 5.9: Prozentuale Temperaturänderung durch Veränderung der Eingangsdaten in Abhängigkeit von der Branddauer im Eckelement bei einem Querschnitt $b/d = 30/30$ cm

Zwischen den beiden Grenzwerten GO und GU wird die Temperaturleitfähigkeit wiederum als dreiecksförmig verteilt angesehen und rechentechnisch durch die Zahl $Z_2 \{0,1\}$ gesteuert.

5.6 Belastungsmodell

Dem Ansatz der Belastungsverteilung im Gesamtrechnenmodell kommt naturgemäß eine wesentliche Bedeutung zu, nur sind dem Verfasser aus der Literatur keine konkreten Angaben bezüglich eines einheitlichen Verteilungsgesetzes bekannt, welches den instationären und stochastischen Belastungsprozeß vereinfachend - zusammen mit der Verteilung des Eigengewichts der Konstruktion - als stationär mittels einer einzigen Verteilungsannahme beschreibt.

Aus diesem Grund soll versucht werden, den Einfluß der Belastungsverteilung mittels einer ungünstigen und alternativ einer günstigeren Schätzung einzugrenzen, wobei die erste Annahme davon ausgeht, daß es sich um Gebäude mit hohem Eigengewichtsanteil handelt und das Verhältnis vom Eigengewicht (D) zu Verkehrslast (L) 80 % zu 20 % betragen soll, was bei Hallenbauten, Außen- und Eckstützen sehr oft zutreffen dürfte. Da in dem Eigengewichtsanteil erfahrungsgemäß schwer erfaßbare Zuschläge für Einbauten, Fassadenteile etc. enthalten sind, erscheint es angebracht, diesen Eigengewichtsanteil mit einem etwas größeren Variationskoeffizienten in die Rechnung eingehen zu lassen; hier soll v_D zu 18 % abgeschätzt werden. Für die Verkehrslast möge die ungünstige Annahme gelten, daß diese die 10%-Fraktile der Grundgesamtheit darstellt. In der Literatur werden die Variationskoeffizienten v_L der Verkehrslast oft zwischen 0,4 und 0,65 angegeben, so daß hier ein mittlerer Wert von $v_L = 0,52$ gelten soll.

Des weiteren erscheint die Annahme gerechtfertigt, daß beide Anteile annähernd normal verteilt sind. Dann gilt:

$$D = N \left\{ \bar{D}; 0,18 \bar{D} \right\} \quad (5.4)$$

$$L = N \left\{ \frac{L_q}{(1+a \cdot v_L)} ; \frac{v_L \cdot L_q}{(1+a \cdot v_L)} \right\} \quad (5.5)$$

Die gemeinsame Verteilung nach dem Additionssatz für Normalverteilungen hat dann die Form (5.6).

$$P = N \left\{ \bar{D} + \frac{L_q}{(1+a \cdot v_L)} ; \sqrt{(0,18 \cdot \bar{D})^2 + \left(\frac{v_L \cdot L_q}{(1+a \cdot v_L)} \right)^2} \right\} \quad (5.6)$$

Mit 5.7 und 5.8

$$\bar{D} = 0,8 \cdot N_{DIN} \quad (5.7)$$

$$L_q = 0,2 \cdot N_{DIN} \quad (5.8)$$

sowie $a = 1,28$ lassen sich aus 5.6 der Mittelwert

$$\bar{P} = 0,92 P_{DIN} \quad (5.9)$$

und die Standardabweichung

$$\sigma_P = 0,158 P_{DIN} \quad (5.10)$$

der Belastungsverteilung ableiten.

Diese Annahmen stellen - wie schon gesagt - eine ungünstige Schätzung dar, welche jedoch durchaus in dem Bereich der bisherigen Erfahrungen liegt und mit der vorerst weiter gerechnet werden soll, um auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse zu bekommen.

Um auch die Auswirkungen einer günstigeren Annahme auf die β -Werte erfassen zu können, wird eine zweite Abschätzung vorgenommen. Dieser liegt die Annahme zugrunde, daß sich das Verhältnis Verkehrslast zu Eigengewicht nun wie 70 % zu 30 % verhält, wobei v_D diesmal nur 0,1 betragen soll.

Aus Lastmessungen (vgl. auch [49]) ist bekannt, daß sich die Nutzlast i. allg. aus einem quasi ständig vorhandenen An-

teil sowie einem kurzfristig auftretenden Anteil aus Betriebszuständen etc. zusammensetzt. Für eine probabilistische Bemessung ist im Normalfall nun nicht dieser ständig vorhandene Lastanteil maßgebend, sondern die Verteilung der in einem Bezugszeitraum von $T = 1$ oder 50 Jahren auftretenden Belastungsmaxima. Diese Betrachtungsweise ist jedoch wiederum von Gebäude- und Einzugsflächen abhängig, d. h., bei Gebäuden mit häufig wechselnden Lasten ergibt sich ein anderes Bild in bezug auf die Verteilung der Extremwerte als bei solchen mit nicht zu häufig wechselnden Belastungen, wobei die Festlegung, was als Extremwert zu betrachten ist, wiederum eine deterministische Annahme darstellt. In [49] wird gezeigt, daß sich die Verteilung der jährlichen Extremwerte nahezu mit der jeweils gemessenen Grundverteilung deckt. Erst bei einem Zeitraum von $T = 50$ Jahren wird eine Extremal-Typ-I-Verteilung zur Beschreibung der auftretenden Maxima herangezogen. Hierbei zeigt sich wiederum, daß die Standardabweichungen der jährlichen und der 50jährigen Extremwerte dicht beieinander liegen, die Mittelwerte jedoch größere Unterschiede aufweisen.

Hier erhebt sich nun die Frage, ob es gerechtfertigt erscheint, für den "Lastfall Brandeinwirkung" die Mittelwerte der 50jährigen Extremalverteilung oder nur den quasi stationären Belastungsanteil zugrunde zu legen. Da sich solch eine Nutzlast jedoch aus verschiedenen Nutzlastanteilen zusammensetzt, erscheint es gerechtfertigt, diesen Anteil als quasi-stationär und normalverteilt zu behandeln.

Zur Ableitung dieser Werte wurden die in [50, 51, 52] angegebenen Messungen herangezogen, welche in Büro- und Wohngebäuden sowie in Parkhäusern vorgenommen wurden. Nach diesen Messungen ergeben sich für mittlere Lasteinzugsflächen die in Tabelle 5.3 genannten Werte:

Tabelle 5.3

	[kN/m ²]		q _{DIN} [kN/m ²]
a) Wohnungen: *)	$\bar{q}_{\max} = 0,680$	$v_q = 0,460$	$= 1,5$
b) Bürogebäude:	$= 0,522$	$v_q = 0,370$	$= 2,0$
c) Parkhäuser:	a) $= 1,658$	$v_q = 0,049$	$= 3,5$
	b) $= 1,938$	$v_q = 0,047$	$= 3,5$

*) Mittelwert aus vier Meßgruppen

Werden die Werte der Tabelle 5.3 entsprechend der Anzahl der vorgenommenen Einzelmessungen gewichtet, erhält man für den Fraktilewert von q_{DIN} den Fraktilefaktor a zu ~ 3,1 und v_L zu ~ 0,44, wobei die Werte c), die sehr spezielle Messungen darstellen, nicht mit berücksichtigt wurden. Die gemeinsame Verteilung ergibt sich dann nach (5.6) zu:

$$P = N \left\{ 0,7 N_{DIN} + \frac{0,3 \cdot N_{DIN}}{(1+0,44 \cdot 3,1)} ; \sqrt{(0,1 \cdot 0,7 \cdot N_{DIN})^2 + \frac{(0,44 \cdot 0,3 \cdot N_{DIN})^2}{(1+0,44 \cdot 3,1)^2}} \right\} \quad (5.11)$$

Daraus folgt

$$\bar{P} \cong 0,83 P_{DIN} \quad (5.12)$$

und $\sigma_P \cong 0,09 P_{DIN} \quad (5.13)$

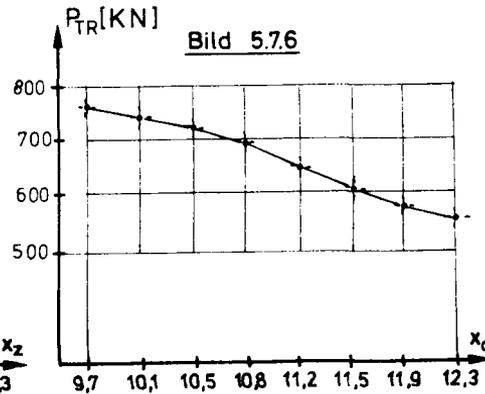
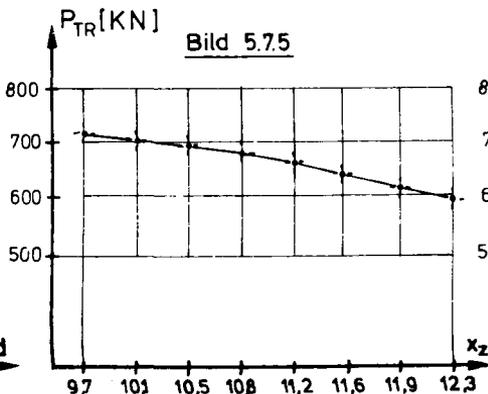
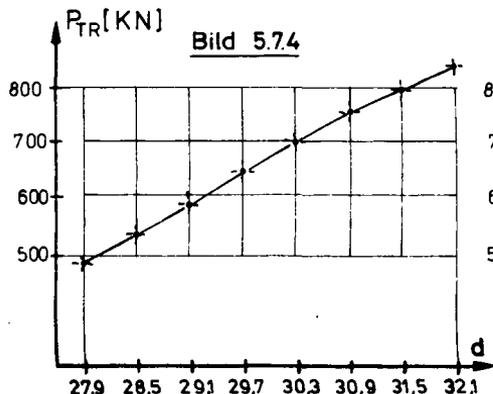
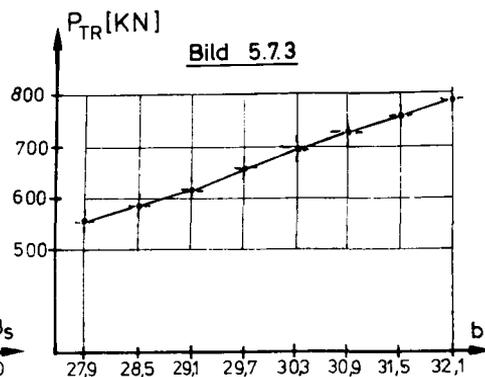
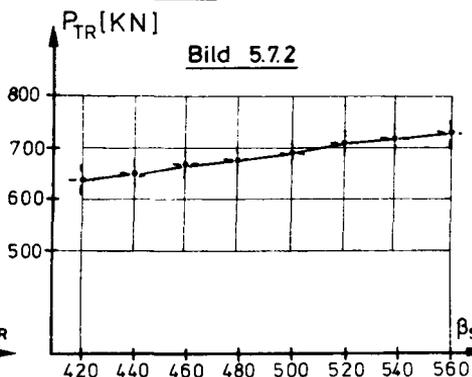
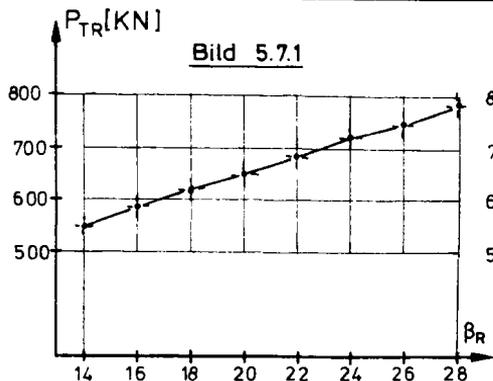
Im Gegensatz zu (5.9) und (5.10) stellt die durch (5.12) und (5.13) charakterisierte Verteilung eine günstigere Annahme dar. Der Einfluß dieser geänderten Belastungsverteilung auf den die operative Versagenswahrscheinlichkeit repräsentierenden β -Wert wird in Abschnitt 6.7 aufgezeigt.

5.7 Linearitätskontrolle

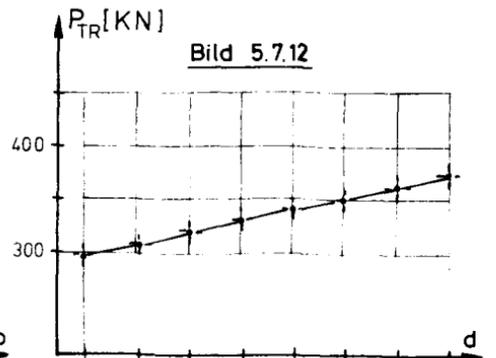
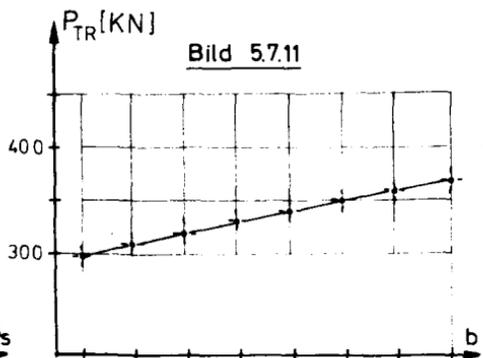
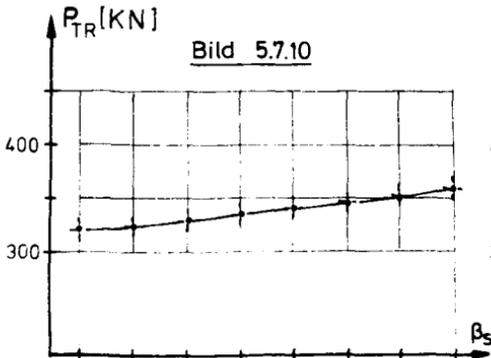
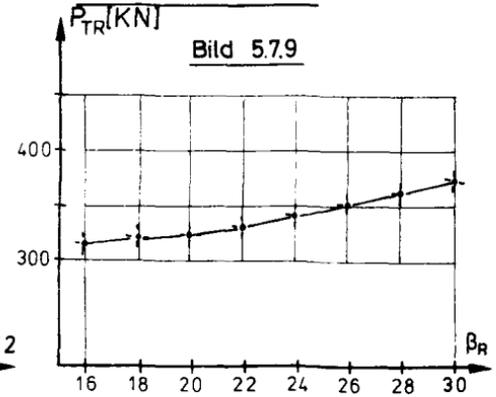
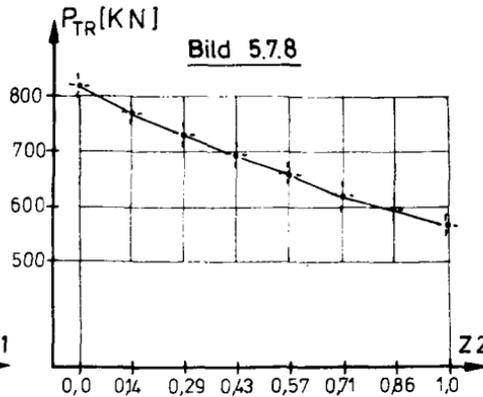
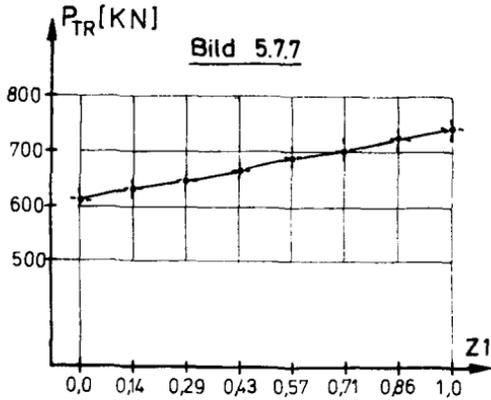
Das im Abschnitt 2.4.2 beschriebene Verfahren, bei welchem anstelle der nicht genau bekannten Verteilungen der Basisvariablen nur deren erste und zweite Momente berücksichtigt werden, die jedoch genauer bestimm- oder abschätzbar sind, entwickelt die allgemeine Grenzzustandsfläche am aktuellen Bemessungspunkt in eine Hyperebene, d. h. die Funktion wird linearisiert. Die mit diesem Verfahren erzielbaren Ergebnisse werden nun anschaulich immer besser, je genauer sich die Funktionen der Basisvariablen um den Mittelwert durch eine Gerade beschreiben lassen. Aus diesem Grund wurden die Tragfähigkeiten der Versuchsstützen 75 - 1/1 und 75 - 5/2 (vgl. Tabelle 4.4) in den in Betracht kommenden Bereichen um 2 - 3 Standardabweichungen um den Mittelwert bzw. bei Dreiecksverteilungen über den gesamten definierten Bereich variiert. Die Ergebnisse dieser Prüfung sind in den Bildern 5.7.1 bis 5.7.16 dargestellt.

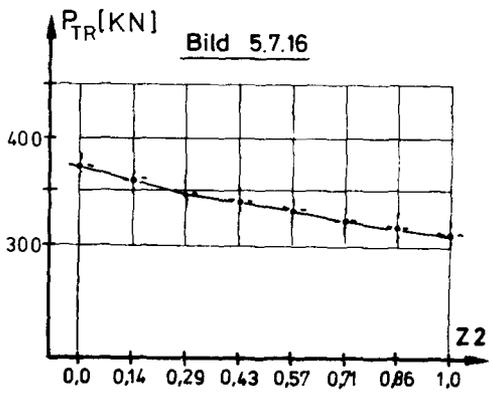
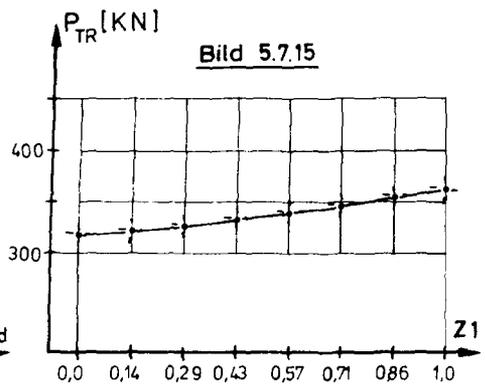
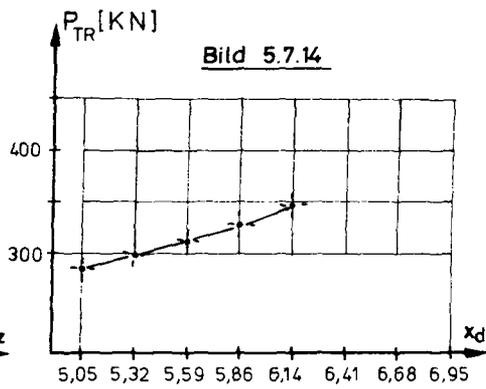
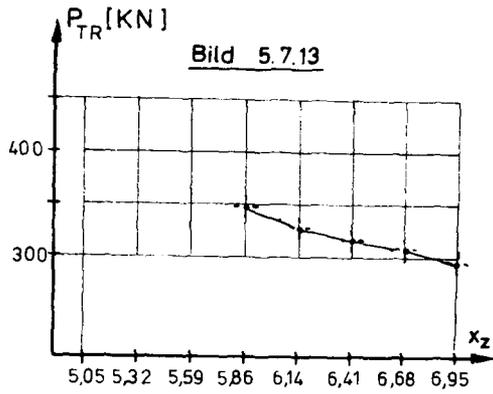
Hierbei zeigt es sich, daß die Kurven innerhalb des betrachteten Bereiches einen nahezu linearen Verlauf aufweisen. Bei den Bildern 5.7.15 und 5.7.16 konnte der gesamte Bereich nicht erfaßt werden, da bedingt durch die starke Exzentrizität der Bewehrungslage und der damit verbundenen, stark unterschiedlichen thermischen Dehnung bei einem Querschnitt von 20/20 cm und der kleinen Exzentrizität e_o noch eine positive Kopfkrümmung κ_o^I auftritt, welche von dem Verfahren nach (4.29) wegen der speziell gewählten Definition von (4.24) nicht verarbeitet werden kann. Da hiervon jedoch der Bereich erhöhter Traglast betroffen ist, welcher von dem Verfahren aber nicht angesteuert wird, ist dies nicht von Belang.

LINEARITÄTSPRÜFUNG STÜTZE 75-1/1



LINEARITÄTSPRÜFUNG
STÜTZE 75 - 5/2





5.8 Numerische Einflüsse und Konvergenzverhalten

Die Ableitungen $\frac{\partial G}{\partial x_i} |_{\underline{x}^*}$ nach 2.4.25 müssen, da kein formelmäßiger Zusammenhang gegeben ist, numerisch gebildet werden. Bedingt durch die Diskretisierung des Querschnittes - bei Querschnitten $b/h = 20/20; 30/30; 40/40$ wurde einheitlich eine Diskretisierung von $n \times m = 11 \times 11; 13 \times 13$ und 15×15 Elementen gewählt - können sich Unstetigkeiten in der Traglastfunktion ergeben. Weitere Unstetigkeiten werden durch die Bildung des Grenzmomentes und die Berechnung der Traglast in die Ermittlung der numerischen Ableitungen getragen. Deshalb wurde es notwendig, den Wert Δx bei der Bildung der Ableitungen ausreichend groß zu halten, um numerische Instabilitäten dieser Art weitgehend aus der Rechnung zu eliminieren. Dabei hat es sich herausgestellt, daß ein Δx_i nach Gl. (5.8.1)

$$\Delta x_i = 0,01 \cdot x_i \quad (5.8.1)$$

gewählt werden muß, damit diese Bedingung erfüllt ist. Auch bei der Bildung der numerischen Ableitung $\Delta G/\Delta \beta$ ist die Variation $\Delta \beta$ in der Größe $\Delta \beta = 0,01 \cdot \beta$ zu wählen.

Bedingt durch die relative Rauigkeit der gebildeten Ableitungen wäre nun auch ein sehr schlechtes Konvergenzverhalten des Verfahrens zu erwarten. Es hat sich jedoch gezeigt, daß bei der Berechnung der β -Werte nach Abschnitt 2.4.2 sich bei schlanken Stützen schon relativ schnell - 6 bis 8 Iterationsschritte - eine Konvergenz des Verfahrens einstellt, wobei als Konvergenzkriterium gilt:

$$|\Delta \beta| = |\beta^i - \beta^{i+1}| < 5 \cdot 10^{-3} \quad (5.8.2)$$

$$\text{und } |\Delta \alpha| = \sum_{j=1}^n (\alpha_j - \alpha_j^{i+1}) < \sqrt{n} \cdot 1 \cdot 10^{-2} \quad (5.8.3)$$

$$\text{und } |\Delta G| = G(\underline{x}_{i+1})/G(\underline{x}_0) < 1 \cdot 10^{-3} \quad (5.8.4)$$

Bei gedrungeneren Stützen ist das Konvergenzverhalten nicht so gut, da sich hier oft nach 4 - 5 Iterationsschritten ein oszillierendes Verhalten zeigt, d. h. das Verfahren oszilliert mit fortschreitender Berechnung - bedingt durch die Rauigkeit der Ableitungen - um einen Mittelwert. Aber auch hier kann die Rechnung nach max. 13 Schritten abgebrochen werden, da sich die Werte so stabilisiert haben, daß im Grunde genommen von einer "Konvergenz" gesprochen werden kann. Dieses könnte durch noch großzügigere Schranken von (5.8.2) bis (5.8.4) vermieden werden, da jedoch oft nur ein Parameter solch ein Verhalten zeigt, wurde dies aber im Genauigkeitsinteresse nicht vorgenommen, da so der oszillierende Parameter besser erkannt und bei der Auswertung entsprechend berücksichtigt werden kann.

5.9 Versagenskriterien und deren Beurteilung

Für den in Abb. 3.1 dargestellten Standardstab kommen nur zwei Versagensarten in Betracht:

- a) Versagen durch Erreichen eines Grenzzustandes,
- b) Stabilitätsversagen infolge Steifigkeitsverlust.

Reines Stabilitätsversagen mit Gleichgewichtsverzweigung stellt einen "idealen" Fall dar, welcher im Rahmen dieser Untersuchungen nicht von Belang ist. Beim Fall a wird der Grenzzustand im allgemeinen durch Erschöpfung der Tragfähigkeit der Betondruckzone erreicht, da die einschränkende Bedingung der Einhaltung von Grenzdehnungen des Stahles hier aufgehoben bzw. die nun maximal zulässigen Stahldehnungen nicht erreicht werden. Aus diesem Grund kann die Abschätzung nach [53], die

$$1 - \chi_n^2(\beta^2) \geq P_f \geq 1 - \Phi(\beta) \quad (5.9.1)$$

$$\beta = \min \beta$$

vorgenommen werden muß, wenn mehrere Versagensfunktionen den Grenzzustand im gleichen Definitionsbereich beschreiben, entfallen. Dies gilt analog auch für den Fall b.

6 Auswertung zur Beschreibung der Variableneinflüsse

Mit den in den vorhergehenden Abschnitten aufgezeigten Berechnungsgrundlagen wird im folgenden Abschnitt eine Auswertungsberechnung durchgeführt, welcher die Überlegung zugrunde lag, die Parameter derart zu wählen, daß jeweils an den durch die Bemessungsvorschriften der DIN 1045 [54] gesetzten Bereichsgrenzen der einzelnen Berechnungsverfahren ein Vergleichswert zur Verfügung stand. Außerdem wurden vorerst die nach DIN 4102 wohl relevantesten Anforderungszeiten von 60 und 90 min Branddauer herausgegriffen. Damit ergaben sich bei Berücksichtigung der Betone B 25 und B 35, eines niedrigen Bewehrungsverhältnisses $ges \mu = 2 \%$ und eines höheren von $ges \mu = 4 \%$ sowie der Querschnittsabmessungen $b/d = 30/30$ und $40/40$ cm mit den jeweiligen Ausmitten $e/d = 0,1; 0,2$ und $0,3$ die in der Tabelle 6.1 dargestellten und untersuchten Parameterkombinationen.

Hierbei muß bemerkt werden, daß bei Querschnitten von $b/d = 30/30$ der Bereich von $\lambda = 44$ bis $\lambda = 67$ und bei Querschnitten von $b/d = 20/20$ der Bereich von $\lambda = 65$ bis $\lambda = 83$ durch Versuche und Vergleichsrechnungen nach Abschnitt 4.3.4 abgesichert ist. Somit stellt der Parameter $\lambda = 20$ und 95 bei Querschnitten $30/30$ und die Berücksichtigung von Abmessungen $b/d = 40/40$ eine vorsichtige Extrapolation aus dem durch Versuchswerte gesicherten Bereich dar.

