

1001 7074

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

Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen

Direktoren:

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

Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy

**BRANDVERHALTEN VON STAHLBETONPLATTEN
IM BAUPRAKTISCHEN EINBAUZUSTAND**

von

JÜRGEN WESCHE



Heft 63

BRAUNSCHWEIG

1985

1001 7074

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

Eingereicht am 18.10.1983
Mündliche Prüfung am 03.05.1984

Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. K. Kordina
Prof. Dipl.-Ing. H. Schulze

Vorwort

Diese Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter bei der Amtlichen Materialprüfanstalt für das Bauwesen am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig.

Die Anregung zu dieser Arbeit erhielt ich durch die Zusammenarbeit mit Prof. Dr.-Ing. K. Kordina, der diese Arbeit unterstützt und gefördert hat. Ihm möchte ich an dieser Stelle herzlich danken.

Ebenso gilt mein Dank Herrn Prof. Dipl.-Ing. H. Schulze für seine wertvollen Hinweise und für seine Bereitschaft, die Berichterstattung mitzuübernehmen.

Weiterhin danke ich Frau H. Schroeder-Herrl für die Erledigung der umfangreichen Schreibaarbeiten, Frl. Weidemeier für die Durchführung der Zeichenarbeiten und allen Mitarbeitern in der Brandschutzabteilung für die kollegiale und freundschaftliche Unterstützung.

Die Groß-Brandversuche, deren Ergebnisse Basis dieser Arbeit waren, wurden vom Innenministerium des Landes Nordrhein-Westfalen und vom Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau (Brandversuche Lehrte) und von der Deutschen Forschungsgemeinschaft im Rahmen des Sonderforschungsbereiches 148 "Brandverhalten von Bauteilen" finanziell gefördert.

Braunschweig, im Dezember 1984

<u>Inhaltsverzeichnis</u>	Seite
Bezeichnungen	4
1. Einleitung	6
1.1 Allgemeines	6
1.2 Ziel der Arbeit	7
2. Beurteilungskriterien für das Brandverhalten von Stahlbeton- platten	7
2.1 Allgemeines	7
2.2 Versagenskriterien nach DIN 4102	9
3. Erkenntnisse über das Brandverhalten von Stahlbetondeckenplatten aus Versuchen und aus Schadensfeuern	11
3.1 Allgemeines	11
3.2 Erkenntnisse aus Brandversuchen	13
3.2.1 Durchlaufplatten- und -hohlkörperdecken	13
3.2.2 Vierseitig gelagerte Platten	21
3.2.3 Platten mit Randeinspannung	25
3.3 Erkenntnisse aus Schadensfeuern	26
3.4 Wertung der Versuchsdaten und der Erkenntnisse aus Schadens- feuern	27
4. Brandversuche Lehrte	28
4.1 Allgemeines	28
4.2 Untersuchte Deckensysteme	29
4.3 Versuchsergebnisse	32
5. Gegenüberstellung von Ergebnissen aus Brandversuchen mit unter- schiedlichen Randbedingungen	36
5.1 Allgemeines	36
5.2 Beschreibung der unterschiedlichen Tragmechanismen	37
5.3 Gegenüberstellung von Dehnungszunahme der Stützbewehrung und Momentenanstieg über dem Zwischenauflager	40
5.4 Gegenüberstellung der Durchbiegungen	43
5.5 Gegenüberstellung von Horizontalverschiebungen	45
6. Darstellung der Faktoren, die die Tragfähigkeit von Stahlbeton- deckenplatten unter Brandbeanspruchung beeinflussen	48
6.1 Allgemeines	48
6.2 Einfluß von Randeinspannungen	48
6.3 Einfluß des konstruktiven Querabtrages	50

6.4 Einfluß der Plattenwirkung bei nur teilweiser Beheizung eines Deckenfeldes	52
6.5 Einfluß von Schnittkraftumlagerungen auf die Feuerwiderstandsdauer von Platten	55
6.6 Einfluß der Dehnungsbehinderung von Platten durch nicht beheizte Plattenbereiche oder andere Anschlußbauteile	56
6.7 Einfluß von Membranwirkungen auf das Tragverhalten unter Brandbeanspruchung	60
6.8 Wertung der Einflußfaktoren	62
7. Berechnung des Tragverhaltens von Stahlbetonplatten im praxisnahen Einbauzustand	64
7.1 Allgemeines	64
7.2 Zielsetzung der Näherungsberechnung	65
7.3 Grundlagen der Näherungsberechnung	66
7.3.1 Zusammenstellung möglicher Systeme	66
7.3.2 Angaben über die Bewehrung	66
7.3.2.1 Allgemeines	66
7.3.2.2 Kritische Temperaturen $\text{crit } T$ in Abhängigkeit von der Beanspruchung	67
7.3.2.3 Erwärmung der untenliegenden Feldbewehrung	69
7.3.3 Veränderung der Baustoffkennwerte des Betons in Abhängigkeit von der Temperatur	72
7.4 Lösungsweg über die Fließgelenklinientheorie	74
7.4.1 Allgemeine Voraussetzungen	74
7.4.2 Grundbegriffe der Fließgelenklinientheorie	75
7.4.3 Übertragung der Fließgelenklinientheorie auf das Tragverhalten von Stahlbetonplatten	75
7.4.4 Übertragung der Fließgelenklinientheorie auf brandbeanspruchte Stahlbetoneinfeldplatten	77
7.4.5 Übertragung der Fließgelenklinientheorie auf brandbeanspruchte Mehrfeld-Deckensysteme	81
7.5 Nachrechnung von Versuchsergebnissen	83
7.5.1 Allgemeines	83
7.5.2 Nachweis für einachsig gespannte, zweiseitig gelagerte Plattenstreifen	85
7.5.3 Nachweis für vierseitig gelagerte Platten	87
7.5.3.1 Allgemeiner Rechenansatz	87
7.5.3.2 Zweiachsig gespannte Quadratplatten	89
7.5.3.3 Vierseitig gelagerte, statisch einachsig gespannte Rechteckplatten	93
7.5.4 Wertung der Ergebnisse	96

7.6 Berechnung von vierseitig gelagerten Rechteckplatten im natürlichen Einbauzustand	99
7.6.1 Allgemeines	99
7.6.2 Rechenmodell	99
7.6.3 Parameterstudie	102
8. Problematik der Rißbildung bei brandbeanspruchten Deckensystemen	107
8.1 Allgemeines	107
8.2 Rechnerischer Nachweis von Kräften im Rißbereich	108
8.3 Wertung der Versuchs- und Rechenergebnisse und Schlußfolgerungen für die Praxis	111
9. Praxisbezogene Aufbereitung der Ergebnisse	113
9.1 Allgemeines	113
9.2 Anwendungsgebiet	114
9.3 Beurteilung der Decken- und Dachsysteme im natürlichen Einbauzustand	114
9.4 Wertung des gefundenen Beurteilungsverfahrens	119
10. Zusammenfassung	122
11. Literatur	125

Bezeichnungen:

<u>Symbol</u>	<u>Bedeutung</u>	<u>Dimension</u>
---------------	------------------	------------------

Geometrie, Weggrößen

A	Fläche	m ² , mm ²
l	Stützweite	m
a, b	Seitenlängen	m
d	Plattendicke	mm
c	Betondeckung der Bewehrung	mm
f	Durchbiegung	mm
Δl	Längenänderung	mm
ε	Dehnung	
w	Verschiebung	mm
ε _{zw}	Zwangsdehnung	
ε _{th}	thermische Dehnung	
Δε	Dehnungszunahme	

Thermische Größen

T	Temperatur	°C
ΔT	Temperaturdifferenz ΔT = T - T ₀	K
T ₀	Anfangstemperatur = 20 °C	
t	Zeit	min
α _T	Temperaturausdehnungs- koeffizient	1/K
crit T	kritische Stahltemperatur	°C
Δf/Δt	Durchbiegungsgeschwin- digkeit als Versagens- kriterium	cm/min

Material

BETON

K	Steifigkeit	N · mm ²
E _b	E-Modul	N/mm ²
β _p	Prismendruckfestigkeit	N/mm ²

<u>Symbol</u>	<u>Bedeutung</u>	<u>Dimension</u>
β_R	Rechenwert der Betondruckfestigkeit	N/mm ²
M. - %	Feuchtigkeitsgehalt, bezogen auf das Gewicht	
<u>STAHL</u>		
β_S	Streckgrenze	N/mm ²
E_S	E-Modul	N/mm ²
μ	Bewehrungsgehalt	

SCHNITTGRÖßEN UND SPANNUNGEN

σ	Spannung	N/mm ²
M	Moment	kNm
q	Belastung	kN/m
P	Einzellasten	kN
ΔM	Momentenanstieg	kNm
Q	Querkräfte	kN
N	Längskraft	kN
A	Arbeit	kNm
ρ	Drehwinkel	
Δ	Einsenkung	
q_T	Traglast bei Temperatur- beanspruchung $\hat{=} q_u(T)$	kN/m ²
q_g	Gebrauchslast	kN/m ²

Indices

i	zugeordnet innen
a	zugeordnet außen
b	zugeordnet zum Beton
e	elastisch
o	Anfangswert
s	zugeordnet zum Bewehrungsstahl
m	bezogen auf die Mitte
e	bezogen auf die Ecke
B	Biegung
T	zugeordnet der Temperaturwirkung
R	für Schnittgröße bei Rißlast
U	kennzeichnet Kraft- u. Schnittgrößen, bei denen die Tragfähigkeit erschöpft ist
Z	Zug
D	Druck
x, y	Koordinatenzuordnung
stat	zugeordnet zur statischen Berechnung
quer	zugeordnet zum Querbtrag

1. Einleitung

1.1 Allgemeines

Stahlbetondecken müssen in ihrer Funktion als Geschoß- oder Dachdecken in der Regel auch brandschutztechnische Anforderungen erfüllen, in sehr vielen Fällen wird eine Einstufung in die Feuerwiderstandsklasse "F 90" gemäß DIN 4102 Teil 2, Ausgabe 1977, gefordert. Die z. Z. gültigen bauaufsichtlichen Vorschriften fordern für alle einachsig gespannten Stahlbetondeckenkonstruktionen, die in "F 90" eingestuft werden sollen, Zusatzmaßnahmen über die in DIN 1045 festgelegten Mindestanforderungen hinaus - z. B. in Form einer erhöhten Betondeckung der Feldbewehrung oder einer Verlängerung der Stützbe-
wehrung.

Diese in der Norm fixierten Anforderungen basieren auf den Ergebnissen von Brandversuchen an einachsig gespannten Plattenstreifen, da sich die verschiedenen Einbauzustände von Decken, insbesondere der Einfluß von Anschlußbauteilen, im Brandversuch nur sehr schwer darstellen lassen. Die Plattenstreifen gleichen in ihrem Tragverhalten jedoch eher einem balkenartigen Tragwerk als einem Flächentragwerk, das sich unter Brandbeanspruchung wesentlich günstiger verhält. Brandversuche an vierseitig gelagerten Platten [1,2], Brandversuche an Platten im natürlichen Einbauzustand im Rahmen der "Brandversuche Lehrte" [3] sowie die Auswertung zahlreicher Brandfälle [4,5] zeigten, daß Decken im Einbauzustand, auch wenn sie als einachsig gespannte Systeme gerechnet und ausgebildet wurden, erheblich längere Feuerwiderstandsdauern aufweisen als die entsprechenden Plattenstreifen.

Diese Sicherheitsreserve in DIN 4102 für bestimmte flächenartige Bauteile wie Stahlbetonplatten der erörterten Art führt zu unwirtschaftlichen Konstruktionen durch Mehrverbrauch an Bewehrungsstahl und zusätzliche Lohnkosten für das Verlegen der "Brandschutzbewehrung" und u. U. zu auf-

wendigen Verstärkungsmaßnahmen, wenn, wie in vielen Fällen geschehen, infolge unzureichender Koordinierung zwischen Planung, Prüfung und Genehmigung die nach DIN 4102 erforderlichen Brandschutzmaßnahmen beim Rohbau vergessen wurden.

1.2 Ziel der Arbeit

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist darin zu sehen, den Anwendungsbereich solcher Stahlbetonplatten genauer abzugrenzen die ohne Zusatzmaßnahmen allein bei Dimensionierung nach DIN 1045 in die Feuerwiderstandsklasse "F 90" gemäß DIN 4102 eingestuft werden können.

In einem ersten Schritt werden hierzu die für das Brandverhalten von Stahlbetonplatten maßgeblichen Beurteilungskriterien analysiert. Der gegenwärtige Stand der Erkenntnisse wird anhand vorliegender Brandversuche aus Forschungsarbeiten und bestehender Erfahrungen aus dem Bereich der Materialprüfung sowie aus verschiedenen Schadensfeuern aufbereitet. Es ergibt sich hieraus eine Auflistung verschiedener Einflußfaktoren, welche die Tragfähigkeitsreserven von Stahlbetonplatten unter Brandbeanspruchung bestimmen und die es ermöglichen, eine geschlossene Lösung der Tragmechanismen von brandbeanspruchten Stahlbetonplatten im praxisnahen Einbauzustand zu erarbeiten. Diese Lösung wird in Form einer verhältnismäßig einfachen Näherungsberechnung vorgelegt und mit Hilfe eines Rechenprogramms durch Parameterstudien ergänzt.

2. Beurteilungskriterien für das Brandverhalten von Stahlbetonplatten

2.1 Allgemeines

Das Brandverhalten von Bauwerken wird nach der z. Z. gültigen Normenphilosophie über das Brandverhalten von Einzelbauteilen bei Brandbeanspruchung nach einer genormten Temperatur-Zeit-Abhängigkeit beurteilt. Diese Einheits-Temperatur-

Zeit-Kurve (ETK) ist in Deutschland in DIN 4102 Teil 2 festgelegt und entspricht der Internationalen Norm-Vorschrift ISO 834. Diese Brandbeanspruchung wird auch hier zugrunde gelegt, um einerseits eine möglichst breite Auswahl von Versuchsergebnissen zur Verfügung zu haben, andererseits aber auch, um unter Bezug auf DIN 4102 die Ergebnisse auch in der Praxis anwenden zu können. Aus diesem Grunde sind auch die in DIN 4102 festgelegten Versagenskriterien im Hinblick auf Tragfähigkeit, Raumabschluß und Einhaltung definierter Temperaturgrenzen auf der dem Feuer abgekehrten Seite einzuhalten bzw. sinngemäß zu berücksichtigen.

Alle Versagenskriterien sind im engen Zusammenhang mit der Aufheizung des Betonquerschnitts zu sehen. Dieses Problem wurde bereits in verschiedenen Arbeiten über Stahlbetonplatten gelöst [6, 7, 8] und in zahlreichen Rechenprogrammen nachvollzogen [9, 10, 11]. Es erscheint daher nicht notwendig, im Rahmen dieser Arbeit ein neues Erwärmungsprogramm zu erstellen, vielmehr wird auf vorhandene Arbeiten zurückgegriffen.

Im folgenden Bild 1 wird die Temperaturverteilung in einseitig nach DIN 4102 Teil 2 (ETK) beanspruchten Platten aus Normalbeton dargestellt. Diese Bauteile entsprechen in der Art des Zuschlagstoffes (überwiegend quarzitisches) und im Feuchtigkeitsgehalt (ca. 2,5 M.-%) den im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Bauteilen.

Im Abschnitt 7 wird die Erwärmung von Stahlbetonplatten in noch differenzierterer Form für die Berechnung aufbereitet.

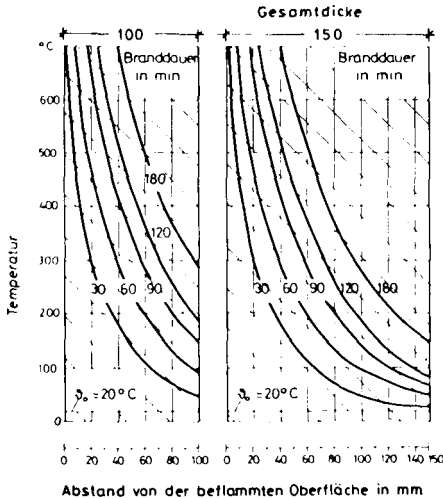


Bild 1: Temperaturverteilung in einseitig nach DIN 4102 Teil 2 (ETK) beanspruchten Platten aus Normalbeton mit quarzhaltigem Zuschlag [12]

2.2 Versagenskriterien nach DIN 4102

a) Temperaturkriterien

Für die in DIN 4102 Teil 2 festgelegten zulässigen Temperaturerhöhungen - 140 K als Mittelwert bzw. 180 K als Einzelwert - sind für den ungestörten Bereich von Stahlbetonplatten, d. h. einen Bereich ohne durchgehende breite Risse, die erforderlichen Mindestdicken von Stahlbetonplatten bei Einstufung in die Feuerwiderstandsklasse "F 90" bekannt. Eine ≥ 10 cm dicke Platte erfüllt diese Anforderungen.

b) Verlust des Raumabschlusses

Dieses Versagenskriterium wird gemäß Norm durch den auf der dem Feuer abgekehrten Seite angehaltenen Wattebausch überprüft, der im Bereich von Rissen durch heiße Gase nicht entzündet werden darf. Die Gefahr eines derartigen Versagens be-

steht im Bereich von Rissen, die sich am Ende von Stützbe-
wehrungen einstellen können und u. U. durch die Platte durch-
gehen [13, 14] und außerdem im Bereich von Dehnfugen und Fu-
gen zwischen Fertigteilen; diese Sonderfälle werden im Rahmen
dieser Arbeit nicht behandelt. Konstruktionshilfen und -hinweise
zu diesen und anderen Ausführungsdetails sind im Beton-Brand-
schutz-Handbuch [12] zu finden.

Der Verlust des Raumabschlusses kann auch durch zerstörende
Betonabplatzungen bei dünnen Platten oder bei Bauteilen mit
großem Feuchtigkeitsgehalt erfolgen [15]. Die in DIN 4102
Teil 4 festgelegten Querschnittsabmessungen sind jedoch so
gewählt, daß bei Bauteilen, die unter normalen klimatischen
Verhältnissen benutzt werden (Feuchtigkeitsgehalt im Ge-
brauchszustand ≤ 4 M.-%), keine zerstörenden Abplatzungen
auftreten. Lediglich bei Bauteilen über Feuchträumen oder in
Tunnelbauwerken [12,16,17] sind bei erhöhter Brandgefahr stets
Zusatzmaßnahmen erforderlich, um mit Sicherheit zerstörende
Abplatzungen zu verhindern.

c) Tragfähigkeitsverlust

Gemäß Normaussage dürfen tragende Bauteile unter ihrer rech-
nerisch zulässigen Gebrauchslast nicht zusammenbrechen. Die-
se allgemeine Aussage wird in den verschiedenen Ländern un-
terschiedlich präzisiert.

Gemäß DIN 4102 dürfen statisch bestimmt gelagerte Bauteile,
die ganz oder überwiegend auf Biegung beansprucht werden,
eine zulässige Durchbiegungsgeschwindigkeit ($\Delta f/\Delta t = l^2/9000 \cdot h$)
nicht überschreiten, in anderen Ländern werden zum Teil zuläs-
sige Verformungen (zul $f \leq l/30$ bzw. zul $f \leq 30$ cm) festge-
legt. Es bleibt aber festzustellen, daß DIN 4102,
abgesehen vom Bruch - d. h. Durchbiegungsgeschwindigkeit
 $\Delta f/\Delta t \rightarrow \infty$ -, keine Verformungskriterien für Durchlaufplat-
ten, vierseitig gelagerte oder eingespannte Platten aufweist.

Alle vorgenannten Versagenskriterien sollen zunächst gleichrangig behandelt werden. Ob es jedoch z. B. immer erforderlich ist, Raumabschluß und Temperaturkriterium bei Platten als Versagenskriterium in den Vordergrund zu schieben, ist mit Sicherheit dann zu verneinen, wenn in der Praxis ein Estrich aus nichtbrennbaren Baustoffen zusätzliche Sicherheit gewährleistet.

Die Tragfähigkeit von Stahlbetonplatten unter Brandbeanspruchung hängt im wesentlichen von folgenden Faktoren ab:

- Erwärmung der Feldbewehrung, die maßgeblich durch Variation des Achsabstandes zur beheizten Oberfläche beeinflusst werden kann.
- Hochtemperaturfestigkeit der Biegedruckzone im Bereich von Zwischenauflagern, die durch Zwängungsumlagerungen abhängig von den Randbedingungen wesentlich beansprucht wird.
- Rotationsfähigkeit der Stahlbetonquerschnitte insbesondere über Zwischenauflagern, die durch Plattenschlankheit und Bewehrungsverhältnisse beeinflusst wird.
- Lagerungsbedingungen der Plattenränder, konstruktiv bedingte Einspannungen.
- Möglichkeit der Lastumlagerung auf nichttragende Querwände.

3. Erkenntnisse über das Brandverhalten von Stahlbetondeckenplatten aus Versuchen und aus Schadensfeuern

3.1 Allgemeines

Untersuchungen über das Tragverhalten von Stahlbetonplatten unter Brandbeanspruchung sind seit Jahren Thema intensiver Forschungsarbeiten, wobei der Schwerpunkt bei der Untersuchung statisch bestimmter gelagerter und durchlaufender Plattenstreifen lag, d. h. Stahlbetonplatten wurden eher als balken-

artige Tragwerke untersucht. Es ist bezeichnend, daß in maßgebenden Arbeiten Balken und Platten nach der gleichen Methode [14, 18, 19] untersucht und Unterschiede lediglich hinsichtlich der Steifigkeit bzw. der Gelenkrotation festgestellt wurden.