Tabelle 6.1 Untersuchte Parameterkombinationen

Beton	B 25						B 35					
	2 %			4 %			2 %			4 %		
ges $\mu =$	0,1	0,2	0,3	0,1	0,2	0,3	0,1	0,2	0,3	0,1	0,2	0,3
e/d	0,1	0,2	0,3	0,1	0,2	0,3	0,1	0,2	0,3	0,1	0,2	0,3
λ	= 20, 45, 70 und 95 für jedes e/d											

Die Tabelle 6.1 gilt für Querschnittsabmessungen von $b/d = 30/30$ cm. Für die vorgenannten Querschnitte $40/40$ cm wurde

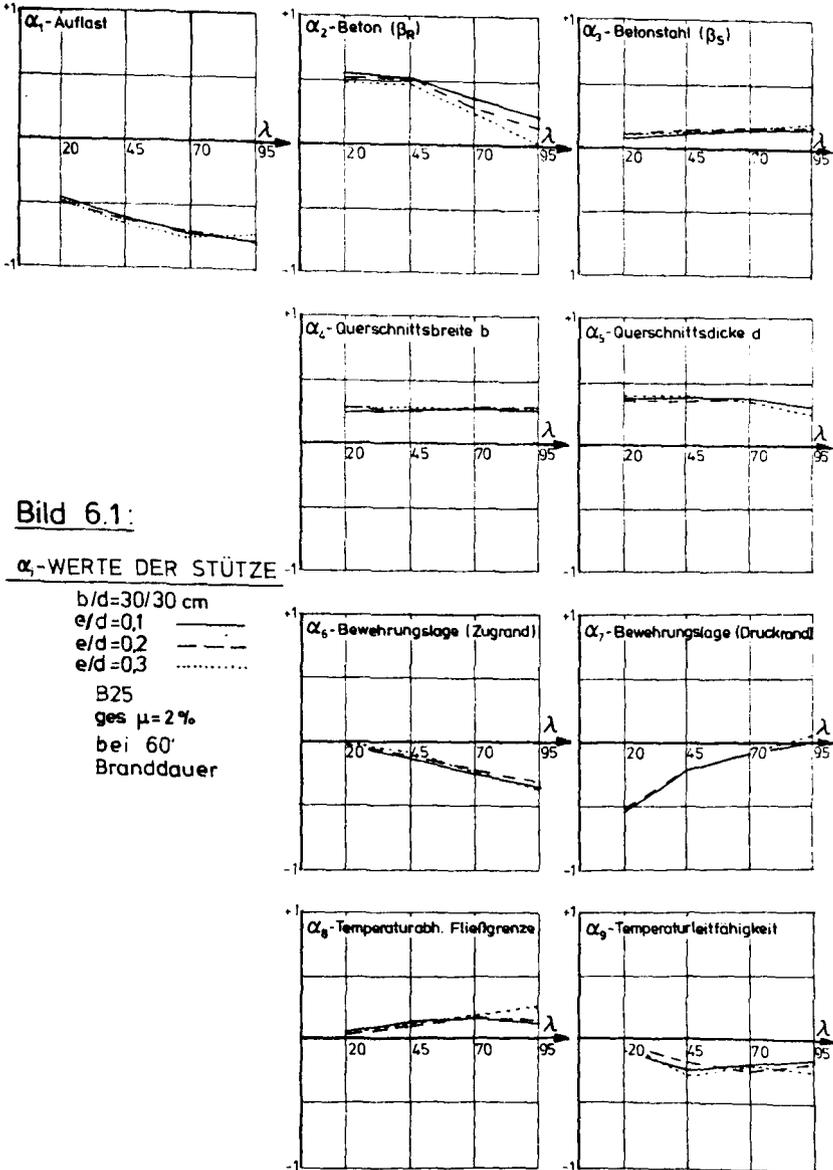
nur das Bewehrungsverhältnis $\mu = 2 \%$ analog Tabelle 6.1 untersucht, da die vorausgehenden Berechnungen ergaben, daß für die Verhältnisse bei $\mu = 4 \%$ keine wesentlich anders gedeuteten Ergebnisse zu erwarten sind (vgl. hierzu auch 6.2).

Die den Untersuchungen zugrunde liegenden Gebrauchslasten wurden entsprechend den derzeitigen Vorschriften und mit Hilfe der z. Z. allgemein angewendeten Bemessungshilfen nach [32] durch Rückrechnung aus den gegebenen Parametern gewonnen. Es wurde absichtlich keine numerisch strenge Berechnung mit den Grundlagen nach DIN 1045 durchgeführt, um so einen möglichst guten Bezug zu den praktisch auftretenden Bemessungsaufgaben zu behalten. Die entsprechenden Werte sind in den Tabellen 1, 2 und 3 des Anhangs zusammengestellt; die berechneten Bruchzeitpunkte wurden in den Bildern A 1 und A 2 des Anhangs dargestellt.

6.1 Darstellung der α_1 -Werte bei 60 min ($b/d = 30/30$)

Die nach Gl. 2.4.25 berechneten α_1 -Werte sollen hier nicht als Linearfaktoren, d. h. durch die Linearisierung der Bemessungsgleichung entstandene Faktoren, verstanden werden, sondern stellen hier die Gewichte der einzelnen Einflußgrößen oder die Empfindlichkeit des Systems gegen die Variation einer dieser Parameter dar. Damit lassen sich - wie auf den Abbildungen 6.1 und 6.2 für eine Stütze mit B 25 und ges $\mu = 2 \%$ und 4 % und 6.3 sowie 6.4 für B 35 und ges $\mu = 2 \%$ und 4 % dargestellt - die Unterschiede im Einflußverhalten in Abhängigkeit von der Schlankheit λ aufzeigen.

Zunächst sei erst einmal erwähnt, daß die Abhängigkeit dieser Werte von der Ausmitte e/d gering oder kaum ausgeprägt ist, da alle Kurven den prinzipiell gleichen Verlauf aufweisen und die einzelnen Punkte sich auch größenordnungsmäßig kaum - von einigen Ausnahmen abgesehen - unterscheiden. Damit kann bei der Beschreibung der Kurvenverläufe dieser Parameter vorerst unberücksichtigt bleiben.



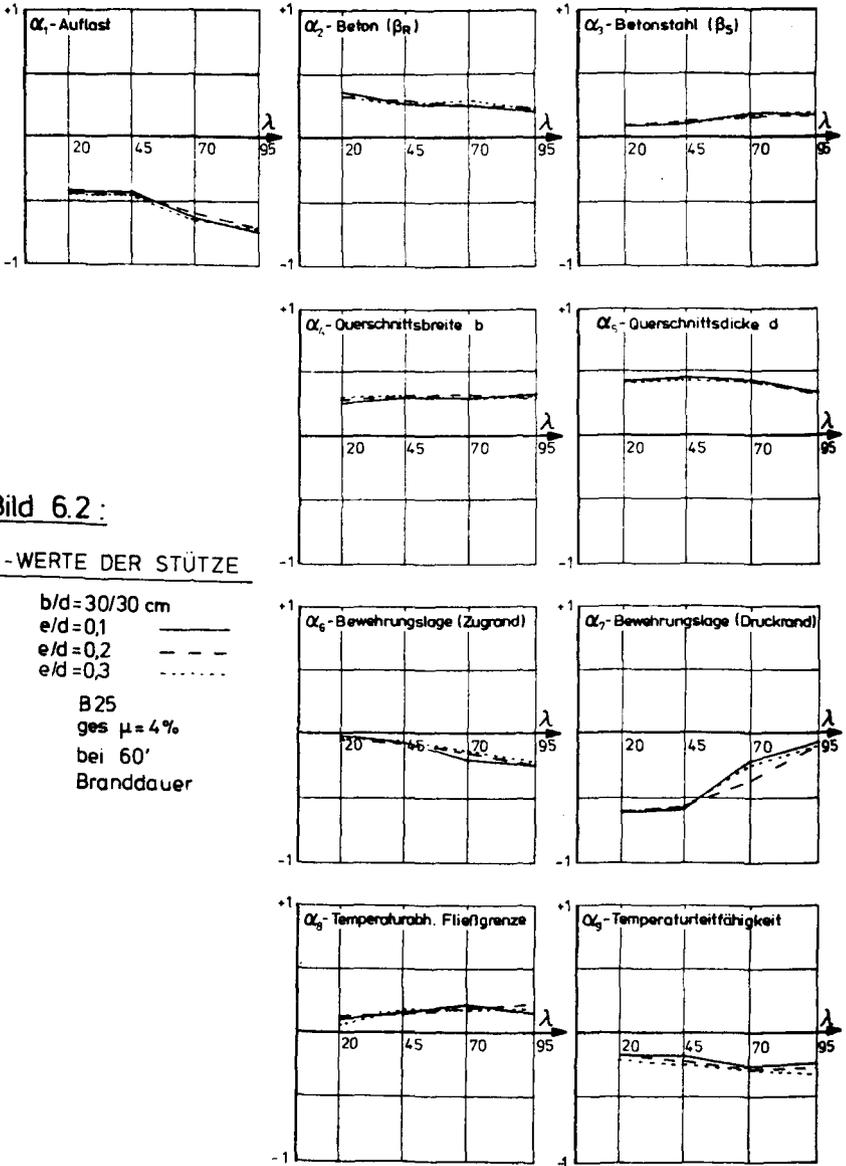


Bild 6.2 :

α -WERTE DER STÜTZE

$b/d = 30/30$ cm
 $e/d = 0,1$ ———
 $e/d = 0,2$ - - -
 $e/d = 0,3$ ·····

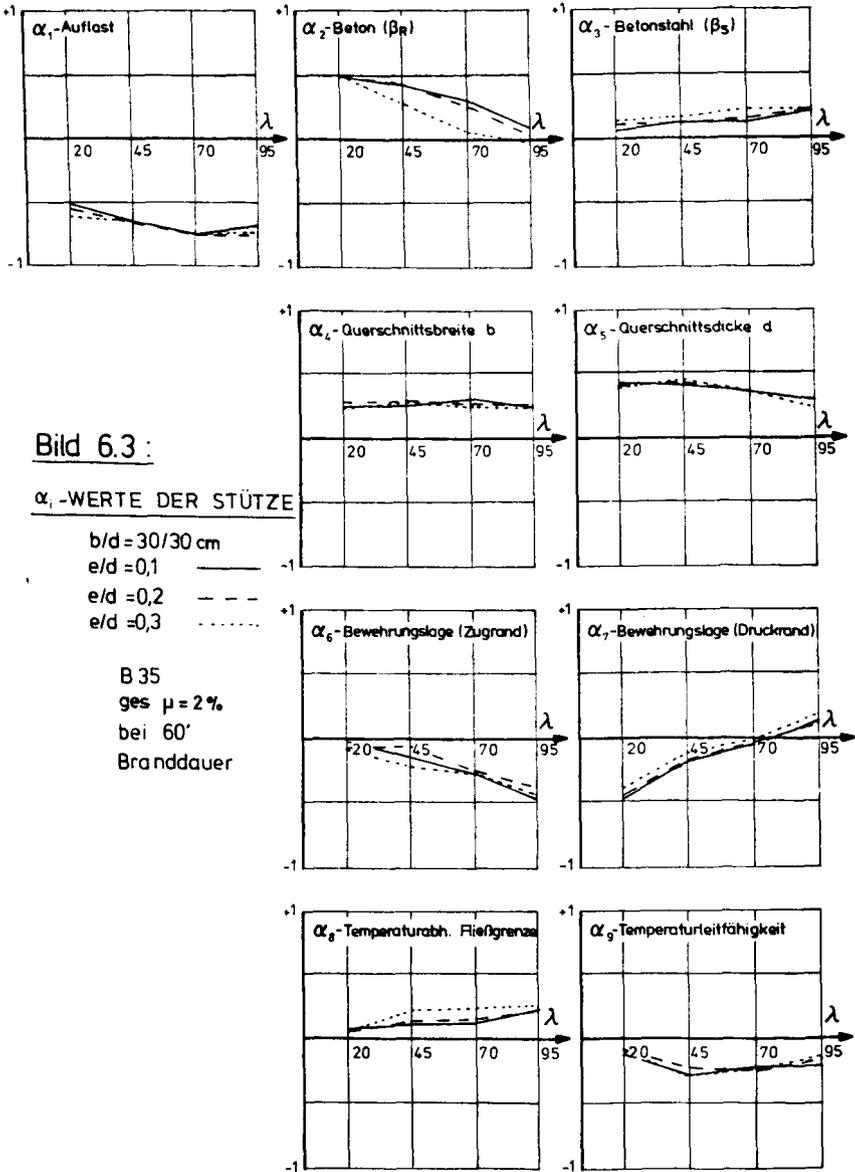
B25
 ges $\mu = 4\%$
 bei 60'
 Branddauer

Bei den Werten α_1 fällt zunächst - wie auch wohl nicht anders zu erwarten - der relativ hohe Betrag von $\alpha_1 \approx 0,46$ bis $0,7$ auf. Diese Werte stiegen mit zunehmender Schlankheit stetig an, wobei jedoch bei einem Bewehrungsverhältnis von 4% die Werte für $\lambda = 20 - 45$ unter denen von $\mu = 2 \%$ liegen und auch konstant verlaufen; erst bei $\lambda = 70$ wird wieder die gleiche Größenordnung wie bei $\mu = 2 \%$ erreicht. Dieser Verlauf zeigt sich sowohl bei den Stützen mit B 25 als auch bei denen mit B 35.

Für den Einfluß der Betondruckfestigkeit zeigen sich jedoch anders gelagerte Verhältnisse, d. h. ein deutliches Abnehmen des α_2 -Wertes mit zunehmender Schlankheit und des damit verbundenen Anwachsens des Biegungsanteiles an der Gesamttraglast. Während bei Schlankheiten von $\lambda = 20 - 45$ dieser Wert eine Größenordnung von $\sim 0,5$ erreicht, fällt er bei $\lambda = 95$ jedoch auf $\sim 0,1$ ab, ja kann bei Ausmitten $e/d = 0,3$ sogar den Wert 0 erreichen. Wird jedoch das Bewehrungsverhältnis μ gesteigert, ergibt sich ein wesentlich anderes Bild (vgl. Abb. 6.2 und 6.4 für α_2). Bedingt durch das höhere Bewehrungsverhältnis in der Druckzone fallen die α_2 -Werte auf $\sim 0,3$ ab, um sich dann mit steigender Schlankheit stetig fallend wiederum den Werten des niedrigeren Bewehrungsverhältnisses anzunähern. Hierbei zeigt α_2 auch bei größeren Schlankheiten noch eine Abhängigkeit von e/d , da - wie auf Bild 6.1 besonders gut zu erkennen - die Werte mit $e/d = 0,1$ deutlich über denen mit $e/d = 0,3$ liegen.

Ein fast einheitliches Bild findet man für alle Bereiche bei dem die Stahlstreckgrenze repräsentierenden Parameter α_3 . Hier zeigt sich - ausgehend von einem Wert $\alpha_3 \approx 0,1$ bei $\lambda = 20$ - ein geringer und stetiger Anstieg auf $\alpha_3 \approx 0,2$ bei $\lambda = 95$. Auch dies läßt sich wiederum mit dem schlankheitsbedingten erhöhten Biegungsanteil an der Gesamttraglast erklären.

Während sich bei den vorausgehenden α -Werten jeweils eine deutliche Abhängigkeit von einem Stützenparameter zeigte, läßt sich dies für die Größen α_4 und α_5 nicht so generell



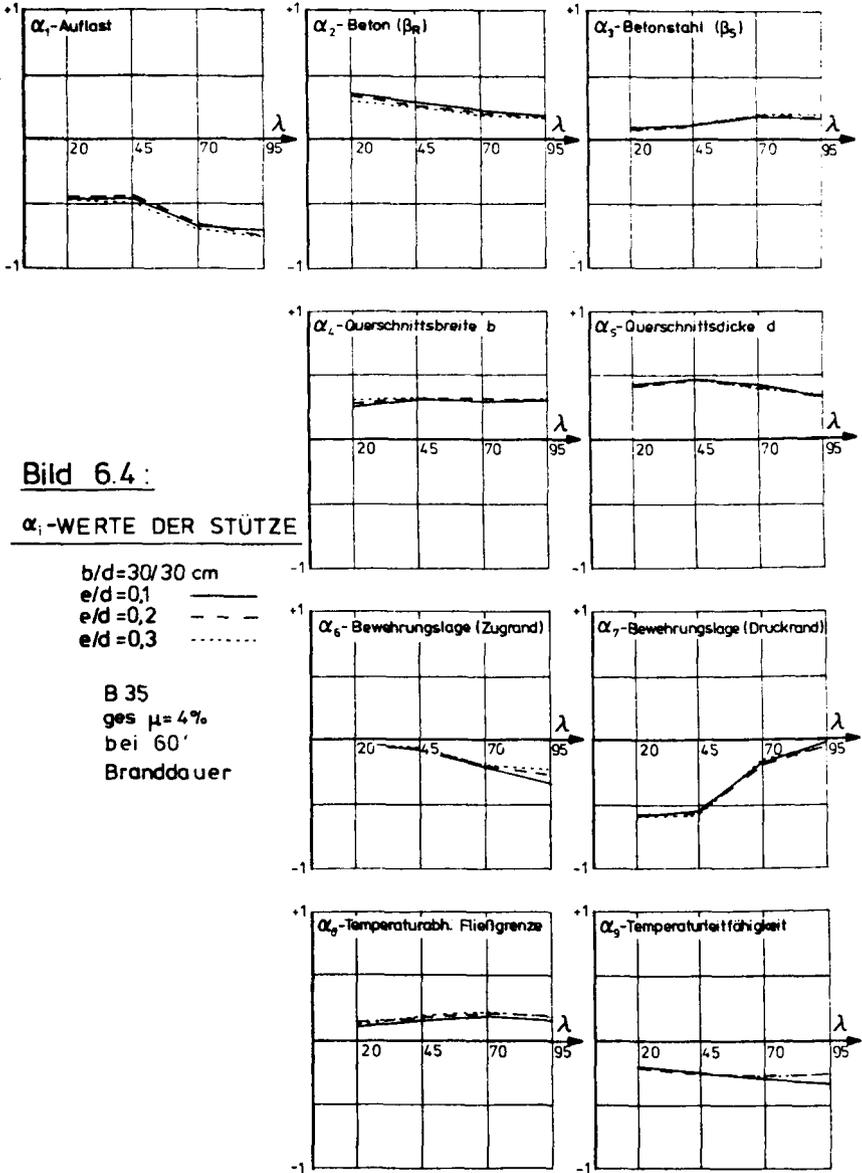


Bild 6.4 :

α_i-WERTE DER STÜTZE

b/d=30/30 cm

e/d=0,1

e/d=0,2

e/d=0,3

B 35

ges μ= 4%

bei 60'

Branddauer

feststellen. Diese Werte verlaufen über den gesamten Bereich nahezu konstant, wobei die α_5 -Werte der Querschnittsdicke mit $\sim 0,4$ etwas über den α_4 -Werten der Querschnittsbreite mit $\sim 0,3$ liegen, was auch anschaulich dem Einflußverhalten dieser Parameter entspricht. Erwähnt werden soll aber auch der leichte Abfall von α_5 im Bereich höherer Schlankheiten, der sich wohl nur durch den dominierenden Einfluß der Auflast und des α_6 -Wertes der Zugbewehrung bei diesen λ -Werten erklären läßt.

Besonders interessant, was den Verlauf und das Verhalten betrifft, sind die Kurven der α_6 -Werte der Lage der Bewehrung am Zugrand und die α_7 -Werte der des Druckrandes. Hier zeigt sich wiederum bei allen Abbildungen eine besonders ausgeprägte Schlankheitsabhängigkeit, welche sich bei den α_6 -Werten durch einen fast linearen Anstieg von $\alpha_6 = 0$ bei $\lambda = 20$ bis $\alpha_6 = 0,35$ bei $\lambda = 95$ äußert; dabei liegen die α_6 -Werte mit $\mu = 2 \%$ geringfügig unter denen mit $\mu = 4 \%$. Entgegengesetzt dazu fallen die α_7 -Werte der Lage der Bewehrung des Druckrandes mit zunehmender Schlankheit von $\alpha_7 \sim 0,5$ bei $\lambda = 20$ auf $\alpha_7 \sim 0$ bei $\lambda = 95$ stark ab, ja können zum Teil sogar geringe negative Werte erreichen, was bedeutet, daß zur Verminderung der Traglast die Bewehrungslage nicht mehr nach außen, d. h. in wärmere Querschnittszonen, sondern weiter in das Querschnittsinnere verlegt wird. Bei Bewehrungsverhältnissen von $\mu = 4 \%$ fällt weiterhin der nahezu konstante Verlauf von $\alpha_7 \sim 0,6$ im Bereich geringerer Schlankheiten auf ($\lambda = 20 - 45$), welcher deutlich über dem von $\mu = 2 \%$ liegt. Dieser große Wert zeigt besonders deutlich den Einfluß der Lage der Druckbewehrung auf das Tragverhalten einer derartigen Stütze in diesem Bereich und damit die Notwendigkeit einer möglichst genauen Bauausführung in Praxis und Versuch bei der Lage der Druckbewehrung für Stützen geringerer Schlankheiten, während dies bei größeren Schlankheiten für die Lage der Zugbewehrung zutrifft.

Von der gleichen Größenordnung wie der Wert α_3 der Stahlstreckgrenze ist auch der Wert α_8 für die Veränderung der temperaturabhängigen Stahlstreckgrenze. Dieser steigt, wie

auf den Abbildungen 6.1 bis 6.3 zu erkennen, von $\alpha_8 \sim 0,1$ bis $\alpha_8 \sim 0,2$ bei $\lambda = 95$ an, was wiederum den etwas erhöhten Einfluß der Stahlparameter bei größeren Schlankheiten verdeutlicht.

Auch für den Verlauf der α_9 -Werte der Temperaturleitfähigkeit des Betons ergibt sich - wie bei den Werten α_4 und α_5 - keine signifikante Abhängigkeit von der Stützengeometrie. Die hier ermittelten Werte liegen im Bereich von $\alpha_9 \sim 0,15 - 0,25$ mit der Tendenz, bei steigender Stützenschlankheit ebenfalls anzusteigen bzw. im Bereich $\lambda = 20 - 45$ etwas zuzunehmen, um dann konstant zu bleiben. Eigentlich hätte man an dieser Stelle eine stärkere Abhängigkeit erwartet; es muß jedoch gesagt werden, daß die Brandraumtemperatur nach ETK und die Wärmeübergangsbedingungen vorerst als deterministische Werte angesetzt wurden, da der Schwerpunkt der Untersuchungen auf den stützenspezifischen Parametern liegt.

6.2 Darstellung der α_1 -Werte bei 60 min ($b/d = 40/40$)

Vergleichend zu den in den Abbildungen 6.1 - 6.4 dargestellten α_1 -Werten wurden diese auch für Stützen mit einem Querschnitt $b/d = 40/40$ und B 25 sowie B 35 ermittelt. Da es sich - wie im folgenden kurz beschrieben - gezeigt hat, daß sich keine wesentlichen Abweichungen von den Ergebnissen der Querschnitte $b/d = 30/30$ ergaben, wurde auf eine nochmalige Untersuchung mit $\mu = 4 \%$ verzichtet. Auch bei den in den Abbildungen 6.5 und 6.6 aufgetragenen α_1 -Werten zeigt sich beim Wert α_1 für B 25 ein konstanter Anstieg von $\sim 0,45$ auf $\sim 0,6$, während für B 35 im Bereich von $\lambda = 20 - 45$ zunächst ein konstanter Verlauf von $\alpha_1 \sim 0,5$ zu verzeichnen ist, der dann bei $\lambda = 70 - 95$ auf $\sim 0,7$ ansteigt. Desgleichen fallen die α_2 -Werte kontinuierlich über den gesamten λ -Bereich von $\alpha_2 \sim 0,5$ auf $\alpha_2 \sim 0,1$ ab, während bei den α_3 -Werten der Stahlstreckgrenze ein kontinuierlicher Anstieg von $\alpha_3 \sim 0,1$ auf $\alpha_3 \sim 0,2$ erfolgt. Als näherungsweise konstant kann der Verlauf der α_4 - und α_5 -Werte angesehen werden, wobei die α_5 -Werte der Querschnittshöhe wieder dominieren.

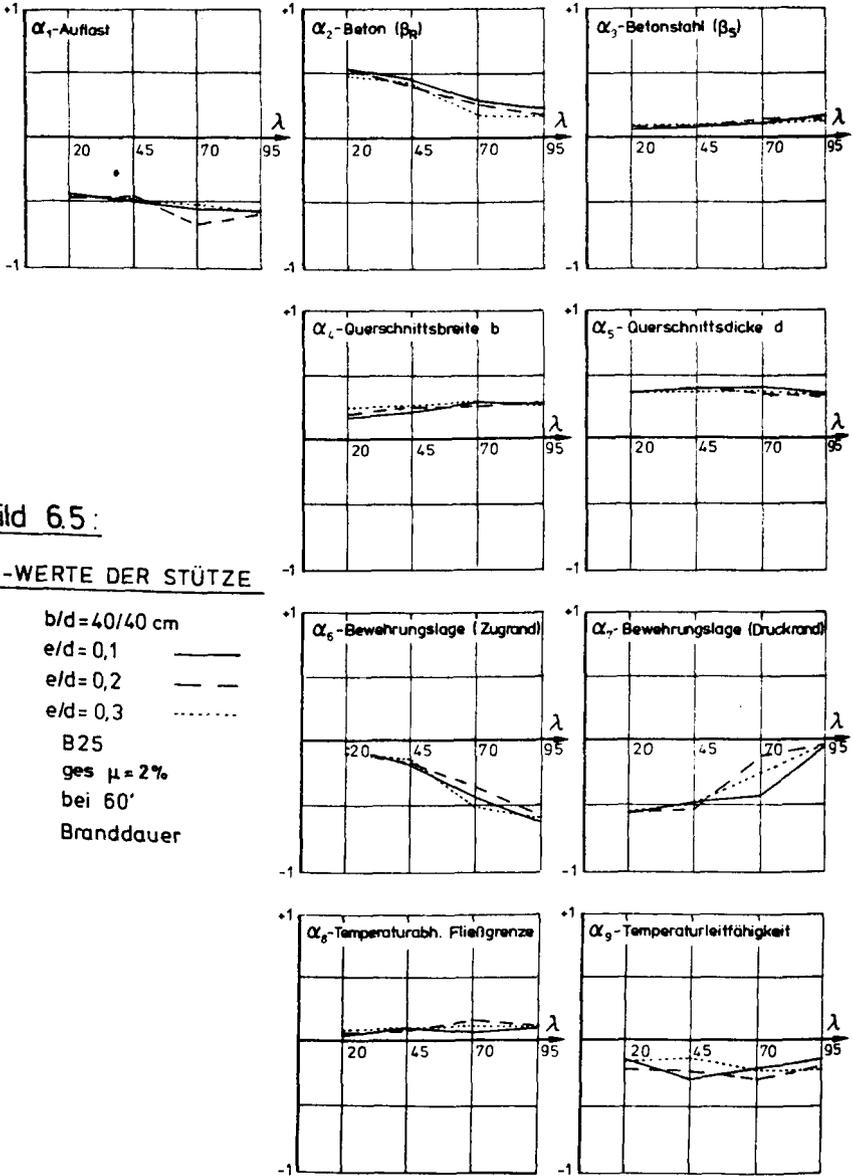


Bild 6.5:

α_i -WERTE DER STÜTZE

b/d = 40/40 cm

e/d = 0,1

e/d = 0,2

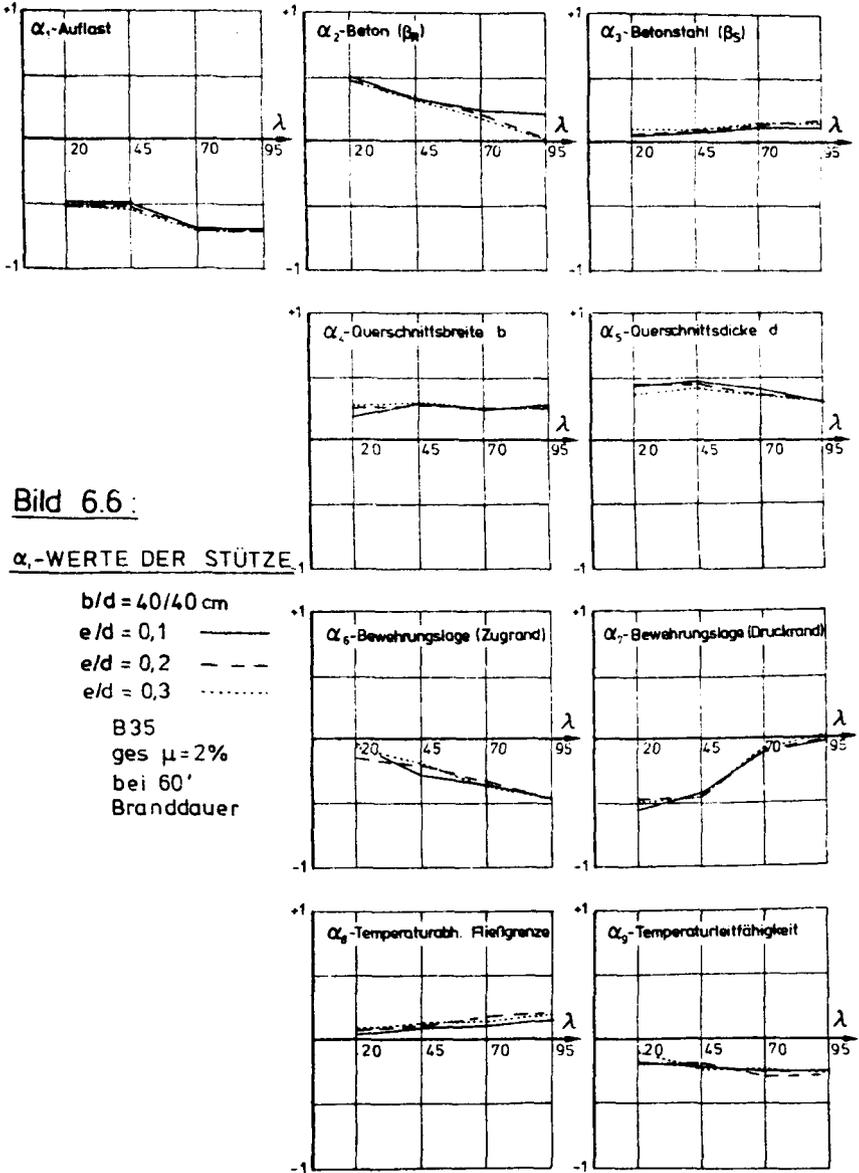
e/d = 0,3

B25

ges $\mu = 2\%$

bei 60'

Branddauer



Wiederum typisch ist der Verlauf der α_6 - und α_7 -Werte, d. h. starkes Ansteigen der α_6 -Werte der Lage der Bewehrung des Zugrandes mit der Schlankheit, wohingegen der α_7 -Wert das gegenteilige Verhalten aufweist. Auch die Werte α_8 und α_9 zeigen das schon in Abschn. 6.1 erläuterte Verhalten, so daß sich eine weitere Erklärung erübrigt.