Der Einfeld-Plattenstreifen bzw. -Balken ist versuchs-technisch und rechnerisch [6, 7, 20] so weit abgehandelt, daß die in DIN 4102 Teil 4 festgelegten Konstruktionsangaben mit Sicherheit keine Änderungen mehr erfahren werden. Die Untersuchungen an durchlaufenden Plattenstreifen, Rippendecken und Hohlkörperdecken [13, 14, 21, 22, 23] ergaben nicht immer eindeutige Ergebnisse. Sie bedürfen noch weiterer Auswertungen, insbesondere im Hinblick auf die Rotationsfähigkeit und den möglichen Aufbau von inneren Zwängungsspannungen. Bei einigen Versuchen an durchlaufenden Biegetragwerken wurden Phänomene beobachtet, die mit der bisher bekannten Theorie nicht ohne weiteres zu klären sind - z. B. plötzliches Versagen durch frühzeitigen Bruch der Bewehrung [13], sehr lange Feuerwiderstandszeiten trotz temperaturbedingten Ausfalls der Feldbewehrung [14] oder Abheben eines Endauflagers [13].

Alle diese Teilaspekte in Verbindung mit der Auswertung von Dehnungs- und Durchbiegungsmessungen, von Auflagerrotationen und von Temperaturmessungen im Querschnitt - insbesondere in der Mittelfläche und auf der Oberseite - bilden eine Grundlage für die weiteren Untersuchungen über das Tragverhalten von Geschoßdecken unter Brandbeanspruchung. Als weitere Grundlage werden Versuchsergebnisse an vierseitig gelagerten Platten und Rippendecken [24] herangezogen, die größtenteils im Rahmen der amtlichen Materialprüfung gewonnen wurden, sowie Versuche an Plattenstreifen mit Randeinspannung [25], die einen sehr wichtigen Einflußfaktor bei Platten im natürlichen Einbauzustand wiedergeben.

Einen eher qualitativen Überblick gibt die Auswertung von Schadensfeuern. Hier können zwar keine Meßwerte gewonnen werden, doch konnten in vielen Fällen Erfahrungen über das

Tragverhalten bei natürlichem Einbauzustand unter Brandeinwirkung gesammelt werden - allerdings mit der Einschränkung, daß die Brandbeanspruchung nicht der ETK nach DIN 4102 entsprach.

3.2 Erkenntnisse aus Brandversuchen

3.2.1 Durchlaufplatten und -hohlkörperdecken

Eine zusammenfassende Wertung der vorliegenden Versuchsergebnisse zeigt, daß eine Verallgemeinerung in der Form, einachsige gespannte Durchlaufkonstruktionen wiesen grundsätzlich größere Feuerwiderstandszeiten auf als statisch bestimmt gelagerte, vergleichbare Bauteile, nicht möglich ist. Durchlaufplatten erreichten bei einer Betonüberdeckung der Feldbewehrung von 1,0 cm Feuerwiderstandszeiten von mehr als 120 Minuten [13, 14], aber auch nur von knapp 30 Minuten [13], obwohl in beiden Fällen eine durchgehende obere Bewehrung angeordnet worden war. Es wurde deutlich, daß bei einachsigen gespannten durchlaufenden Biegetragwerken

- der maximal möglichen Fließgelenkrotation,
- der Bewehrungsführung im Bereich des Momentennullpunktes und
- den Zwängungskräften

entscheidende Bedeutung zukommt. Diese Faktoren und einige weitere Komponenten, die das Tragverhalten von Geschoßdecken im Einbauzustand beeinflussen, werden in diesem Abschnitt untersucht.

Es ist allgemein bekannt, daß sich Durchlaufsysteme unter Temperatureinwirkung infolge Schnittkraftumlagerung anders verhalten als statisch bestimmt gelagerte Systeme; diese Schnittkraftumlagerungen sind zurückzuführen auf eine Behinderung der Durchbiegung, die sich bei einer Einfeldkonstruktion infolge ungleichmäßiger Erwärmung einstellt.

Die entstehenden Temperaturzwängungsmomente lassen sich als Funktion der Biegesteifigkeit, des Temperaturgradienten und des α_T -Wertes errechnen (s. Anlage 1).

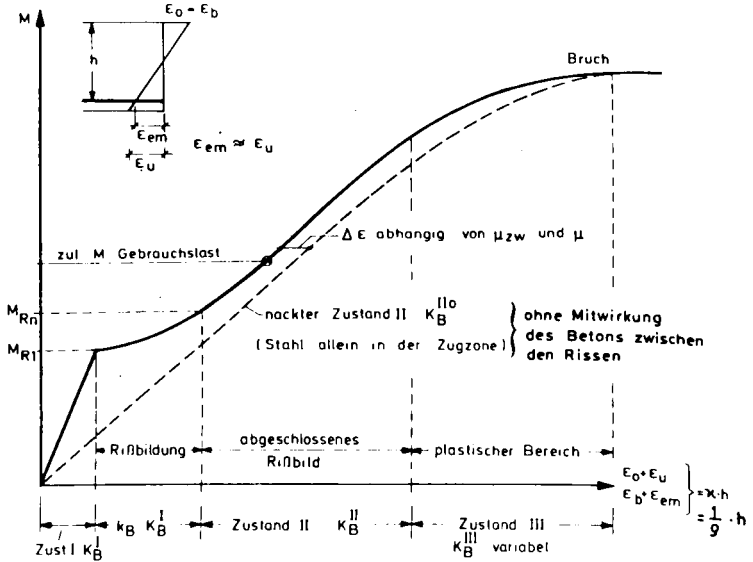


Bild 2: Die Bereiche der Biegesteifigkeiten, ausgedrückt durch eine bezogene Momentenkrümmungslinie [26]

Die Plattensteifigkeit ändert sich in Abhängigkeit von der Branddauer vom Bereich des Zustandes II unter Gebrauchslast ($K_B^{II} = E_b \cdot I^{II_0}$) in den Bereich des Zustandes III der zunehmenden plastischen Verformung von Stahl und Beton ($K_B^{III} = E \cdot I^{III}$), s. Bild 2, wobei noch zu berücksichtigen ist, daß auch der E-Modul vom Beton und Stahl temperaturabhängig ist. Die Aufheizung nach DIN 4102 bringt außerdem einen nicht linearen Temperaturverlauf über den Querschnitt, so daß die ungleichmäßige Aufheizung zu Eigenspannungen führt. Im folgenden Bild 3 sind die Temperaturgradienten für verschiedene Plattendicken nach 30 Minuten bzw. 90 Minuten Brandbeanspruchung aufgezeigt. Sie wurden verschiedenen Versuchsberichten ent-

nommen und durch ein Rechenprogramm [9] überprüft. Der ein-gezeichnete mittlere Temperaturgradient, der geometrisch die inneren Zug- und Druckspannungen ins Gleichgewicht setzt, wird mit Hilfe des Rechenprogramms noch modifiziert, da die dem Feuer zugekehrten Bereiche eine geringere Biegesteifigkeit aufweisen als die auf der dem Feuer abgekehrten Seite.

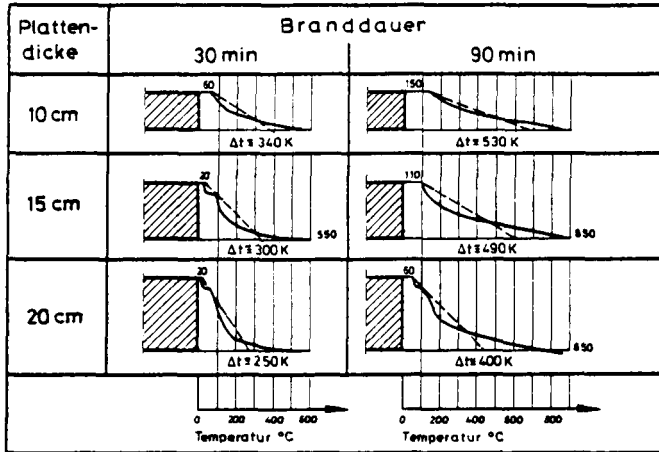


Bild 3: Temperaturgradienten für Stahlbetonplatten nach einer Brandbeanspruchung von 30 bzw. 90 Minuten

Aus dieser Darstellung ist zu entnehmen, daß der wirksame Temperaturgradient mit wachsender Plattendicke abnimmt. Aus der Anlage 1, in der beispielhaft Zweifeldsysteme unterschiedlicher Plattendicke untersucht werden, lassen sich folgende Schlußfolgerungen ziehen:

- Die Biegesteifigkeit $K_B = E \cdot J$ nimmt mit längerer Brandbeanspruchung und abnehmender Plattendicke ab.
- Die Überlagerung aus Gebrauchs- und Temperaturzwängungsmomenten erreicht im Stützquerschnitt bereits vor der 30. Minute das Bruchmoment, d.h. daß die Fließgrenze der Stützbe-

wehrung frühzeitig erreicht wird und das System nur durch die Bildung eines plastischen Gelenks über dem Zwischenaufleger tragfähig bleibt. Die Temperaturzwängungsmomente bleiben daher in jedem Fall auf das jeweils mögliche Differenzmoment zwischen M_u und M_B über dem Zwischenaufleger beschränkt.

Eine Umlagerung entsprechend der Plastizitätstheorie auf die Feldbereiche kann nicht erfolgen, da Temperaturzwängungen bei dem sich einstellenden statisch bestimmten System in Durchbiegungen umgewandelt werden (s. Bild 4).

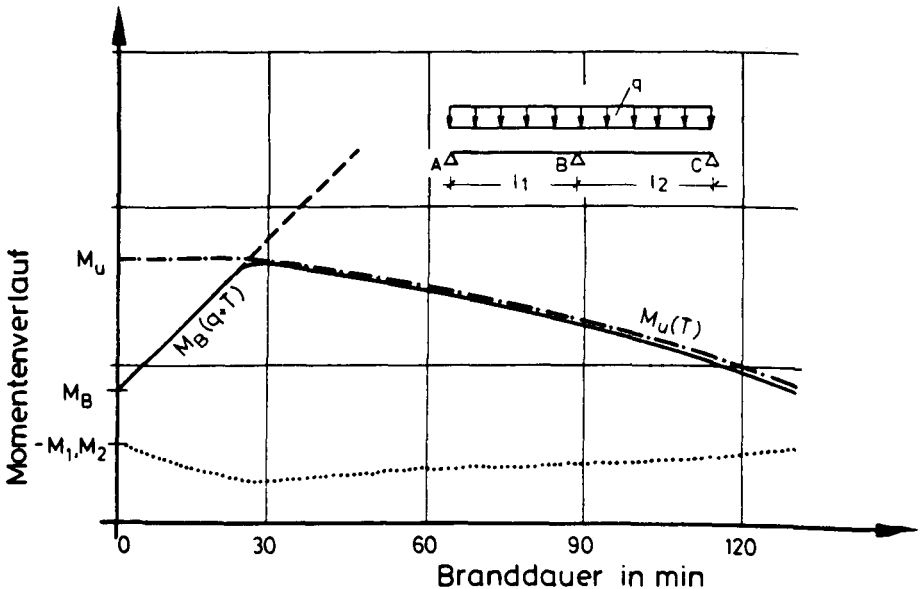


Bild 4: Entwicklung der Momentenverläufe in Abhängigkeit von der Branddauer

Die Tragfähigkeit des Systems wird mit steigender Durchbiegung in den Feldern durch die mögliche Gelenkrotation begrenzt. Das erklärt auch das in einigen Fällen aufgetretene vorzeitige Versagen von durchlaufenden Plattenstreifen und

Hohlkörperdecken durch Bruch der Stützbewehrung. Bei der zukünftigen Beurteilung von Geschoßdecken ist die mögliche Gelenkrotation aus der statischen Bedingung ($\theta = f(\mu, \beta_z/\beta_s, \delta_{10}, \emptyset)$) der möglichen Gelenkrotation, begrenzt durch die Einbausituation, gegenüberzustellen.

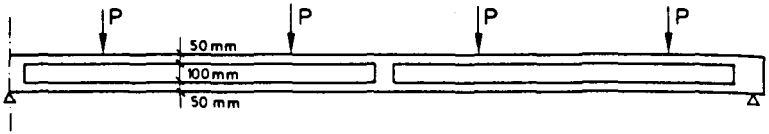
Ein bisher kaum berücksichtigter Faktor beeinflusst das Tragverhalten von Durchlaufkonstruktionen unter Brandbeanspruchung, das Auftreten von inneren Zwängungsspannungen, die u. U. den Abbau von Gebrauchs- und äußeren Temperaturzwängungsspannungen ermöglichen. Ehm und v. Postel [14] führen die erreichten langen Feuerwiderstandszeiten durchlaufender Platten auf diesen Effekt zurück, und auch das Phänomen des freischwebenden Endauflagers einer Hohlkörperplatte [13] läßt sich nur so erklären.

Am Beispiel der Hohlkörperplatte läßt sich dieser Einfluß am besten aufzeigen, eine Übertragung auf Vollplatten, insbesondere mit einem möglichst kleinen Verhältnis l/d , ist über eine Ableitung von Verdübelungskräften möglich.

Im folgenden Bild 5 ist eine Übersichtsskizze des untersuchten Systems symmetrisch zum Zwischenaufleger wiedergegeben mit den gemessenen Durchbiegungen in Form von Biegelinien zu verschiedenen Zeitpunkten.

Diese Platte läßt sich als dreistieliger zweigeschossiger Rahmen rechnen mit den in Bild 6 eingetragenen Randbedingungen und Festwerten, wobei nach einer Brandbeanspruchungsdauer von 20 Minuten der untere 5 cm dicke Plattenspiegel ideell als Doppelstiel mit jeweils 2,5 cm Dicke mit unterschiedlichen mittleren Temperaturerhöhungen von $T_5 = 300$ K und $T_4 = 140$ K, der obere Plattenspiegel als 5 cm dicker Stiel mit einer mittleren Temperaturerhöhung von 0 K angesetzt wird.

Hohlkörperplatte mit äußerer Belastung



Biegelinien

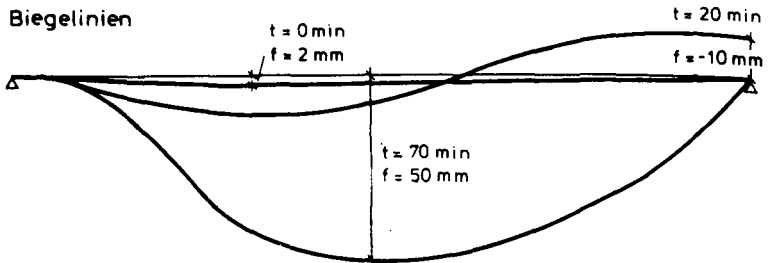
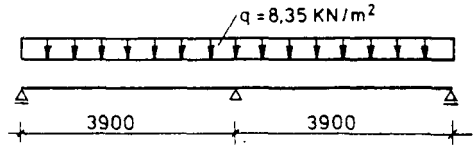


Bild 5: Durchlaufende Hohlkörperdecke mit Biegelinien nach 0 (20, 70) Minuten Brandbeanspruchung

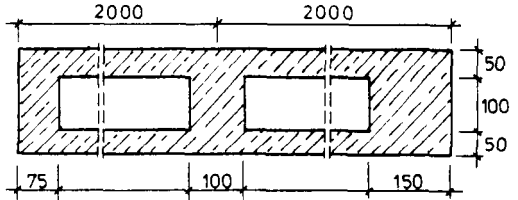
Das Ergebnis einer elektronischen Berechnung zeigt, daß unter diesen äußeren Bedingungen im Obergurt 215 kN/m Zug auftreten, die von der vorhandenen Bewehrung ohne weiteres aufzunehmen sind, und daß das Endauflager 46 mm abhebt.

Als Kragarm ohne innere Zwängungsspannungen nachgewiesen, ergeben sich Zugkräfte von ca. 445 kN/m, d. h. die inneren Zwängungskräfte erzeugen im oberen Plattenspiegel Druckkräfte von $D = 230 \text{ kN/m}$.

Gesamtsystem:



Plattenlängsschnitt eines Feldes:



Modell: Eingespannter, dreistieliger Horizontalrahmen

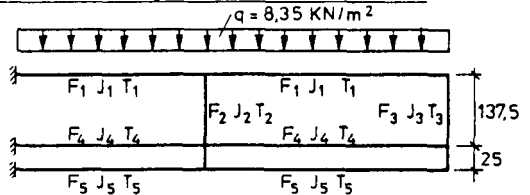
$$J_1 F_1 = f \quad (d = 50 \text{ mm})$$

$$J_2 F_2 = f \quad (d = 100 \text{ mm})$$

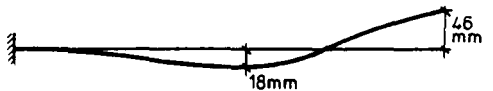
$$J_3 F_3 = f \quad (d = 150 \text{ mm})$$

$$J_4 F_4 = f \quad (d = 25 \text{ mm})$$

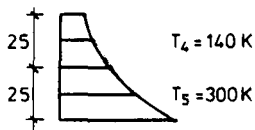
$$J_5 F_5 = f \quad (d = 25 \text{ mm})$$



Verformungskurve nach 20 Minuten Brandbeanspruchung:



Temperaturgradient im unteren Plattenspiegel nach 20 Minuten Brandbeanspruchung



$$T_1 = T_2 = T_3 = 0 \text{ K}$$

Bild 6: Rahmenmodell - durchlaufende Hohlkörperdecke

Nach weiterer Brandbeanspruchung ist der untere Plattenspiegel infolge temperaturbedingter Abnahme der Steifigkeit nicht mehr in der Lage, Zwängungsbeanspruchungen auf den oberen Plattenspiegel zu übertragen. Nach entsprechender Branddauer setzt sich die Hohlplatte auf das Endauflager ab.

In einer einfachen Vergleichsberechnung, bei der die Lastfälle gleichmäßige Erwärmung und ungleichmäßige Erwärmung eines Stieles des vereinfachten eingespannten Rahmens überlagert werden, führen fast zu den gleichen Ergebnissen.

Bei diesen Rechenmodellen wurden einige Voraussetzungen angenommen, die in der Praxis nicht zutreffen - ideal elastischer Baustoff, steife Ecken, temperaturunabhängige Steifigkeit -, diese Ergebnisse sind daher quantitativ in Frage zu stellen, lassen aber qualitative Aussagen über den Aufbau von inneren Zwangskräften zu.

Über den Ansatz innerer Zwängungskräfte lassen sich auch die relativ langen Feuerwiderstandszeiten kurzer Durchlaufplatten erklären [14]. Neben den äußeren Zwängungsspannungen, hervorgerufen durch ein gedachtes lineares Temperaturgefälle in der Platte, bauen sich innere Zwängungsspannungen - hervorgerufen durch den vorhandenen nichtlinearen Temperaturverlauf - auf und erzeugen ein "brandschutztechnisches Druckgewölbe" oder - anders ausgedrückt - überlagern im Feld innere Druckspannungen die Zugspannungen (siehe Bild 7).

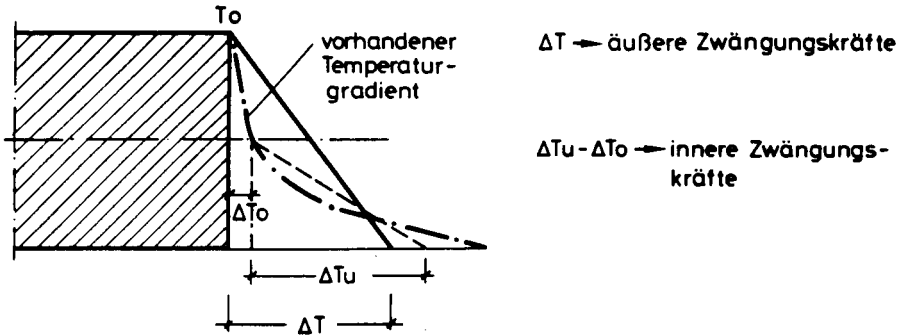


Bild 7: Aufbau von inneren und äußeren Temperaturzwangungen in einer Durchlaufplatte

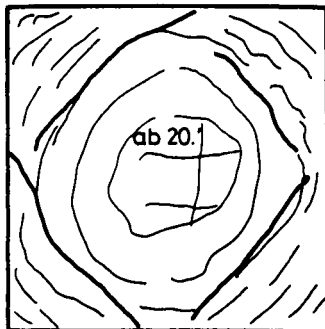
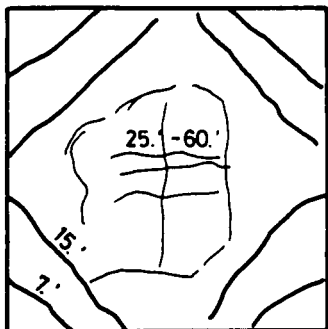
3.2.2 Vierseitig gelagerte Platten

Brandversuche an vierseitig gelagerten Stahlbetonplatten und -rippendecken wurden lange Zeit aufgrund der erforderlichen Plattengrößen und des umfangreichen Prüfaufwandes relativ selten durchgeführt. Im Auftrage des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (früher Eisenbeton) prüfte die Bundesanstalt für Materialprüfung (Staatliches Materialprüfamt Berlin-Dahlem) das Brandverhalten von vierseitig gelagerten Platten [27] bzw. Rippendecken [28]. Vorher wurden bereits Brandversuche an Decken in speziell dafür gebauten Versuchshäusern [29] bzw. in Gebäuden, die abgerissen wurden [30], durchgeführt, die als Vorläufer der später beschriebenen "Brandversuche Lehrte" zu betrachten sind. In jüngster Vergangenheit wurde das Tragverhalten von vierseitig gelagerten Platten - einfeldrig bzw. durchlaufend - unter Brandbeanspruchung im Rahmen der Materialprüfung als "Firmenforschung" untersucht. Die Ergebnisse sind in den Berichten aus der Bauforschung, Heft 70 [24], veröffentlicht.

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen des Sonderforschungsbereichs (SFB) 148 "Brandverhalten von Bauteilen" wurden gezielte Untersuchungen über das Tragverhalten vierseitig gelagerter brandbeanspruchter Flächentragwerke vorgenommen mit dem Ziel, Grundlagen über zwangungsbeanspruchte Flächentragwerke zu erarbeiten [1, 31].

Eine Zusammenstellung der wesentlichen Versuchsergebnisse ist der Anlage 2 zu entnehmen. Eine Interpretation der erzielten Feuerwiderstandszeiten führt zu dem Ergebnis, daß vierseitig gelagerte Stahlbetonplatten bei den untersuchten Seitenverhältnissen $a/b \approx 1,0 - 1,5$ und einer Betondeckung $c = 15 \text{ mm}$ ($\hat{=} u \approx 18 \text{ mm}$) mit großer Sicherheit eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten erreichen und lediglich Platten mit einer Betondeckung von $c = 10 \text{ mm}$ unter bestimmten Voraussetzungen früher versagen. Ob die Platten statisch einachsig oder zweiachsig gespannt bemessen werden, scheint einen geringeren Einfluß zu haben.

Die Versuche nach Anlage 2 Zeile 4 lassen den Schluß zu, daß auch das Fixieren der Ecken auf die Feuerwiderstandsdauer nur einen geringen Einfluß hat. Rißbildung (s. Bild 8) und die Durchbiegungen sind zwar unterschiedlich, die Bruchfigur ist jedoch bei beiden Systemen annähernd gleich (s. Bild 10).



- a) Risse auf der Plattenoberseite mit festen Ecken
b) Risse auf der Plattenoberseite mit freien Ecken

Bild 8: Rißentwicklung

Die in Bild 8 dargestellte zeitliche Rißentwicklung verdeutlicht zusammen mit der in Bild 9 dargestellten Eckkraftentwicklung (R_e), daß in den Plattenecken ohne obenliegende Bewehrung die Betonzugfestigkeit die Drillmomente bzw. die Eckkräfte beeinflusst.

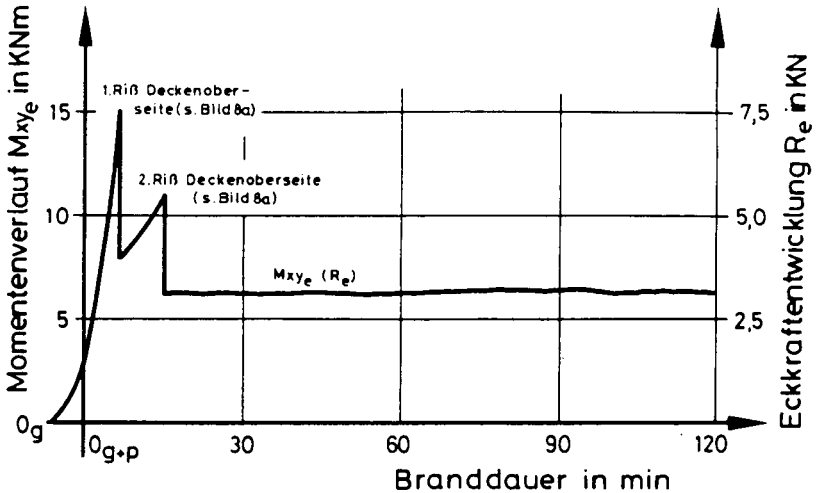


Bild 9 : Drillmomente und Eckkräfte (R_e) in Abhängigkeit von der Branddauer

Unter Temperaturbeanspruchung wachsen die Drillmomente in den Ecken steil an, da die Ecken gegen Abheben gesichert sind und die Eckkräfte größer werden. Der erste Riß tritt auf nach Überschreiten der Biegezugfestigkeit des Betons im maximal beanspruchten Bereich. Nach Abschluß der Rißentwicklung etwa in der 20. Minute deutet eine annähernd konstante Eckkraft an, daß keine äußeren Schnittkraftumlagerungen infolge Temperaturerhöhung mehr stattfinden.

Zeitlich unterschiedliche Zwangskraftentwicklung und Verformungen charakterisieren die unterschiedlichen Randbedingungen, im Bruchzustand hängt sich jedoch jeweils ein innenliegendes Plattenelement an randgestützte Plattenelemente an, wobei die Form dieser Randelemente von konstruktiven Gegebenheiten abhängt.

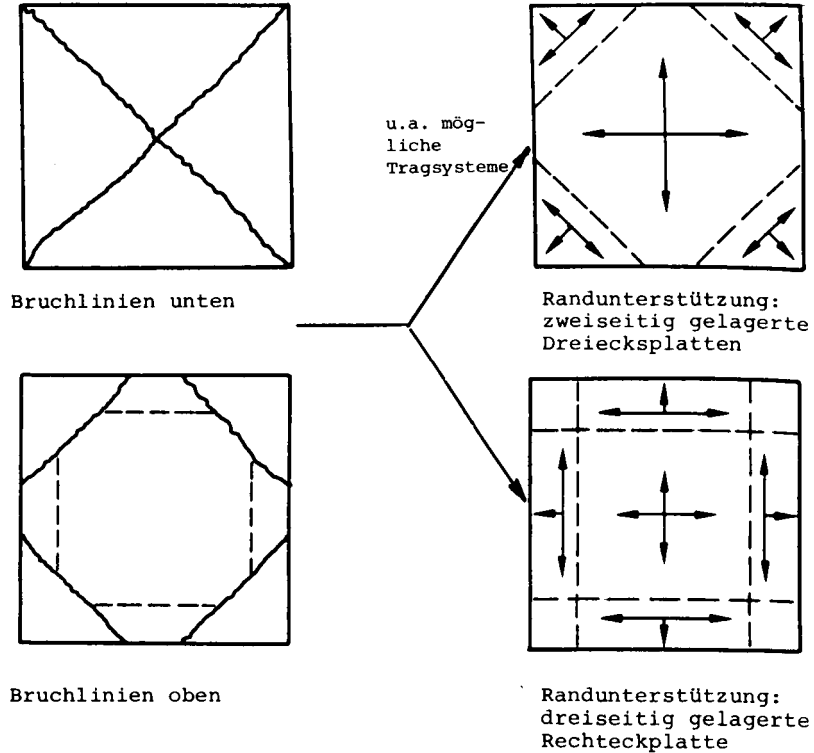


Bild 10: Fließgelenklinienfiguren und Tragsysteme Quadratplatten

Da jeweils etwa die gleiche innere Arbeit in den Fließgelenklinien geleistet werden muß, ergibt sich bei Ansatz dreieckiger oder rechteckiger Randelemente eine annähernd gleiche Bruchlast,

d. h. im Falle einer konstanten Belastung eine annähernd gleiche Feuerwiderstandsdauer.

Eine Nachrechnung einiger Versuchsergebnisse erfolgt in Abschnitt 7.

3.2.3 Platten mit Randeinspannung

Der Teilaspekt "Randeinspannung" ist bei der Untersuchung des Brandverhaltens von Geschoßdecken besonders hervorzuheben, da fast jede Geschoßdecke - abgesehen u. U. von Dachdecken - als konstruktiv in das Mauerwerk bzw. in Randunterzüge eingespannt zu betrachten ist. Nach DIN 1045 Zi. 20.1.6.2 ist aus diesem Grunde zur Deckung des Momentes aus einer rechnerisch nicht berücksichtigten Einspannung eine Bewehrung von etwa $1/3$ der Feldbewehrung anzuordnen. Statisch bestimmte bemessene Geschoßdecken sind daher in der Regel als zumindest teileingespannte Konstruktionen zu betrachten.

Die in [25] und [32] beschriebenen Brandversuche an Plattenstreifen mit einer konstruktiven Randeinspannung, die durch Aufmauerung mit zusätzlicher Belastung simuliert wurde, zeigten jeweils eine Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer gegenüber Plattenstreifen ohne Randeinspannung von ≥ 20 Minuten (s. auch Abschnitt 6.2).

Durch die temperaturbedingten Zwängungsmomente werden bei gleichzeitiger Aktivierung der Randeinspannungsmomente die Feldmomente abgemindert, die Spannungsausnutzung der Feldbewehrung verringert und demzufolge die Feuerwiderstandsdauer vergrößert. Ein nach DIN 4102 Teil 4 in die Feuerwiderstandsklasse "F 30" eingestuftter Plattenstreifen mit einer Mindestbetondeckung $c = 10$ mm erreicht bei nur einseitiger konstruktiver Einspannung eine Feuerwiderstandsdauer von fast 60 Minuten.

3.3 Erkenntnisse aus Schadensfeuern

Antwort auf die Frage, wie sich Stahlbetondecken im natürlichen Einbauzustand verhalten, ist am ehesten bei der Beurteilung von Schadensfeuern zu erwarten. Es gibt bisher noch keine systematische Zusammenstellung des Tragverhaltens von Decken bei Schadensfeuern, eine Auswertung von vielen Bränden (s. auch Anlage 3) zeigt jedoch, daß in den wenigsten Brandfällen der Einsturz von Decken registriert werden konnte, daß bei Deckeneinsturz in der Regel ein Primärversagen anderer Bauteile vorlag oder aber, daß eine ungewöhnlich lange Branddauer [4] zum Kollaps des Deckensystems führte.

Es ist jedoch in den meisten Fällen ausgesprochen problematisch, richtige Angaben über Branddauer und Brandraumtemperaturen zu erhalten, auch wenn z. B. ausführliche Feuerwehrberichte vorliegen. Normalerweise führt erst eine kriminalistische Überprüfung von Einzeldaten - wie z. B. Schmelzprodukte von Baustoffen, Restfestigkeiten, Zermürbungstiefen oder Abbrandtiefen von Baustoffen - zu einer Eingrenzung von möglichen Brandraumtemperaturen, oder es ist eine Analyse über die Brandlasten in Verbindung mit den Ventilationsverhältnissen zu erstellen, die auch im Vergleich zu bekanntem Abbrandverhalten von im Labor untersuchten Baustoffen eine Eingrenzung von Brandraumtemperaturen und Brandbeanspruchungszeiten erlaubt. Beide Verfahren können jedoch nur als ganz grobe Näherung betrachtet werden, da zu viele äußere Faktoren den Brandablauf beeinflussen können. Die in Anlage 3 zusammengestellte Übersicht ist daher insbesondere hinsichtlich der Angaben über Branddauer bzw. Brandraumtemperaturen vermutlich sehr ungenau. Außerdem ist zu beachten, daß diese Zusammenstellung nur auf die Tragfähigkeit der Decken unter Brandbeanspruchung eingeht und Fragen der Brandübertragung durch die Decken, z. B. über Dehnungsfugen oder andere Öffnungen in den Decken außer acht läßt.

3.4 Wertung der Versuchsdaten und der Erkenntnisse aus Schadensfeuern

Eine Interpretation der Versuchsdaten führt zu dem Ergebnis, daß vierseitig gelagerte Platten grundsätzlich längere Feuerwiderstandszeiten erreichen als vergleichbare zweiseitig gelagerte Plattenstreifen und daß - abgesehen von Ausnahmefällen - eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten erreicht wird. Analysiert man das Tragverhalten von Stahlbetondecken bei Schadensfeuern und den Einfluß einer konstruktiven Randeinspannung auf das Tragverhalten von Platten unter Brandversuchsbedingungen, dann lassen sich in allen Fällen im Vergleich zu den Anforderungen von DIN 4102 für Decken im natürlichen Einbauzustand brandschutztechnisch erhebliche Sicherheitsreserven erkennen, die u. U. wirtschaftlich zu nutzen sind.

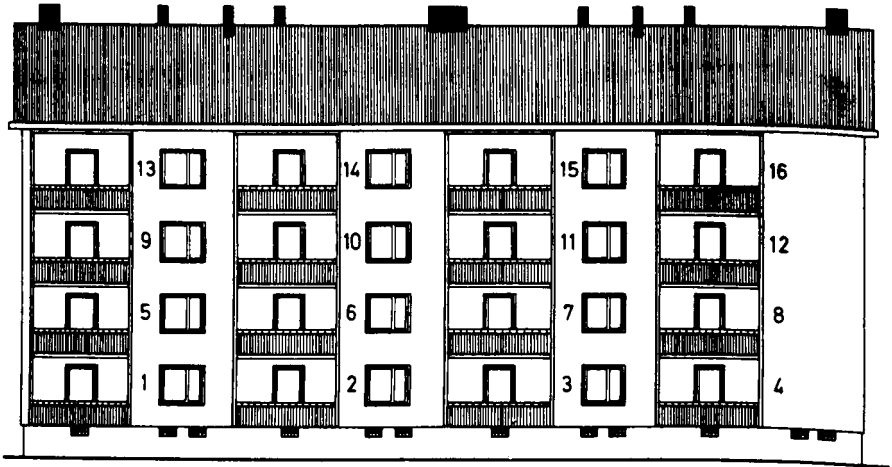
Diese Annahmen auch im bauaufsichtlichen Sinne zu bestätigen, waren ein Ziel der im Abschnitt 4 beschriebenen "Brandversuche Lehrte" [3], die es ermöglichten, Geschoßdecken im natürlichen Einbauzustand annähernd unter Normbrandbedingungen zu untersuchen und damit zumindest für die im Bau vorhandenen Decken auch eine normgerechte Klassifizierung in Erwägung zu ziehen.

Die dazu parallel ausgeführten Forschungsarbeiten an durchlaufenden Plattenstreifen [13] und Versuche an vierseitig gelagerten, aber nur einachsrig bemessenen Decken im Rahmen des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" lassen weitere Rückschlüsse auf das Tragverhalten von Geschoßdecken im natürlichen Einbauzustand unter Brandbeanspruchung zu.

4. Brandversuche Lehrte

4.1 Allgemeines

Im Jahre 1974 wurden an einem 1962 errichteten viergeschossigen Gebäude - Mauerwerk und Stahlbetongeschoßdecken - insgesamt 13 Brandversuche in verschiedenen Wohnungen mit zum Teil unterschiedlicher Brandlast durchgeführt. Grundriß und Ansicht des Versuchshauses sind in Bild 11 dargestellt.



Ansicht Südseite

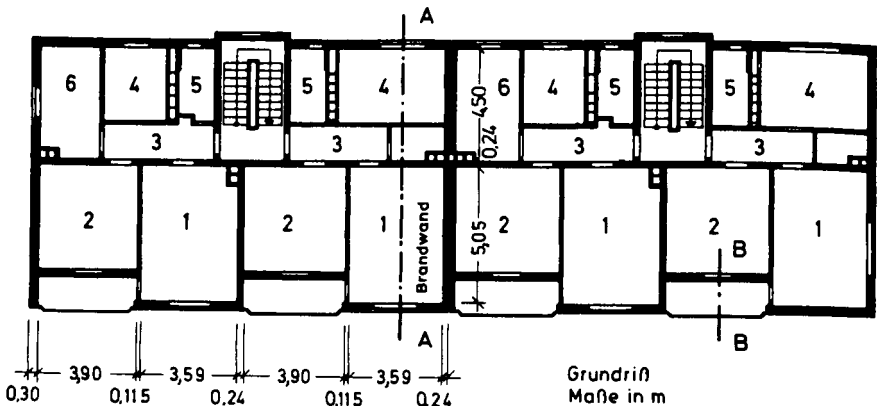


Bild 11: Ansicht und Grundriß des Versuchshauses

Einer von drei Themenkreisen der in [3] beschriebenen Brandversuche in Lehrte befaßte sich mit dem Brandverhalten von Bauteilen in praxisgerechtem Einbauzustand, insbesondere mit dem Tragverhalten von durchlaufenden Stahlbetondecken. Im Rahmen dieser Arbeit ist es nicht notwendig, eine umfangreiche Beschreibung vom Versuchshaus und von der Versuchsdurchführung zu geben, es werden im wesentlichen nur die untersuchten Deckensysteme und das angewandte Meßprogramm beschrieben, um eine systemabhängige Wertung der Versuchsergebnisse insbesondere im Vergleich mit anderen Versuchsergebnissen zu ermöglichen.

4.2 Untersuchte Deckensysteme

Von den insgesamt 13 Brandversuchen konnten 10 Versuche zur Beurteilung des Tragverhaltens von Stahlbetondecken unter Brandbeanspruchung herangezogen werden, 7 Versuche mit einer Brandlast aus Holzkrippen (30 - 90 kg/m²) bzw. Wohnmobiliar und 3 Versuche mit Heizöl und einer Brandbeanspruchung in Anlehnung an DIN 4102 Blatt 2, Ausgabe 1970.

Die Betongüte der 15 cm dicken Stahlbetondecken entsprach etwa einem Beton der Güte B 160 (nach DIN 1045, Ausgabe 1959) und lag damit unter der der Bemessung zugrunde gelegten Betongüte B 225. Es wurde Betonstahl BSt IVb verwendet. In allen Fällen war ein schwimmender Estrich und ein Deckenputz vorhanden, so daß sich folgender Deckenaufbau ergab:

3,0 cm Zementestrich
2,0 cm Dämmschicht (Mineralfasermatten)
15,0 cm Stahlbetonplatte
0,7 - 1,5 cm Kalkzementputz

Eine Überprüfung der Bewehrungsführung zeigte, daß in den meisten Fällen die obenliegende Bewehrung über den Zwischenauf-lagern der Durchlaufplatten eine wesentlich größere obere Be-

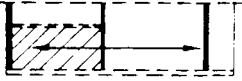
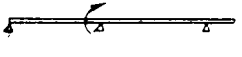
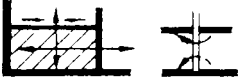

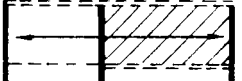
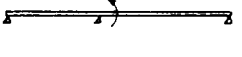


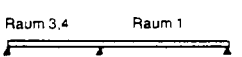
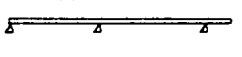
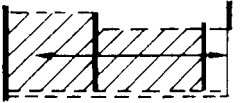
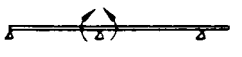
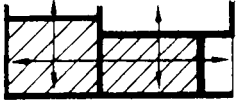

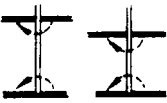

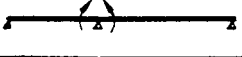

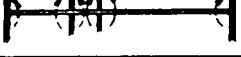

deckung ($c \leq 7,0$ cm) aufwies als der statischen Berechnung zugrunde gelegt war ($c = 1,5$ cm), d. h. daß das aufnehmbare Stützmoment theoretisch wesentlich kleiner als angenommen war. Die Bewehrungsführung war nicht im Sinne von DIN 4102 Teil 4 Ausgabe 1981 auf erhöhte Brandschutzanforderungen ausgelegt. Gemäß DIN 4102 Ausgabe 1940 bzw. 1970 konnte lediglich der Deckenputz als Brandschutzmaßnahme gewertet werden. Verschiedene Brandversuche in den letzten Jahren und auch die Lehrter Versuche bestätigten jedoch, daß diese Putzschichten bei Brandbeanspruchung teilweise frühzeitig großflächig abfallen und damit nur eine geringfügige Verbesserung der Feuerwiderstandsdauer bewirken.

Nach DIN 4102 Ausgabe 1977 bzw. 1981 können alle Decken nicht in die Feuerwiderstandsklasse "F 90" eingestuft werden.

Für die Beurteilung des Brandverhaltens der untersuchten Deckenfelder ist die Gegenüberstellung des statischen Systems entsprechend der statischen Berechnung und des Plattensystems im Einbauzustand von entscheidender Bedeutung. Eine Zusammenstellung der verschiedenen Systeme ist der folgenden Tabelle 1 zu entnehmen, in der die beheizten Deckenfelder schraffiert angelegt wurden.

Alle Versuche mit natürlicher Brandlast wurden im wesentlichen ohne zusätzliche Verkehrslast, die Versuche in Anlehnung an DIN 4102 wurden mit einer Verkehrslast von $p = 2,0$ kN/m² (in Form von wassergefüllten Fässern) durchgeführt. Ein umfangreiches Meßprogramm - neben den Temperaturen wurden Vertikal- und Horizontalverformungen, Stahldehnungen und Auflagerkraftveränderungen gemessen - und eine genaue Registrierung der Rißentwicklung waren Voraussetzung für eine umfassende Auswertung der Versuche.

Tabelle 1: Untersuchte Deckensysteme, Brandversuche Lehrte

Versuch Nr.	gemäß Statik	Platte im Einbauzustand	Beschreibung des Einbauzustandes
02	 	 	<p>Die beheizte Platte ist versetzt gelagert und trägt auch in Querrichtung ab.</p> <p>An allen 4 Seiten ist die Platte mindestens konstruktiv eingespannt. Die Horizontalverschiebung der Ecken wird behindert.</p>
1	 	 	<p>Die Bereiche der nicht beheizten Plattenteile bewirken eine Dehnungsbehinderung, die Horizontalverschiebung der Platten wird durch Reibung zwischen MW und Platte sowie durch Auflast behindert.</p>
3-8	<p>Raum 3,4 Raum 1</p>  <p>Raum 3,4,6 Raum 2</p> 	<p>Alle Decken vierseitig gelagert. Querabtrag durch Querbewehrung der Matten. Ebenfalls vierseitig zumindest konstruktive Einspannung an allen Rändern. Auflagerung auf statisch nicht berücksichtigter Wand \perp zur Spannrichtung (Raum 4,5/Raum 3) Behinderung siehe Versuch 02 und 1.</p>	
9	 	 	 <p>Bemerkungen s. o.</p>
10+11	 	 	 <p>Bemerkungen s. o.</p>

 beheizter Bereich

4.3 Versuchsergebnisse

Die qualitative Wertung der "Lehrter Brandversuche" war der eigentliche Ausgangspunkt dieser Arbeit. Keiner der 13 Brände des Versuchsprogramms führte zum Verlust der Tragfähigkeit der Geschoßdecken bzw. zum Verlust des Raumabschlusses, obwohl zum Teil hohe Brandraumtemperaturen über eine lange Zeit einwirkten (\leq 120 Minuten ETK gemäß DIN 4102) und die Decken bei Beurteilung nach der z. Z. gültigen Fassung von DIN 4102 Teil 4 Ausgabe 1981 höchstens in "F 60" hätten eingestuft werden können.