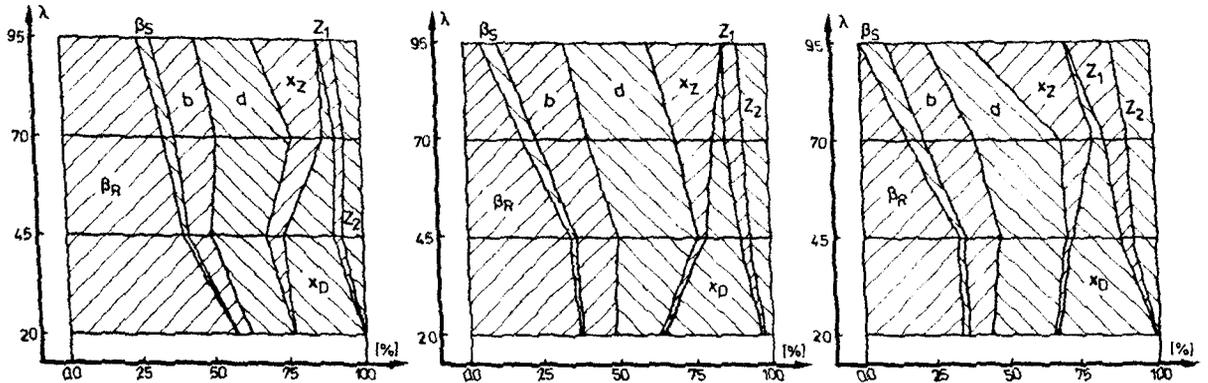
6.3 Anteile der Basisvariablen an der Gesamtstreuung σ_R bei 60 min (b/d = 30/30)

Während die in Abschn. 6.2 erläuterten α_i -Werte die Empfindlichkeit des Systems gegenüber den einzelnen Basisvariablen verdeutlichen, kann auch die Frage gestellt werden, wie groß der Anteil dieser Verteilungen an der Gesamtstreuung der Traglast der Stütze ist. Nach Gleichung 2.4.25 ergibt sich in Analogie zum Fehlerfortpflanzungsgesetz für den i -ten Anteil des i -ten Parameters an der Gesamtstreuung:

$$A_i = \frac{\left(\frac{\partial G}{\partial x_i}\right)_{x=\bar{x}}^2 \sigma_{x_i}^2}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial G}{\partial x_i}\right)_{x=\bar{x}}^2 \sigma_{x_i}^2} \quad (6.3.1)$$

Voraussetzung dafür ist, daß die Werte $\partial G/\partial x_i$ 'am' Mittelwert der Verteilungen der Basisvariablen gebildet werden können. Diese Werte stehen bei dem angewendeten Programm als die Ableitungen am Mittelwert des ersten Iterationsschrittes zur Verfügung und sind in den Abbildungen 6.7 und 6.8 aufgetragen.

Abgesehen von numerischen Ungenauigkeiten, die sich bei der relativ groben Schrittweite zur Bildung der numerischen Ableitungen kaum vermeiden lassen, ist der Anteil der einzelnen Verteilungen an der Gesamtstreuung klar erkennbar. So fällt der dominierende Anteil der Betondruckfestigkeit (β_R) bei kleinen Schlankheiten und Ausmitten auf, welcher sich jedoch schnell mit zunehmender Schlankheit verliert. Bei größeren Bewehrungsverhältnissen (ges $\mu = 4\%$) zeigt sich jedoch ein fast gänzlich anderes Verhalten; der Anteil der Betondruckfestigkeit (β_R) nimmt sehr stark ab, behält jedoch ab $\lambda \geq 45$ einen ziemlich konstanten Wert bei. Bezeichnend ist nun, daß nicht - wie anzunehmen - bei größeren Ausmitten und wachsendem Bewehrungsgrad der Einfluß des Bewehrungsstahles (β_S) stark zunimmt, sondern die Verteilungen der Bewehrungslage (x) einen Großteil zur Gesamt-



oben : $\beta = 25, \mu = 2\%$, $e/d = 0.1, 0.2, 0.3$; unten : $\beta = 25, \mu = 4\%$, $e/d = 0.1, 0.2, 0.3$; $(b/d = 30/30)$

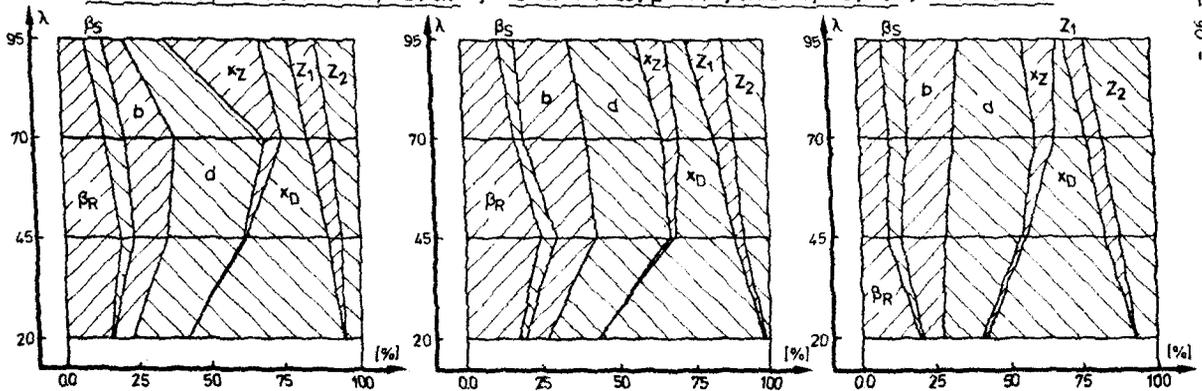
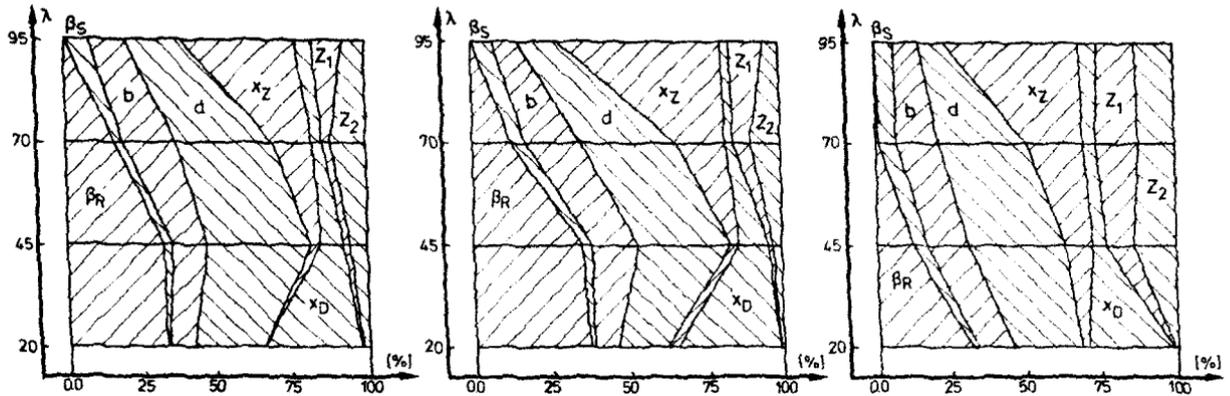


Bild 6.7: Prozentuale Anteile an der Gesamtstreuung der Traglast



oben: B 35, $\mu = 2\%$; $e/d = 0.1; 0.2; 0.3$; unten: B 35, $\mu = 4\%$; $e/d = 0.1; 0.2; 0.3$; $(b/d = 30/30)$

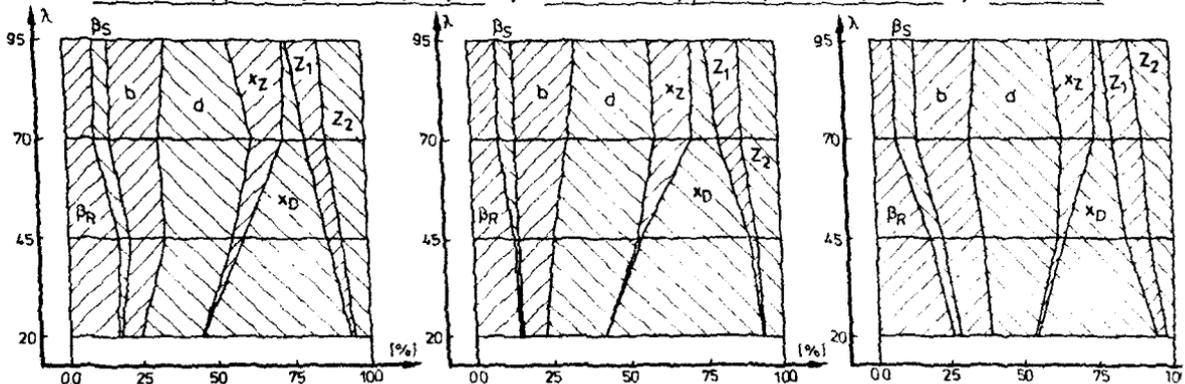


Bild 6.8: Prozentuale Anteile an der Gesamtstreuung der Traglast

streuung beitragen. Bei kleineren Bewehrungsverhältnissen wächst der Anteil der Zugbewehrung (x_z) mit wachsender Schlankheit stark an, wohingegen der fast gleichgroße Anteil der Druckbewehrung (x_D) ein genau umgekehrtes Verhalten aufweist. Steigt der Bewehrungsgrad an, dominiert der Anteil der Druckbewehrung (x_D), während der Anteil der Zugbewehrung (x_z) zurückgedrängt wird. Die kleineren stahlabhängigen Anteile (β_S und Z_1) gewinnen mit wachsendem λ etwas an Bedeutung; ihre Größenordnung bleibt jedoch weit hinter denen der anderen Basisvariablen zurück.

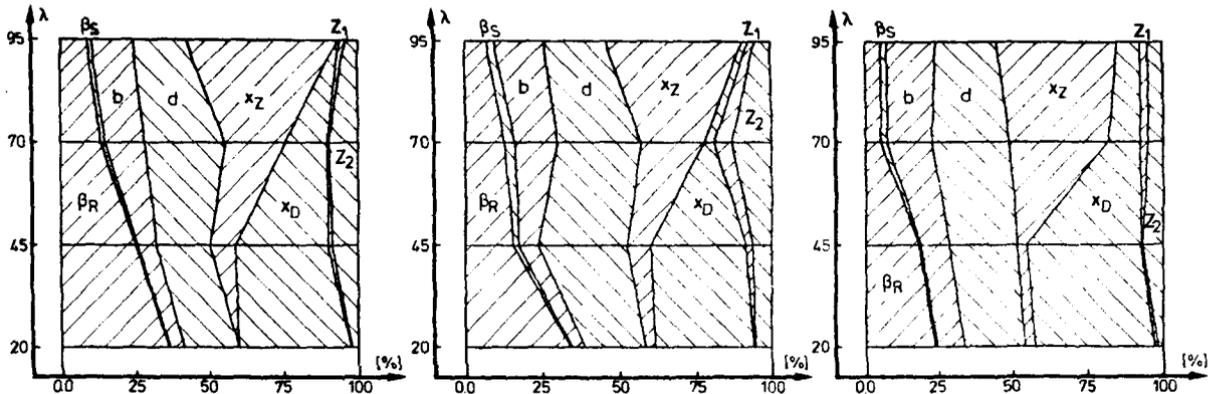
Die Anteile der Verteilungen der Querschnittsabmessungen zeigen den schon in Abschn. 6.1 erwähnten näherungsweise konstanten Verlauf; nun läßt sich jedoch erkennen, daß ihr Einfluß bei kleinen λ -Werten durch die Verteilung der Druckbewehrung (x_D) und bei großen λ -Werten durch die Verteilung der Zugbewehrung (x_z) zurückgedrängt wird.

Mit dem Anteil Z_2 der Temperaturleitfähigkeit wird deutlich, daß dieser nur eine Größenordnung erreicht, die zwar auch mit wachsendem λ zunimmt, jedoch beträchtlich hinter den Anteilen der Verteilungen der geometrischen Größen zurückbleibt.

Der überraschend hohe Anteil der Verteilungen von x_z und x_D zeigt noch einmal eindringlich die Bedeutung und Auswirkung dieser Parameter auf das Tragverhalten und die Stabilität schlanker Stahlbetonstützen, wobei die Streuung dieser Verteilungen keinesfalls zu groß gewählt worden ist, wie dies vielleicht etwa bei den Streuungen der Variablen b und d der Fall sein könnte. Ein ähnliches Verhalten bezüglich des Einflusses der Bewehrungslage zeigen auch die Untersuchungen in [4].

6.4 Anteile der Basisvariablen an der Gesamtstreuung σ_R bei 60 min ($b/d = 40/40$)

Wie bei den Untersuchungen an Querschnitten $b/d = 30/30$ ergibt sich für den Querschnitt $b/d = 40/40$ mit $g_{es} \mu = 2 \%$ und $B = 25$ bzw. 35 ein annähernd ähnliches Verhalten (vgl.



oben : B 25 , $\mu = 2\%$; $e/d = 0.1 ; 0.2 ; 0.3$, unten : B 35 , $\mu = 2\%$; $e/d = 0.1 ; 0.2 ; 0.3$, ($b/d = 40/40$)

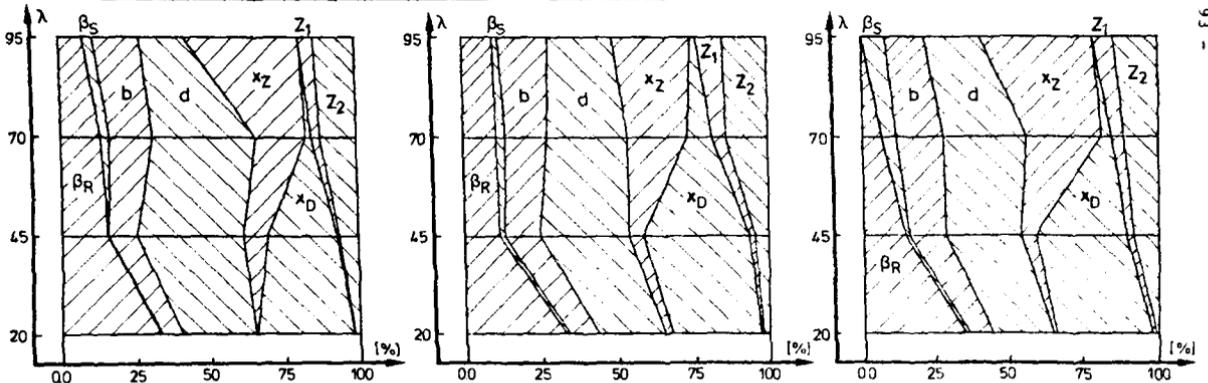


Bild 6.9 : Prozentuale Anteile an der Gesamtstreuung der Traglast

Bild 6.9). Im Gegensatz zu den auf Bild 6.7 dargestellten Verhältnissen fällt der schon bei kleineren Schlankheiten ($\lambda = 20 - 45$) etwas verringerte Anteil der Verteilung der Betondruckfestigkeit (β_R) auf; es zeigt sich jedoch - wie auch auf den Bildern 6.7 und 6.8 - nur ein geringer Unterschied zwischen den Anteilen bei den Stützen mit B 25 und denen mit B 35.

Auch hier kommt der neben den Querschnittsabmessungen dominierende Anteil der Lageverteilung der Zugbewehrung (x_Z) und der der Druckbewehrung (x_D) deutlich zum Ausdruck. Diese Anteile nehmen wiederum gemäß dem Tragverhalten der Stütze mit wachsender Schlankheit λ stark ab oder zu, um dann im Bereich des größten oder kleinsten hier untersuchten λ -Wertes praktisch bedeutungslos zu werden. Ansonsten kann auch hier das unter Abschn. 6.3 Gesagte gelten, so daß auf weitere Berechnungen verzichtet werden konnte.

6.5 Darstellung und Diskussion der berechneten β -Werte bei 60 und 90 min Branddauer

Neben der Darstellung des Einzelverhaltens der Basisvariablen und der Anteile von deren Verteilungen an der Gesamtstreuung der Stützentraglast stellt der auf den Bildern 6.5.1 bis 6.5.6 dargestellte Verlauf der β -Werte in Abhängigkeit von der Stützenschlankheit eines der wichtigsten Ergebnisse der durchgeführten Auswertungsberechnung dar. Es sei vorerst einmal dahingestellt, wie hoch das anzustrebende Sicherheitsniveau und damit der erforderliche β -Wert sein sollte, sondern es soll zunächst der generelle Verlauf dieser Werte betrachtet werden.

Auf allen Abbildungen zeigt es sich, daß - abgesehen von graduellen Unterschieden - bei einer Branddauer von 60 min der Verlauf der Kurven einer Stützengruppe mit unterschiedlichem e/d näherungsweise gleich ist, so daß dieser Parameter bei der Kurvenbeschreibung außer acht gelassen werden kann. Bei Unregelmäßigkeiten und graduellen Veränderungen zwischen den einzelnen Verläufen sei darauf hingewiesen,

Bild 6.5.1 :

STÜTZE 30/30

B 25

ges $\mu = 2\%$

bei 60' und 90'

Branddauer

- $e/d = 0,1$ —●—
- $e/d = 0,2$ -◆-
- $e/d = 0,3$ -●-

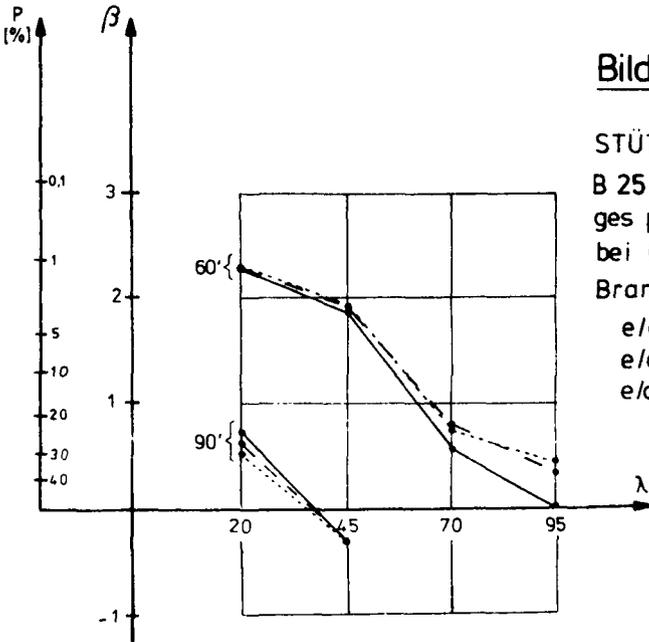


Bild 6.5.2 :

STÜTZE 30/30

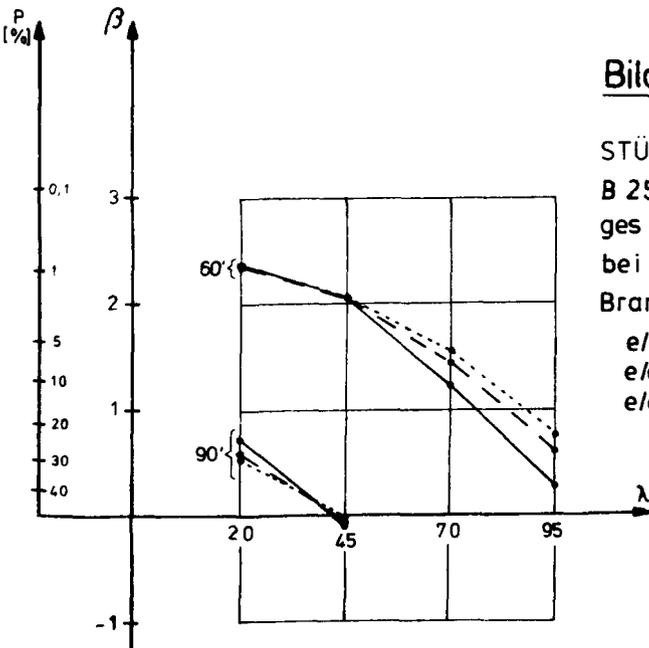
B 25

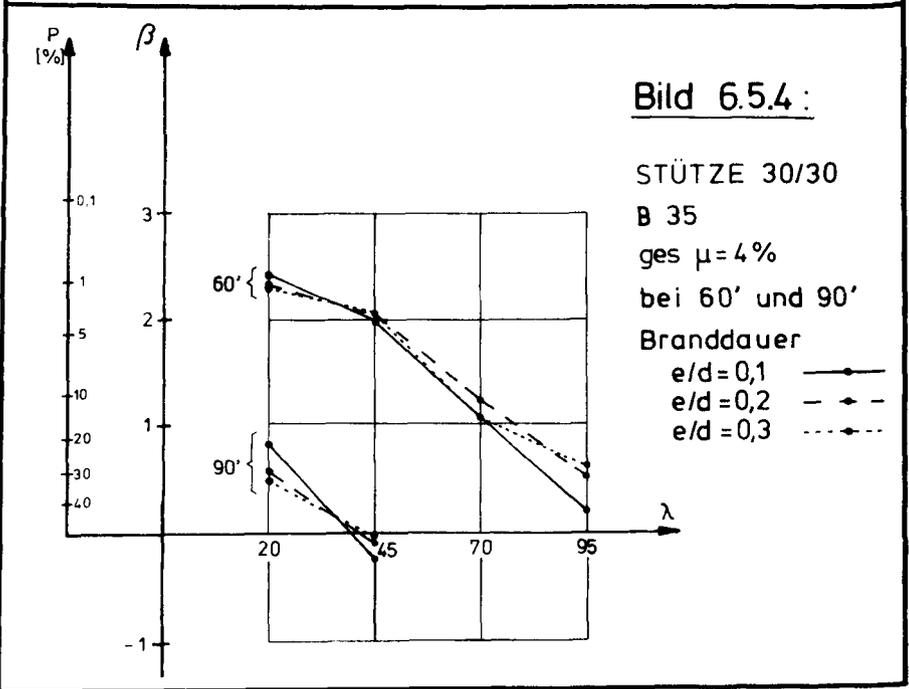
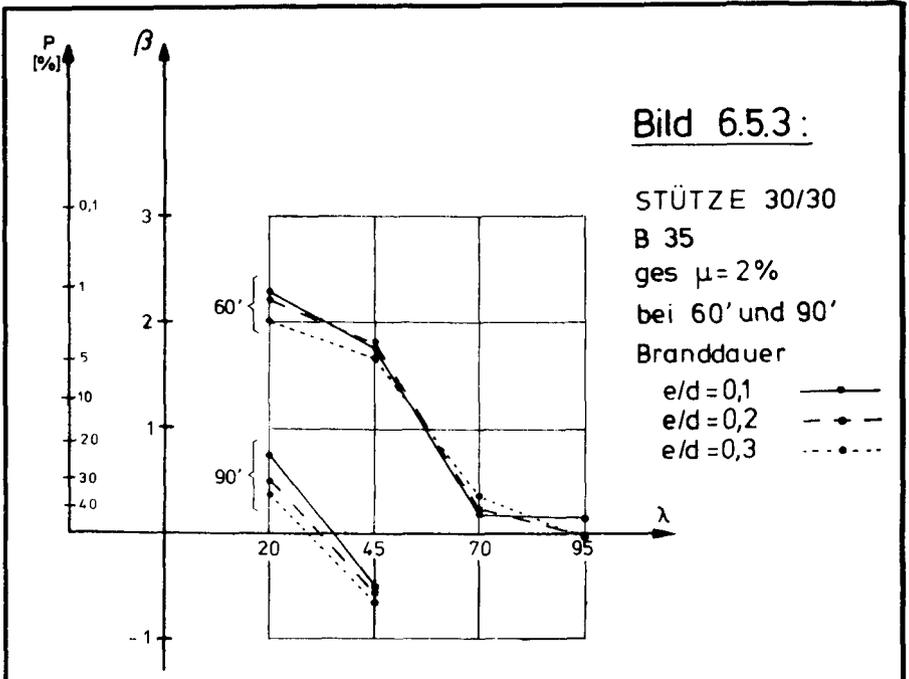
ges $\mu = 4\%$

bei 60' und 90'

Branddauer

- $e/d = 0,1$ —●—
- $e/d = 0,2$ -◆-
- $e/d = 0,3$ -●-





daß die zulässigen Stützenbelastungen aus einer Rückrechnung mit den derzeit allgemein verwendeten Bemessungsbehelfen nach [32] ermittelt worden sind.

Bei den auf den Bildern 6.5.1 und 6.5.2 dargestellten Verläufen bei 60 min Branddauer fällt zunächst der überproportional steile Abfall der β -Werte bei Stützenschlankheiten $\lambda \geq 45$ auf. Diese Tendenz ist zwar bei einem Bewehrungsverhältnis von $\mu = 4\%$ nicht mehr ganz so stark ausgeprägt, so daß Stützen mit einer Schlankheit $\lambda \approx 70$ und $\mu = 4\%$ einen β -Wert von $\approx 1,4$ erreichen, solche mit $\mu = 2\%$ jedoch nur einen β -Wert von $\approx 0,75$. Ein noch schlechteres Verhalten stellt sich bei $\lambda = 95$ ein; hier werden gerade noch β -Werte im Bereich von $0 - 0,5$ erreicht.

Auf den Bildern 6.5.3 und 6.5.4 finden sich die entsprechenden β -Werte für Stützen der Betongüte B 35, und es fällt zunächst einmal auf, daß die Kurven der β -Werte analog denen der Stützen mit B 25 verlaufen. Bei geringen Schlankheiten erhält man nahezu gleiche Werte, aber es zeigt sich, daß im Bereich $\lambda = 45 - 70$ diese Stützen noch etwas schlechter als die mit einem B 25 beurteilt werden. Dies trifft für Stützen mit $\mu = 2\%$ im besonderen zu, während das Verhalten bei solchen mit $\mu = 4\%$ nicht mehr ganz so stark ausgeprägt auftritt. Hier zeigt sich, daß sich der durch eine Erhöhung der Betongüte bedingte Traglastzuwachs bei Brandbeanspruchung sehr schnell verlieren kann, was wiederum auf das Sicherheitsverhalten einer solchen Stütze negative Auswirkungen hat.