Für die weitere Bearbeitung sind insbesondere die Ergebnisse der 3 Versuche mit Normbrandbelastung zu werten, da im folgenden Abschnitt 5 ein Vergleich mit ähnlichen Versuchen unter Laborbedingungen an Plattenstreifen und an vierseitig gelagerten Platten geführt wird.

Die qualitative Wertung der drei Versuche bedarf keiner Interpretation von Verformungs- und Temperaturmessung oder einer Auswertung von Dehnungsmessungen an der Bewehrung - alle diese Messungen entsprechen auch etwa den erwarteten Werten. Die Stahlspannung in der Bewehrung über dem Zwischenaufleger stieg - bedingt durch die Zwängungsschnittkraftentwicklung - bis in den Bereich der Fließgrenze an, die Temperaturmessungen boten erwartungsgemäß keine Überraschungen, wenn man davon absieht, daß auch im Bereich sehr breiter Risse keine Überschreitung der nach Norm zulässigen Oberflächentemperatur festgestellt werden konnte. Entscheidend ist vielmehr eine Interpretation der bei allen Versuchen festgestellten Rißbilder bzw. die zeitlich registrierte Rißentwicklung.

In allen Versuchen stellte sich das in Bild 12 skizzierte Rißbild ein, das eindeutig dokumentiert, wie aus einem theoretisch einachsigen Spannungszustand infolge von Verformungen aus Gebrauchs- und Temperaturbeanspruchung ein zweiachsiger Spannungszustand wird. Anders formuliert: Es bildet sich

eine annähernd kreisförmige Platte, die sich im Bereich der Haupt-
risse allseitig an die eingespannten Plattenränder anhängt.

Die zeitliche Rißentwicklung (s. Bild 12) gibt zu erkennen,
daß nach etwa 25 bis 30 Minuten Brandbeanspruchung am Ende
der oberen Bewehrung negative Momente auftraten, die durch
die Biegezugfestigkeit des Betons und durch Bewehrung nicht
mehr abgedeckt waren und damit zum Riß führten. Wesentlich
früher traten Risse an den parallel zur statischen Spann-
richtung verlaufenden Wänden auf, da in diesem Bauwerk keine
Bewehrung zur Abdeckung von nicht berücksichtigten Einspan-
nungen bzw. Stützungen eingelegt war. Durch Zwängungsumlage-
rungen wurden die zulässigen Biegezugspannungen über den pa-
rallel zur statischen Spannrichtung verlaufenden Wänden be-
reits nach 10 - 20 Minuten überschritten.

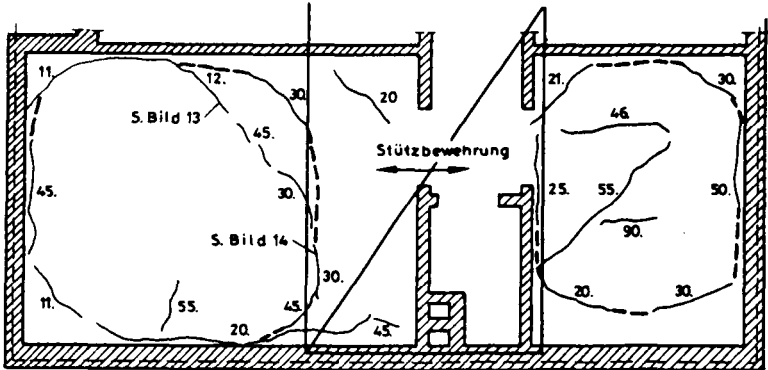


Bild 12: Zeitliche Rißentwicklung beim Versuch 10,
Darstellung der Hauptrisse in Abhängigkeit
von der obenliegenden Bewehrung

Erstaunlicherweise blieben auch Rißbreiten bis zu 25 mm (s. Bild 13) und ein Höhenversatz von ca. 60 mm (s. Bild 14) ohne Einfluß auf die raumabschließende Wirkung der Geschoßdecke. Diese Tatsache spielt eine wesentliche Rolle bei der späteren Bewertung von Querkraftübertragung im Rißbereich, die rechnerisch nach einer Brandbeanspruchungsdauer von 90 Minuten über die untenliegende Feldbewehrung allein nicht mehr nachzuweisen ist.

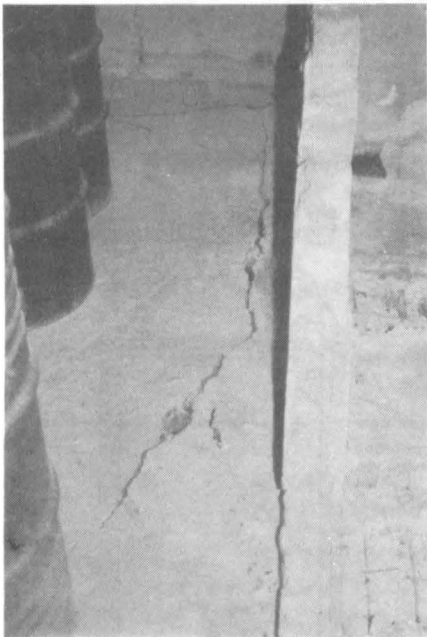


Bild 14: Riß am Ende der oberen Bewehrung

Bild 13: Riß parallel zur Spannrichtung neben der Auflagerwand.
Rißbreite ca. 25 mm

Es hat sich weiterhin gezeigt, daß zumindest bei den vorhandenen Seitenverhältnissen der Querbewehrungsstoß von ca. 15 cm ausreicht, um die Kräfte auch in Querrichtung weiterzuleiten. Auch eine sehr intensive Untersuchung der

Decken nach den Brandversuchen brachte keine Anzeichen für ein vorzeitiges Versagen dieser Querbewehrungsstöße.

Die Auswertung der Versuche läßt die Annahme zu, daß durchlaufende Stahlbetonplatten unabhängig von der Bewehrungsführung als Geschoßdecken im normalen Hochbau in die Feuerwiderstandsklasse "F 90" einzustufen sind, wenn eine vierseitige Lagerung der Decken gewährleistet ist. In den nächsten Abschnitten werden die Versuchsergebnisse aus Lehrte Ergebnissen aus Normversuchen an Plattenstreifen und vierseitig gelagerten Platten im Labor gegenübergestellt, um einerseits die Unterschiede zwischen Plattenstreifen und Platten im Einbauzustand zu verdeutlichen und andererseits den Einbauzustand im Labor mit exakten nachweisbaren Randbedingungen zu überprüfen.

5. Gegenüberstellung von Ergebnissen aus Brandversuchen mit unterschiedlichen Randbedingungen

5.1 Allgemeines

Der Einfluß des natürlichen Einbauzustandes auf das Brandverhalten von Stahlbetongeschoßdecken läßt sich am eindruckvollsten durch den Vergleich von Ergebnissen aus Brandversuchen mit unterschiedlichen Randbedingungen dokumentieren. Dank einer großen Anzahl von Versuchen, die im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig im Rahmen von Forschungsarbeiten - u.a. Lehrte, SFB 148 - und im Rahmen der Materialprüfung durchgeführt wurden, siehe auch Abschnitt 3.2 und 4, ist ein Vergleich an ähnlichen Konstruktionen möglich, und zwar an Decken, die im Hinblick auf die Dicke, die Stützweite und die Bewehrungsführung vergleichbar sind.

In der folgenden Tabelle 2 und in Anlage 4 werden die hier verglichenen Versuche zusammengestellt. Bei allen Versuchskörpern handelt es sich um statisch gesehen einachsig gespannte Platten mit einer Plattendicke von $d = 15$ cm. Die in Zeile 3 beschriebenen Normversuche an vierseitig gelagerten Platten konnten aus versuchstechnischen Gründen nicht alle Randbedingungen erfüllen, die bei den Lehrter Platten im Einbauzustand vorhanden waren. Aus diesem Grunde wurde eine Reduzierung auf das einfachste System vorgenommen, das dann mit nur wenigen Parametern - konstruktive Einspannung der Platte über statisch nicht berücksichtigten Auflagern - in drei Versuchen geprüft wurde. Der Vorteil dieser Untersuchungen ist darin zu sehen, daß jedes Deckenfeld auf dieses System zu reduzieren ist, wenn man davon ausgeht, daß zusätzliche Einspannungen in Tragrichtung eine weitere Verlängerung der Feuerwiderstandsklasse bewirken.

Tabelle 2: Zusammenstellung¹⁾ von vergleichbaren Brandversuchen mit unterschiedlichen Randbedingungen

Zeile	System	Tragfähigkeitsverlust
1	Zweifeld-Plattenstreifen (Normversuche)	
1.1	Bewehrung nur nach DIN 1045	54. min
1.2	Bewehrung nach DIN 1045 und DIN 4102 Teil 4	> 90 min
2	Einachsig gespannte Zweifeldplatte im natürlichen Einbauzustand (Lehrte)	
2.1	Zweifelddecke mit zusätzlichen Zwischenwänden	> 120 min ²⁾
2.2	Zweifelddecke	> 90 min ²⁾
3	Vierseitig gelagerte einachsig gespannte Platten (Normversuche)	
3.1	ohne Randeinspannung	85. min
3.2	einseitige Randeinspannung	108. min
3.3	zweiseitige Randeinspannung	102. min

- 1) Darstellung von Systemen und Rißbildung sind der Anlage 4 zu entnehmen.
- 2) Versuche deutlich vor dem Tragfähigkeitsversagen abgebrochen.

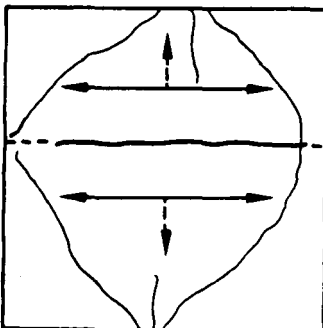
5.2 Beschreibung der unterschiedlichen Tragmechanismen

Die in Tabelle 2 Zeile 1 aufgeführten Zweifeld-Plattenstreifen entsprechen in ihrem Tragverhalten einem Balken-tragwerk. Unter Brandbeanspruchung versagen die nur nach DIN 1045 bewehrten Bauteile (Zeile 1.1) ähnlich schnell wie ein statisch bestimmt gelagerter Einfeldbalken, da ein temperaturzwängungsbedingter Riß am Ende der Stützbewehrung ein statisch bestimmt gelagertes Gerbersystem entstehen läßt. Erst durch Verlängerung der Stützbewehrung zur Feldmitte hin (Zeile 1.2) ist das Zweifeldsystem in der Lage, die erhöhten

Temperaturzwängungsmomente über dem Zwischenaufleger aufzunehmen und eine Feuerwiderstandsdauer von > 90 Minuten zu erreichen.

Die Decken im Einbauzustand (Zeile 2.1 und 2.2) wiesen die gleiche Bewehrung auf wie der Plattenstreifen Zeile 1.1, und es bildeten sich unter Brandbeanspruchung am Ende der Stützbewehrung Risse, die jedoch infolge behinderter Durchbiegung an den seitlichen Rändern nicht bis zum Auflager durchgingen (s. Anlage 4). An allen Auflager­rändern konnten konstruktive Einspannungen aktiviert werden, die infolge Zwängungsumlagerungen zu Rissen entweder am Ende der Einspannbewehrung bzw. unmittelbar am Auflageranschnitt führten (s. auch Bild 13 und 14). Der verbleibende innenliegende Plattenabschnitt wirkte als randgestützte, annähernd kreisförmige bzw. vieleckförmige Platte (s. Bild 15).

Ein vergleichbares Bruchbild weist darauf hin, daß auch die vierseitig frei aufliegende einachsrig tragend gerechnete Platte (Zeile 3.1) diesem Tragmodell entspricht. Falls es im Endstadium der Brandbeanspruchung zu einem Riß des Querbewehrungsstoßes im mittleren Plattenbereich kommt, stellen sich zwei gegenüberliegende, dreiseitig gelagerte Platten ein, die je nach Lage des Stoßes eine Randlast aus dem gegenüberliegenden Plattenteil übernehmen bzw. auf diesen übertragen (s. Bild 15).



Riß Querbewehrungsstoß

Bild 15:

Tragmechanismus einer vierseitig gelagerten, einachsrig gespannten Platte nach dem Riß am Querbewehrungsstoß

Bei der in Zeile 3.2 dargestellten vierseitig gelagerten Platte mit konstruktiver Einspannung eines Plattenrandes parallel zur Spannrichtung stellte sich die dreiseitige Lastabtragung bereits frühzeitig ein, unmittelbar nachdem am Ende der oberen Bewehrung ein Riß auftrat (s. Bild 16).

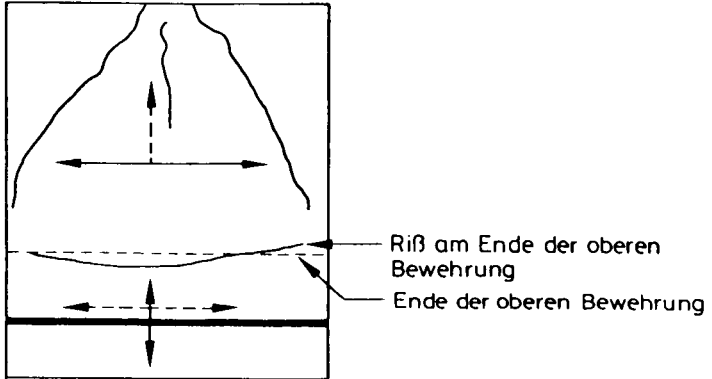


Bild 16: Tragmechanismus einer vierseitig gelagerten, einachsrig gespannten Platte mit konstruktiver seitlicher Randeinspannung

Am "freien Rand" wird die dreiseitig gelagerte Platte in ihrer Vertikalverformung behindert, d. h. man könnte sie auch als vierseitig gelagerte Platte mit einem elastischen Rand betrachten. Der verbleibende Rest wirkt als Kragplatte bzw. als dreiseitig gelagerte Platte mit Einspannung des langen Randes.

Die in Zeile 3.3 dargestellte, vierseitig gelagerte Platte mit konstruktiver Einspannung beider parallel zur Spannrichtung verlaufender Ränder ist als zwischen zwei Kragssysteme eingehängte, vierseitig gelagerte Platte mit zwei elastischen Rändern oder als zweiseitig gelagerter Plattenstreifen mit behinderter Vertikalverformung zu betrachten (s. Bild 17).

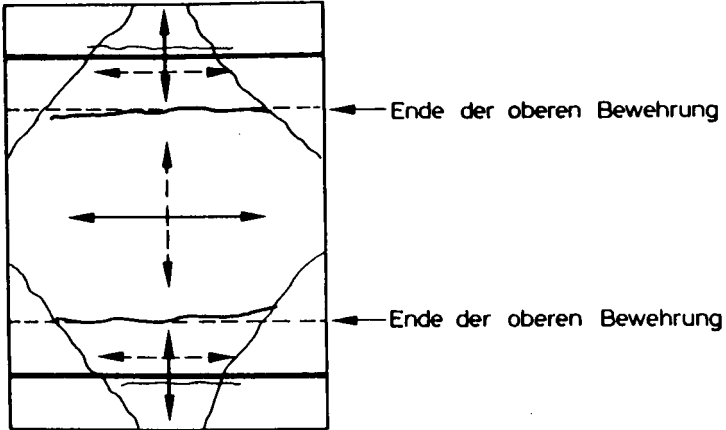


Bild 17: Tragmechanismus einer vierseitig gelagerten, einachsigen Spanplatte mit beidseitiger seitlicher Randeinspannung

5.3 Gegenüberstellung von Dehnungszunahme der Stützbewehrung und Momentenanstieg über dem Zwischenauflager

Das unterschiedliche Tragverhalten der verschiedenen Plattensysteme lässt sich auch aus dem Momentenanstieg über den Zwischenauflagern bzw. über den statisch nicht berücksichtigten Seitenunterstützungen ableiten. Direkt zu vergleichen sind die in Bild 18 dargestellten Werte, da gleiche Plattensysteme mit gleichem Bewehrungsgehalt gegenübergestellt werden.

Beim Plattenstreifen nach Zeile 1.1 fällt nach steilem Momentenanstieg bis zur 5. Minute das Stützmoment bis auf einen Restwert zurück, der sich aus der geringfügigen Verschiebung des Momentennullpunktes an das Ende der Stützbewehrung ergibt. Ein Abfall des Momentes nach der Ribildung ist möglich, da sich in der Anfangsphase die Biegezugfestigkeit des Betons auf die Höhe des Zwängungsmomentes auswirkte.

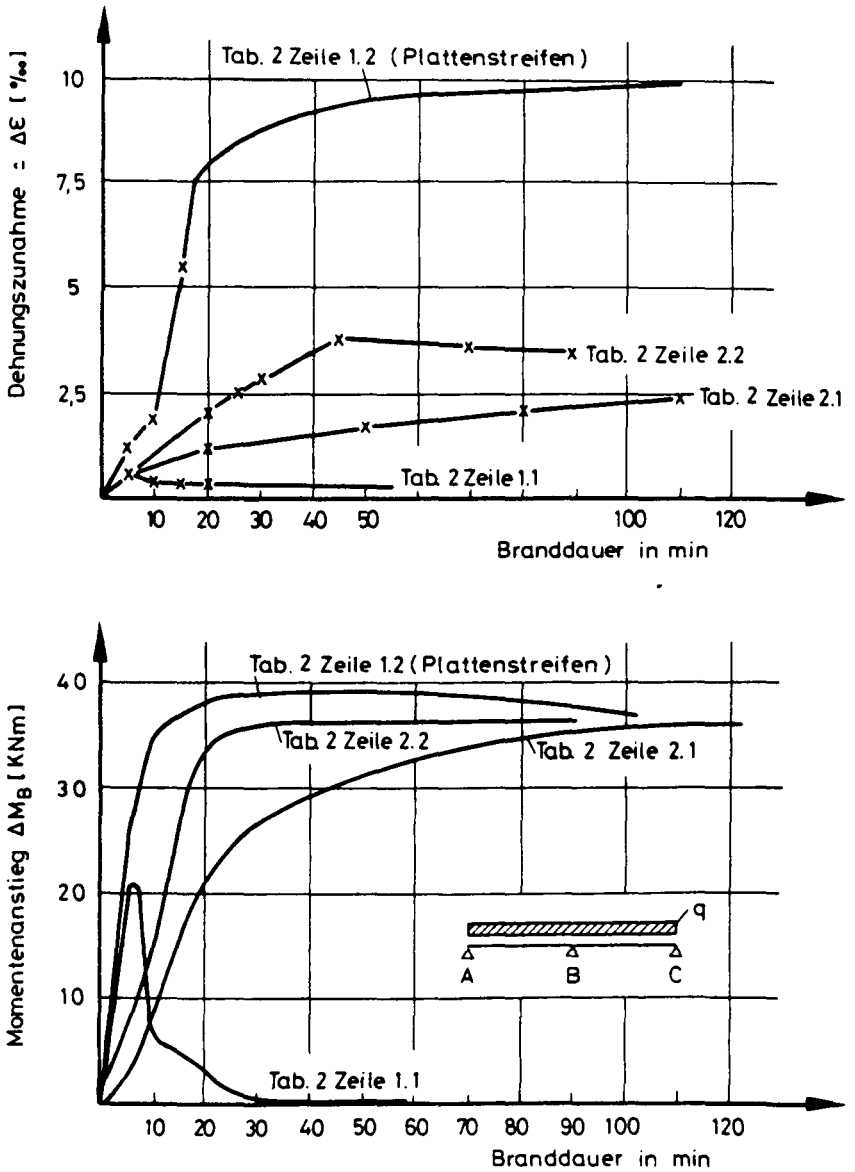


Bild 18: Gegenüberstellung des Momentenanstieges und der Dehnungszunahme von Vergleichsplatten

Bei der einachsig gespannten Platte nach Zeile 2.2 erkennt man, daß sich etwa in der 30. Minute die Fließspannung in der Bewehrung einstellte und über dem Zwischenaufleger ein plastisches Gelenk gebildet wurde. Die Unterschiede im Momentenanstieg zwischen dem Plattenstreifen (Zeile 1.2) und den Platten im Einbauzustand ist auf die freie Verformbarkeit des Plattenstreifens zurückzuführen, ebenso ist der steilere Momentenanstieg von Platte (Zeile 2.2) gegenüber Platte (Zeile 2.1) auf die durch Fehlen der Zwischenwand bedingte größere Verformbarkeit im kleineren Plattenfeld zurückzuführen.

Bei den Platten nach Zeile 3.2 und 3.3 ergibt sich bis zur 20. Minute ein Momentenanstieg über den seitlichen Rändern in der Größenordnung des Bemessungsmomentes für die Einfeldplatte (s. Bild 19). Bei der Platte nach Zeile 3.3 fällt dieses Einspannmoment zum Versuchsende hin ab, da die Querkraftübertragung im Bereich des breiten Risses besonders in der Mitte der Platte abnimmt.

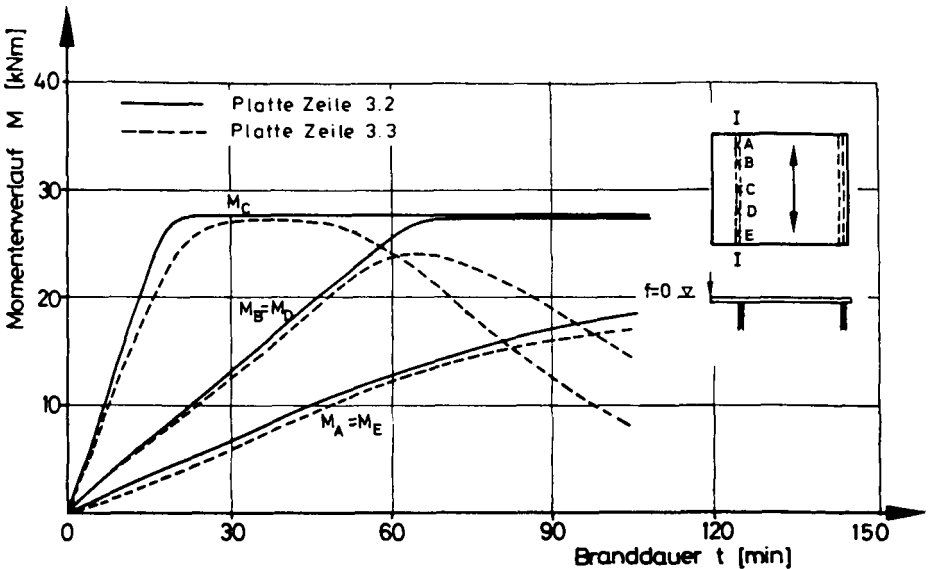


Bild 19: Momentenanstieg über dem konstruktiv eingespannten Rand

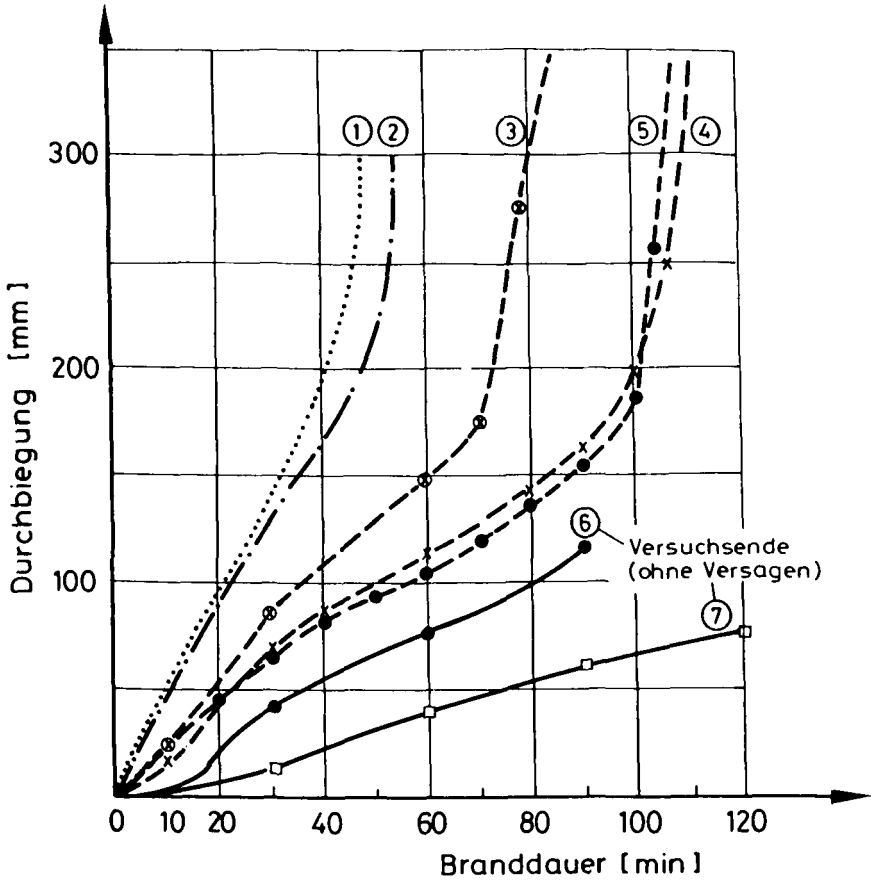
Durch den Anstieg der Zwängungsmomente über den Zwischenauflagern und an den konstruktiv aufgelagerten Rändern werden die Feldmomente erheblich abgebaut und die kritische Temperatur der Feldbewehrung entscheidend vergrößert.

5.4 Gegenüberstellung der Durchbiegungen

Bedingt durch den unterschiedlichen Tragmechanismus wurden bei ähnlichen Platten erhebliche Unterschiede in den Mittendurchbiegungen registriert. Im folgenden Bild 20 sind die Maximalverformungen der verschiedenen Systeme in Anlehnung an Tabelle 2 wiedergegeben.

Diese Darstellung verdeutlicht den positiven Einfluß der konstruktiv zweiachsigen Lastabtragung im Labor und erst recht im natürlichen Einbauzustand mit konstruktiver Dehnungs- und Verformungsbehinderung durch angrenzende Bauteile. Zwischen den Kurven ① - statisch bestimmt gelagerter Einfeldstreifen - bzw. ② - durchlaufender Plattenstreifen - und den Kurven ⑥ und ⑦ sind erhebliche Unterschiede in der Verformung und in der Feuerwiderstandsdauer zu erkennen, obwohl brandschutztechnisch gemäß heutiger Normdefinition kein Unterschied besteht.

Aus dem Unterschied der Verformungslinien ③ und ④ bzw. ⑤ erkennt man deutlich den Einfluß einer konstruktiven Randeinspannung in Querrichtung, der eine Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer von ca. 20 - 25 Minuten bringt, ein ähnlicher Wert, wie er bei Randeinspannung von Plattenstreifen (s. Abschnitt 3.2.3) erreicht wurde.



..... Vergleichswerte einachsig gespannter

- | | | | |
|----------|---------------------------|---|--|
| — | Einfeld - Plattenstreifen | ① | |
| — | Plattenstreifen Zeile 1.1 | ② | |
| ●- - - ● | Platte 1 (Zeile 3.1) | ③ | |
| x- - - x | Platte 2 (Zeile 3.2) | ④ | |
| ●- - - ● | Platte 3 (Zeile 3.3) | ⑤ | |
| ●- - - ● | Platte Lehrte Zeile 2.2 | ⑥ | |
| □- - - □ | Platte Lehrte Zeile 2.1 | ⑦ | |

Bild 20: Gegenüberstellung der Mitten-Durchbiegungen verschiedener Plattensysteme nach Tabelle 2

5.5 Gegenüberstellung von Horizontalverschiebungen

Bei den Brandversuchen in Lehrte wurden bei allen Versuchen die Horizontalverschiebungen der Decken mit Hilfe von Theodoliten gemessen. In Bild 21 mit der schematischen Darstellung der Horizontalverschiebung läßt sich eindeutig die Tendenz des Verformungsfeldes erkennen.

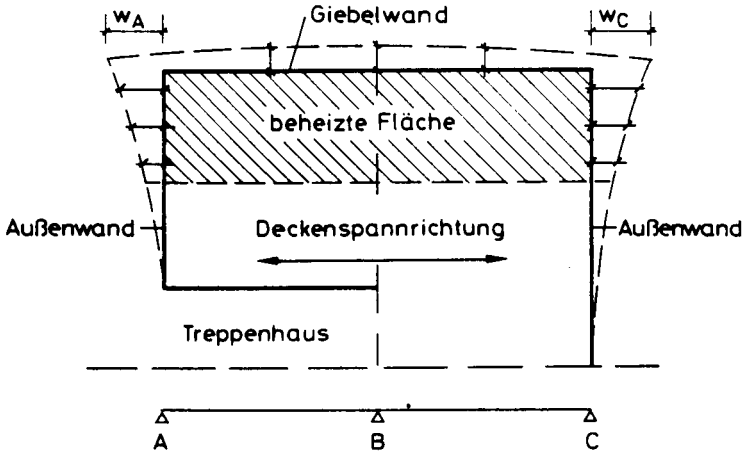
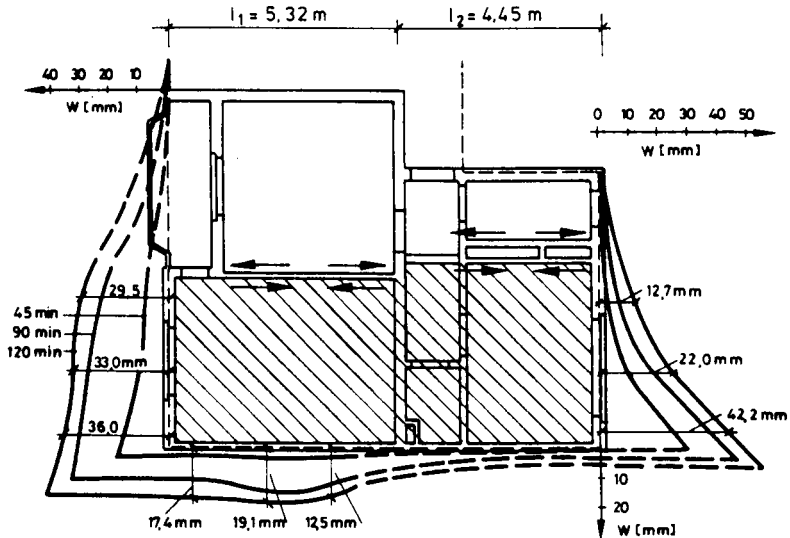


Bild 21: Horizontalverschiebungen einer brandbeanspruchten Decke

Die Verschiebungen nehmen zum nicht beheizten Teil der Decke hin ab, da die Dehnungen durch die nicht beheizten Deckenteile behindert werden. Folgerichtig müssen an den Rändern der nicht beheizten Deckenteile Zugkräfte auftreten, die optisch über die Rißbildung auf der Oberfläche und meßtechnisch über die Dehnung von Bewehrungseinlagen belegt werden können.

Die Darstellung von Meßergebnissen aus den Lehrter Brandversuchen verdeutlicht die Zusammenhänge sehr anschaulich. Auf dem Bild 22 ist die beheizte Deckenfläche schraffiert dargestellt. Die etwa 10 m lange Zweifeldkonstruktion weist an den freien Ecken

eine Gesamtverschiebung nach 120 Minuten Brandbeanspruchung von ca. 80 mm auf, am durch nicht beheizte Plattenteile behinderten Rand nur eine Gesamtverschiebung von ca. 40 mm, das entspricht Dehnungswerten von 8,0 ‰ bzw. 4,0 ‰.



→ Zwängungskräfte

//// Beflammte Deckenfläche

Bild 22: Horizontalverschiebung einer Geschoßdecke im Einbauzustand

Als am Rand der nicht beheizten Platten hervorgerufene Zugkräfte wurden über die Dehnung (ca. 2,9 ‰) von oberliegenden Bewehrungsstäben in einem 30 cm breiten Bereich 44,5 kN gemessen. Diese Zugkräfte rufen in den beheizten Plattenteilen Druckkräfte hervor, die den Zugkräften aus Gebrauchs- und Temperaturzwängungskräften überlagert werden können.

Auch bei den im Labor geprüften vierseitig gelagerten Platten wurden ähnliche Werte registriert. In der Mittellinie der beheizten Platte wurde nach 100 Minuten eine Dehnung von ca. 8 ‰ gemessen, die sich zum Rand hin abbaute. Da aber ohne Anschlußbauteile geprüft wurde, stellte sich ein anderer zeitlicher Verlauf der Horizontalverschiebungen und der damit in Verbindung zu bringenden Zwängungskräfte ein (s. auch Bild 23).

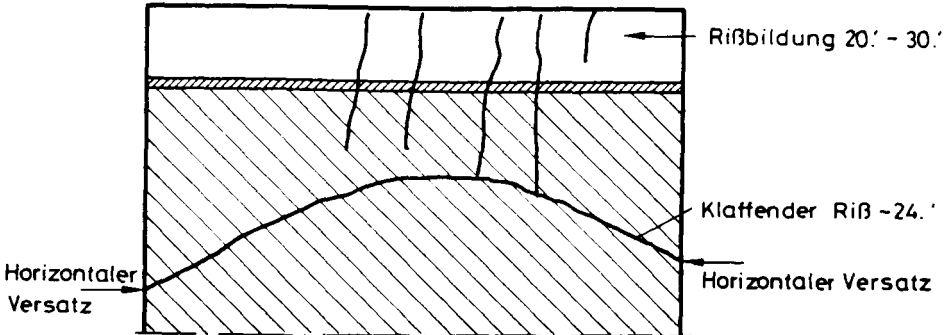


Bild 23: Rißbild im Bereich der Randeinspannung

Am Ende der oberen Bewehrung verbreiterte sich der RiB bis zur 24. Minute so stark, daß an den Plattenrändern ein Versatz festgestellt werden konnte, d. h. daß nicht alle Dehnungen auf den kalten Randbereich übertragen wurden. Außerdem bildeten sich zwischen der 20. und 30. Minute Risse im kalten Bereich, die die Stahldehnungen mehr auf den Rißbereich konzentrierten. Diese optischen Erkenntnisse werden bestätigt durch die Dehnungsmessung, die zwischen der 25. und 40. Minute keine Dehnungszunahme registrierte (s. Bild 24).

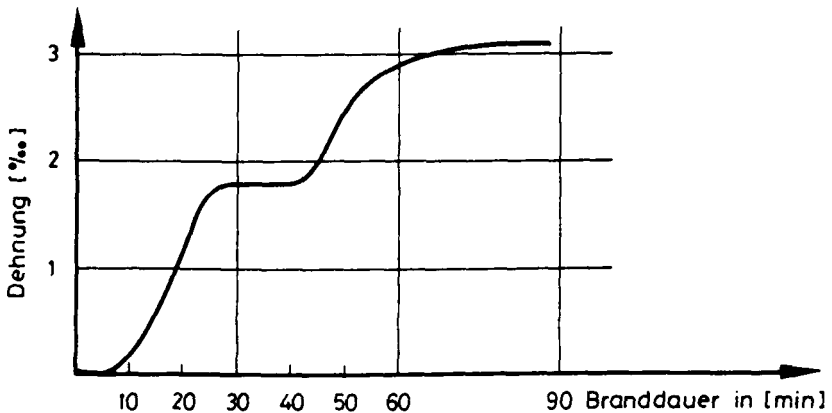


Bild 24: Stahldehnungen der oberen Bewehrung am unbeheizten Rand

6. Darstellung der Faktoren, die die Tragfähigkeit von Stahlbetondeckenplatten unter Brandbeanspruchung beeinflussen

6.1 Allgemeines

Die in den Abschnitten 3 bis 5 erarbeiteten Informationen und weitere theoretische Studien ermöglichen eine Analyse des Einflusses verschiedener Einzelparameter auf die Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonplatten und ihre Wichtung mit dem Ziel, bei Beurteilung des Einzelfalles eine bessere Übertragbarkeit der Ergebnisse bei veränderten Randbedingungen zu gewährleisten.

Als - neben den in der "klassischen" Brandschutzbemessung berücksichtigten - Einflußfaktoren werden in den folgenden Abschnitten

- die konstruktive Randeinspannung in Wände oder Randbalken,
- der konstruktive Querabtrag von einachsiger gespannten Decken auf Wände parallel zur Spannrichtung,
- die Teilbeheizung von Plattenbereichen,
- die Schnittkraftumlagerungen über Zwischenwänden unter Berücksichtigung der erforderlichen konstruktiven Bewehrung über diesen Unterstützungen,
- die Dehnungsbehinderung von beheizten Plattenbereichen durch angrenzende, nicht beheizte Bauteile und
- die Membranwirkung in Verbindung mit steiferen Randbereichen

untersucht.

6.2 Einfluß von Randeinspannungen

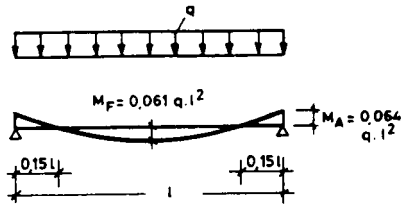
Die in Abschnitt 3.2.3 beschriebenen Brandversuche an einachsiger gespannten Plattenstreifen verdeutlichen, daß unter bestimmten Voraussetzungen negative Zwängungsmomente im Bereich von konstruktiven Einspannungen aufgebaut werden, die abhän-

gig sind von der Verdrehungsfähigkeit des Randes (Auflast bzw. Steifigkeit der Randträger), dem Querschnitt der Randbewehrung und ihrer Einbindelänge in das Deckenfeld.

Nach DIN 1045 Ziffer 20.1.8.2 ist zur Deckung des Momentes aus einer rechnerisch nicht berücksichtigten Einspannung eine Bewehrung von etwa 1/3 der Feldbewehrung anzuordnen, die nach [33] mindestens 0,15 ℓ in das Feld einbinden soll. Geht man davon aus, daß die Stützmomente ggf. bis zur Erreichung der Stahlfließgrenze aufgebaut werden und die Fließspannung etwa dem Zweifachen der zulässigen Gebrauchsspannung entspricht, könnte unter Brandbeanspruchung ein Einspannmoment von etwa 2/3 des rechnerischen Feldmomentes erreicht werden. Die Einbindelänge wird jedoch nur mit 0,15 ℓ angesetzt, so daß ein maximales Einspannmoment von

$$M_A = - 0,064 q \ell^2$$

erreicht wird, das bei beidseitiger Randeinspannung zu einer Halbierung des Feldmomentes ($M_F = 0,125 q \ell^2$) führen wird. Eine dadurch hervorgerufene Verringerung der Bewehrungsausnutzung führt zu höheren kritischen Bewehrungstemperaturen von $\Delta T \approx 100$ K und bei einer Erwärmungsgeschwindigkeit von 7 - 10 °C/min zu einer Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer von ≥ 10 - 15 Minuten.



Die Wirksamkeit der Randeinspannung hängt vorrangig von der Rotationsbehinderung des Plattenrandes ab. In den meisten Fällen wird sie zumindest teilweise in Ansatz zu bringen sein, lediglich bei praktisch freidrehbar gelagerten Dachdecken oder torsionsweich angeschlossenen Platten bei nichtausgefachten Stahlbetonskelettkonstruktionen kann dieser Parameter keine Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer bewirken.

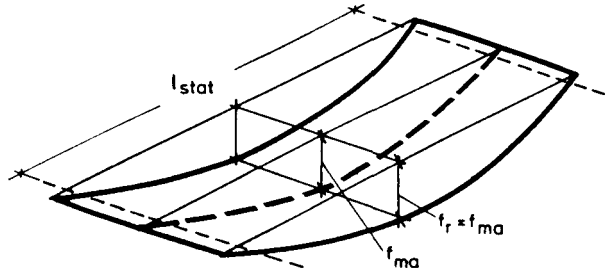
6.3 Einfluß des konstruktiven Querabtrages

Die in Abschnitt 3.2.2 beschriebenen Versuche an vierseitig gelagerten Platten und Rippendecken zeigten gegenüber zwei-seitig gelagerten Bauteilen bei gleichem Achsabstand der Bewehrung ein deutlich besseres Tragverhalten unter Brandbeanspruchung. Diese Bauteile wurden als vierseitig gelagerte Bauteile berechnet und bemessen und erhielten eine zweiachsig ausgelegte Tragbewehrung und können überwiegend ohne Einschränkung in Anlehnung an DIN 4102 Teil 4 (3/81) in die Feuerwiderstandsklasse "F 90" eingestuft werden.

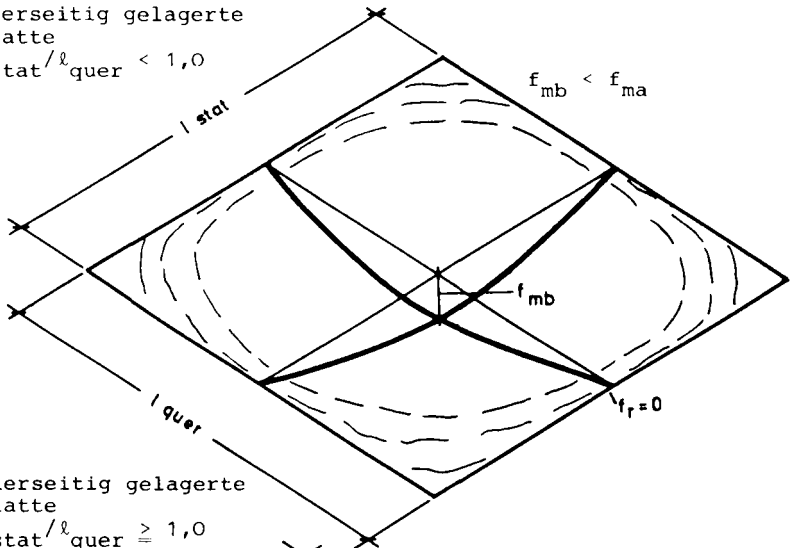
Die Brandversuche in Lehrte brachten den Beweis, daß sich auch einachsig gespannt gerechnete und bewehrte Platten bei vierseitiger Auflagerung deutlich besser verhalten als einachsig gespannte Plattenstreifen unter Brandbeanspruchung, obwohl sie nach DIN 4102 Teil 4 wie einachsig gespannte Bauteile ohne Zusatzmaßnahmen nicht in "F 90" einzustufen sind. Entscheidend für die Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer ist einerseits der Querabtrag unter Berücksichtigung des Stützweitenverhältnisses $l_{\text{stat}}/l_{\text{Querabtr.}}$, andererseits die obenliegende Bewehrung über einer statisch nicht berücksichtigten Stützung, die als Abreibbewehrung gemäß DIN 1045 Zi. 20.1.6.3 ohne besonderen Nachweis mit 60 % der in Feldmitte erforderlichen Hauptbewehrung anzuordnen ist und um 25 % der der Berechnung zugrunde gelegten Plattenstützweite über die Stützung hinausreichen soll.

Im folgenden Bild 25 wird das unterschiedliche Verformungsverhalten von Platten mit für die statische Berechnung gleich angesetzten Systemen (Einfeldplattenstreifen) bei unterschiedlichen Randbedingungen verdeutlicht.