Diese Auswertungen ergeben, daß über den gesamten Schlankheitsbereich bei gleicher Stützenausbildung kein gleichmäßiges Sicherheitsniveau erreicht wird, wie es eigentlich anzustreben wäre, so daß Stützen mit größeren Schlankheiten in ihrem Sicherheitsverhalten wesentlich schlechter zu beurteilen wären.

Noch anders gelagert sind die Verhältnisse bei 90 min Branddauer. Hier erhält man gleichmäßig für den gesamten unter-

suchten Bereich β -Werte, welche bei $\lambda = 20 \sim 0,75 - 1,0$ betragen und bei $\lambda = 45$ jedoch zum Teil kleiner als 0 werden, d. h. die operative Versagenswahrscheinlichkeit erreicht Werte $> 50 \%$. Aus diesem Grund wurden für den Bereich $\lambda = 70 - 95$ keine weiteren Untersuchungen durchgeführt.

Auch bei den auf den Bildern 6.5.5 und 6.5.6 dargestellten Verläufen bei Stützenquerschnitten von 40/40 cm zeigt sich der überproportionale Abfall der β -Werte mit zunehmender Stützenschlankheit. Die operativen Versagenswahrscheinlichkeiten sind bei λ -Werten von 20 - 45 mit denen der querschnittsschwächeren Stützen nahezu identisch, so daß sich auch hier keine andere Sicherheitsbeurteilung ergibt. Im Schlankheitsbereich $\lambda = 70 - 95$ zeigt es sich jedoch, daß man etwas größere β -Werte erhält, d. h., hier wären diese Stützen günstiger zu beurteilen. Trotz dieses nicht ganz so starken Abfalles der β -Werte zeigt es sich, daß sich unter den hier getroffenen Ansätzen ein fast gleichartiges Stützenverhalten aufzeigen läßt, welches in einer mäßigen Verringerung der β -Werte mit steigender Schlankheit im Bereich $\lambda = 20 - 45$ dann - je nach Bewehrungsgrad - ein mehr oder weniger steiler Abfall der β -Werte besteht, bis bei $\lambda = 95$ nur noch β -Werte von $\sim 0,2 - 0,4$ erreicht werden.

Auch bei 90 min Branddauer ergibt sich ein fast einheitliches Bild, so daß auch hier zwischen den einzelnen untersuchten Stützengruppen keine wesentlichen Unterschiede bestehen.

Bild 6.5.5 :

STÜTZE 40/40

B 25

ges $\mu=2\%$

bei 60' und 90'

Branddauer

- $e/d=0,1$ —●—
- $e/d=0,2$ -◆-
- $e/d=0,3$ ···●···

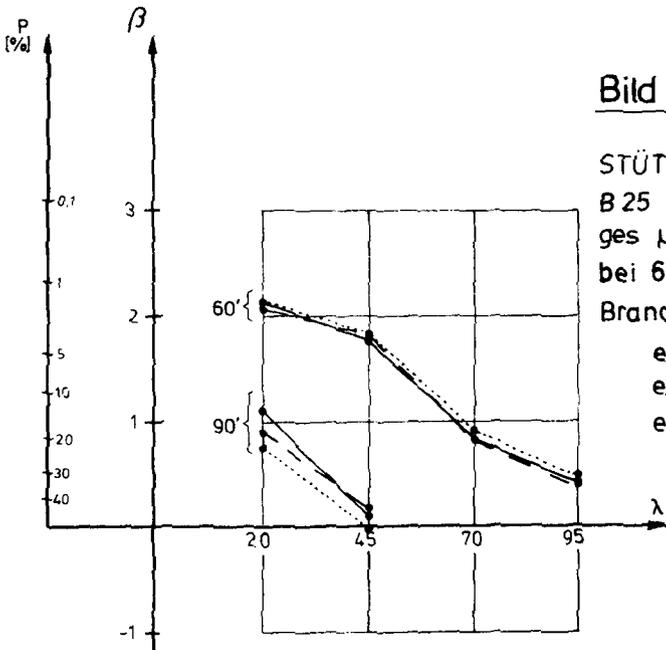


Bild 6.5.6 :

STÜTZE 40/40

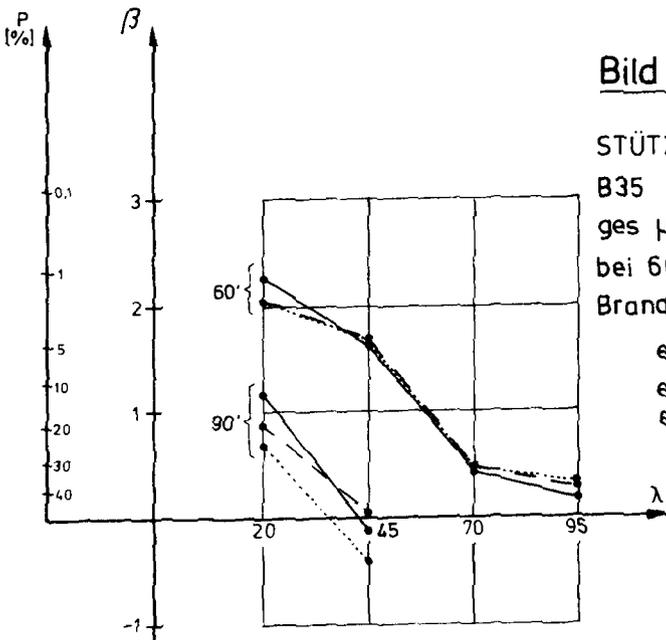
B 35

ges $\mu=2\%$

bei 60' und 90'

Branddauer

- $e/d=0,1$ —●—
- $e/d=0,2$ -◆-
- $e/d=0,3$ ···●···



6.6 Einfluß einer Verminderung der Standardabweichung der Querschnittsabmessungen b und d

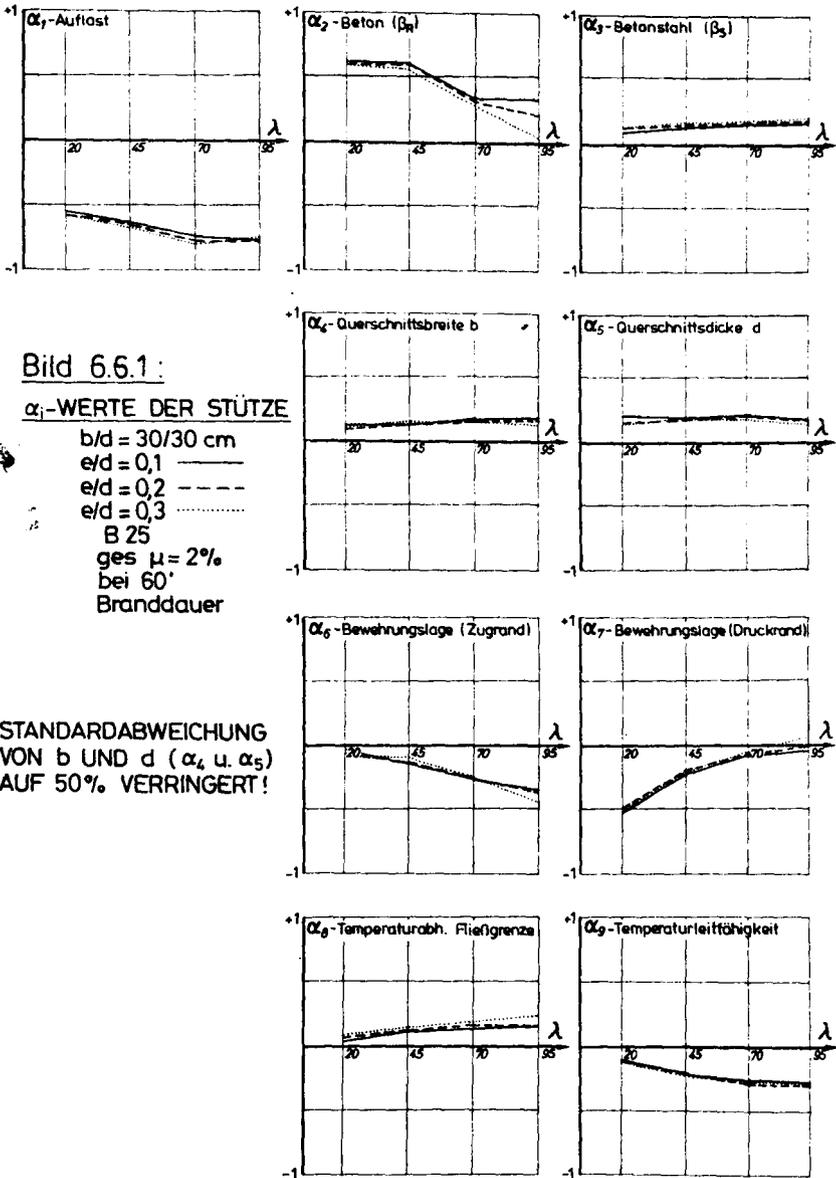
In Abschnitt 5.3 wurde - je nach den Abmessungen des untersuchten Bauteils - ein Variationskoeffizient von 2,5 - 3,5 % für die Querschnittsabmessungen angesetzt. Dieses stellt, wie schon erwähnt, eine vielleicht etwas zu ungünstige Annahme dar, so daß eine Vergleichsuntersuchung mit wesentlich reduzierten Werten Aufschluß über den Einfluß dieser Verteilungsannahme geben soll. Mit halbiertem Standardabweichung nach Tabelle 5.1 ergibt sich für einen Querschnitt von $b/d = 30/30$ cm eine maximale Abweichung nach oben und unten von $\sim 1,0$ cm; dieser Wert würde nach [45] für werkmäßig in Stahlschalung hergestellte Bauteile zutreffen.

Der Einfluß dieser Veränderung der Rechenannahme soll - stellvertretend für den gesamten untersuchten Stützenbereich - an der Stützengruppe $b/d = 30/30$, B 25 und $\mu = 2$ % untersucht werden, um Einflüsse quantitativer Art festzustellen.



Bedingt durch den relativ geraden Verlauf der Versagensfunktion und dem damit verbundenen Verhalten $\partial G/\partial x_i \approx \text{const}$, ist zu erwarten, daß die mit den verminderten Verteilungen berechneten α_i -Werte nur graduelle Abweichungen aufzeigen dürften. Diese Werte wurden auf Bild 6.6.1 aufgetragen, und beim Vergleich mit Bild 6.1 *) zeigt sich, daß dies - abgesehen von numerischen Abweichungen - zutrifft. So werden alle α_i -Werte (außer α_4 und α_5) entsprechend ihrem Gewicht etwas vergrößert, während α_4 und α_5 auf 50 % ihres ursprünglichen Wertes verkleinert erscheinen, was auch dem durch die angesetzten Verteilungen bedingtem Verhalten entspricht, so daß sich auch hier weitere Untersuchungen erübrigen dürften.

*) Die Bilder 6.6.1 und 6.1 sowie 6.6.3 und 6.5.1 wurden absichtlich nicht noch einmal zusammen in einem Bild dargestellt, da die Werte zum Teil zu dicht beieinander liegen, so daß die Übersichtlichkeit der Zeichnungen entsprechend leidet.



Etwas größere Veränderungen können beim Vergleich von Bild 6.6.2 mit 6.7 festgestellt werden. Hier zeigt sich, daß die prozentualen Anteile an der Gesamtstreuung σ_R eine deutliche Verschiebung in der Form erfahren, daß nun die schon ursprünglichen dominierenden Basisvariablen die kleineren Anteile fast verdrängen und je nach Schlankheitsbereich den Hauptanteil zur Gesamtstreuung beisteuern. Dies bedeutet, daß im Gegensatz zu den α_i -Werten die Veränderung einer Basisvariablen das Gesamtbild der einzelnen Streuungsanteile erheblich verschieben kann, da die Einzelanteile nach Gleichung 6.3.1 im Quadrat ihrer Wichtigkeit in die Berechnung eingehen.

Trotz dieser Verschiebung bei den Einzelanteilen zeigt sich - und dieses Verhalten ist laut Fehlerfortpflanzungsgesetz auch nicht anders zu erwarten -, daß die β -Werte und damit die operativen Versagenswahrscheinlichkeiten kaum eine Veränderung erfahren. Wie auf Bild 6.6.3 *) dargestellt, liegt die Vergrößerung des β -wertes im Schlankheitsbereich $\lambda = 20 - 45$ bei ≤ 5 %, während sich bei größeren Schlankheiten keine nennenswerte Veränderung feststellen läßt. Dies bedeutet ferner, daß bei einer weiteren Veränderung einiger Parameter ein zusätzlicher Aufschluß über die Zusammensetzung der Einzelanteile erhalten werden kann, dessen Größenordnung sich jedoch aufgrund der schon berechneten Einzelanteile sehr gut abschätzen läßt, in bezug auf die ermittelte operative Versagenswahrscheinlichkeit auf der Grundlage der betrachteten Basisvariablen jedoch keine wesentlichen Veränderungen erwartet werden können.

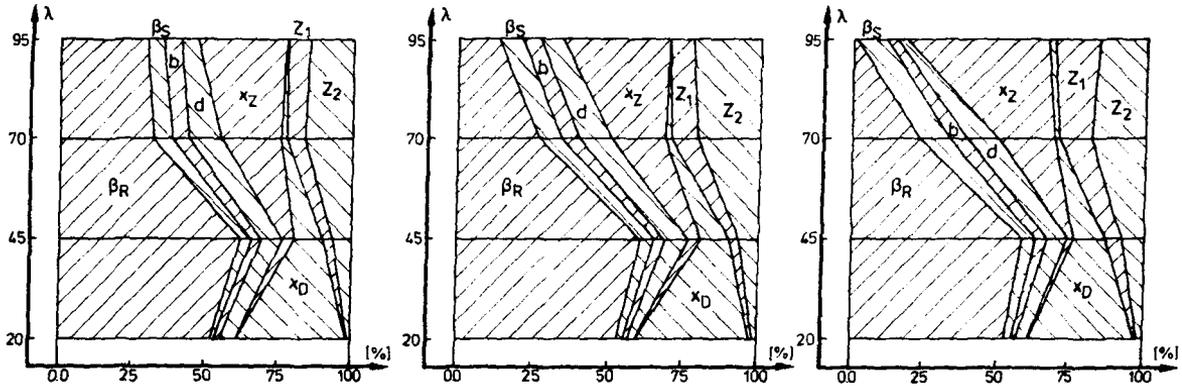


Bild 6.6.2 : Prozentuale Anteile an der Gesamtstreuung der Traglast, Daten wie Bild 6.7.3

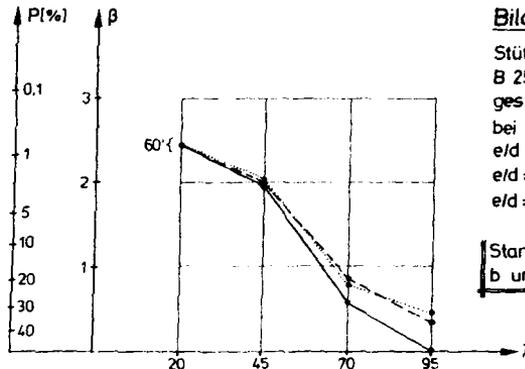


Bild 6.6.3

Stütze 30/30

B 25

ges $\mu = 2\%$

bei 60' Branddauer

$e/d = 0,1$ —●—

$e/d = 0,2$ - - -●- - -

$e/d = 0,3$ ●.....

Standardabweichung von b und d auf 50% verringert

6.7 Einfluß der günstigeren Auflastverteilung nach Abschnitt 5.6

In Abschnitt 5.6 wurde neben der bisher verwendeten Belastungsverteilung außerdem ein günstigeres Belastungsmodell mit abgeleitet, welches als Grundlage der folgenden Vergleichsberechnungen dienen soll. Da neben den verwendeten Belastungsverteilungen andere, ähnlich aussehende Annahmen durchaus denkbar sind, soll in diesem Abschnitt gleichzeitig die Möglichkeit mit geprüft werden, auf der Basis der schon erfolgten Berechnungen und mit den in den Tabellen 1 - 5 des Anhanges angegebenen σ_R -Werten, die mit Hilfe der Formel (2.4.6) bei bekanntem β -Wert zurückgerechnet wurden, veränderte β -Werte analytisch wiederum nach (2.4.6) (cal β) zu bestimmen und damit ein einfaches Näherungsverfahren abzuleiten. Dies erscheint möglich, wenn die Grundwerte veränderter Belastungsverteilungen den Rahmen der bisher verwendeten nicht wesentlich überschreiten, wie dies nach den Annahmen bei $\bar{s} = 0,83 \cdot P_{DIN}$ und $\sigma_s = 0,09 \cdot P_{DIN}$ noch der Fall ist.

Um die Auswirkungen der günstigeren Belastungsverteilung auf die α_i -Werte mit aufzuzeigen, wurden diese für drei ausgewählte Beispiele in den Bildern 6.7.1 - 6.7.3 aufgetragen; dabei ist der gemittelte Verlauf der schon bekannten α_i -Werte wiederum als Vergleichswert mit dargestellt. In Bild 6.7.3 wurden nur noch die α_i -Werte für $e/d = 0,2$ aufgetragen. Wie aus der Definition der α_i -Werte nicht anders zu erwarten, zeigt sich hier eine nicht unwesentliche Verringerung des α_i -Wertes der Auflast, zu dessen Ausgleich die bauteilspezifischen α_i -Werte je nach ihrem Einflußverhalten mehr oder weniger erhöht werden; der prinzipielle Verlauf wird jedoch nicht oder kaum verändert, so daß auf die Erläuterungen zu diesen Werten auf die vorhergehenden Abschnitte verwiesen werden kann.

Die sich nun ergebenden günstigeren β -Werte sind auf den Bildern 6.7.4 bis 6.7.9 dargestellt. Zur besseren Anschaulichkeit wurden die schon berechneten β -Werte mit eingezeichnet. Der Vergleich ergibt, daß sich durch die Reduzierung des Mit-

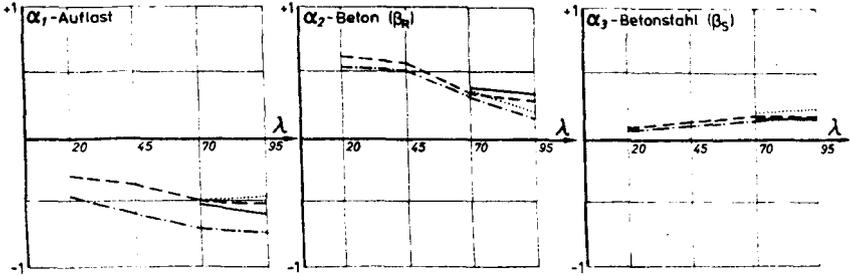
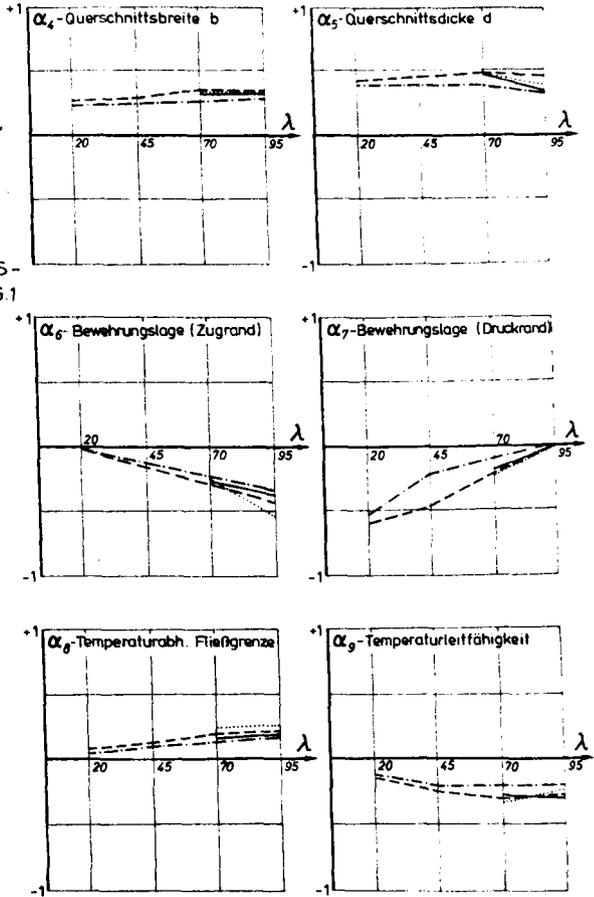


Bild 6.71:

α_i -WERTE DER
STÜTZE 30/30, B 25,
ges $\mu=2\%$ BEI 60'
BRANDDAUER MIT
VERRINGERTER
AUFLAST

--- VERGLEICHS-
WERTE NACH BILD 6.1

- e/d = 0,1
- - - e/d = 0,2
- e/d = 0,3



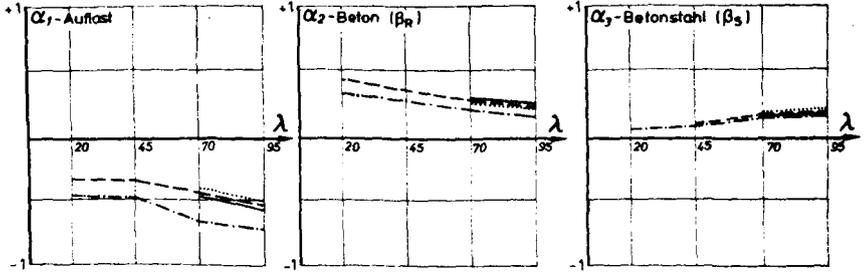
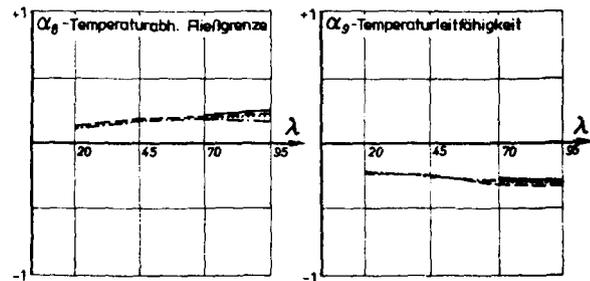
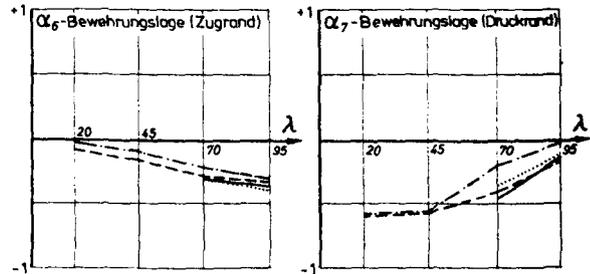
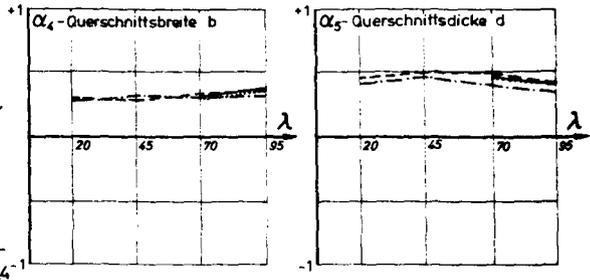


Bild 6.7.2

α_i -WERTE DER
STÜTZE 30/30, B 35,
ges $\mu=4\%$ BEI 60°
BRANDDAUER MIT
VERRINGERTER
AUFLAST

----- VERGLEICHS-
WERTE NACH BILD 6.4

— $e/d = 0,1$
- - - $e/d = 0,2$
..... $e/d = 0,3$



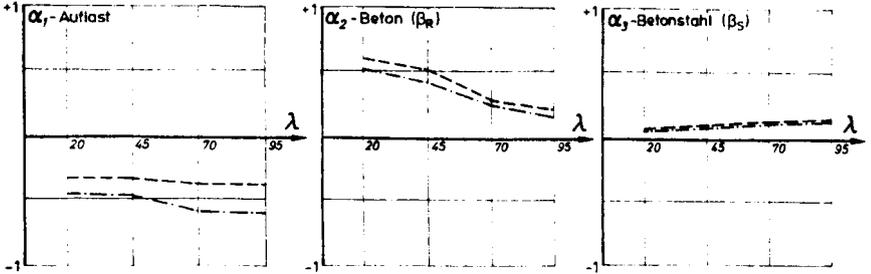
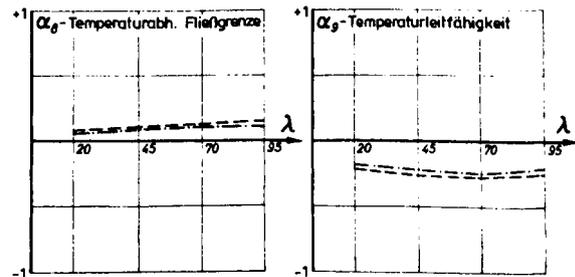
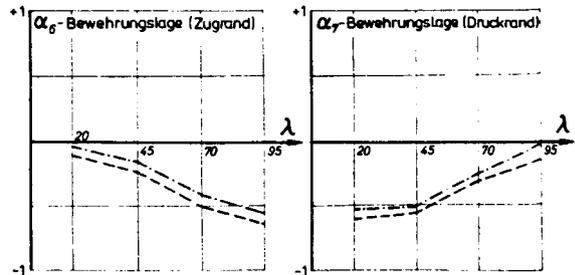
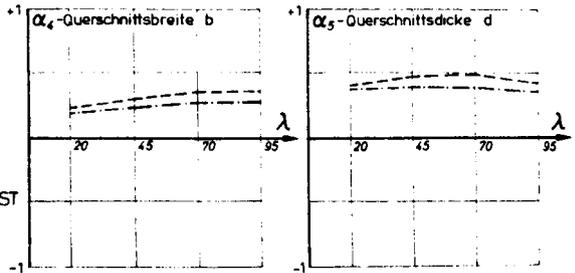


Bild 6.7.3:

α_i - WERTE DER
STÜTZE 40/40, B 25
GES $\mu = 2\%$ BEI 60'
BRANDDAUER MIT
VERRINGERTER AUFLAST

----- VERGLEICHS-
WERTE NACH BILD 6.5

----- e/d = 0,2



telwertes \bar{s} und der Standardabweichung σ_s der Belastungsverteilung eine Verbesserung des β -Wertes von 0,5 - 0,6 erreichen läßt. Damit stellen sich die Ergebnisse besonders im Schlankheitsbereich $\lambda = 70$ günstiger dar, und auch bei $\lambda = 95$ wird eine nicht unerhebliche Verbesserung erreicht.

Um nun die Genauigkeit einer solchen vereinfachten Vorgehensweise zu überprüfen, wurden die β -Werte bei einer Brandeinwirkung von 60 min für $\lambda = 70$ und 95 mit $e/d = 0,1; 0,2$ und $0,3$, bei $\lambda = 20$ und 45 jedoch nur für den mittleren e/d -Wert von $0,2$ vergleichsweise programmgesteuert (prog β) berechnet. Für den Bereich $\lambda = 20 - 45$ konnte auf die nochmalige Ermittlung bei $e/d = 0,1$ und $0,3$ verzichtet werden, da die schon bekannten β -Werte relativ dicht beieinander liegen, so daß hier die Überprüfung eines mittleren Wertes ausreichend erscheint.