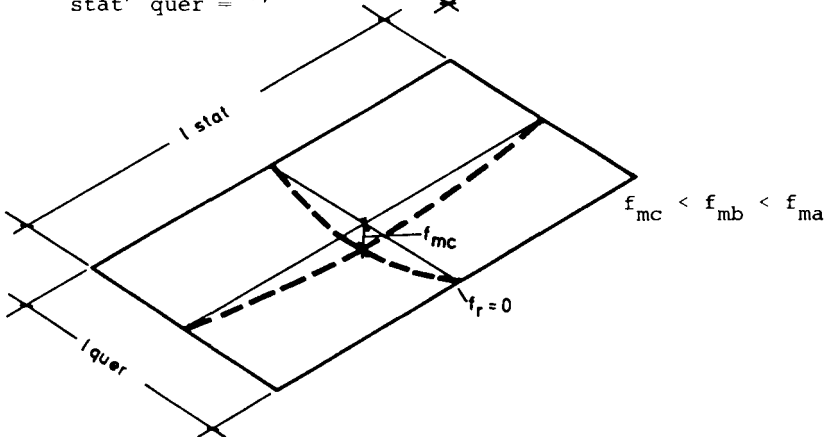
a) zweiseitig gelagerter
Plattenstreifen



b) vierseitig gelagerte
Platte
 $l_{stat}/l_{quer} < 1,0$

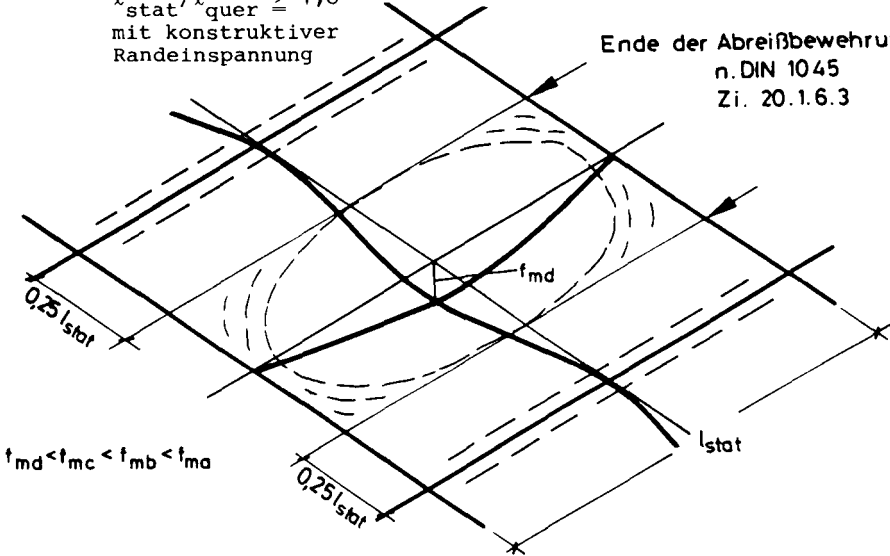


c) vierseitig gelagerte
Platte
 $l_{stat}/l_{quer} \geq 1,0$



d) vierseitig gelagerte Platte
 $l_{\text{stat}}/l_{\text{quer}} \geq 1,0$
mit konstruktiver
Randeinspannung

Ende der Abreibbewehrung
n. DIN 1045
Zi. 20.1.6.3



----- zu erwartende Risse

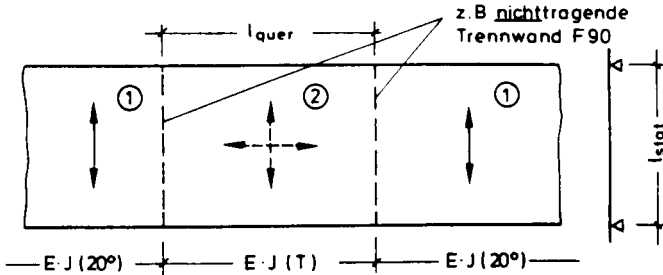
Bild 25: Verformungsverhalten von einachsigt gespannt gerechneten Stahlbetonplatten mit unterschiedlichen Randbedingungen

Die Abhängigkeit der Feuerwiderstandsdauer vom Seitenverhältnis und den Einspannverhältnissen wird quantitativ in Abschnitt 7 untersucht.

6.4 Einfluß der Plattenwirkung bei nur teilweiser Beheizung eines Deckenfeldes

Die teilweise Beheizung von Plattenteilen wird einen ähnlichen Einfluß auf das Tragverhalten haben wie der in Abschnitt 6.3 beschriebene Querabtrag auf statisch nicht berücksichtigten Wänden. Im Unterschied dazu ist der Querabtrag im vorliegenden Fall bei stärker verformten Unterstützungen auf kältere Deckenstreifen, z. B. im Bereich von nichtbeanspruchten Trennwänden, zu ermitteln. Als statisches Gedankenmodell ist eine Flachdecke heranzuziehen, bei der die Gurtstreifen

wegen geringerer Aufheizung als die Feldstreifen mit einer größeren Biegesteifigkeit anzusetzen sind. Im folgenden Bild 26 soll das Tragverhalten derartiger Systeme prinzipiell dargestellt werden.

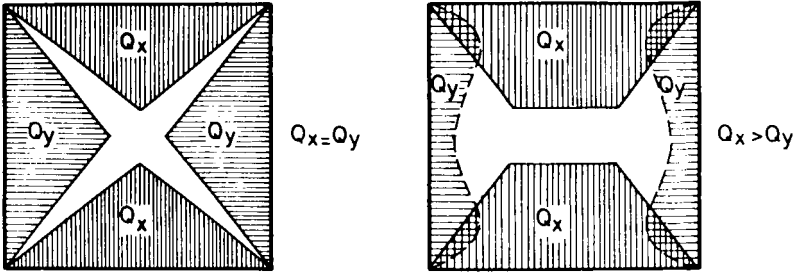


- 1 zweiseitig gestützter Plattenstreifen mit Randlast aus Plattenteil 2
- 2 vierseitig gestützte Platte mit parallel zur Spannrichtung elastischen Rändern

Bild 26: System teilweise beheizte Platte

Beim System der teilweise beheizten Platte ist der Anschlußbereich an die nicht beheizten Plattenteile näher zu untersuchen. Es läßt sich hier das Gedankenmodell einer vierseitig gelagerten Platte auf zwei jeweils gegenüberliegende starre bzw. elastische Ränder einführen, wobei man davon ausgehen kann, daß die Einspannung der Platte über den elastischen Rändern entfällt, da gemäß DIN 1045 über nichttragenden Trennwänden, die nicht in der Lage sind, Lasten weiterzuleiten, auch keine konstruktive obere Plattenbewehrung eingelegt wird. Die Lastabtragung auf die kalten Plattenteile erfolgt deshalb lediglich durch eine Querkraftübertragung.

Die Lastabtragung innerhalb des beheizten Plattenteils konzentriert sich je nach Steifigkeitsverhältnis mehr auf die starr gestützten Ecken und die starren Ränder (s. Bild 27).



a) vierseitig auf starren Rändern gelagerte Platte

b) auf zwei starren und zwei elastischen Rändern gelagerte Platte

Bild 27: Querkraftübertragung von vierseitig unterschiedlich gelagerten Platten

Die erwarteten Verformungen und Rißbildungen bei teilbeheizten Plattensystemen sind im folgenden Bild 28 dargestellt.

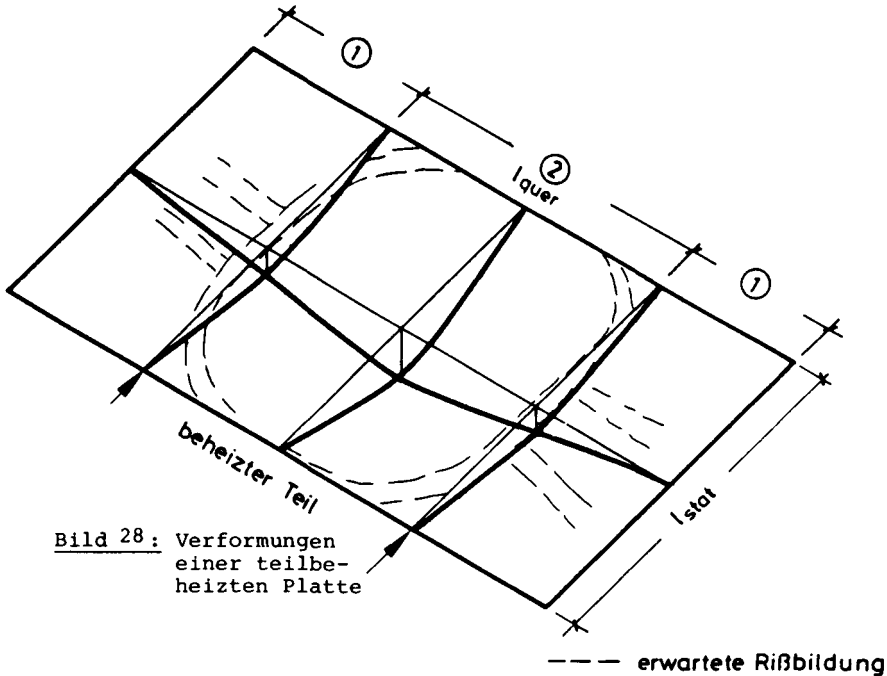


Bild 28: Verformungen einer teilbeheizten Platte

Im Grenzbereich zwischen beheizter und nicht beheizter Zone werden sich auf der oberen Seite der Platte Risse einstellen; einige, die parallel zur Spannrichtung verlaufen - Zug infolge Einspannung des beheizten in den nicht beheizten Teil -, einige, die senkrecht zur Spannrichtung verlaufen - Zug im "kalten Bereich" infolge behinderter Längsdehnung des beheizten Bereichs (siehe Abschnitt 6.6).

6.5 Einfluß von Schnittkraftumlagerungen auf die Feuerwiderstandsdauer von Platten

Die in den Abschnitten 6.2 bis 6.4 beschriebenen Einflüsse aus Randeinspannung, Querabtrag und Teilbeheizung bewirken in den betroffenen Plattenteilen jeweils temperaturbedingte Schnittkraftumlagerungen zugunsten der berechneten Feldmomente. Diese werden durch Aktivierung von Stütz- bzw. Einspannmomenten, von Momenten in Querrichtung und Drillmomenten in den Ecken abgebaut, die kritische Stahltemperatur der Feldbewehrung wird dadurch erhöht und die Feuerwiderstandsdauer verlängert.

Ebenso haben die in Abschnitt 3.2.1 beschriebenen Brandversuche an Durchlaufplatten und durchlaufenden Rippen- und Hohlkörperdecken gezeigt, daß die Schnittkraftumlagerung bei entsprechender Bewehrungsführung zu einer Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer von 30 - 60 Minuten führen kann.

Diese Umlagerungen führen zum Teil zu erheblichen systemabhängigen Veränderungen der Auflagerkräfte und zu inneren Zwängungskräften, deren Aufnahme im einzelnen nachzuweisen ist, so z. B. bei der Bemessung von "nichttragenden" Zwischenwänden, die u. U. für eine Zusatzlast aus den verformten Deckensystemen zu bemessen sind.

Inwieweit Konsequenzen bei der Brandschutzbemessung von Wänden gezogen werden können, wird in Abschnitt 9 erläutert.

6.6 Einfluß der Dehnungsbehinderung von Platten durch nicht beheizte Plattenbereiche oder andere Anschlußbauteile

Stahlbetonplatten dehnen sich unter Brandbeanspruchung in Längs- und Querrichtung aus, werden aber durch weniger bzw. nicht beheizte Anschlußbauteile in der Dehnung behindert. Wie bereits in Abschnitt 6.4 dargestellt, treten an den Rändern der nicht beheizten Bauteile Zugspannungen, an den Rändern der beheizten Bauteile dagegen Druckspannungen auf, die die Stahlzugspannungen der Feldebewehrung u. U. überlagern.

Im Rahmen des Forschungsprogramms Lehrte wurden die Dehnungen von obenliegenden Bewehrungsstäben in den an die Brandräume grenzenden Plattenteilen gemessen, um Anhaltswerte über den Spannungsverlauf zu erhalten (s. Abschnitt 5). Da quantitative Aussagen durch Ribbildung und nicht definierte Reibungskräfte zwischen Beton und Mauerwerk erschwert bzw. unmöglich gemacht werden, wird auf eine weitere Auswertung der in Abschnitt 5 dargestellten Ergebnisse verzichtet.

Brandversuche in den USA [34] und im Rahmen des Teilprojekts A 2 des Sonderforschungsbereichs 148 [35] sowie eine Anzahl von theoretischen Arbeiten [36, 37, 38] zeigten, daß eine Dehnungsbehinderung senkrecht zum Auflagerrand, d. h. eine Zwängung in Plattenebene, die Feuerwiderstandsdauer von Platten bzw. Scheiben erheblich beeinflussen kann.

Walter [36] errechnet in seiner Arbeit die Zwangskraftentwicklung innerhalb von teilweise beflamten Flächentragwerken nach dem Scheibenmodell, wobei als wesentliche Parameter

- die Lage innerhalb des Gesamtsystems,
- das Verhältnis der beflamten zur nicht beflamten Fläche und
- die damit verbundene Steifigkeit des kalten Bereiches und die mögliche Horizontalverschiebung der beheizten Fläche untersucht wurden.

Ohne Berücksichtigung der Durchbiegungen von Geschoßdecken ergab sich aus dem errechneten Temperaturverlauf über die Scheibe eine in Bild 29 dargestellte Zwängungsebene, die zu Zwangsdehnungen und Zwangsspannungen über die Scheibenhöhe führt.

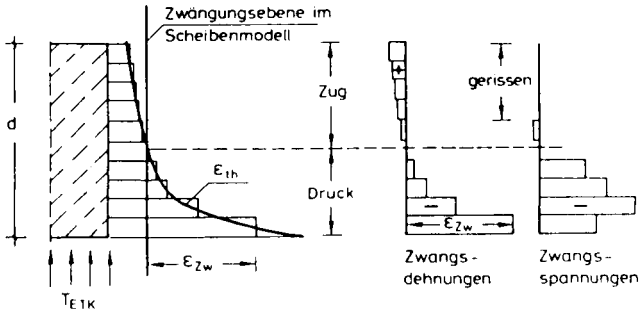


Bild 29: Entwicklung von Zwangsdehnungen und Zwangsspannungen am Scheibenmodell nach [36]

Eine Übertragung auf das Plattenmodell zeigt, daß die Zwangsdruckspannungen unter der Nulllinie die bei der zu betrachtenden Platte auftretenden Zugspannungen aus Gebrauchslast stets überlagern. Diese Übertragung müßte somit zu günstigeren Ergebnissen als beim Scheibenmodell führen.

In seinen Schlußfolgerungen macht Walter [36] deutlich, daß die am Scheibenmodell entwickelten Zwangskräfte bei partiell beflamten Geschoßdecken wesentlich kleiner sein werden und nicht zu kritischen Druckbrüchen führen werden. In Versuchen an dehnbehinderten Platten [68] wurde bestätigt, daß infolge der Durchbiegung die Zwangskräfte kleiner blieben als nach dem Scheibenmodell errechnet, daß darüber hinaus gegenüber nicht dehnbehinderten Platten

- die Durchbiegungen kleiner blieben, da die unterhalb der neutralen Faser angreifenden Zwangskräfte rückstellende Randmomente erzeugten,
- wesentlich weniger Risse festgestellt wurden und die Rißbreiten kleiner blieben und
- die Zugzone über einen langen Zeitraum überdrückt blieb (s. Wiese [41]).

Für das in dieser Arbeit angestrebte Näherungsmodell von brandbeanspruchten Platten lassen sich folgende Schlußfolgerungen ziehen:

a) Die Dehnungsbehinderung erzeugt Zwängungskräfte in Plattenebene, die nicht zu frühzeitigem Druckbrüchen führen. Die Auswertung von Brandfällen und Brandversuchen bestätigt diese These.

b) Die Dehnungsbehinderung kann nur zu einer Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer von Platten führen, da bei den gemessenen geringen Durchbiegungen die Zugspannungen in Feldmitte durch Zwängungsdruckspannungen abgebaut werden.

Bei großen Durchbiegungen hat die Dehnungsbehinderung auf die Feuerwiderstandsdauer keinen Einfluß, da sich die Platte im Bruchzustand der Zwangskraft entzieht.

c) Die Rißbreiten z. B. am Ende der Stützbewehrung von Durchlaufsystemen werden durch Dehnungsbehinderung kleiner, da die Plattenteile durch Zwangskraftentwicklung zusammengedrückt werden (s. Bild 30).

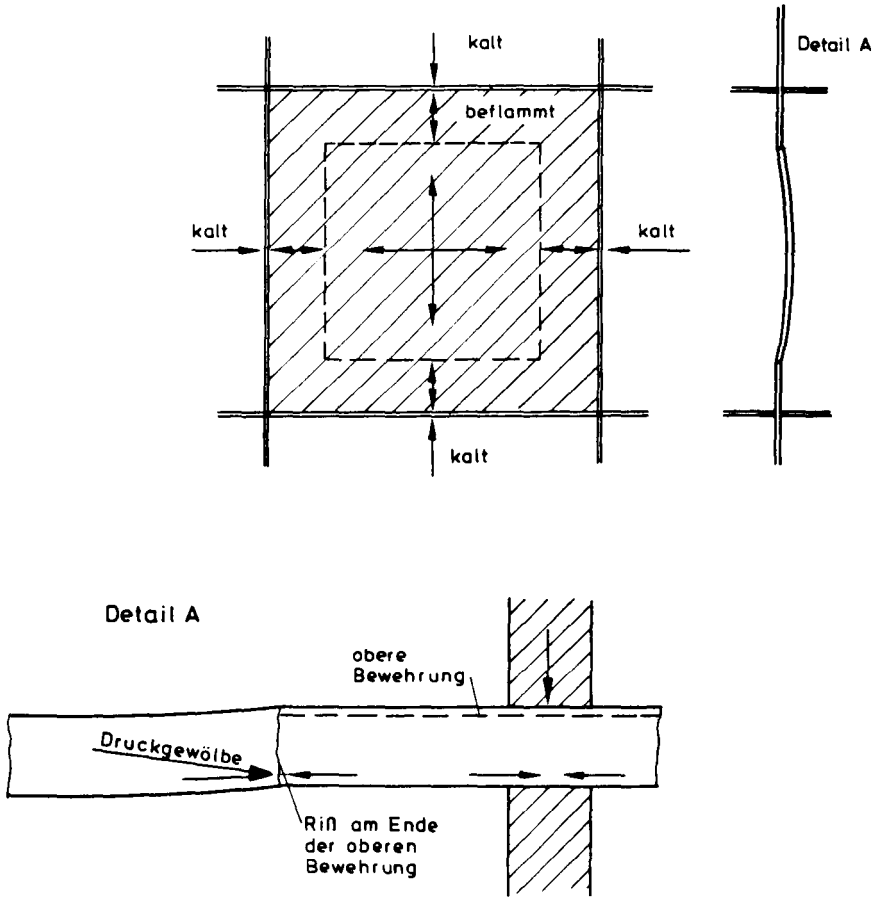


Bild 30: Darstellung der Zwangskraftentwicklung an einem vierseitig gelagerten Plattenmodell mit umliegenden kalten Plattenbereichen

Die Dehnungsbehinderung bzw. der Aufbau von Zwängungskräften in Plattenebene ist in kausalem Zusammenhang mit der Membranbildung zu sehen, die im nächsten Abschnitt erläutert wird.

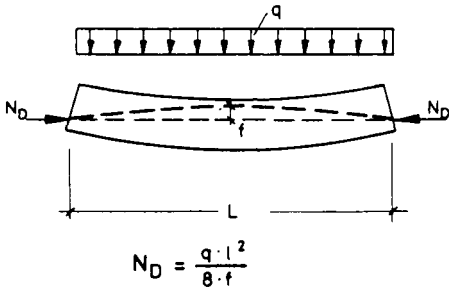
6.7 Einfluß von Membranwirkungen auf das Tragverhalten von Stahlbetondecken unter Brandbeanspruchung

Eine umfassende Auswertung von Bruchversuchen mit Stahlbetonplatten [39] zeigte, daß die Tragfähigkeit von eingespannten Platten wesentlich größer ist als die nach der Bruchlinientheorie ermittelte Bruchlast, da sie zum Teil als Druck-, zum Teil als Zugmembran wirken. In einer schematischen Charakteristik stellt Wood [40] die Wirkung der Membranwirkung auf das Tragverhalten von Stahlbetonplatten unter Normaltemperatur dar. Eine Anwendung bei der Bemessung scheidet im allgemeinen an den für die Aktivierung der Membrankräfte erforderlichen Durchbiegungen; es ist jedoch möglich, Kollaps- bzw. Bruchlasten nachzurechnen.

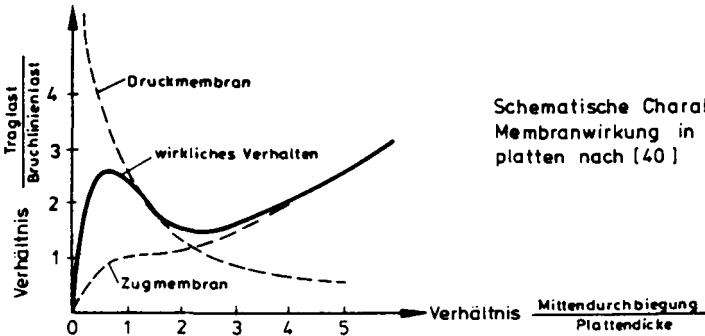
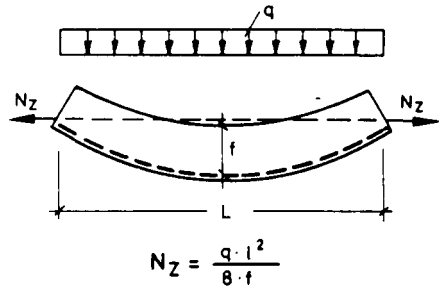
Da der Lastfall "Brand" einerseits als Katastrophenlastfall zu betrachten ist, andererseits durch die Bildung kälterer Randbereiche und durch angrenzende kalte Plattenfelder unverschiebliche Druck- bzw. Zugringe gebildet werden, können sich bei derartigen brandbeanspruchten Systemen Membransysteme ausbilden, die zu einer erheblichen Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer führen.

Die Versuche und tatsächliche Brandfälle haben gezeigt, daß sich in Abhängigkeit von der Verformung und der Dehnungsbehinderung sowohl Druck- als auch Zugmembrane einstellen (s. Bild 31) und daß erst nach sehr langen Brandbeanspruchungen (>> 90 min) ein kritischer Übergang von der Druckmembran zur Zugmembran, d.h. ein progressiver Zusammenbruch infolge Bildung einer kinematischen Kette, durchfahren wurde.

Druckmembran bei durchgebogener Platte



Zugmembran bei durchgebogener Platte



Schematische Charakteristik der Membranwirkung in Stahlbetonplatten nach [40]

Bild 31: Systematische Darstellung von Druck- bzw. Zugmembranwirkung [39]

Unter ungünstigen Umständen - hoher Grad der Dehnungsbehinderung - konnte auch ein vorzeitiges Versagen der Platten beobachtet werden, wenn infolge hoher Druckkräfte in Verbindung mit einem relativ hohen Feuchtigkeitsgehalt die Druckmembran zu zerstörenden Abplatzungen führte. In der Praxis werden diese ungünstigen Umstände kaum zu erwarten sein, so daß der negative Einfluß der Druckmembranwirkung vernachlässigbar ist. Bei tatsächlichen Bränden konnten zerstörende Deckenabplatzungen im Hochbau nicht beobachtet werden.

6.8 Wertung der Einflußfaktoren

Eine Wertung bzw. Wichtung der genannten Einflußfaktoren ist unter verschiedenen Gesichtspunkten vorzunehmen:

- Ist der Einfluß eines Parameters so groß, daß er im Rahmen der angestrebten Näherungsberechnung zum Tragen kommt?
- Wird dieser Parameter in jedem untersuchten System einen positiven Einfluß ausüben oder sind Randbedingungen denkbar, unter denen der positive Einfluß nicht aktiviert werden kann bzw. sogar als negativer Einfluß zu einer Verkürzung der Feuerwiderstandsdauer führt?
- Ist dieser Parameter mathematisch oder empirisch quantitativ erfaßbar oder von Zufälligkeiten, wie Ribbildung, Mitwirken des Betons auf Zug o. ä., abhängig?

Alle Versuche lassen eindeutig erkennen, daß der entscheidende Parameter im Hinblick auf eine Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer im Übergang von der einachsigen auf die zweiachsige Lastabtragung zu suchen ist. Da die in Frage stehenden Systeme jedoch einachsig gespannt, berechnet und bemessen werden, weicht bei zweiachsig angenommenem Tragverhalten die Bewehrungsverteilung in den höchst beanspruchten Bereichen erheblich vom elastischen Momentenfeld ab, d. h. in der einsetzenden elastisch-plastischen Phase der Biegung muß eine Momentenredistribution erfolgen. Diese Neuverteilung der Momente wird verstärkt durch eine unsteifige Veränderung der elastischen Steifigkeit infolge Ribbildung.

Neben diesem

- konstruktiven Querabtrag üben
- die konstruktive Randeinspannung und
- die Schnittkraftumlagerung über Zwischenwänden

stets einen positiven Einfluß auf die Feuerwiderstandsdauer von Decken aus und können in Abhängigkeit von Parametern wie Seitenverhältnis, Bewehrungsanteil und Bewehrungsführung eine die Streubreite der Näherungsergebnisse übertreffende Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer bewirken. Eine Berücksichtigung dieser Parameter bei der Näherungsberechnung ist daher unbedingt erforderlich.

Die Dehnungsbehinderung wird bezogen auf den Bruchzustand keinen negativen Einfluß auf die Feuerwiderstandsdauer ausüben, in sehr vielen Fällen [34] dagegen zu einer Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer führen. Da sehr viele unwägbar Einflüsse über die Größe der Dehnungsbehinderung entscheiden, wird sie in der nachfolgenden Berechnung nicht berücksichtigt.

Die Membranwirkung, die nur im Zusammenhang mit der Dehnungsbehinderung zu sehen ist, kann negative Auswirkungen auf die Feuerwiderstandsdauer durch Abplatzererscheinungen haben. Da sie in der Praxis jedoch kaum zu erwarten sind, wird die Membranwirkung ebenso wie die Dehnungsbehinderung zu beurteilen sein.

Die Teilbeheizung wird mit Sicherheit nur positive Auswirkungen auf die Feuerwiderstandsdauer haben, jedoch in ihrer Quantität schwer faßbar und im Bereich der Streuung von Rechenergebnissen liegen, so daß eine weitere Berücksichtigung nicht erforderlich erscheint.

In der folgenden Berechnung werden daher nur die drei erstgenannten Parameter - Querabtrag, Randeinspannung und Schnittkraftumlagerungen - erfaßt. Da die nicht erfaßten Parameter einen überwiegend positiven Einfluß auf die Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonplatten ausüben, wird die errechnete Feuerwiderstandsdauer auf der sicheren Seite liegen.

7. Berechnung des Tragverhaltens von Stahlbetonplatten im Einbauzustand

7.1 Allgemeines

Es gibt z. Z. Ansätze für quasi-exakte Berechnungen nach der Finite-Element-Methode zur Bestimmung des Tragverhaltens von Platten unter Brandbeanspruchung [41,42,36]. Diese Rechenmethoden erfordern einerseits große Rechanlagen, da sehr viele Parameter "sehr genau" zu definieren sind, sie sind andererseits aber vom Ergebnis her bzw. in der Vergleichbarkeit mit Versuchsergebnissen schwer überschaubar, da die der "genauen" Berechnung zugrunde gelegten Parameter zum größten Teil nur als Näherungslösungen dargestellt werden können, wie z. B. die Betonzugfestigkeit, die Rißentwicklung oder die Aufheizung des Betons in Abhängigkeit von der Feuchtigkeit.

Es ist unbestreitbar, daß derartig komplexe "fünfdimensionale" Tragprobleme - die Platte als dreidimensionaler Körper, die Temperatur und die Branddauer als vierte und fünfte Dimension - nur mit Hilfe dieser Methoden *g e n a u* zu lösen sind; da jedoch der Lastfall "Brand" sowohl in der Praxis als auch im Versuch nicht exakten Gleichungen gehorcht, erscheint es wesentlich sinnvoller, Näherungsberechnungen anzubieten,

- die überschaubar sind,
- die nicht den Anspruch eines exakten Nachweises erheben, sondern die sich mit vertretbaren Fehlerquoten zufrieden geben,
- die am Bauteilversuch gemessen werden können und
- die vom entwerfenden Ingenieur mit einfachen Rechenhilfen durchzuführen sind.

Die Entscheidung für eine Näherungsberechnung fällt leichter, wenn der Lastfall "Brand" etwas genauer analysiert wird. Er wird zwar - betrachtet man den in DIN 4102 bzw. ISO 834 genormten Brand - als Brandbeanspruchung mit exakter, mathematisch erfaßbarer Temperatur-Zeit-Abhängigkeit angesetzt, er

wird in der Praxis jedoch nur in den seltensten Fällen Ähnlichkeit mit der genormten Einheitstemperatur-Zeit-Kurve haben und in den seltensten Fällen ein Bauteil beanspruchen, das den in der Rechnung genau definierten Randbedingungen entspricht. Auch die in verschiedenen Brandhäusern an vergleichbaren Bauteilen erzielten voneinander abweichenden Versuchsergebnisse lassen den Schluß zu, daß eine einfache Näherungsberechnung den einzelnen praktischen Anwendungsfall vermutlich genau so gut oder genau so schlecht wiedergibt wie eine hochkomplizierte "exakte" Berechnungsmethode oder ein hochstilisierter Brandversuch, der die praxisbezogenen Randbedingungen nur unbefriedigend darstellen kann.

Darüber hinaus sollte eine Näherungsberechnung der z. Z. gültigen "Brandschutzphilosophie" angepaßt werden, die für die Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer von Bauwerken Prüfungen am einfachen Bauteil zuläßt und somit auch Berechnungen über einfache Rechenansätze erlauben müßte.

7.2 Zielsetzung der Näherungsberechnung

Die vorliegende Arbeit geht von der Zielvorstellung aus, Stahlbetondeckenkonstruktionen ohne wesentliche Änderung gegenüber einer Ausführung nach DIN 1045 in die Feuerwiderstandsklasse "F 90" gemäß DIN 4102 einzustufen. Das vereinfacht den Rechenaufwand ganz erheblich, da die Berechnung auf die Fragestellung zu reduzieren ist, ob die Tragfähigkeit eines Systems nach 90 Minuten Brandbeanspruchung erhalten ist oder nicht, bzw. ob die übrigen Versagenskriterien gemäß DIN 4102 Teil 2 noch eingehalten sind.

Der Nachweis der Tragfähigkeit erfolgt daher zum definierten Zeitpunkt (90 Minuten) unter der vorgegebenen gleichmäßig verteilten Belastung und einem stationären Temperaturfeld.

Diese vereinfachte Analyse erlaubt keine Aussagen über die Verformungsgeschichte. Da jedoch die Durchbiegung bzw. die Durchbiegungsgeschwindigkeit ein wesentliches Beurteilungs-

kriterium nach DIN 4102 Teil 2 darstellen, müssen die Durchbiegungswerte ebenso wie Angaben über die Rißentwicklung anhand der Auswertung von Brandversuchen empirisch ermittelt und über Näherungsverfahren in die Beurteilung eingearbeitet werden.

7.3 Grundlagen der Näherungsberechnung

7.3.1 Zusammenstellung möglicher Systeme

Nach einer Spezifizierung und Wertung der Einflußfaktoren im Abschnitt 6 erfordert die beabsichtigte quantitative Analyse des Brandverhaltens von Stahlbetonplatten eine Übertragung der Einflußfaktoren auf die in der Praxis vorkommenden Systeme. Eine Zusammenstellung von einachsigen gespannten Platten ist in den Anlagen 5 (einfeldrige Systeme) und 6 (mehrfeldrige Systeme) wiedergegeben. Die in diesen Anlagen dargestellte Feuerwiderstandsdauer basiert auf Versuchsergebnissen am "einfachen System" und einer Abschätzung der Einflußfaktoren mit praxisbezogenen Randbedingungen. Die Werte basieren auf einer Betondeckung der Bewehrung von $c = 15 \text{ mm}$, was näherungsweise einem Achsabstand der Trageisen von der beflamten Oberfläche von $u \approx 18 - 20 \text{ mm}$ entspricht.

7.3.2 Angaben über die Bewehrung

7.3.2.1 Allgemeines

Die gegenüber den Mindestanforderungen von DIN 1045 erhöhte Betondeckung von 15 mm wird auch den weiteren Untersuchungen zugrunde gelegt, da neben den Vorteilen im Hinblick auf den Brandschutz auch der Korrosionsschutz verbessert wird.

Bei der Berechnung auch von statisch gesehen einachsiger gespannten Platten wird die Querbewehrung grundsätzlich als mittragende Bewehrung angesetzt. Inwieweit das zu der Konsequenz führt, die Querbewehrung mit Tragstoß im Sinne von DIN 1045 auszubilden, muß zu einem späteren Zeitpunkt entschieden werden.

7.3.2.2 Kritische Temperaturen $\text{crit } T$ in Abhängigkeit von der Beanspruchung

Es liegt eine große Anzahl von Versuchsergebnissen und Auswertungen vor, die zum Teil recht unterschiedliche Aussagen über das Verhalten von Betonstählen unter Temperaturbeanspruchung erlauben.

Nach DIN 4102 Teil 4 wird die kritische Temperatur $\text{crit } T$ des Bewehrungsstahls als die Temperatur definiert, bei der die Streckgrenze des Stahls auf die im Bauteil vorhandene Stahlspannung absinkt. Dabei wird zwecks einfacher Formulierung für die Betonstähle BSt 500/550 und BSt 420/500 ein $\text{crit } T$ von 500 °C zugrunde gelegt und im Anhang spannungsabhängig erweitert. Diese Werte führen zu einer auf der sicheren Seite liegenden Brandschutzbemessung, da einerseits die in den seltensten Fällen auftretenden Mindestfestigkeiten und die ungünstigste Stahlsorte zugrunde gelegt wurden, andererseits über 600 °C keine Festigkeitswerte mehr angegeben werden (s. auch Bild 32).

Versuche im Rahmen des Sonderforschungsbereichs (SFB) 148 "Brandverhalten von Bauteilen" - Ruge/Winkelmann [43] - führten über das Dehnungskriterium $\epsilon = 10^{-4} \text{s}^{-1}$ zu erheblichen Unterschieden in der temperaturabhängigen Fließspannung zwischen naturharten und kaltverfestigten Betonstählen, allerdings wurden nur Temperaturbereiche bis zu 650 °C untersucht (s. Bild 32). Überträgt man die Untersuchungen der British Steel Corporation [44] und eigene Erfahrungen an ungeschützten Stahlabhängern, die bei einer Spannungsausnutzung von $\beta_S(T)/\beta_S(20 \text{ °C}) \approx 0,025$ auch nach einer Auf-

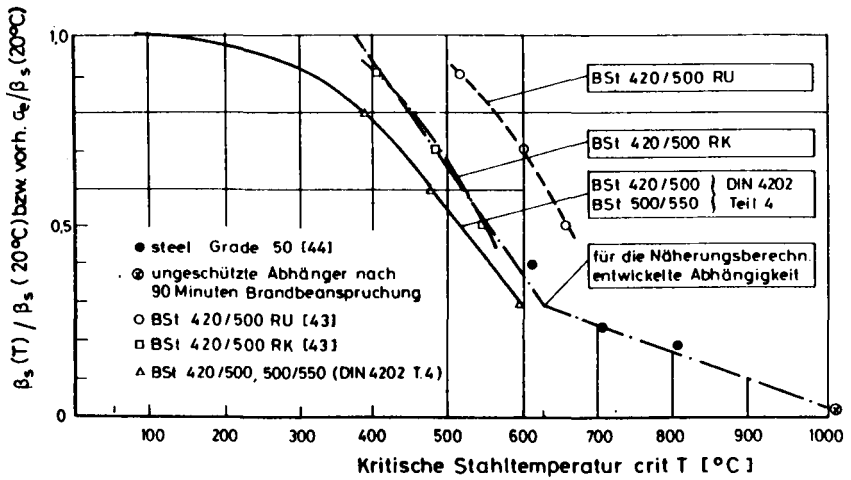


Bild 32: Abfall des Verhältnisses $\beta_s(T) / \beta_s(20^\circ\text{C})$ von Betonstählen in Abhängigkeit_s von der Temperatur

heizung auf ca. 1000 °C ihre Tragfähigkeit noch nicht verlieren, ist der in Bild 32 dargestellte, für die Näherungsberechnung entwickelte spannungsabhängige Verlauf der kritischen Temperatur $\text{crit } T$ für Betonstähle zu vertreten.

Für eine Näherungsberechnung sollte gemäß DIN 4102 Teil 4 für alle Betonstähle der Stahlgüten 420/500 und 500/550 nur eine spannungsabhängige $\text{crit } T$ zugrunde gelegt werden, da erfahrungsgemäß nicht von vornherein zu klären ist, welcher Stahl zu günstigen Preisen zu liefern ist. Es besteht natürlich auch die Möglichkeit, in Sonderfällen von Konstruktionen für naturharte Betonstähle auszugehen, die brandschutztechnisch wesentlich günstiger zu beurteilen sind.

Für die weitere Berechnung wird aus Bild 32 ausreichend genau eine bilineare Abhängigkeit der kritischen Temperatur von der Spannungsausnutzung nach folgenden Gleichungen zugrunde gelegt:

$$\text{bis } 625 \text{ °C: } \text{crit } T = 725 (1 - 0,48 \cdot \sigma_e / \beta_S (20 \text{ °C})) \quad (7.1)$$

$$\text{ab } 625 \text{ °C: } \text{crit } T = 1000 (1 - 1,32 \cdot \sigma_e / \beta_S (20 \text{ °C})) \quad (7.2)$$

Die Abweichung von der Normkurve im Bereich bis zu 500 °C ist für das Bemessungsverfahren ohne Bedeutung, da die in Frage stehenden Systeme erst bei Stahltemperaturen $\geq 500 \text{ °C}$ versagen.

7.3.2.3 Erwärmung der untenliegenden Feldbewehrung

Die Erwärmung der Bewehrungseinlagen von Stahlbetonplatten hängt im wesentlichen von

- der Betondeckung c bzw. dem Achsabstand u von der beflamnten Oberfläche,
- dem Feuchtigkeitsgehalt des Betons und
- den Zuschlagstoffen des Betons

ab.

Setzt man in Anlehnung an DIN 4102 Teil 4 für Betonbauteile einen Normalbeton nach DIN 1045 mit überwiegend quarzhaltigem Zuschlag und einem Feuchtigkeitsgehalt von 2 - 3 M.-% voraus, reduziert sich das Erwärmungsproblem auf eine Abhängigkeit allein vom Achsabstand u der Bewehrung zur beflaminten Oberfläche.

Eine große Anzahl von Forschern [6, 7, 8, 9, 10, 11] hat dieses Problem untersucht, und nach Auswertung der verschiedenen Literaturstellen und selbst durchgeführter Brandversuche läßt sich die Stahltemperatur in Abhängigkeit von der Branddauer näherungsweise in Anlehnung an Bild 33 ermitteln.

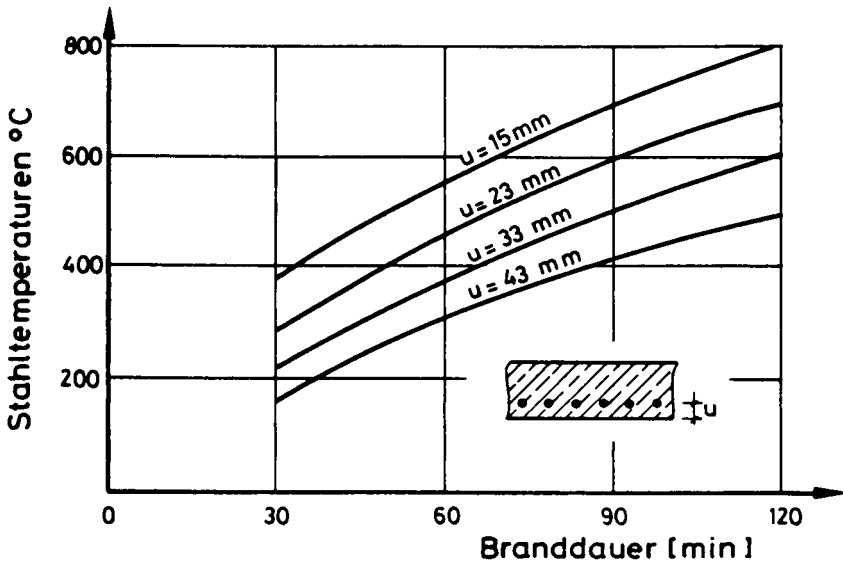


Bild 33: Erwärmung der Stahleinlagen in Abhängigkeit von Branddauer und Achsabstand

In einer anderen Darstellung (Bild 34) wird die Branddauer als Scharparameter wiedergegeben.

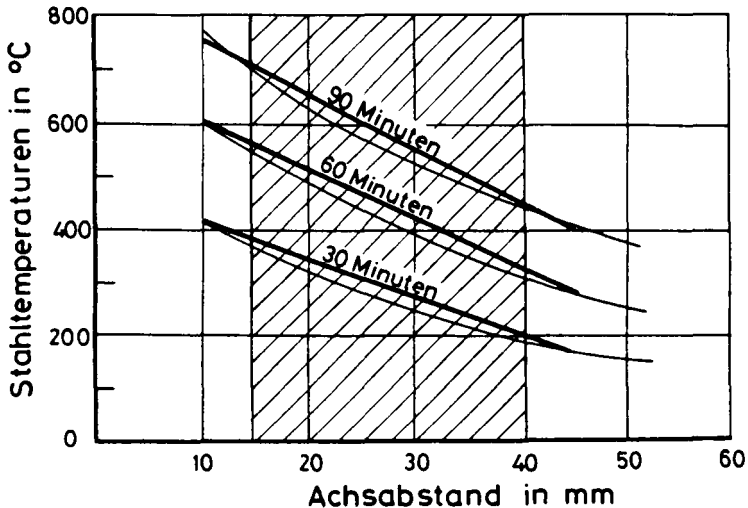


Bild 34: Näherungslösung für Erwärmung der Stahleinlagen in Abhängigkeit von Branddauer und Achsabstand

Im Bereich von für die Näherungsberechnung relevanten Achsabständen von $u = 15 - 40$ mm lassen sich für die Feuerwiderstandsdauern von 30 - 90 Minuten folgende Gleichungen ableiten:

$$T_S (30 \text{ min}) = 7,0 (70 - u) \quad (7.3)$$

$$T_S (60 \text{ min}) = 9,4 (75 - u) \quad (7.4)$$

$$T_S (90 \text{ min}) = 10,8 (80 - u) \quad (7.5)$$

Die Werte für den Achsabstand u sind in [mm] anzugeben.

7.3.3 Veränderung der Baustoffkennwerte des Betons in Abhängigkeit von der Temperatur

Auch dieses Thema wurde von vielen Forschern sehr intensiv untersucht [45, 46, 47, 48], wobei jedoch zu berücksichtigen ist, daß die Grundlagenforschung im wesentlichen an kleinen Proben durchgeführt wurde, während z. B. das Verhalten der Biegedruckzone von Stahlbetonbauteilen (Balken bzw. Platten [49, 50]) in Großbrandversuchen studiert und mit Hilfe der Grundlagenforschung überprüft wurde. Dieser Vergleich läßt ebenfalls eine Näherungsberechnung möglich erscheinen, wie sie in [49] aus den Diagrammen mehrerer Forscher für die Hochtemperaturfestigkeit von Normalbeton in Form eines bilinearen Zusammenhanges, s. Bild 35, vorgezeichnet ist.