Die Resultate dieser Vergleichsrechnung sind in Tabelle 6.2 zusammengestellt, und der Vergleich der Ergebnisse zeigt eine zum Teil sehr gute Übereinstimmung. Relative Abweichungen von 10 % bei kleinen β -Werten sollten nicht überbewertet werden, da sich die absoluten Fehler durchaus in dem gerade bei kleinen β -Werten erzielbaren Genauigkeitsbereich bewegen. Somit stellen die in den Tabellen des Anhangs angegebenen σ_R -Werte eine für anderweitige Vergleichsrechnungen durchaus brauchbare Grundlage dar.

Eine weitere Kontrollrechnung für eine Brandeinwirkung von 90 min wurde nicht mehr durchgeführt, da die positiven Ergebnisse bei 60 min auch in diesem Fall keine anderweitigen Resultate erwarten lassen.

Bild 6.7.4: Vergleich der β -Werte

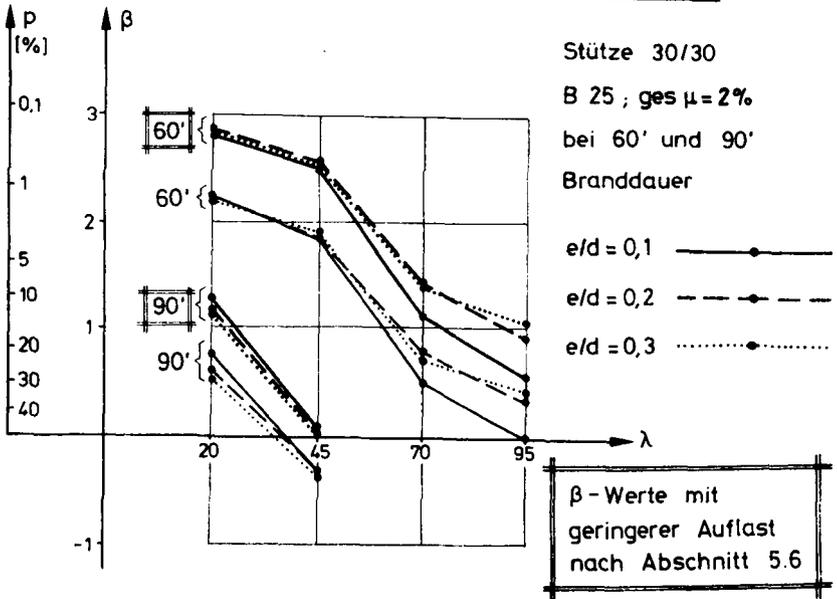


Bild 6.7.5: Vergleich der β -Werte

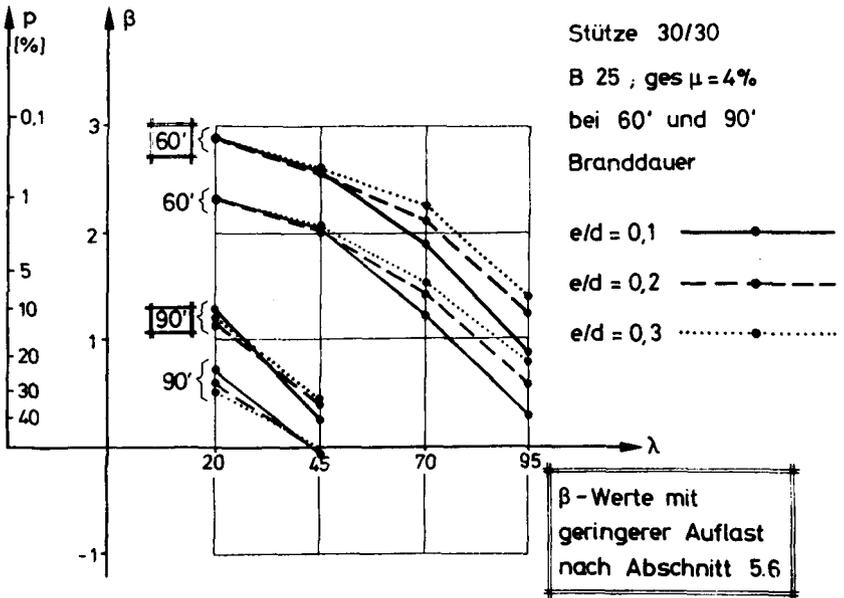


Bild 6.7.6: Vergleich der β -Werte

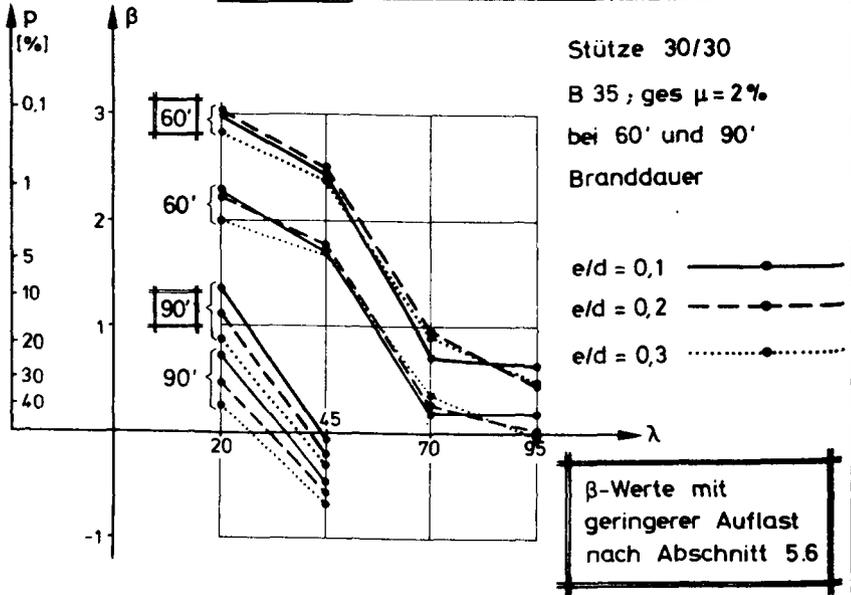


Bild 6.7.7: Vergleich der β -Werte

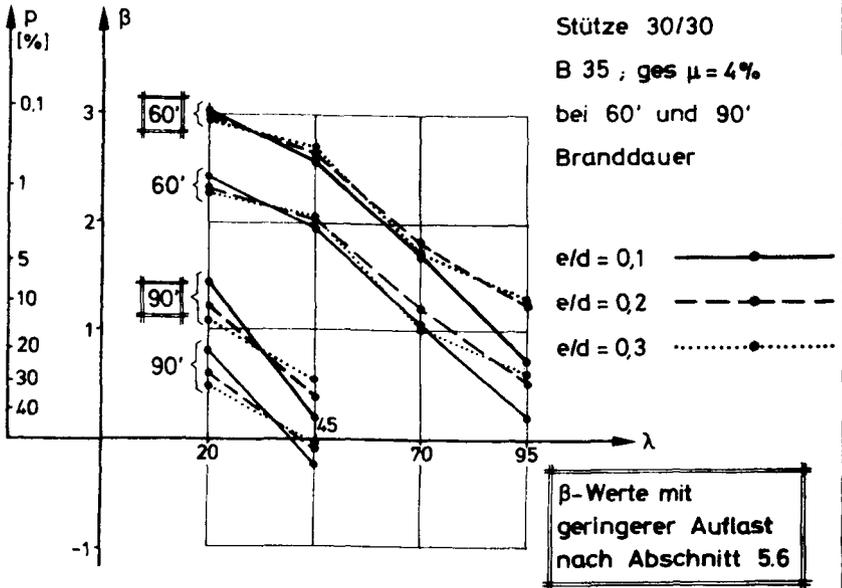


Bild 6.7.8 : Vergleich der β -Werte

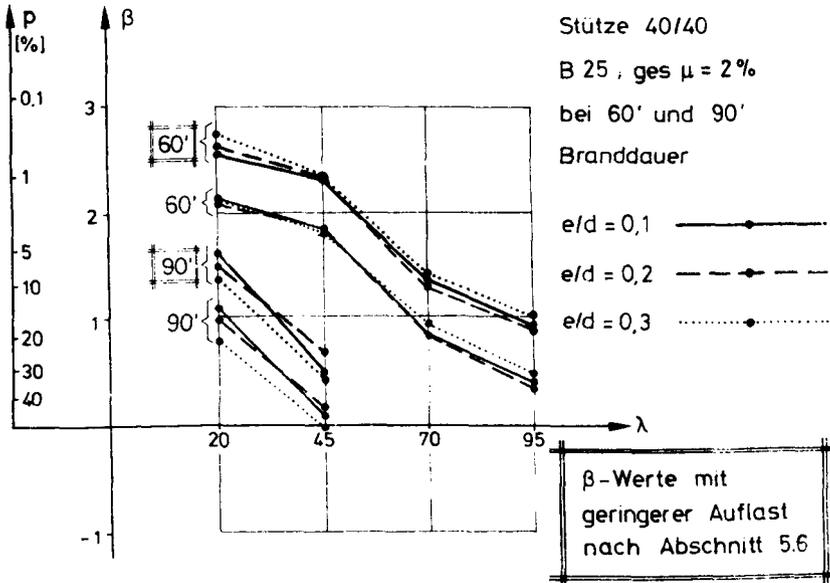
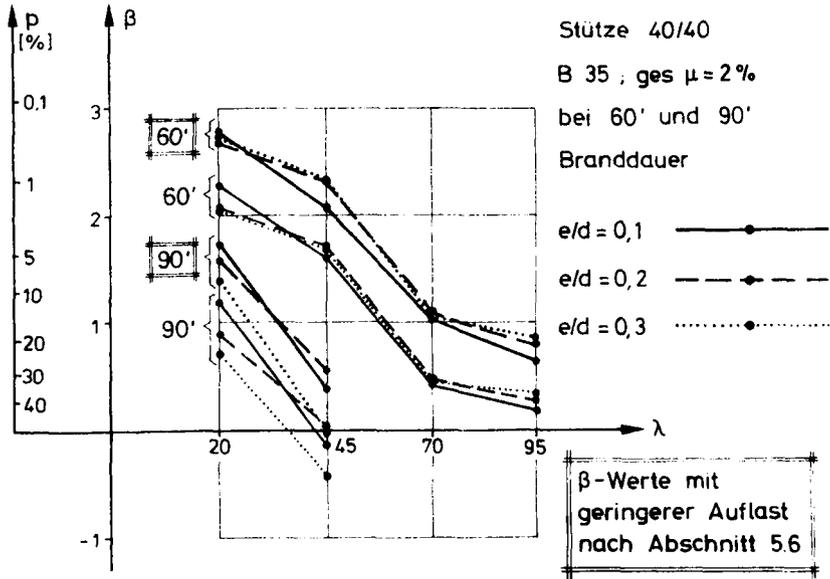


Bild 6.7.9 : Vergleich der β -Werte



b/d=30/30; B25; ges $\mu = 2\%$					b/d=30/30; B35; ges $\mu = 2\%$					b/d=40/40; B25; ges $\mu = 2\%$				
$\lambda =$	e/d=	prog β	cal β	Fehler	$\lambda =$	e/d=	prog β	cal β	Fehler	$\lambda =$	e/d=	prog β	cal β	Fehler
20	0,2	2,84	2,87	1,0%	20	0,2	2,92	3,01	3,1%	20	0,2	2,60	2,60	0,0%
45	0,2	2,51	2,57	2,4%	45	0,2	2,46	2,51	2,0%	45	0,2	2,30	2,31	0,4%
70	0,1	1,12	1,10	-1,8%	70	0,1	0,75	0,73	-2,6%	70	0,1	1,38	1,36	-1,4%
	0,2	1,44	1,44	0,0%		0,2	0,91	0,98	7,6%		0,2	1,29	1,34	3,8%
	0,3	1,41	1,42	0,7%		0,3	0,95	0,95	0,0%		0,3	1,33	1,42	6,7%
95	0,1	0,51	0,55	7,8%	95	0,1	0,66	0,65	-1,5%	95	0,1	0,85	0,92	8,2%
	0,2	0,97	0,92	-4,0%		0,2	0,46	0,44	-4,3%		0,2	0,82	0,88	4,9%
	0,3	0,99	1,06	6,6%		0,3	0,42	0,47	11,9%		0,3	0,91	1,01	10,1%
b/d=30/30; B25; ges $\mu = 4\%$					b/d=30/30; B35; ges $\mu = 4\%$					b/d=40/40; B35; ges $\mu = 4\%$				
$\lambda =$	e/d=	prog β	cal β	Fehler	$\lambda =$	e/d=	prog β	cal β	Fehler	$\lambda =$	e/d=	prog β	cal β	Fehler
20	0,2	2,90	2,86	-1,4%	20	0,2	3,00	2,98	-0,7%	20	0,2	2,75	2,68	-2,5%
45	0,2	2,53	2,59	2,4%	45	0,2	2,61	2,67	2,3%	45	0,2	2,18	2,34	7,3%
70	0,1	1,78	1,89	5,6%	70	0,1	1,68	1,72	2,4%	70	0,1	0,93	1,00	7,5%
	0,2	1,98	2,15	8,6%		0,2	1,78	1,82	2,2%		0,2	0,97	1,07	10,0%
	0,3	2,17	2,27	4,6%		0,3	1,69	1,75	3,5%		0,3	1,02	1,07	4,9%
95	0,1	0,87	0,86	-1,1%	95	0,1	0,78	0,74	-5,1%	95	0,1	0,70	0,65	-7,1%
	0,2	1,25	1,25	0,0%		0,2	1,19	1,20	0,8%		0,2	0,87	0,82	-5,7%
	0,3	1,44	1,41	-2,1%		0,3	1,30	1,32	1,5%		0,3	0,78	0,86	8,9%

Tabelle 6.2: Vergleich der Ergebnisse von prog β und cal β

7. Darstellung als Brandprozeß

Im vorausgehenden Abschnitt wurde die operative Versagenswahrscheinlichkeit auf der Basis der Grundlagen des Kapitels 2 und 5 ermittelt, und zwar für einige definierte Brandeinwirkungsdauern. Es wäre jedoch auch noch von Interesse, den Verlauf der Verteilung des Bauteilwiderstandes mit fortschreitender Branddauer zu beschreiben.

Bedingt durch die Erfordernisse des gewählten Berechnungsverfahrens ist es erforderlich (siehe Abschnitt 2.4.3), die angesetzten Verteilungen der Basisvariablen am Bemessungspunkt näherungsweise in Normalverteilungen zu überführen, so daß der grundlegende Zusammenhang $p_f = \Phi(-\beta)$ weiterhin gilt. Da nun die Standardabweichung σ_R nicht direkt ermittelt wurde, d. h. auch die in Abschnitt 6.3 und 6.4 errechneten prozentualen Anteile wurden aus den am Mittelwert gebildeten α_1 -Werten abgeleitet, kann nun bei bekanntem β -Wert und gegebener Lastverteilung σ_S aus der Gleichung 2.4.6 zurückgerechnet werden, so daß sich σ_R aus (7.1) ergibt.

$$\sigma_R = \sqrt{\frac{(\bar{r}-\bar{s})^2}{\beta^2} - \sigma_S^2} \quad (7.1)$$

Bei Anwendung von (7.1) wird natürlich von der Annahme ausgegangen, daß der Bauteilwiderstand normalverteilt ist, was jedoch infolge der unterschiedlichen angesetzten Verteilungen nicht genau zutrifft. Da es sich hierbei jedoch um Verteilungen handelt, die der Normalverteilung sehr ähnlich sind, ist zu erwarten, daß der Fehler, der in einem weiteren Bereich um den Bemessungspunkt herum begangen wird, von untergeordneter Bedeutung ist; zur Verdeutlichung dieses Zusammenhanges wird hier an Bild 2.6 erinnert. Am Bemessungspunkt liefert diese Annahme ohnehin die vorher ermittelte operative Versagenswahrscheinlichkeit.

7.1 Berechnung des Verlaufes von f_R (r)

Wegen der Ähnlichkeit der Berechnungsergebnisse in bezug auf die Größenordnung und den Verlauf der α_1 - und β -Werte in Abschnitt 6 und da in dieser noch rechenintensiveren Untersuchung nicht jede Parameterkombination speziell über einen weiten Zeitbereich gesondert behandelt werden kann, was eine zusätzliche Verachtfachung des Rechenaufwandes des Abschnittes 6 bedeutet, sollen stellvertretend zwei Stützen mit mittleren Parameterkombinationen (D 25 - 2 - 0,2 - 45 und D 35 - 4 - 0,2 - 45 nach Tabelle 1 und 2 des Anhangs) erfaßt werden. Hierbei wurde jeweils ein niedrigerer und ein höherer Bewehrungsgrad bei mittlerer Schlankheit ausgewählt. Die Ergebnisse der Berechnung sind in Tabelle 7.1 wiedergegeben.

min	D 25 - 2 - 0,2 - 45					D 35 - 4 - 0,2 - 45			
	β	P_f	σ_R [kN]	VR [%]	β	P_f	σ_R [kN]	VR [%]	
30'	4,7	$1,3 \cdot 10^{-6}$	143,65	11,8	-	-	-	-	
40'	3,43	$3,0 \cdot 10^{-4}$	132,00	12,2	-	-	-	-	
50'	2,58	$4,94 \cdot 10^{-3}$	126,86	13,6	2,91	$1,82 \cdot 10^{-3}$	206,6	13,4	
60'	1,86	$3,36 \cdot 10^{-2}$	115,27	14,4	2,06	$2,25 \cdot 10^{-2}$	203,8	15,5	
70'	1,05	$1,58 \cdot 10^{-1}$	116,56	17,0	1,32	$0,34 \cdot 10^{-2}$	186,5	16,7	
80'	0,352	$3,62 \cdot 10^{-1}$	113,57	19,5	0,55	$2,91 \cdot 10^{-1}$	184,2	19,7	
90'	-0,356	$6,4 \cdot 10^{-1}$	98,20	20,4	-0,102	$5,40 \cdot 10^{-1}$	127,9	16,2	
100'	-0,932	$8,24 \cdot 10^{-1}$	86,33	20,9	-0,655	$7,44 \cdot 10^{-1}$	122,47	17,8	
110'	-	-	-	-	-1,147	$8,74 \cdot 10^{-1}$	126,4	21,2	

Tabelle 7.1 Ermittlung von σ_R für Stützen

D 25 - 2 - 0,2 - 45 und D 35 - 4 - 0,2 - 45

Die Zahlenwerte der Tabelle 7.1 werden erst aussagekräftig, wenn sie verteilungsmäßig, wie in den Bildern 7.1 und 7.2 geschehen, aufgetragen werden. Dabei fällt der näherungsweise lineare Verlauf des Traglastverlustes vor dem Versagenspunkt (Schnitt \bar{r} und \bar{s}) und außerdem der wiederum näherungsweise lineare Verlauf der Streuungen in diesem Bereich auf, der, wie später in Abschn. 7.2 dargestellt, sich

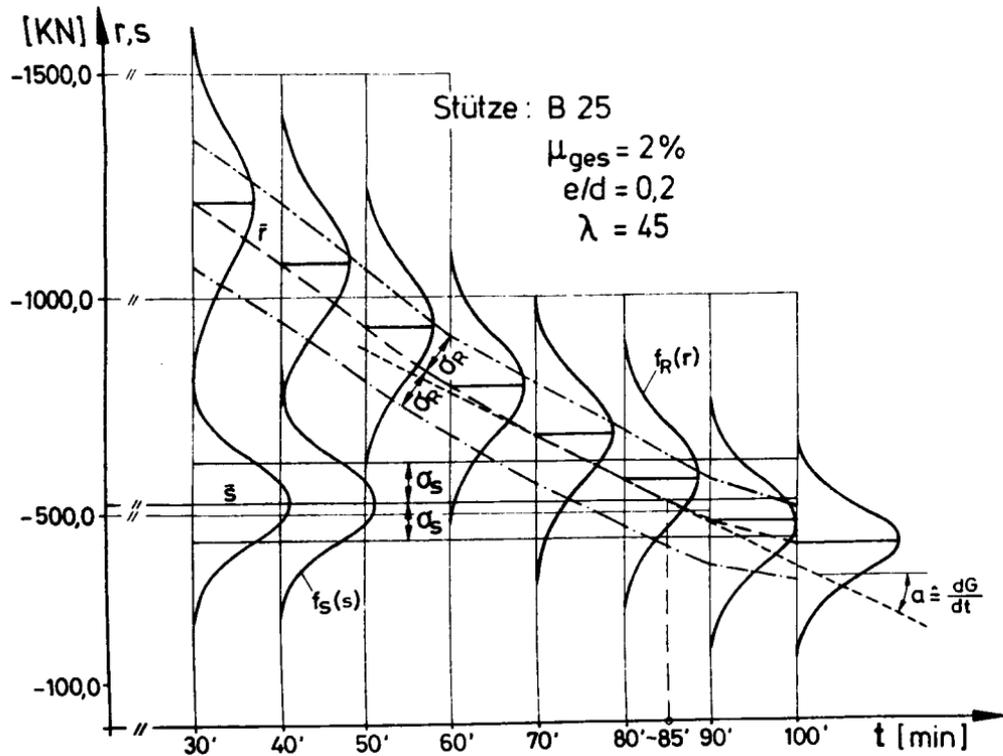


Bild 7.1: Verlauf von $f_R(r)$ und $f_S(s)$ über den Bereich 30'-100'

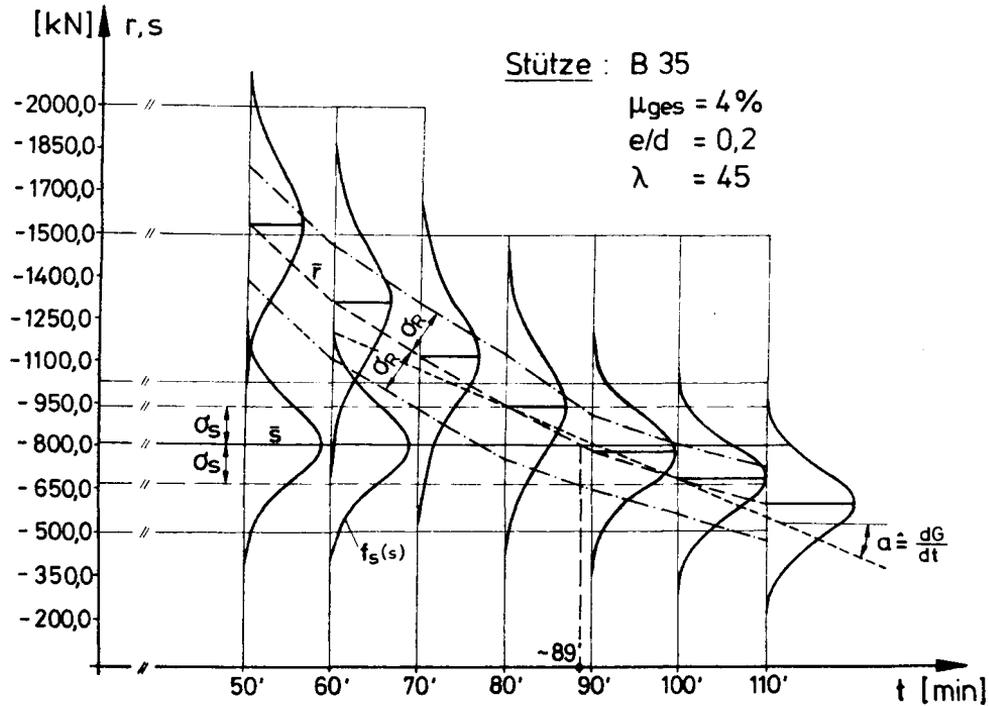


Bild 7.2 : Verlauf von $f_r(r)$ und $f_s(s)$ über den Bereich 50'-110'

bei einem Vorschlag zur Ableitung und Darstellung der Verteilung der Feuerwiderstandsdauer vorteilhaft erweisen wird.

Des weiteren zeigt sich, daß zwar nach dem Schnitt der \bar{r} -Geraden mit der \bar{s} -Linie eine Abflachung im Verlauf des Traglastverlustes erfolgt, diese jedoch nicht ausreicht, bei weiterer Absenkung des Lastniveaus zu wesentlich verbesserten β -Werten und damit zu kleineren operativen Versagenswahrscheinlichkeiten zu gelangen. Erst eine radikale Lastverminderung, die jedoch z. Z. noch nicht allgemein gerechtfertigt erscheint und evtl. bei Vergleichsrechnungen im Einzelfall festgelegt werden müßte, könnte zu verbesserten Werten führen. Dann allerdings ständen mit den in den Tabellen 1 - 3 im Anhang mit angegebenen Werten σ_R der Standardabweichung der Stützentraglast zumindest näherungsweise Werte für Vergleichsrechnungen zur Verfügung. Hierbei wäre dann wiederum die Frage eines wünschenswerten bzw. einzuhaltenden β -Wertes zu klären (vgl. hierzu Abschn. 8).

7.2 Verteilung der Feuerwiderstandsdauer

Nach den Darstellungen auf Bild 7.1 und 7.2 ergibt sich die Frage, ob eine einfache Möglichkeit besteht, aus den Verteilungsverläufen von R und S eine zutreffende Angabe über die Standardabweichung der Feuerwiderstandsdauer des Bauteils machen zu können, da eine direkte Berechnung derzeit nicht möglich erscheint. In [18] wurden vom Verfasser mittels der Monte-Carlo-Methode die Variationskoeffizienten der Feuerwiderstandsdauern einiger Stützen ermittelt, wobei sich mit ähnlichen Annahmen ein v_t von $\sim 14 \%$ ergab.

Wiederum von dem einfachen Zusammenhang (2.4.6) und (2.2) ausgehend, ergibt sich bei funktionaler Darstellung des Verlaufs:

$$\bar{r} = f(t) \quad (t \hat{=} \text{Zeit}) \quad (7.2.1)$$

$$\bar{s} = \text{const.} \quad (7.2.2)$$

$$\sigma_R = f_1(t) \quad (7.2.3)$$

$$\sigma_S = \text{const.} \quad (7.2.4)$$

$$\frac{t - \bar{t}}{\sigma_t} = \frac{\bar{r} - \bar{s}}{\sqrt{\sigma_S^2 + f_1^2(t)}} \quad (7.2.5)$$

Mit $\bar{r} = f(t) = a \cdot t + b$, d. h. linearem Traglastverlust und konstantem Verlauf von $\sigma_R = f_1(t)$ sowie mit $\bar{s} = f(t) = a \cdot \bar{t} + b$ an der Stelle $t = \bar{t}$ läßt sich der einfache Zusammenhang (7.2.6) ableiten, wobei a den

$$\sigma_t = \frac{\sqrt{\sigma_S^2 + \sigma_R^2}}{a} \quad (7.2.6)$$

Traglastverlust an dieser Stelle darstellt. Für $a \hat{=} dG/dt$ im Falle von

a) Bild 7.1: $(/684,05/ - /482,57/)/20 = 10,07 \text{ kN/min}$

b) Bild 7.2: $(/936,76/ - /688,12/)/20 = 12,4 \text{ kN/min}$

und den Standardabweichungen

a) $\sigma_R = 113,57 \text{ kN}$, $\sigma_S = 90,83 \text{ kN}$

b) $\sigma_R = 127,9 \text{ kN}$, $\sigma_S = 139,37 \text{ kN}$

ergibt sich für beide Fälle ein σ_t und ein v_t von:

a) $14,4 \text{ min} + v_t = 14,4/85 = \underline{17\%} \hat{=} 4,1\% \text{ Fraktile bei } 60'$

b) $15,2 \text{ min} + v_t = 15,2/89 = \underline{17\%} \hat{=} 2,8\% \text{ Fraktile bei } 60'$

Diese Ergebnisse liegen etwas über denen der mit Hilfe der M-C-Methode in [18] ermittelten Werten von $\sim 15\%$, wobei dort der Einfluß einer streuenden Belastung jedoch nur durch eine geringe Variation der Lastausmitte berücksichtigt wurde. Etwas anschaulicher werden diese Ergebnisse, wenn sie - wie in Bild 7.3 und 7.4 - als Verteilungsfunktion im Vergleich mit den soeben approximierten Normalverteilungen dargestellt werden. Hier zeigt es sich, daß eine Annäherung mittels Nor-

D 25-2-0,2-45

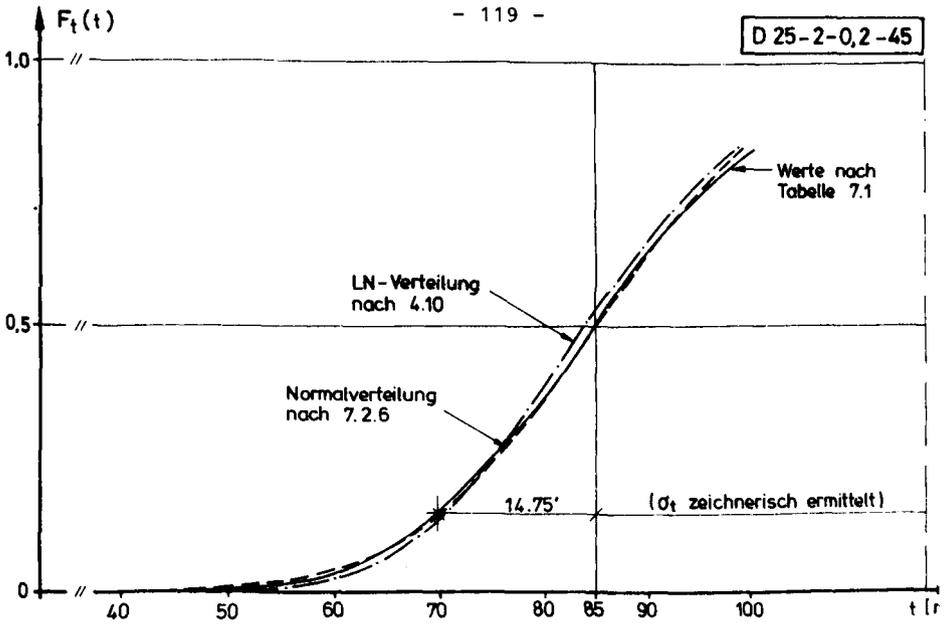


Bild 7.3 : Näherung der Verteilung nach Tabelle 7.1 durch eine N und LN-Verteilung

D 35-4-0,2-45

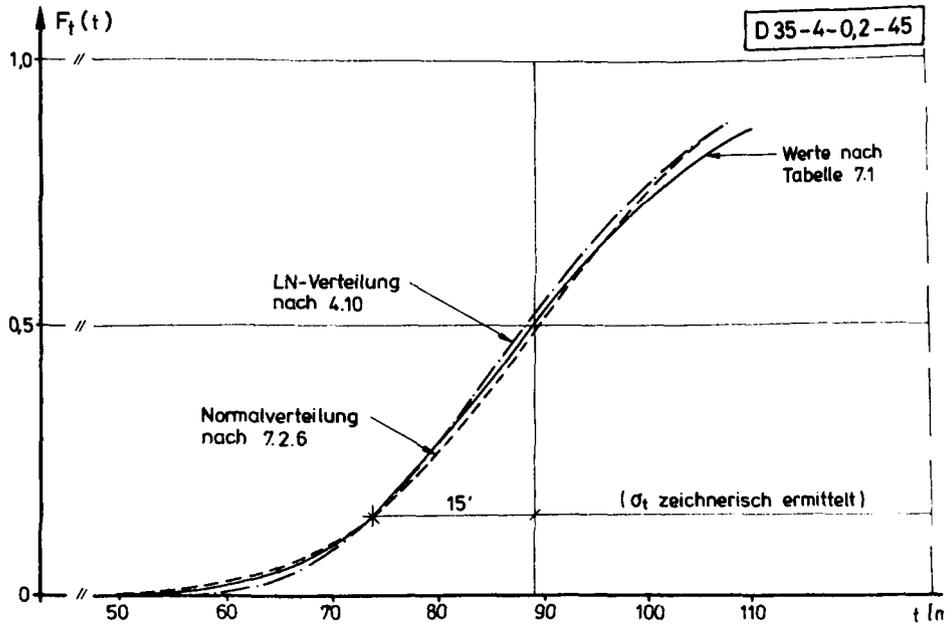


Bild 7.4 : Näherung der Verteilung nach Tabelle 7.1 durch eine N und LN-Verteilung

malverteilung sehr wohl in der Lage ist, den Verlauf von $F_t(t)$ zu beschreiben. Diese liefert zwar im Bereich $\bar{t} - \sigma < t < \bar{t}$ etwas zu kleine und im Bereich $-\infty < t < \bar{t} - \sigma$ etwas zu große Werte; der Fehler ist jedoch geringer als bei einer Approximation mittels LN-Verteilung. Außerdem muß bemerkt werden, daß wegen des Abflachens des Traglastverlustes bei größeren Brandauern und der Annahme eines linearen Verlaufs der Bereich $t > \bar{t}$ nicht mehr so gut angenähert werden kann. Hier ergäben sich, wie deutlich auf Bild 7.4 zu sehen, durchweg etwas zu große operative Versagenswahrscheinlichkeiten.

Hiermit kann auch der in der im Model-Code [55] aufgenommene v_{tF} -Wert ($v_{tF} \hat{=} v_t$) für den Bereich von 60' bis 90' von 0,15 eine gewisse Bestätigung finden; allerdings ist dort für die Verteilung der Feuerwiderstandsdauern von einer LN-Verteilung auszugehen. Für einen genaueren Nachweis im Einzelfall stände mit Formel 7.2.6 ein sehr einfaches Hilfsmittel zur Verfügung.

Es sollte jedoch noch einmal erwähnt werden, daß diese Untersuchung hier nur an zwei ausgewählten Beispielen durchgeführt wurde, die jedoch aus dem mittleren Untersuchungsbereich stammen und damit wohl stellvertretend für weitere Berechnungen stehen können.

8 Programmbeschreibung

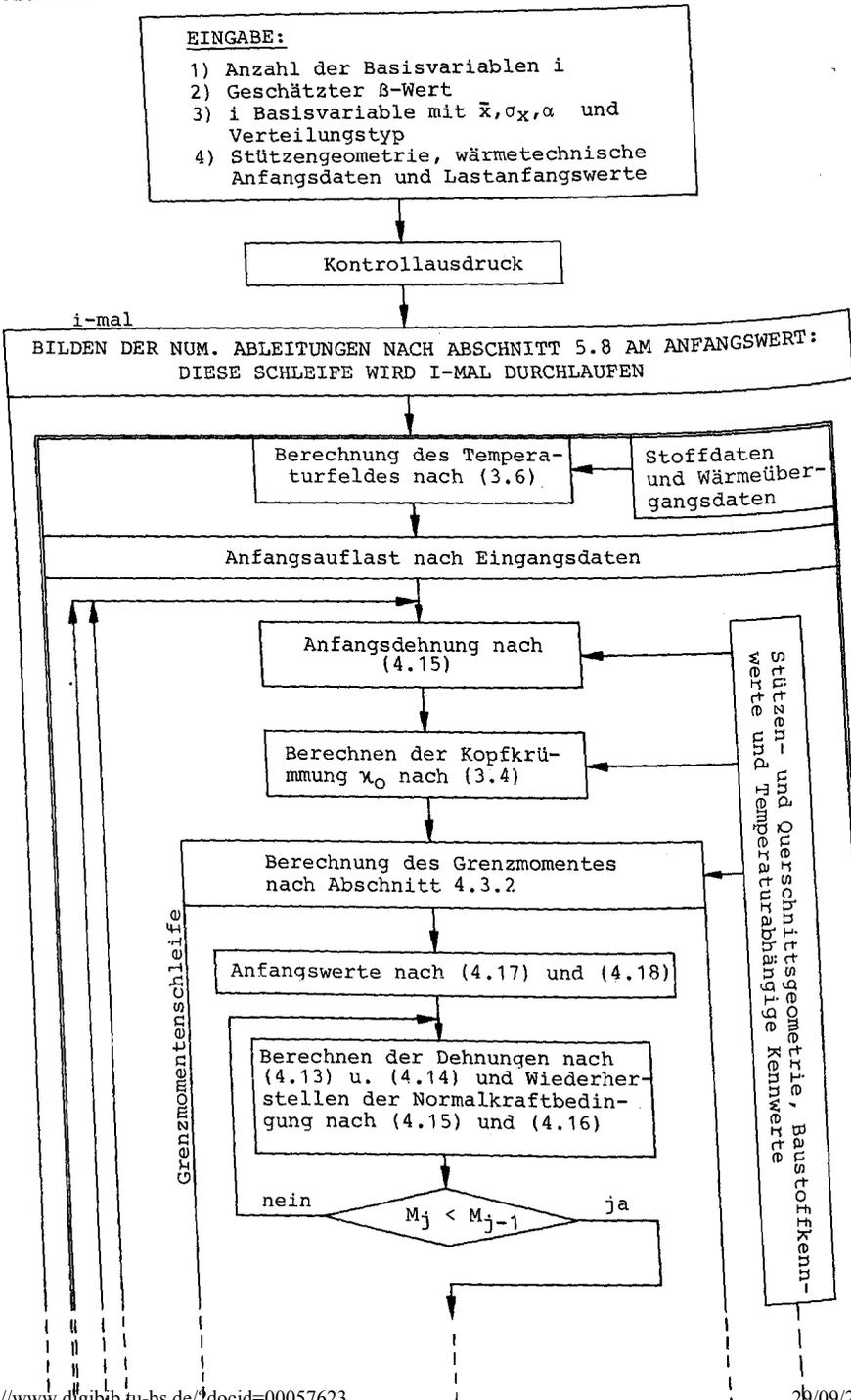
Das zur Berechnung der operativen Versagenswahrscheinlichkeit verwendete Programm umfaßt ca. 3.000 Statements und besteht neben dem Hauptprogramm aus 42 Subroutinen, wovon wiederum 32 zur Lösung der Traglastaufgabe und 9 zur Bewältigung des probabilistischen Programmteils benötigt werden. Hierbei hängt die erforderliche Rechenzeit wiederum stark von der Bestimmung des Grenzmomentes, der Vorgabe einer Anfangsnormalkraft und der erforderlichen Anzahl der Iterationsschritte bis zur Konvergenz ab. Da $\partial G / \partial x_{i=1} = 1$ ($x_1 \hat{=}$ Auflast), werden bei j Iterationen n Traglastberechnungen (n siehe Gleichung (8.1)) erforderlich;

$$n = (1 + (i - 1)) + j \cdot [(1 + (i - 1)) + 3] \quad (8.1)$$

d. h. bei $j = 10$ Iterationsschritten und $i = 9$ Variablen müßten $n = 139$ Traglastberechnungen erfolgen, um einen einzelnen β -Wert auf den Abbildungen 6.5.1 bis 6.5.6 oder 6.6.3 zu erhalten. Bei einer mittleren Rechenzeit von ca. 30 sec je Traglast kann ein Programmlauf ~ 70 min auf einem schnellen Rechner (z. B. ICL 1906S) in Anspruch zu nehmen, wobei wiederum 18 solcher Programmläufe pro Abbildung erforderlich sind. Bei Hochgeschwindigkeitsrechnern (z. B. Cyber 76) wird zum Teil noch 1/8 bis 1/10 dieser Rechenzeit benötigt.

Die Abbildung 8.1 zeigt das Flußdiagramm des Programms, wobei hier nur der generelle Ablauf dargestellt werden konnte und auf eine ausführliche Beschreibung der notwendigen programminternen Eingriffe bei Iterationsdivergenz jeglicher Art, schlechten Vorgabewerten, Ergebnis- und Zwischenwert-rückspeicherungen zur Schaffung verbesserter Startwerte, Neubeginn mit veränderten Startwerten bei möglichem Programmabbruch etc. verzichtet werden mußte. Auch muß bezüglich der Darstellung der Elementintegration über den Querschnitt und den damit zusammenhängenden Iterationsabläufen bei der M - κ -Ermittlung nach (3.4) oder der Iteration nach (3.6) etc. im Flußdiagramm auf die Literatur [z. B. 9, 10] verwiesen werden.

Abbildung 8.1 : ABLAUFDIAGRAMM



Interpolation des Grenzmo-
mentes nach Bild 4.8

Berechnung des M- κ -Wertes
bei $M_s = 0,8 M_{gr}$ nach (4.23)

Approximation der M- κ -Beziehung
nach (4.24) und (4.25)

Berechnen der Schnit-
tpunkte nach (4.29)

LASTERHÖHUNG
UM ΔN !

nein Last schon
reduziert ja

ja Schnitt-
punkte vor-
handen?
Bild 4.4 oder
4.5 nein

$\Delta N = -\Delta N/10$

nein Last schon
reduziert ja

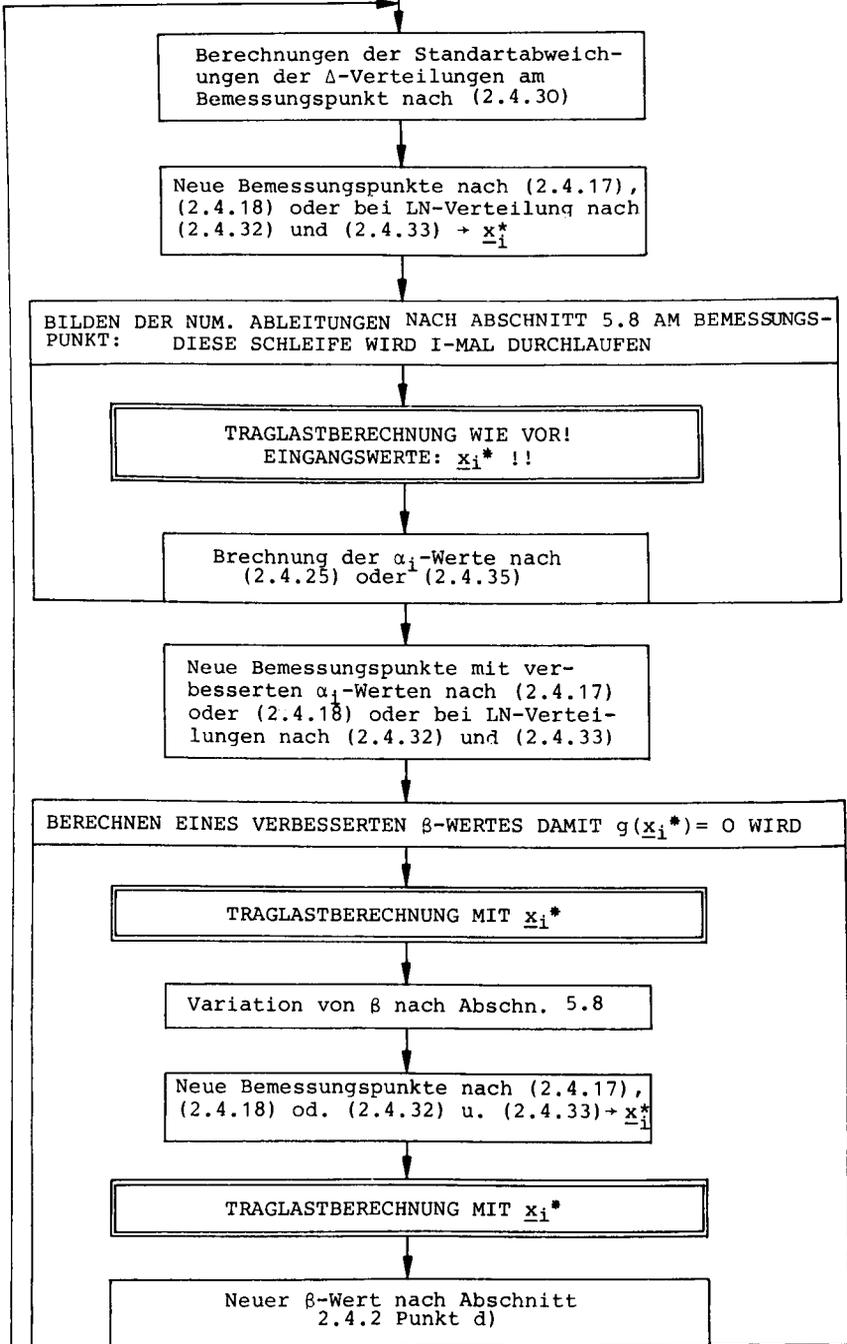
BERECHNUNG DER TRAGLAST NACH
(4.12); Bild 4.6

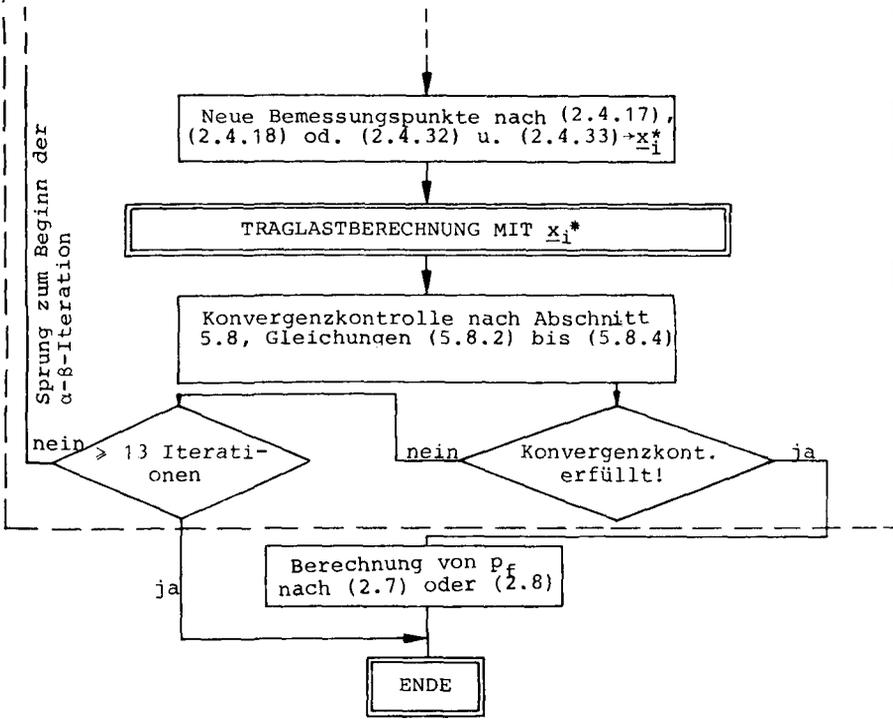
Bildung von $\partial G/\partial x_i$ zur Vorzeichenfest-
legung von α_i

Umrechnen der Eingangswerte
bei LN-Variablen nach (2.12)
und (2.14)

Berechnen des neuen Eingangsvektors
 x_i^* mit vorgegebenen α_i -Werten u. β -Wert

BEGINN DER α - β -ITERATION





Anhand des Flußdiagramms wird auch der Programmcharakter des probabilistischen Teils deutlich, d. h., daß - wie schon in Abschnitt 2.4.2 dargestellt - jede andere einen Grenzzustand beschreibende Funktion in den Programmaufbau eingefügt werden kann, da diese nur als Eingangsgröße benötigt wird. Damit sind jedoch die Voraussetzungen für Erweiterungen der Problemstellung auf andere Systeme geschaffen, wobei nun ein Hauptaugenmerk auf die Erstellung weiterer verbesserter Berechnungsmodelle gelegt werden müßte.

9 Zur Frage des erforderlichen β -Wertes

9.1 Abschätzung von erf β entsprechend dem Model-Code Baulicher Brandschutz nach [55]

In den vorhergehenden Abschnitten wurde mit p_f aus Abkürzungsgründen die operative Versagenswahrscheinlichkeit des Bauteils bei einem voll entwickelten Brand bezeichnet. Da die Zuverlässigkeit eines solchen Systems jedoch nicht ohne das in seiner Umgebung auftretende Brandrisiko, d. h. die Auftretenswahrscheinlichkeit zumindest eines gefährlichen Brandes beurteilt werden kann, sollen folgende Bezeichnungen weiter gelten:

P_{fb} - bedingte operative Versagenswahrscheinlichkeit im Brandfall

P_f - operative Versagenswahrscheinlichkeit bei Annahme einer konstanten Risikorate (Versagensrate)

P_b - Auftretenswahrscheinlichkeit von mindestens einem gefährlichen Brand

Nach [12, 55] kann ein seltenes Ereignis - wie die Auftretenswahrscheinlichkeit eines Brandes auf einer bestimmten Fläche (Brandabschnitt) und pro Zeiteinheit - mit Hilfe der Poisson-Verteilung (9.1) beschrieben werden

$$P_b = \frac{\lambda_b^x}{x!} e^{-\lambda_b} \quad (9.1)$$

wobei x die Häufigkeit des Eintretens des Ereignisses und λ_b die Intensität des Prozesses darstellt. Die Wahrscheinlichkeit, daß zumindest ein gefährlicher Brand innerhalb eines Bezugszeitraumes T_D auftritt, ist dann (9.2)

$$P_b = 1 - e^{-\lambda_b \cdot T_D} \cong \lambda_b \cdot T_D \quad (9.2)$$

wobei für λ_b gelten kann (9.3)

$$\lambda_b = 1 - (1 - p)^A \sim p \cdot A \quad (9.3)$$

mit A = Fläche des Brandabschnittes

p = Auftretenswahrscheinlichkeit von gefährlichen
Bränden je m^2 Geschoßfläche und Jahr ($p = p_1 \cdot p_2 \cdot p_3$)

Dabei kann nach [55] von folgenden mittleren Auftretenswahrscheinlichkeiten p_1 pro Jahr ausgegangen werden:

$$\begin{aligned} p_1 &\cong 2 \cdot 10^{-7} && \text{bei Wohngebäuden} \\ p_1 &\cong 5 \cdot 10^{-7} && \text{bei Bürogebäuden} \\ p_1 &\cong 2 \cdot 10^{-6} && \text{bei Industriegebäuden} \end{aligned}$$

Desweiteren wird nach [55] erlaubt, diese Auftretenswahrscheinlichkeiten mit Faktoren p_2 und p_3 je nach den vorhandenen Feuerwehren und zusätzlichen Löscheinrichtungen nochmal zu verringern.

$$(p_2 \cong 10^{-1} \quad ; \quad p_3 \cong 10^{-2})$$

Für den Brandfall können dann - wiederum nach [55] folgende Werte von p_f pro Jahr je nach Sicherheitsklasse (Sk_b), noch toleriert werden:

$$\begin{aligned} Sk_{b3} \rightarrow p_{f3} &= 10^{-6} && \text{bei Teilen des Haupttragwerkes} \\ Sk_{b2} \rightarrow p_{f2} &= 10^{-5} && \text{bei sonstigen wichtigen Bauteilen} \\ Sk_{b1} \rightarrow p_{f1} &= 10^{-4} && \text{bei untergeordneten Bauteilen} \end{aligned}$$

Desweiteren wird empfohlen, die Versagenswahrscheinlichkeiten p_{fi} nach der Brandabschnittsfläche mit der empirischen Funktion (9.4)

$$p_{fi}' = \frac{zul A}{A} \cdot p_{fi} \quad (9.4)$$

zu wichten, wobei $zul A = 2500 m^2$ beträgt; dies entspricht nach [55] etwa den in Deutschland im Industriebau am häufigsten anzutreffenden Brandabschnittsflächen.

Die operative Versagenswahrscheinlichkeit des Tragwerkes, innerhalb eines Bezugszeitraumes T_D zu versagen, ist dann (9.5) analog (9.2)

$$P_f = 1 - e^{-\lambda_b \cdot T_D \cdot P_{fb}} \quad (9.5)$$

Mit (9.2) ergibt sich (9.6)

$$P_f = 1 - e^{-P_{fb} \cdot P_b} \quad (9.6)$$

und daraus kann das erforderliche Maß für P_{fb} nach (9.7) zurückgerechnet werden.

$$P_{fb} = \frac{1/\ln(1 - P_f)}{P_b} \cong \frac{P_f}{P_b} \quad (9.7)$$

Wird (9.2), (9.3) und (9.4) in (9.7) eingesetzt, ergibt sich (9.8), und da die zulässigen Werte von p und p_{fi} pro Jahr definiert sind, kann $T_D = 1$ gesetzt werden.

$$P_{fb} = \frac{p_f \cdot 2500}{p \cdot A^2} \quad (9.8)$$

Ausgehend von Gleichung (9.8) wurde die erforderliche, bauteilspezifische, bedingte operative Versagenswahrscheinlichkeit p_{fb} für die angegebenen Auftretenswahrscheinlichkeiten p_1 kombiniert mit $p_2 \cong 10^{-1}$ und Brandabschnittsflächen $A = 500, 1000, 2500$ sowie 5000 m^2 berechnet und in Tabelle 9.1 dargestellt bzw. in Bild 9.1 aufgetragen. Da es sich bei Stützen um Teile des Haupttragwerkes handelt, mußte für p_f der Wert $p_{f3} \cong 10^{-6}$ gewählt werden.

$A = p_1 \cdot p_2$	500 m ²	1000 m ²	2500 m ²	5000 m ²
$2 \cdot 10^{-8}$	$p_{fb} = 0,500$ $\beta = 0,000$	$p_{fb} = 0,125$ $\beta = 1,150$	$p_{fb} = 0,020$ $\beta = 2,06$	$p_{fb} = 5 \cdot 10^{-3}$ $\beta = 2,58$
$5 \cdot 10^{-8}$	$p_{fb} = 0,200$ $\beta = 0,840$	$p_{fb} = 0,050$ $\beta = 1,645$	$p_{fb} = 8 \cdot 10^{-3}$ $\beta = 2,41$	$p_{fb} = 2 \cdot 10^{-3}$ $\beta = 2,88$
$2 \cdot 10^{-7}$	$p_{fb} = 0,050$ $\beta = 1,645$	$p_{fb} = 0,013$ $\beta = 2,24$	$p_{fb} = 2 \cdot 10^{-3}$ $\beta = 2,88$	$p_{fb} = 5 \cdot 10^{-4}$ $\beta = 3,29$

Tabelle 9.1 Erforderliche Werte p_{fb} bzw. β in Abhängigkeit von der Auftretenswahrscheinlichkeit eines Brandes und der Brandabschnittsfläche

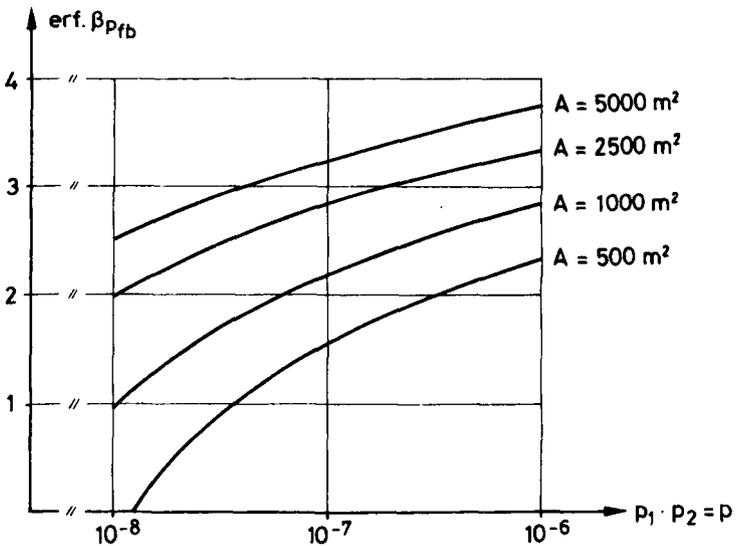


Bild 9.1: Erf. $\beta_{p_{fb}}$ in Abhängigkeit von p

Vergleicht man nun die in den Bildern 6.5.1 bis 6.5.6 aufgetragenen vorhandenen β -Werte, zeigt sich, daß diese bei einer Branddauer von 60 min im Schlankheitsbereich $\lambda = 20 - 45$ β -Werte von ≥ 2 aufweisen, d. h. diese Stützen würden, obwohl nach DIN 4102 nach F 90 klassifiziert, die Anforderungen des Model-Codes [55] nur für F 60 und bei ganz bestimmten Parameterkombinationen erfüllen, und zwar als grobe Abschätzung bei $A \leq 1000 \text{ m}^2$ und $p < 10^{-7}$. Durch den schlankheitsbedingten Abfall der β -Werte können bei $\lambda \geq 45$ die geforderten β_{pfb} -Werte nur noch bei sehr kleinen Brandabschnitten und geringen Auftretenswahrscheinlichkeiten erbracht werden.

Die erforderlichen β_{pfb} -Werte zur Einstufung nach F 90 lassen sich aufgrund der hier verwendeten vereinfachenden Annahmen in bezug auf die deterministische Annahme des Temperaturverlaufs im allgemeinen nicht erbringen, es sei denn bei $\lambda \approx 20$ und wiederum sehr kleinen Auftretenswahrscheinlichkeiten, verbunden mit kleinen Brandabschnitten ($A \leq 500 \text{ m}^2$ und $p < 5 \cdot 10^{-8}$).

Günstiger stellen sich die Verhältnisse dar, wenn die geringere Auflastverteilung nach Abschnitt 5.6 zugrunde gelegt wird. Die in Abschnitt 6.7 ermittelten und in den Bildern 6.7.4 bis 6.7.9 aufgetragenen β -Werte lassen erkennen, daß nun auch der Schlankheitsbereich $\lambda = 70 - 95$ die für Brandabschnittsflächen bis 1000 m^2 und Auftretenswahrscheinlichkeiten $p \leq 2 \cdot 10^{-7}$ zu fordernden Bedingungen erfüllt; diese Werte sollten jedoch nur als Anhaltswerte verstanden werden, welche je nach den entsprechenden Stützenparametern zu relativieren sind.

Bei einer Brandeinwirkung von 90 min ergeben sich ebenso etwas günstigere Ergebnisse, da nun auch bei Schlankheiten bis $\lambda = 45$ ausreichende β -Werte, wenn auch nur für kleine Brandabschnitte und geringe Auftretenswahrscheinlichkeiten erreicht werden. Für größere Schlankheiten lassen sich auch mit der geringeren Lastverteilung vorerst keine ausreichend kleinen Versagenswahrscheinlichkeiten p_{fb} nachweisen.

9.2 Wertung der Aussagen nach Abschnitt 9.1

Ziel der Ausführungen in Abschnitt 9.1 war es, die berechneten β -Werte auf ein Vergleichsniveau zu beziehen, welches auf einem bestehenden probabilistischen Sicherheitskonzept für den baulichen Brandschutz beruht.

Es soll an dieser Stelle jedoch noch einmal klar herausgestellt werden, daß die angegebenen Werte für den ungünstigen Fall des beiderseits gelenkig gelagerten Stabes mit gleichen Endausmitten unter einer deterministischen Brandeinwirkung nach der ETK gelten und weiterhin die angenommene Belastungsverteilung als "wahr" anzusetzen ist. In normalen unver-schieblichen Systemen des Hochbaus werden im allgemeinen keine Stabschlankheiten ≥ 45 erreicht; des weiteren sind zusätzliche Sicherheiten durch Endeinspannungen, ungleichmäßige Temperaturverteilung längs der Stütze, wobei die Stützenenden eine durchweg geringere Erwärmung erfahren, etc. vorhanden, deren Erfassung zur Zeit noch Schwierigkeiten bereitet oder zum Teil noch nicht geklärt ist. Außerdem stellt die Annahme gleichsinniger Endausmitten am untersuchten Ersatzsystem wiederum den ungünstigsten Belastungsfall dar, der jedoch auch im Hinblick auf die Nachrechnung der vorliegenden Versuchsergebnisse vorerst hingenommen werden muß. Erste, hier nicht wiedergegebene Tastrechnungen an Systemen mit gleichsinnigen, jedoch ungleichen Endausmitten zeigen, daß sich jedoch an der Tendenz des hier dargestellten Verhaltens wenig ändert und bei stark ungleichen Ausmitten wiederum die eigentliche Querschnittsfestigkeit am oberen Stützenrand maßgebend wird, wobei bei kleineren Schlankheitsgraden unter den getroffenen Annahmen ein maximaler β -Wert in der Größenordnung um 2,5 möglich wird.

Auch im Hinblick auf die angesetzte Temperatureinwirkung nach der ETK, die jedoch als Grundlage zur Bauteilklassifizierung nach DIN 4102 dient und somit vorerst als bindend angesehen werden muß, lassen sich Einwände in bezug auf einen Vergleich zwischen einer Temperatur-Zeit-Kurve eines natürlichen Brandes und der bei größeren Branddauern wesent-

lich ungünstigeren ETK geltend machen. Auch auf diesem Gebiet werden abschließende Beurteilungen erst nach weiteren intensiveren Forschungsarbeiten möglich sein.

Die hier gemachten Ausführungen sollen noch einmal deutlich machen, daß noch Parameter existieren, die sich einer probabilistischen Erfassung noch entziehen und somit in der vorliegenden Arbeit mehr der besser bekannte baustoff- und querschnittsspezifische Teil behandelt werden mußte. Es wird jedoch deutlich, daß bei verschieblichen Systemen mit entsprechenden Schlankheiten auf der Basis der hier dargestellten Grundlagen für Stützen gleichen Querschnitts kein einheitliches Sicherheitsmaß über den gesamten Schlankheitsbereich besteht oder sich bei sehr schlanken Stützen zumindest ein dem derzeitigen Beurteilungskonzept ausreichendes Sicherheitsmaß erreichen läßt, wie dies normalerweise bei Raumtemperatur der Fall ist. Aus diesem Grund erscheint es auf der Grundlage der hier getroffenen Annahmen vorerst zweifelhaft, ob eine Klassifizierung dieser Bauteile nur nach den Querschnittsabmessungen ausreichend ist oder nicht noch zusätzliche Maßnahmen zur Erreichung eines gleichmäßigen oder ausreichenden Sicherheitsniveaus getroffen werden müßten. Außerdem ergeben sich Zweifel, ob es weiterhin möglich sein sollte, diese Bauteile ohne Zusatzmaßnahmen bei Schlankheiten $\lambda \geq 70$ noch in die Klasse 90 einzustufen.

Eine abschließende Beantwortung dieser Fragen kann erst gegeben werden, wenn die zuvor angesprochenen Probleme in ähnlicher Weise wie die bauteilspezifischen Parameter mit erfaßt werden können. Erst wenn es gelingt, bei genauerer Einschätzung des "Brandumfeldes" zu zeigen, daß sich ein gleichmäßigeres oder ausreichendes Sicherheitsmaß ergibt, können nach Meinung des Verfassers die hier geäußerten Zweifel an der bisherigen Vorgehensweise ausgeräumt werden.

10 Zusammenfassung

Diese Arbeit soll als ein weiterer Schritt zur Klärung des Sicherheitsverhaltens schlanker Stahlbetonstützen verstanden werden. Dabei wurde - ausgehend von den in [9] und [10] beschriebenen Verfahren der zwei- und dreidimensionalen Diskretisierung zur Traglastberechnung von Stahlbetonbauteilen - eine Näherungsbeziehung entwickelt, welche es erlaubt, die Berechnung der Bruchzeitpunkte dieser Bauteile mit sehr guter Genauigkeit im Vergleich zu einer "strengen Berechnung" durchzuführen. Die Annahme über den Krümmungsverlauf längs der Stütze könnte bei der Aufstellung von Momenten-Krümmungstabellen zum eventuellen rechnerischen Nachweis der Feuerwiderstandsdauer von Nutzen sein.

Zur Lösung der durch die angewandte Methode zur Berechnung der bedingten operativen Versagenswahrscheinlichkeit notwendigen, die den Grenzzustand des Bauteils beschreibenden Zustandsfunktion und der damit verbundenen erforderlichen Rechengenauigkeit mußte ein spezieller Suchalgorithmus zur Bestimmung des Grenzmomentes entwickelt werden. Dieser Grenzmomentenbestimmung kommt bei der Traglastberechnung der untersuchten Stützen eine zentrale Bedeutung zu.

Ausgehend von der Grenzmomentenbestimmung, wurde weiterhin zur Reduzierung des Berechnungsaufwandes eine Approximation der Momenten-Krümmungs-Beziehung entwickelt, welche es gestattet, den gesamten notwendigen Krümmungsverlauf ohne Bereichsunterteilung mit sehr guter Annäherung funktional darzustellen. Aufgrund dieses Zusammenhanges und der Approximation des Krümmungsverlaufes längs der Stütze kann eine Aussage über den Traglastzustand der Stütze erfolgen bzw. mit wenigen Suchschritten die Traglast des Bauteiles berechnet werden. Die Güte dieser Methode und die dabei zu erwartenden Ungenauigkeiten wurden in umfangreichen Vergleichsrechnungen mit angegeben. Außerdem konnten diese Rechenannahmen durch Vergleich mit Versuchswerten erhärtet werden.

Die Beschreibung des verwendeten Verfahrens zur Berechnung der operativen Versagenswahrscheinlichkeit dieser Bauteile wurde auf die wesentlichen Schritte zum Verständnis des Verfahrens beschränkt, wobei die zur Anwendung kommenden Verteilungen mit beschrieben sind. Außerdem wurden die Verfahren zur Umrechnung nicht normal verteilter Basisvariablen auf die Normalverteilung mit angegeben. Die Rechtfertigung zur Anwendung des Verfahrens konnte durch einen Linearitätstest begründet werden.

Die Auswahl der betrachteten Basisvariablen und deren Verteilungen erfolgte nach Voruntersuchungen über den Grad ihrer Wichtigkeit, wobei der Zwang bestand, sich auf die einflußreichsten Parameter zu beschränken. Auf der Basis dieser Einflußvariablen konnte mit Hilfe der α_1 -Werte die Empfindlichkeit des Systems gegenüber diesen Basisvariablen je nach den Stützdaten gezeigt werden, wobei eine spezielle Belastungsverteilung aus Lastmessungen in bestehenden Gebäuden zugrunde gelegt wurde. Hierbei kam z. B. die Dominanz der Betondruckfestigkeit bei gedrungene Stützen, aber auch der große Einfluß der Lageveränderungen der Druck- und Zugbewehrung je nach Schlankheitsbereich zum Ausdruck, während sich die anderen Parameter über den betrachteten Schlankheitsbereich mehr oder weniger konstant verhalten oder von wiederum untergeordneter Bedeutung sind.

Außerdem konnten die zu erwartenden Streuungen der Traglast bei den untersuchten Brandzeitpunkten und analog den α_1 -Werten auch die Zusammensetzung der Traglaststreuung der Stützen aus den Einzelanteilen der angesetzten Basisvariablen mit angegeben werden. Auch hier zeigt sich, in welchen Bereichen bestimmte Basisvariablen den Hauptanteil zur Gesamtstreuung beitragen oder von untergeordneter Bedeutung sind.

Die mit der Berechnung der α_1 -Werte einhergehende Bestimmung der die Zuverlässigkeit des Systems beschreibenden β -Werte ergab, daß sich für das angesetzte System und die dazugehörigen Verteilungen mit den zur Zeit üblichen Konstruktionsanforderungen kein einheitliches Sicherheitsniveau bei 60 min

und 90 min über den gesamten Schlankheitsbereich feststellen läßt (vgl. hierzu Abschnitt 9, letzter Absatz), wobei sich die Verhältnisse bei 90 min noch ungünstiger darstellen.

Mit der verteilungsmäßigen Darstellung des Brandverlaufs und der Belastungsverteilung über die Branddauer konnte - wiederum für die angenommenen Verhältnisse - gezeigt werden, daß sich bei höheren Branddauern - bedingt durch den relativ großen Traglastabfall - verbesserte β -Werte nur durch eine erhebliche Absenkung des anzusetzenden Lastniveaus und einer damit einhergehenden Reduzierung des Variationskoeffizienten der Belastung erreichen lassen.

Zur Klärung des Variationskoeffizienten der Feuerwiderstandsdauer konnte eine Näherungsformel angegeben werden, welche es erlaubt, diesen bei bekannten Streuungen von R und S und des Traglastabfalls der Stützen im Bereich des Versagenszeitpunktes mit ausreichender Genauigkeit zu bestimmen. Diese Angabe könnte bei eventuellen Einzelnachweisen zur Verteilung der Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen angewendet werden. Außerdem ließ sich zeigen, daß der hier interessierende linke Ast der Verteilung der Feuerwiderstandsdauer ausreichend genau durch eine Normalverteilung angenähert werden kann.

Der abschließende Vergleich des erforderlichen Wertes β_{pfb} je nach vorhandenem Brandrisiko und Brandabschnitten in Anlehnung an den Model-Code [55] zeigte, in welchen Bereichen die Einordnung der betrachteten Stützen in bestimmte Feuerwiderstandsklassen (F 60) ohne weiteren Nachweis hingenommen werden kann und in welchen Bereichen Zweifel über die Anwendbarkeit einer pauschalen, schlankheits- und belastungsunabhängigen Einordnung der betrachteten Systeme bestehen. In diesen Bereichen sind weitere verstärkte Untersuchungen mit evtl. verbesserten Systemen notwendig, oder es könnte auch bei der Erstellung entsprechender Hilfsmittel (vgl. 1. Absatz) ein Nachweis im Einzelfall mit einem bestimmten Vorhaltemaß der Feuerwiderstandsdauer gefordert werden:

Literaturverzeichnis

- [1] Breitschaft u. a.: Fachnormenausschuß Bau im Deutschen Normenausschuß: Grundlagen für die Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. Entwurf einer Sicherheitsrichtlinie, Fassung November 1978.
- [2] - Comité Euro-International du Béton: Einheitliche Regeln für verschiedene Bauarten und Baustoffe, Model-Code Band I, Bulletin d'Information No. 116 D, Paris 1976.
- [3] - Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein. Richtlinie für die Koordination des SIA-Normenwerkes im Hinblick auf Sicherheit und Gebrauchsfähigkeit von Tragwerken. 2. Entwurf 1978.
- [4] Heunisch, M.: Zum Problem der Sicherheit, untersucht am Beispiel der Stahlbetondruckglieder unter Kurzzeitbelastung, Dissertation TU Darmstadt 1975.
- [5] Hosser, D.: Tragfähigkeit und Zuverlässigkeit von Stahlbetondruckgliedern; vereinfachte Nachweise bei beliebigen Einwirkungen und Randbedingungen. Dissertation TU Darmstadt 1978.
- [6] Deutscher Betonverein e.V.: Sicherheit von Betonbauten. Beiträge zur Arbeitstagung Berlin, 7./8. Mai 1973.
- [7] Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen. Dissertation TU Braunschweig 1973.
- [8] Schneider, U.: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen. Habilitationsschrift TU Braunschweig 1979.
- [9] Klingsch, W.: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung. Dissertation TU Braunschweig 1975.

- [10] Haksever, A.: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall. Dissertation TU Braunschweig 1977.
- [11] Lie, T.T.: Optimum Fire Resistance in Structures. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Structural Division, Vol. 98, No. ST1, Jan 1972.
- [12] Lie, T.T.: Fire and Buildings, Applied Science Publishers Ltd. London 1972.
- [13] Kordina, K.: Zur Frage des Brandrisikos in Hochhäusern. Bericht zum Kontaktstudium Brandverhalten von Bauteilen. Braunschweig, Februar 1976.
- [14] Magnusson, S.-E.: Probabilistic Analysis of Fire Exposed Steel Structures, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden 1974.
- [15] Magnussen, S.E.,
Petterson, O.,
Thor, J.: Fire Engineering Design of Steel Structures, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden. Deutsche Übersetzung durch das Institut für Bautechnik, Berlin 1977.
- [16] Anderberg, Y.,
Petterson, O.,
Thelander, S.,
Wickström, U.: Eine differenzierte Bemessung brandbeanspruchter Baukonstruktionen aus Beton, Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden.
- [17] Henke, V.: Sicherheitstheoretische Überlegungen zum Brandschutz, Berichte zum Kontaktstudium Brandverhalten von Bauteilen, Braunschweig, Februar 1976.
- [18] Henke, V.: Sicherheitstheoretische Untersuchungen an Einzelbauteilen. Arbeitsbericht des Teilprojekts D 1 des SFB 148 (1977).
- [19] Fisz, M.: Wahrscheinlichkeitsrechnung und mathematische Statistik. VEB Deutscher Verlag der Wissenschaften, Berlin 1970.
- [20] Morgenstern, D.: Einführung in die Wahrscheinlichkeitsrechnung und mathematische Statistik. Springer-Verlag 1968.

- [21] Kreyszig, E.: Statistische Methoden und ihre Anwendungen. Verlag Vandenhoeck und Rupprecht in Göttingen 1968.
- [22] Heinhold-Gaede: Ingenieur-Statistik. R. Oldenburg, München-Wien 1968.
- [23] Abramowitz, M., Stegun, I.: Handbook of Mathematical Functions. Dover Publications Inc., New York 1965.
- [24] Basler, E.: Untersuchungen über den Sicherheitsbegriff von Bauwerken. Schweizer Archiv April 1961, S. 133 - 160.
- [25] Fießler, B., Hawranek, H., Rackwitz, R.: Numerische Methoden für probabilistische Bemessungsverfahren und Sicherheitsnachweise. Laboratorium für den konstruktiven Ingenieurbau (LKI), TU München, Sonderforschungsbereich 96, Heft 14 - 1976.
- [26] Kordina, K., Schneider, U., Haksever, A., Klingsch, W.: Zur Berechnung von Stahlbetonkonstruktionen im Brandfall. Berichte zum Kontaktstudium Brandverhalten von Bauteilen, Braunschweig, SFB 148, Februar 1976.
- [27] Cranston, W.B.: A Computer Method for the Analysis of Restrained Columns. Technical Report, Cement and Concrete Association, London, April 1967.
- [28] Kordina, K., Schneider, U.: Zum mechanischen Verhalten von Normalbeton unter instationärer Wärmebeanspruchung. Sonderdruck aus Beton-Herstellung; Verwendung 25, Heft 1, S. 19 ff (1975).
- [29] Kasperek, K.-H., Schwarz, H.: Ein Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens exzentrisch beanspruchter Stahlbetonstützen. Der Bauingenieur, H 42, Nr. 3, Seite 84 ff (1967).
- [30] Mehmel, A., Schwarz, H., Kasperek, K.H., Makovi, J.: Tragverhalten ausmittig beanspruchter Stahlbetonglieder. Heft 204 des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton.
- [31] Quast, U.: Geeignete Vereinfachungen für die Lösung des Traglastproblems der ausmittig gedrückten primatischen Stahlbetonstützen mit Rechteckquerschnitt. Dissertation TU Braunschweig 1970.

- [32] Grasser, Kordina, Quast: Bemessung von Stahlbetonbauteilen nach DIN 1045. Heft 220 des DAfStb, Ausgabe 1972.
- [33] Liermann, K.: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. Dissertation TU Braunschweig (1972).
- [34] Blaser, A.: Knicken von Stahlbetonstäben mit Rechteckquerschnitt unter Kurzzeitbelastung. Heft 180 des DAfStb.
- [35] Warner, R.F.: Tragfähigkeit und Sicherheit von Stahlbetonstützen unter ein- und zweiachsig exzentrischer Kurzzeit- und Dauerbelastung. Heft 236 des DAfStb.
- [36] Kordina, K.: Stabilitätsuntersuchungen an Beton- und Stahlbetonsäulen. Dissertation TH München (1957).
- [37] Quast, U.: Traglastnachweis für Stahlbetonstützen nach der Theorie II. Ordnung mit Hilfe einer vereinfachten Moment-Krümmungs-Beziehung. Beton- und Stahlbetonbau 11/1970, Seite 265 - 271.
- [38] Hees, G.: Die Berechnung von Biegeträgern bei nichtlinearen Momenten-Krümmungsbeziehungen. Fortschrittsberichte VDI-Z., Reihe 4, Nr. 15, Düsseldorf 1969.
- [39] Rüsck, H., Sell, R., Rackwitz, R.: Statistische Analyse der Betonfestigkeit. Heft 206 des DAfStb.
- [40] Rüsck, H.: Der Einfluß der Streuung bei der Betonkontrolle. Der Bauingenieur 37 (1962), Heft 10, Seite 373 bis 377.
- [41] Rackwitz, R.: Zur Streuung der Betondruckfestigkeiten von Würfelproben. Beton-Herstellung. Verwendung, 1971, Seite 53 - 55.
- [42] Klöden, W.: Bruchsicherheit überwiegend auf Biegung beanspruchter Stahlbetonrechteckquerschnitte. Diplomarbeit TU Braunschweig (1974), unveröffentlicht.

- [43] Krell, K.-H.: Maßabweichungen bei Stahlbetonfertigteilen. Bauplanung - Bautechnik 1956, Heft 2, S.66-74.
- [44] Rudersdorf, F.A.: Maßtoleranzen im Bauwesen. Betonfertigteileforum 5/1972. Betonwerk + Fertigteile-Technik, Seite 3 - 8.
- [45] Krell, K.-H.: Regeln für die Toleranzanwendungen bei Baupassungen. Die Bautechnik 4/1962. Seite 126 - 135.
- [46] Walter, R.: Brandversuche an Stahlbetonstützen ohne Längsdehnungsbehinderung. Institutsinterner Arbeitsbericht aus dem SFB 148, Braunschweig (unveröffentlicht).
- [47] Drysdale, R.I.: Placement Errors for Reinforcing in Concrete Columns. ACI-Journal, January 1975, Seite 9 - 15.
- [48] Schneider, U.: Pers.Mitteilung (unveröffentlicht). Projekt B 3, SFB 148, TU Braunschweig.
- [49] König, G.,
Marten, K.: Nutzlasten in Bürogebäuden. Beton- und Stahlbetonbau 7/1977, S. 165 - 170.
- [50] Bryson, J. O.: Techniques for the Survey and Evaluation of Live Loads and Fire Loads in Modern Office Buildings. Building Research Division, Institute of Applied Technology, National Bureau of Standards, Washington 1967.
- [51] Kármán, Th.: Untersuchungen über die Nutzlasten von Decken bei Wohngebäuden. Österreichische Ingenieurzeitschrift 9 (1966), S. 119 - 123.
- [52] König, G.,
Marten, K.: Zum wirklichkeitsnahen Erfassen von Nutzlasten. Die Bautechnik 8/1975, S. 275 - 281.
- [53] Veneziano, D.: Contribution of Second Moment Reliability Theory. Struct. Publ. No. 389, Dept. of Civ. Eng., MIT, Cambridge, Mass., 1974.
- [54] - DiN 1045 - Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. Fassung Dezember 1978.

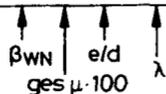
- [55] Bub, H.,
Schneider, U.,
Ehm, H. et al.: Entwurf eines Modelcodes für den
Baulichen Brandschutz, Institut
für Bautechnik, Berlin, 2. Fas-
sung Juli 1979.

A N H A N G

Die in den Tabellen 1 bis 5 des Anhangs verwendeten Bezeichnungen beziehen sich auf nachfolgend angegebene Textseiten oder Formeln und bedeuten:

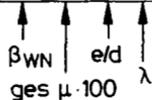
	Seite	Formel
P_{DIN} - Gebrauchslast nach DIN 1045	78	-
t_u - Bruchzeitpunkt der Stütze mit Materialfestigkeiten nach DIN 1045	33	4.1 bis 4.3
Rückger. - Traglastermittlung zum Bruchzeitpunkt t_u mit Materialfestigkeiten nach DIN 1045	49	4.29
Traglast bei 60' - Traglastermittlung bei 60 min Branddauer mit den hier verwendeten Mittelwerten der Materialfestigkeiten	49	4.29
β -Wert - Sicherheitsindex	17 22	2.4.6 -
\bar{P} - Mittelwert der Auflastverteilung	70	5.12
σ_P - Standardabweichung der Auflastverteilung	70	5.13
σ_R - Standardabweichung der Traglast bei 60 bzw. 90 min Branddauer	113	7.1
v_R - Variationskoeffizient der Traglast bei 60 bzw. 90 min Branddauer	14	-

Stütze	t_u	P_{DIN} [kN]	Rückgr. Traglast	Fehler [%]	Traglast bei 60'	β -Wert	\bar{P} [kN]	σ_P [kN]	σ_R [kN]	ν_R [%]
B25-2-0,1-20	83'	882,00	872,44	-1,08	1409,90	2,245	811,44	139,36	227,25	16
B25-2-0,1-45	70'	701,00	597,16	-0,55	988,05	1,860	644,92	110,76	147,53	15
B25-2-0,1-70	55'	582,80	580,52	-0,39	603,31	0,506	536,18	92,08	95,51	16
B25-2-0,1-95	47'	450,00	465,04	+3,34	414,46	0,006	414,00	71,10	28,68	7
B25-2-0,2-20	81'	700,88	696,66	-0,60	1100,06	2,250	644,81	110,74	169,34	15
B25-2-0,2-45	70'	574,88	530,22	+0,93	797,84	1,850	528,89	90,83	113,51	14
B25-2-0,2-70	57'	464,63	471,20	+1,41	509,71	0,782	427,46	73,41	75,32	15
B25-2-0,2-95	51'	360,00	372,10	+3,36	356,70	0,328	331,20	56,88	53,00	15
B25-2-0,3-20	80'	590,63	590,92	+0,05	912,25	2,220	543,38	93,32	137,48	15
B25-2-0,3-45	72'	483,52	480,05	-0,72	679,58	1,920	444,84	76,40	95,40	14
B25-2-0,3-70	58'	409,50	402,00	-1,83	442,11	0,731	376,74	64,70	61,73	14
B25-2-0,3-95	55'	305,00	305,85	+0,23	310,38	0,445	280,60	48,19	46,50	15
B25-4-0,1-20	84'	1173,38	1177,19	+0,32	1964,85	2,360	1079,51	185,39	326,14	16
B25-4-0,1-45	75'	937,13	950,35	+1,41	1444,43	2,050	862,16	148,07	242,38	17
B25-4-0,1-70	64'	795,38	788,63	-0,85	973,28	1,236	731,75	125,67	149,64	15
B25-4-0,1-95	55'	675,00	663,07	-1,77	664,89	0,293	621,00	106,65	105,19	16
B25-4-0,2-20	83'	960,75	953,35	-0,77	1564,67	2,304	883,89	151,80	253,50	16
B25-4-0,2-45	76'	779,63	782,43	+0,36	1194,83	2,040	717,26	123,18	199,07	17
B25-4-0,2-70	64'	653,63	679,15	+3,90	831,73	1,450	601,34	103,27	120,75	14
B25-4-0,2-95	57'	558,00	554,85	-0,56	586,16	0,596	513,36	88,16	84,54	14
B25-4-0,3-20	82'	819,00	812,36	-0,81	1317,62	2,300	753,48	129,40	208,36	16
B25-4-0,3-45	77'	669,38	672,77	+0,51	1025,01	2,065	615,83	105,76	167,56	16
B25-4-0,3-70	66'	567,00	580,17	+2,32	734,07	1,550	521,64	89,53	103,71	14
B25-4-0,3-95	58'	486,00	490,11	+0,85	527,93	0,763	447,12	76,79	76,79	14



**Tabelle 1 : Berechnungsergebnisse der Stützen 30/30 mit B 25, ges $\mu = 2,4\%$
 $e/d = 0,1 ; 0,2 ; 0,3$ und $\lambda = 20; 40; 70; 95$ bei 60' Branddauer**

Stütze	t_u	P_{DIN} [kN]	Rückger. Traglast	Fehler [%]	Traglast bei 60'	β - Wert	\bar{P} [kN]	σ_p [kN]	σ_R [kN]	v_R [%]
B35-2-0,1-20	80'	1076,40	1077,50	+0,10	1661,09	2,290	990,29	170,07	238,50	14
B35-2-0,1-45	66'	938,35	853,49	+1,81	1130,61	1,710	771,28	132,46	163,12	14
B35-2-0,1-70	50'	693,45	712,37	+2,73	665,09	0,179	637,97	109,57	104,64	16
B35-2-0,1-95	47'	470,00	502,84	+6,99	452,57	0,176	432,46	74,26	86,86	19
B35-2-0,2-20	77'	869,40	860,60	-1,01	1280,47	2,215	799,85	137,36	167,97	13
B35-2-0,2-45	68'	672,75	682,62	+1,47	905,25	1,755	618,93	106,29	123,77	14
B35-2-0,2-70	51'	569,25	565,77	-0,61	553,01	0,244	523,71	89,94	63,30	11
B35-2-0,2-95	47'	400,00	419,23	+4,81	366,87	0,012	368,00	63,20	69,81	19
B35-2-0,3-20	73'	755,55	751,94	-0,48	1052,30	2,000	695,11	119,38	132,83	13
B35-2-0,3-45	68'	569,25	564,37	-0,86	752,06	1,659	523,70	89,94	104,00	14
B35-2-0,3-70	53'	476,10	476,98	+0,18	474,18	0,350	438,01	75,22	71,01	15
B35-2-0,3-95	51'	340,00	348,91	+2,62	309,83	-0,046	312,80	53,72	35,82	12
B35-4-0,1-20	84'	1345,50	1408,94	+4,34	2214,45	2,417	1237,86	212,59	343,60	16
B35-4-0,1-45	73'	1084,68	1092,08	+0,68	1601,63	1,967	997,91	171,38	254,65	16
B35-4-0,1-70	60'	890,10	909,52	+2,18	1041,68	1,057	818,89	140,63	157,00	15
B35-4-0,1-95	52'	740,00	750,66	+1,44	713,77	0,200	630,80	116,92	116,21	16
B35-4-0,2-20	81'	1107,45	1111,17	+0,33	1752,05	2,330	1018,85	174,98	261,54	15
B35-4-0,2-45	75'	879,75	880,44	+0,08	1315,56	2,047	809,39	139,37	204,52	16
B35-4-0,2-70	61'	745,20	766,44	+2,85	890,72	1,230	685,58	117,74	118,12	13
B35-4-0,2-95	55'	603,00	608,78	+0,96	623,19	0,533	554,76	95,27	86,06	14
B35-4-0,3-20	81'	941,85	932,20	-1,02	1468,31	2,298	866,50	148,81	215,50	15
B35-4-0,3-45	75'	757,62	735,71	-2,89	1124,73	2,054	697,01	119,70	170,40	15
B35-4-0,3-70	60'	677,21	680,54	+0,49	781,05	1,036	623,03	106,10	109,58	14
B35-4-0,3-95	56'	532,00	535,57	+0,69	558,66	0,615	489,44	84,06	74,85	13



**Tabelle 2 : Berechnungsergebnisse der Stützen 30/30 mit B 35 ; ges $\mu = 2,4\%$
 $e/d = 0,1; 0,2; 0,3$ und $\lambda = 20; 40; 70; 95$ bei 60' Branddauer**

Stütze	t_u	PDIN [kN]	Rückgr. Traglast	Fehler [%]	Traglast bei 60'	β -Wert	\bar{P} [kN]	σ_p [kN]	σ_R [kN]	v_R [%]
B25-2-0, 1-20	87'	1554,00	1540,52	-0,90	2656,5	2,146	1429,68	245,53	516,26	19,4
B25-2-0, 1-45	71'	1260,00	1265,16	+0,40	1876,7	1,820	1159,20	199,08	340,27	18,1
B25-2-0, 1-70	56'	1022,00	1053,76	+3,10	1172,1	0,850	940,24	161,48	219,77	18,7
B25-2-0, 1-95	50'	768,00	786,79	+2,40	781,9	0,408	706,56	121,34	139,19	17,8
B25-2-0, 2-20	82'	1260,00	1240,93	-1,50	1994,5	2,090	1159,20	199,08	346,55	17,4
B25-2-0, 2-45	72'	1022,00	1024,35	+0,30	1540,5	1,828	940,24	161,48	285,92	18,6
B25-2-0, 2-70	57'	868,00	879,55	+1,30	979,3	0,847	798,56	137,14	176,62	18,0
B25-2-0, 2-95	50'	672,00	686,22	+2,10	677,6	0,386	618,24	106,18	111,46	16,4
B25-2-0, 3-20	80'	1064,00	1056,01	-0,80	1660,7	2,146	978,88	168,11	269,60	16,2
B25-2-0, 3-45	72'	882,00	889,16	+0,80	1277,6	1,811	811,44	137,36	217,70	17,0
B25-2-0, 3-70	60'	728,00	719,06	-1,20	850,4	0,916	609,76	115,02	160,29	18,8
B25-2-0, 3-95	53'	576,00	578,86	-0,50	600,1	0,494	529,92	91,01	109,01	18,2
B35-2-0, 1-20	85'	1895,20	1900,60	+0,30	3149,8	2,270	1743,58	299,44	542,30	17,2
B35-2-0, 1-45	68'	1545,60	1540,07	-0,35	2236,9	1,616	1421,95	244,20	441,20	19,7
B35-2-0, 1-70	52'	1251,20	1278,02	+2,10	1280,0	0,444	1151,10	197,69	212,78	16,6
B35-2-0, 1-95	48'	874,00	899,43	+2,90	843,4	0,184	804,08	138,09	163,08	19,3
B35-2-0, 2-20	79'	1545,60	1517,60	-1,80	2321,4	2,064	1421,95	244,20	361,50	15,6
B35-2-0, 2-45	69'	1251,20	1233,01	-1,47	1721,1	1,706	1151,10	197,69	269,35	15,7
B35-2-0, 2-70	54'	1030,40	1022,44	-0,70	1058,1	0,482	947,97	162,80	160,32	15,2
B35-2-0, 2-95	50'	726,00	746,37	+2,80	713,5	0,277	667,92	114,97	117,97	16,5
B35-2-0, 3-20	77'	1306,40	1284,76	-1,60	1912,1	2,050	1201,88	206,41	278,25	14,6
B35-2-0, 3-45	68'	1067,20	1066,74	-0,04	1449,3	1,694	981,82	168,62	218,45	15,1
B35-2-0, 3-70	54'	883,20	872,89	-1,18	905,3	0,470	812,54	139,55	139,55	15,4
B35-2-0, 3-95	53'	615,00	621,51	+1,05	614,00	0,334	565,80	97,17	106,99	17,4

β_{WN} ↑
 μ ↑
 e/d ↑
 λ ↑
 ges μ 100

Tabelle 3 : Berechnungsergebnisse der Stützen 40/40 mit B 25, B 35;
 ges $\mu = 2\%$; $e/d = 0,1; 0,2; 0,3$ und $\lambda = 20; 45; 70; 95$ bei 60' Branddauer

Stützen	Traglast bei 90'	β -Wert	\bar{P} [kN]	σ_p [kN]	σ_R [kN]	v_R [%]
B25-2-0,1-20	984,24	+0,763	811,44	139,36	178,5	18,0
B25-2-0,1-45	591,83	-0,338	644,92	110,76	111,4	18,8
B25-2-0,2-20	753,51	+0,630	644,81	110,74	132,3	17,5
B25-2-0,2-45	482,57	-0,331	528,89	90,83	106,4	22,0
B25-2-0,3-20	628,18	+0,590	543,38	93,32	109,3	17,4
B25-2-0,3-45	401,35	-0,394	444,84	76,40	79,6	19,8
B25-4-0,1-20	1288,99	+0,718	1079,51	185,39	225,3	17,5
B25-4-0,1-45	829,83	-0,143	862,16	148,07	170,8	20,0
B25-4-0,2-20	1021,11	+0,600	883,89	151,80	171,0	16,7
B25-4-0,2-45	702,90	-0,080	717,26	123,18	130,6	18,5
B25-4-0,3-20	852,10	+0,547	753,48	129,40	125,5	14,7
B25-4-0,3-45	613,80	-0,016	615,83	105,76	71,2	12,0
B35-2-0,1-20	1180,67	+0,749	990,29	170,10	188,9	16,0
B35-2-0,1-45	685,40	-0,485	771,28	132,46	117,5	17,1
B35-2-0,2-20	896,63	+0,500	799,85	137,36	136,5	15,2
B35-2-0,2-45	537,96	-0,541	618,93	106,29	105,4	19,5
B35-2-0,3-20	740,92	+0,233	695,11	119,38	109,3	14,8
B35-2-0,3-45	440,95	-0,640	523,70	89,94	92,8	21,0
B35-4-0,1-20	1490,31	+0,805	1237,86	212,59	230,5	15,5
B35-4-0,1-45	936,98	-0,248	997,91	171,38	174,7	18,6
B35-4-0,2-20	1160,14	+0,577	1018,85	174,98	171,3	14,7
B35-4-0,2-45	790,17	-0,101	809,37	139,00	128,8	16,3
B35-4-0,3-20	972,47	+0,497	866,50	148,81	152,7	15,7
B35-4-0,3-45	688,29	-0,055	697,01	119,70	103,9	15,1

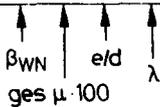


Tabelle 4 : Berechnungsergebnisse der Stützen
30/30 ; B 25, B 35; ges $\mu = 2,4\%$; $e/d = 0,1$;
0,2 ; 0,3 und $\lambda = 20,45$ bei 90' Branddauer

Stützen	Traglast bei 90'	β -Wert	\bar{P} [kN]	σ_P [kN]	σ_R [kN]	v_R [%]
B25-2-0,1-20	1908,95	+1,118	1429,68	245,53	351,41	18,4
B25-2-0,1-45	1191,70	+0,100	1159,20	199,08	261,40	21,9
B25-2-0,2-20	1456,14	+0,933	1159,20	199,08	248,30	17,1
B25-2-0,2-45	976,98	+0,160	940,24	161,48	163,25	16,7
B25-2-0,3-20	1184,35	+0,774	978,88	168,11	205,45	17,1
B25-2-0,3-45	806,04	-0,027	811,44	137,36	145,40	18,0
B35-2-0,1-20	2361,45	+1,197	1743,58	299,44	428,50	18,1
B35-2-0,1-45	1380,46	-0,130	1421,95	244,20	207,78	15,1
B35-2-0,2-20	1736,48	+0,890	1421,95	244,20	255,68	14,7
B35-2-0,2-45	1164,40	+0,048	1151,10	197,69	197,46	17,0
B35-2-0,3-20	1404,09	+0,681	1201,88	206,41	215,45	15,2
B35-2-0,3-45	878,76	-0,406	981,82	168,62	189,56	19,5

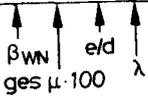


Tabelle 5: Berechnungsergebnisse der Stützen 40/40
mit B 25, B 35 ; ges $\mu=2,4\%$; $e/d=0,1; 0,2;$
 $0,3$ und $\lambda = 20,45$ bei 90' Branddauer

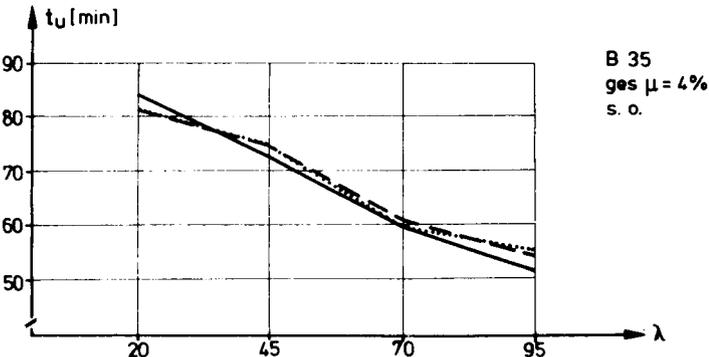
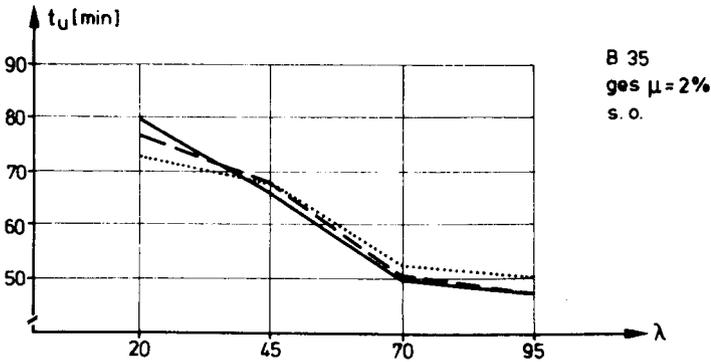
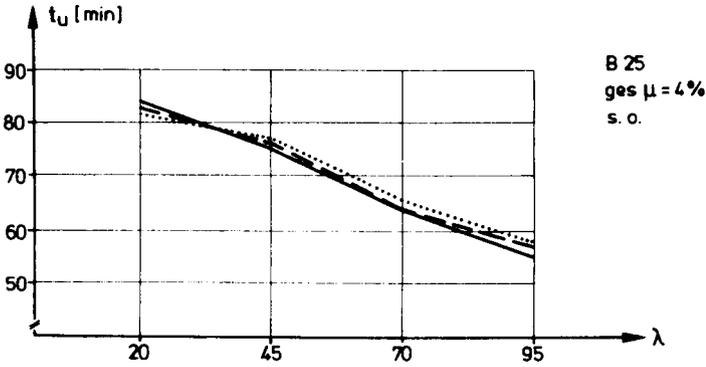
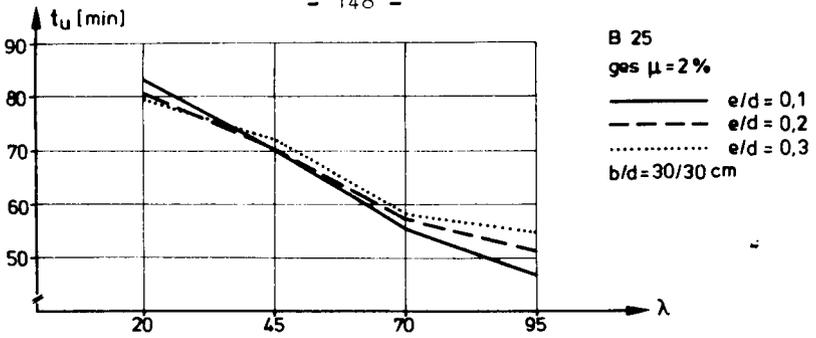


Bild A1: Darstellung der Bruchzeitpunkte nach

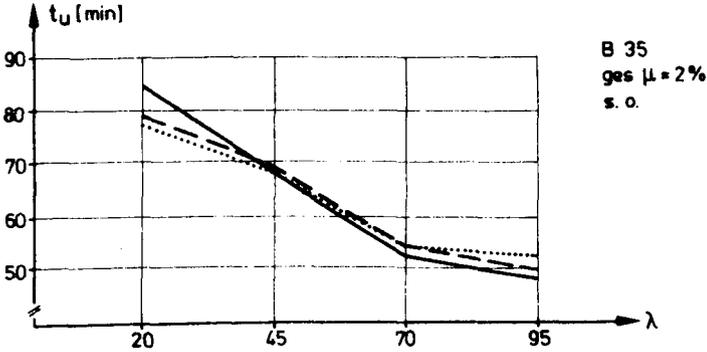
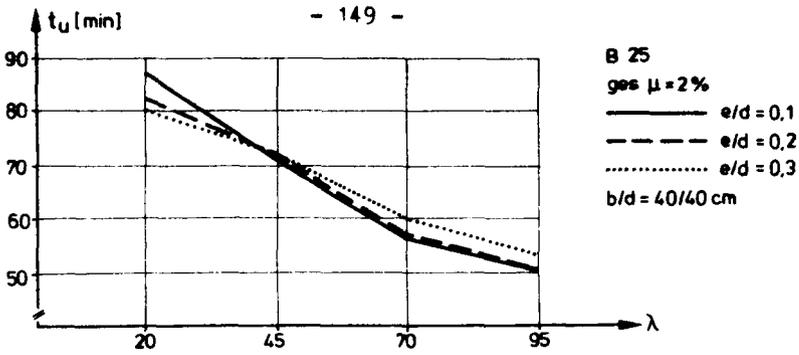


Bild A 2: Darstellung der Bruchzeitpunkte nach Tabelle 3

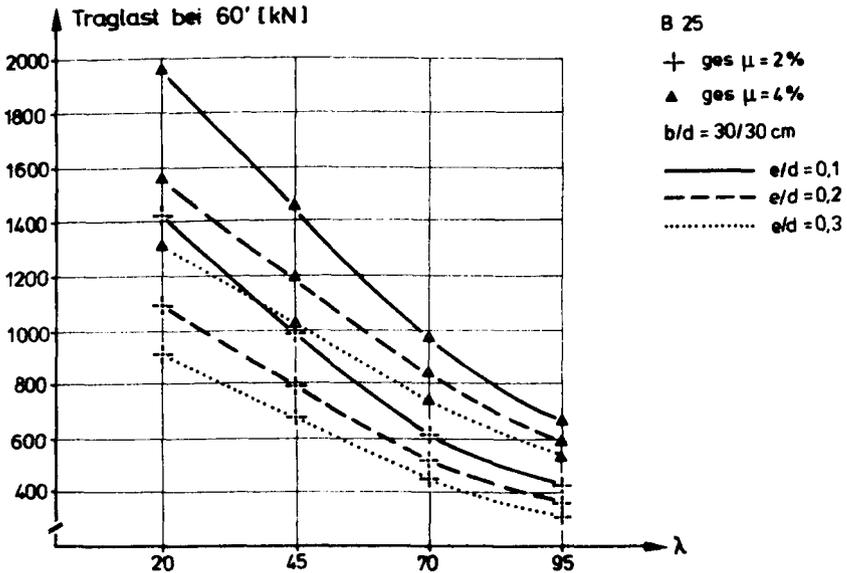


Bild A 3: Darstellung der Traglasten bei 60' analog Tabelle 1

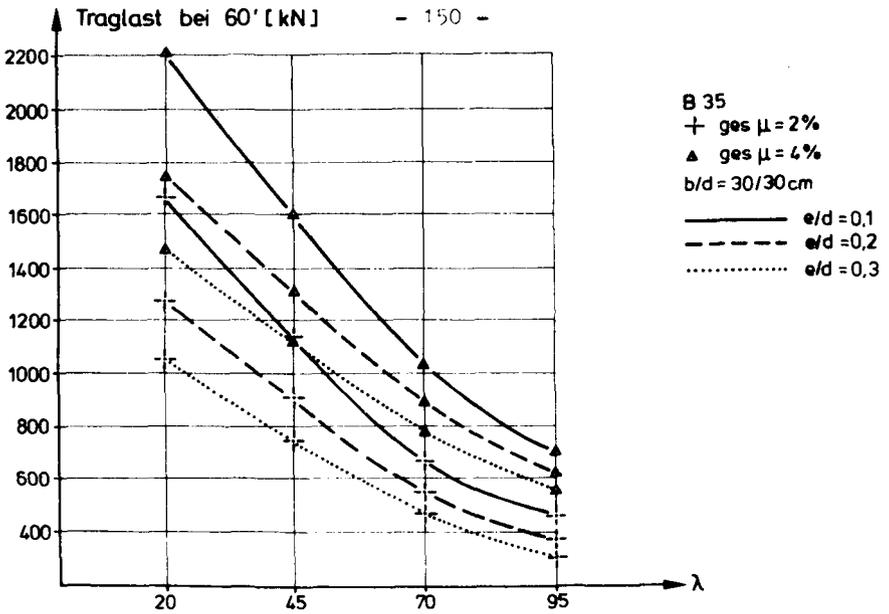


Bild A 4 : Darstellung der Traglasten bei 60' analog Tabelle 2

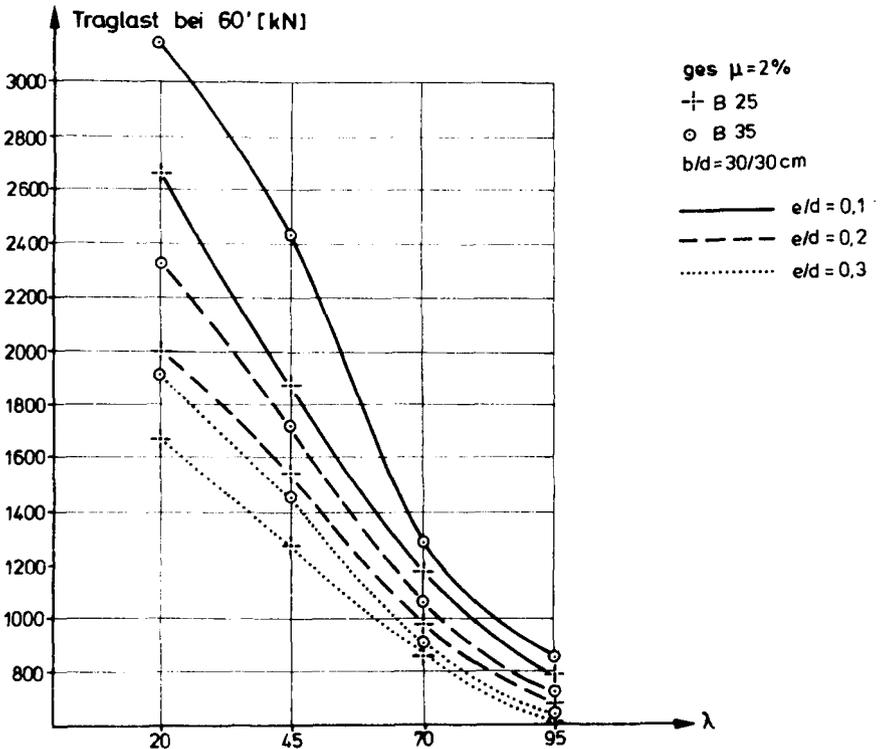


Bild A 5 : Traglasten bei 60' analog Tabelle 3

In der Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe,
Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität
Braunschweig sind bisher erschienen:

- Heft 1: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öligler
Holzschutzmittel (1962)
von Rolf Deters - vergriffen -
- Heft 2: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter
Feuerangriff (1963)
von Karl Kordina - vergriffen -
- Heft 3: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem
Zugband und schlaffen Hängestangen (1963)
von Josef Eibl - vergriffen -
- Heft 4: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge
Schlupf in der Verankerung - Zur Frage der Temperatur-Bean-
spruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos - (1964)
von Karl Kordina und Josef Eibl
- Heft 5: Über den Schalungsdruck von Frischbeton (1964)
von Helmut Ertingshausen
- Heft 6: Transportphänomene in Betonporen (1966)
von Nils Valerian Waubke
- Heft 7: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruch-
ten balkenartigen Stahlbetonbauteilen (1967)
von Herbert Ehm - vergriffen -
- Heft 8: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab-
und Flächentragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz (1967)
von Joachim Steinert - vergriffen -
- Heft 9: Untersuchungen an dämmschichtbildenden Feuerschutzmitteln (1967)
von Axel Lämmke - vergriffen -
- Heft 10: Beitrag zur Frage der Kippstabilität aufgehängter Balkenträger
und gerader, flächenartiger Träger (1968)
von Kamal Fouad Rafla - vergriffen -
- Heft 11: Die Traglast von offenen, kreisförmigen Stahlbetonquerschnitten -
Brazier-Effekt - (1968)
von György Iványi - vergriffen -
- Heft 12: Brandverhalten verschiedener Bauplatten aus Baustoffen der
Klassen A und B, insbesondere aus Baustoffen der Klasse A 2
(1969)
von Claus Meyer-Ottens - vergriffen -
- Heft 13: Zum Tragverhalten von kreisförmigen Doppelsilos unter Berück-
sichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes (1969)
von Günther Fuchs - vergriffen -

- Heft 14: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feuerangriff (1970)
von Claus Meyer-Ottens
- Heft 15: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten an Hand von Betongüte-
würfeln und -bohrproben (1970)
von Ralf Lewandowski - vergriffen -
- Heft 16: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von leichten
Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten (1970)
von Fritz-Joachim Neubauer - vergriffen -
- Heft 17: Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehärtetem Gasbeton (1970)
von Claus Meyer-Ottens und Karl Kordina
- Heft 18: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre Anwendung -
Grundlagen und Bemessungsvorschläge - (1971)
von Wilfried Bödeker
- Heft 19: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften - Beispiele für ihre
Erfüllung bei Wänden, Brandwänden und Decken - (1971)
von Claus Meyer-Ottens - vergriffen -
- Heft 20: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfei-
lern mit Rollenlagern (1972)
von Kurt Liermann
- Heft 21: Zum Trag- und Verformungsverhalten ebener Stockwerkrahmen
aus Stahlbeton (1972)
von Béla Jankó
- Heft 22: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens kohlenstoff-
armer Betonstähle in Nitratlösungen unter Berücksichtigung
praxisnaher Verhältnisse (1972)
von Ulf Nürnberger
- Heft 23: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton
bei Brandbeanspruchung (1972)
von Claus Meyer-Ottens - vergriffen -
- Heft 24: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung auf die
Eigenschaften von Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge im
frischen und festen Zustand (1973)
von Hassan Taha El-Arousy
- Heft 25: Mechanismen der Spannungskorrosion von Spannstählen im Hin-
blick auf ihr Verhalten in Spannbetonkonstruktionen (1973)
von Günter Rieche
- Heft 26: Beitrag zur rechnerischen Ermittlung von Zwangsschnittgrößen
unter Berücksichtigung des wirklichen Verformungsverhaltens
des Stahlbetons (1974)
von Eckhard Tennstedt

- Heft 27: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbetonen bei hohen Temperaturen (1973)
von Ulrich Schneider
- Heft 28: Ein dreiparametrisches, komplexes Ultraschall-Prüfverfahren für die zerstörungsfreie Materialprüfung im Bauwesen (1974)
von Jürgen Neisecke
- Heft 29: Traglastermittlung an Stahlbeton-Druckgliedern (1974)
von Karl Kordina, Peter Maack und Olaf Hjorth
- Heft 30: Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit von Randbalken bei Stahlbetondecken (1974)
von Josef Eibl und György Iványi - vergriffen -
- Heft 31: Stabilitätsnachweise von Rahmensystemen im Stahlbetonbau (1974)
von Karl Kordina und Béla Jankó
- Heft 32: Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des hohen Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten (1976)
von Olaf Hjorth
- Heft 33: Traglastberechnung instationär thermisch belasteter schlanker Stahlbetondruckglieder mittels zwei- und dreidimensionaler Diskretisierung (1976)
von Wolfram Klingsch - vergriffen -
- Heft 34: Thermische Zerstörung natürlicher Zuschlagstoffe im Beton (1977)
von Farid Djamous - vergriffen -
- Heft 35: Zur Frage des Trag- und Verformungsverhaltens ebener Stahlbetonrahmen im Brandfall (1977)
von Ataman Haksever
- Heft 36: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden (1977)
von Karl-Heinz Storkebaum
- Heft 37: Zur thermischen Beanspruchung von Außenstützen im Brandfall (1977)
von Rolf Bechtold
- Heft 38: Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Kiesbeton aus dem Wassereindringverhalten (1978)
von Joachim Steinert
- Heft 39: Ein haufwerkstheoretisches Modell der Restfestigkeit geschädigter Betone (1978)
von Rolf Weiß
- Heft 40: Zum Schwingkriechen von Beton (1978)
Von Willi Alda

- Heft 41: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion (1979)
von Manfred Teutsch
- Heft 42: Ein Beitrag zur Frage des Kriechens und der Relaxation von Beton unter hohen Temperaturen (1979)
von Ulrich Schneider
- Heft 43: Veröffentlichungen 1967 - 1979
- Heft 44: Druckmessungen in Silozellen mit einer neu entwickelten Sonde (1979)
von Karl Kordina und Helmut Fröning

Die Schriftenreihe des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz wird im Selbstverlag herausgegeben.