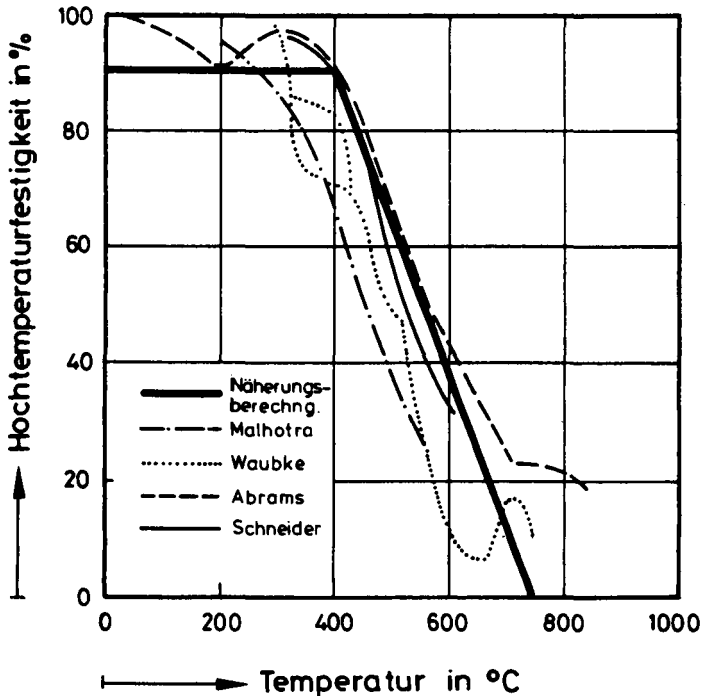


Bild 35: Hochtemperaturfestigkeit von Normalbeton mit quarzhaltigen Zuschlagstoffen [45] sowie eine vereinfachte bilineare Darstellung für Näherungsberechnungen

$$T \leq 400 \text{ °C} \quad \beta_p(T) = 0,9 \beta_p(20\text{°C}) \quad (7.6)$$

$$T \geq 400 \text{ °C} \quad \beta_p(T) = 1,93 \left(1 - \frac{1}{750} \cdot T\right) \cdot \beta_p(20\text{°C}) \quad (7.7)$$

Im Zusammenhang mit den Temperaturfeldern der Platten nach einer Brandbeanspruchung von 90 Minuten, s. Bild 36, läßt sich auch der Schnittkraftverlauf brandbeanspruchter Platten im Zwischenauflegerbereich darstellen.

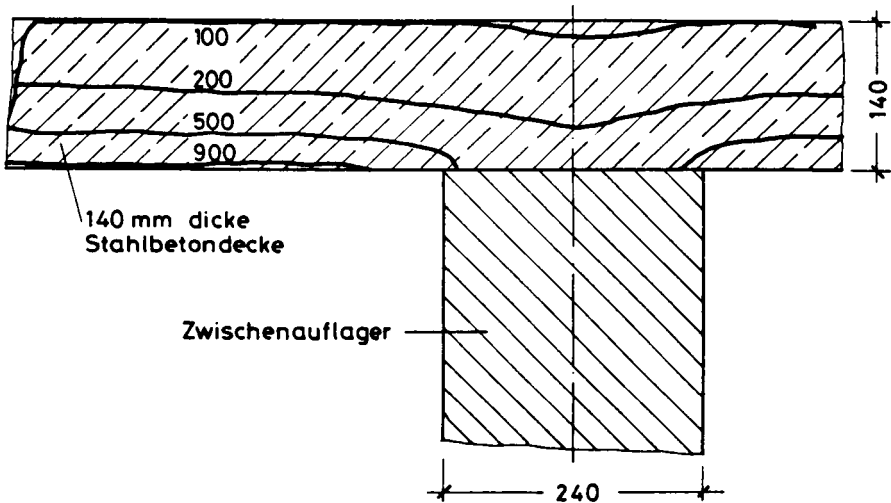


Bild 36 : Isothermen einer Stahlbetondecke nach 90 Minuten Brandbeanspruchung

Daß dieser Isothermenverlauf unmittelbar über Zwischenwänden wesentlich günstiger aussieht, d. h. wesentlich niedrigere Temperaturen auftreten, bleibt bei der Näherungsberechnung unberücksichtigt, da die getroffene Annahme auf der sicheren Seite liegt.

7.4 Lösungsweg über die Fließgelenklinientheorie

7.4.1 Allgemeine Voraussetzungen

Um mit möglichst geringem mathematischen Aufwand das Problem lösen zu können, wird der Berechnung die Fließgelenklinien- (Bruchlinien-) -Theorie zugrunde gelegt. Die wesentlichen Voraussetzungen dieser Theorie, insbesondere die Idealisierung von Material und Tragsystemen, werden zunächst aufgelistet, um später die Anwendungsmöglichkeit anhand dieser Kriterien beurteilen zu können [51]:

- Das Material für Bauteile, die nach der Fließgelenklinientheorie berechnet werden, sollte ideal-elastoplastische Eigenschaften aufweisen, d. h. daß es sich bis zum Erreichen der Fließgrenze elastisch verhält und dann ohne Zunahme der Spannungen zu beliebig großen Verformungen fähig ist. Naturharte Betonstähle erfüllen diese Voraussetzungen, während kaltverformte Betonstähle nicht ohne weiteres beurteilt werden können.
- Von den im Bruchzustand auftretenden Verformungen werden nur die gegenseitigen Drehungen entlang der Fließgelenklinien berücksichtigt. Es werden nur die Biegemomente an den Bruchkanten untersucht, Querkräfte und Drehmomente bleiben unberücksichtigt.
- Die Plattenelemente zwischen den Auflagerlinien und Fließgelenklinien werden als Ebenen betrachtet, d. h. elastische Verformungen vor dem Bruch bleiben unberücksichtigt.
- Es wird vorausgesetzt, daß zum Bruchzeitpunkt auf der gesamten Länge der Fließgelenklinien der Querschnitt plastifiziert ist.

Die Bruchbilder werden im wesentlichen aus Versuchsergebnissen abgeleitet, sie müssen darüber hinaus kinematischen Gesetzen der steifen Scheibe entsprechen.

7.4.2 Grundbegriffe der Fließgelenklinientheorie

Wenn die Bruchlast einer Konstruktion erreicht wird, entstehen z. B. an einer Platte Fließgelenklinien, die zu einem labilen Zustand des Systems führen, unabhängig davon, ob das System im Gebrauchszustand statisch bestimmt oder unbestimmt war. Die Dehnungen in diesen Fließgelenklinien und damit die Durchbiegung der Platte nehmen unter der erreichten Bruchlast beliebig zu.

Die Anzahl der Fließgelenklinien muß so groß sein, daß sich ein Bruchmechanismus einstellen kann, der sowohl geometrisch als auch kinematisch möglich ist. Darüber hinaus müssen auch im Bruchzustand die statischen Gleichgewichtsbedingungen erhalten bleiben.

Die von der äußeren Belastung geleistete Arbeit A_a (Kraft \times Verformungsweg) muß der inneren Arbeit A_i entsprechen, die entlang der Fließgelenklinien durch die Biegemomente geleistet wird, d. h. als Fundamentalsatz der Fließgelenklinientheorie ist

$$A_i + A_a = 0 \quad (7.8)$$

einzuhalten.

Eine weitere Vertiefung der Fließgelenklinientheorie erscheint im Rahmen dieser Arbeit nicht erforderlich. Sie kann bei vielen Forschern nachgelesen werden [u.a. 51, 52, 53, 54, 55].

7.4.3 Übertragung der Fließgelenklinientheorie auf das Tragverhalten von Stahlbetonplatten

Die wirklichkeitsnahe Erfassung des Bruchzustandes von Stahlbetonplatten unter Raumtemperatur wurde durch eine große Anzahl von Versuchen belegt [u. a. 51, 56, 57, 58, 59].

Die Auswertung dieser Versuche zeigt, daß die Bruchlasten frei aufliegender Platten im Kaltzustand durch die Fließge-

lenklinientheorie gut erfaßt werden können, bei durchlaufenden bzw. eingespannten Platten dagegen die gemessenen Bruchlasten um ca. 60 % über den errechneten liegen, da die Traglasten infolge Druckmembranwirkung erheblich vergrößert werden.

Aufgrund der einfachen Zusammenhänge für viele praxisbezogene Systeme wird die Fließgelenklinientheorie in vielen Ländern für die Bemessung von Stahlbetonplatten herangezogen, wobei in den meisten Fällen berücksichtigt wird, daß Ansätze der Elastizitätstheorie bei der Bewehrungsführung und bei der elastischen Verformung in die Dimensionierung einfließen.

In Deutschland wird die Fließgelenklinientheorie bei der Bewältigung praktischer Bemessungsaufgaben vermieden, da die Meinung vertreten wird, daß das Verhalten der Platte im Gebrauchszustand nicht hinreichend berücksichtigt wird. Das wird an zwei Beispielen verdeutlicht:

- Rißbildung und Durchbiegungen unter normaler Last können nicht erfaßt werden, d. h. die Fließgelenklinientheorie befriedigt nur Gleichgewichts- und keine Kontinuitätsbedingungen und ist daher allein nicht in der Lage, u.a. die Dauerhaftigkeit eines Bauwerks nachzuweisen.
- Bei der Verwendung kaltverformter Betonstähle sind die Anforderungen nach ideal-elastisch-plastischem Verhalten der Bewehrung nicht mehr gewährleistet und damit die notwendige Verdrehungsfähigkeit der Fließgelenklinien beeinträchtigt, was die Gefahr von Sprödbrüchen nach sich zieht.

U. a. aus diesen Gründen werden in Deutschland Stahlbetonplatten überwiegend nach der Elastizitätstheorie bzw. den daraus abgeleiteten Tafelwerken, u. a. von Czerny [60], Bittner [61] und Ertürk [62] oder mit Hilfe der Einflußfelder von Pucher [63] bemessen.

7.4.4 Übertragung der Fließgelenklinientheorie auf brandbeanspruchte Stahlbetoneinfeldplatten

Die Anwendung der Fließgelenklinientheorie ist für brandbeanspruchte Stahlbetonplatten grundsätzlich anders zu beurteilen als für Platten unter Raumtemperatur. Die Bruchlast wird im allgemeinen nicht durch eine anwachsende Lastintensität erreicht, sondern durch eine konstante Gebrauchslast, die durch temperaturbedingte Abnahme der Biegesteifigkeit zur Bruchlast wird. Vernünftigerweise sollte nicht von einer "Bruchlast", sondern von einer "Bruchzeit" oder von einer zum Bruch führenden Branddauer gesprochen werden. Darüber hinaus entfallen die im vorigen Abschnitt angeführten Gründe für eine Ablehnung der Fließgelenktheorie:

- Die Gebrauchsfähigkeit der Decken spielt im üblichen Beurteilungsverfahren brandbeanspruchter Decken keine entscheidende Rolle, da der Katastrophenlastfall "Brand" vorrangig auf Personenschutz ausgelegt ist und gemäß Normendefinition eine F 90-Konstruktion nach einer Branddauer von > 90 Minuten zusammenbrechen darf, d. h. Risse und Durchbiegungen haben nur dann eine Bedeutung, wenn als Folge der Raumabschluß verloren geht oder die zul. Durchbiegungsgeschwindigkeit bei statisch bestimmt gelagerten Bauteilen verloren geht.
- Die Verdrehungsfähigkeit von Querschnitten mit kaltverformten Betonstählen wird durch die Temperaturbeanspruchung deutlich verbessert. In der folgenden Tabelle 3 ist eine Zusammenstellung von eigenen Versuchsergebnissen wiedergegeben, die eindeutig zeigt, daß die Bruchdehnung von kaltverformten Betonstahlmatten (BSt 500/550 RK), wenn sie auf Temperaturen > 650 °C aufgeheizt werden, erheblich gegenüber der Bruchdehnung im Kaltzustand anwächst. Gleichzeitig nehmen jedoch Streckgrenze und Zugfestigkeit erheblich ab, so daß sich Werte einstellen, die einem naturharten Stahl BSt 220/340 GU oder RU entsprechen. Die Werte wurden an erkalteten Proben gewonnen, deren Temperatur während der Brandversuche mit Fe-Konst.-Thermoelementen gemessen wurden.

Tabelle 3 : Materialeigenschaften von kaltverformten Betonstählen BSt 500/550 RK (\varnothing 7,5 mm) vor und nach einer Aufheizung in einer Stahlbetonplatte

Probe Nr.	Temperaturbeanspruchung	Streckgrenze	Zugfestigkeit	Bruchdehnung
	[°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]
1	20	550	595	7,7
2	20	515	555	4,0
3	600	530	580	7,7
4	630	380	430	9,7
5	520	510	530	7,0
6	700	230	350	25,3
7	650	260	370	22,0
8	710	240	355	23,2
9	640	250	350	32,2

Um die Verdrehungsfähigkeit der Fließgelenke besser abschätzen zu können, wird im folgenden Bild 37 die Abhängigkeit der Bruchdehnung von der Temperatur aufgezeigt.

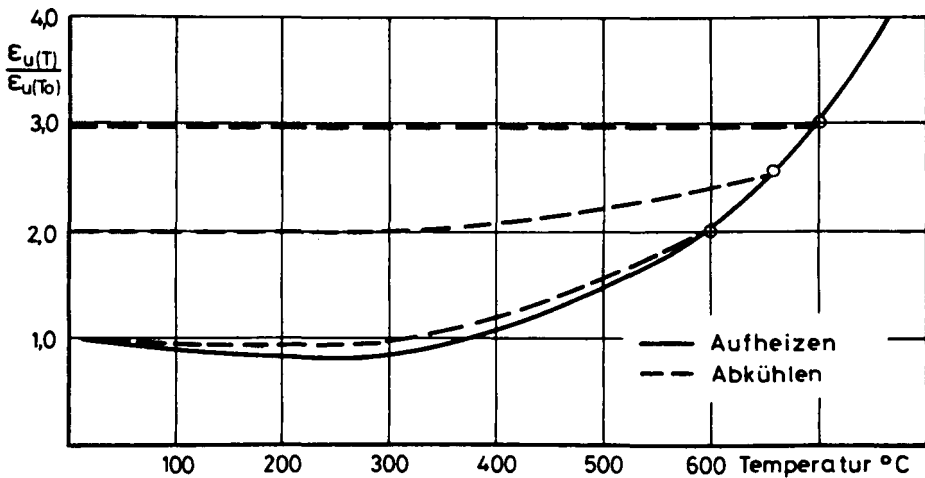


Bild 37: Bruchdehnung von Betonstahl BSt 500/550 RK (Betonstahlmatten) in Abhängigkeit von der Temperatur

Als Nebenprodukt lassen sich aus den Ergebnissen gemäß Tabelle 3 in Verbindung mit Werten, die in Warmkriechversuchen gewonnen wurden, die im folgenden Bild 38 aufgezeichneten Zusammenhänge zwischen Festigkeit und Temperatur insbesondere der Festigkeitsabfall nach dem Erkalten erkennen - ein Zusammenhang, der bei der Beurteilung von Brandschäden von Bedeutung sein kann, wenn es um die Restfestigkeit der Bewehrungseinlagen geht.

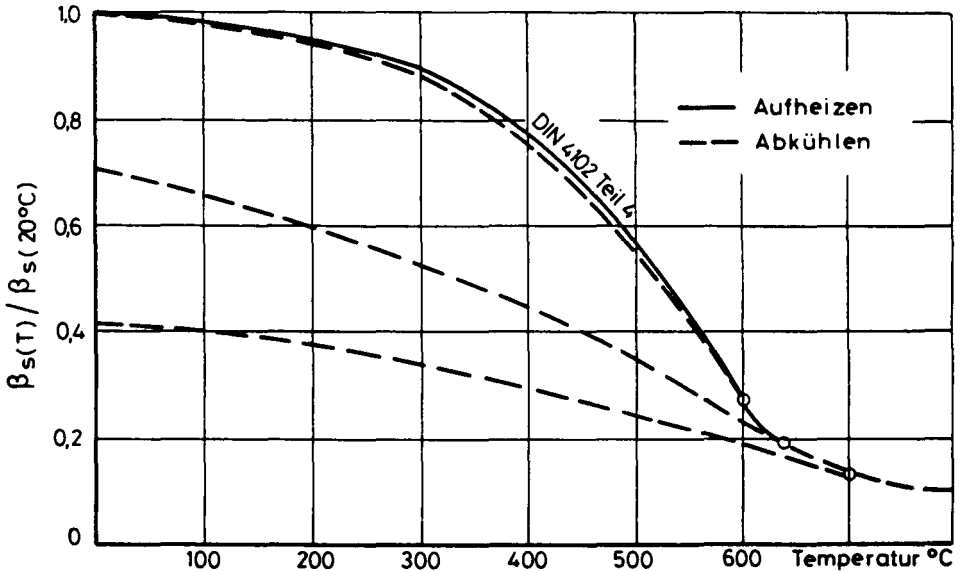


Bild 38: Abfall des Verhältnisses $\beta_s(T) / \beta_s(20^\circ\text{C})$ nach der Abkühlung in Abhängigkeit von der Temperatur für BSt 500/550 RK (Betonstahlmatten)

Den o. a. Darstellungen zufolge ist die Fließgelenklinientheorie geradezu prädestiniert, die Traglast brandbeanspruchter zwei- bzw. vierseitig gelagerter Einfeldplatten wiederzugeben. Die zugehörige Fließgelenklinienfigur einer allseitig frei drehbar randgestützten Rechteckplatte unter gleichmäßig verteilter Belastung hat wegen Symmetrie von Stützung und Belastung die in Bild 39 dargestellte symmetrische Form.

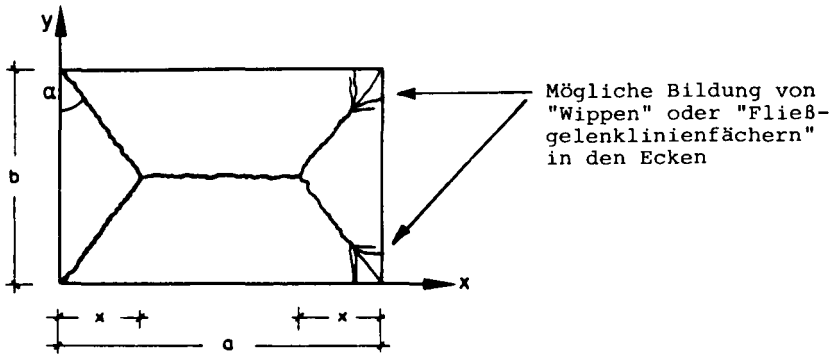


Bild 39: Fließgelenklinienfigur für eine allseitig frei drehbar gestützte Rechteckplatte nach [51]

Die Fließgelenklinienfigur ist zunächst im Rahmen der möglichen kinematischen und statischen Grenzen frei wählbar, d. h. der Winkel α zwischen den Plattenkanten und den Diagonalfließgelenklinien kann einen beliebigen Wert annehmen. Nach [59] und eigenen Vergleichsberechnungen ist es jedoch zulässig, zur Vereinfachung der Rechenansätze grundsätzlich $\alpha = 45^\circ$ anzusetzen, da der Fehler in der errechneten Bruchlast $\leq 3\%$ bleibt.

Belastungsversuche an Platten, bei denen sich "Wippen" oder "Fließgelenklinienfächer" in festgehaltenen Plattenecken ausbilden können, haben gezeigt, daß den die Grenzlast abmindernden Eckeffekten keine entscheidende Bedeutung zuzumessen ist [51]. Die obere Drillbewehrung in den festgehaltenen Plattenecken hat auf das Tragverhalten der Platten [64] nur einen geringen Einfluß. Diese These wird durch 2 Brandversuche an identischen kreuzweise bewehrten Platten bestätigt (s. Abschnitt 3.2.2 und [24]), die bei gleicher Belastung einmal mit festgehaltenen Ecken und einmal ohne festgehaltene Ecken praktisch die gleiche Feuerwiderstandsdauer (126 bzw. 127 Minuten) erreichten.

Für die zukünftige Berechnung der Traglast bzw. der Feuerwiderstandsdauer kann mit Fließgelenklinien gerechnet werden, die diagonal unter 45° in die Plattenecken laufen.

7.4.5 Übertragung der Fließgelenklinientheorie auf brandbeanspruchte Mehrfeld-Deckensysteme

Die Übertragung der Fließgelenklinientheorie auf brandbeanspruchte Mehrfelddeckensysteme ist nicht ohne Einschränkung möglich, da zwei wesentliche Faktoren eine uneingeschränkte Anwendung verhindern:

- Die obenliegende Bewehrung zur Abdeckung der negativen Stützmomente bleibt auch nach einer Brandbeanspruchung von 90 Minuten relativ kalt (bei praxisüblichen Deckendicken < 150 °C). Die Verdrehungsfähigkeit der Auflagerquerschnitte wird demzufolge bei Verwendung kaltverformter Bewehrung mit geringer Bruchdehnung erheblich beeinträchtigt. Brandversuche an durchlaufenden Plattenstreifen mit vorzeitigem Bruch der Stützbewehrung bestätigen diese These.
- Die Stützbewehrung endet unter Beachtung der in DIN 1045 festgelegten Verankerungslängen und des Vorhaltemaßes im Bereich des Momentennullpunktes. Temperaturbedingte Zwängungen führen aber zu einem Anstieg der Stützmomente bei gleichzeitiger Verminderung der Feldmomente, so daß sich nach einer Brandbeanspruchungsdauer von 20 bis 30 Minuten am Ende der Stützbewehrung ein Riß einstellt, da die durch Verschiebung des Momentennullpunktes zur Feldmitte hin entstandene vergrößerte negative Momentenfläche durch die vorhandene Bewehrung nicht mehr abgedeckt ist.

Einige Grundvoraussetzungen für eine vollständige Anwendung der Fließgelenklinientheorie sind nicht gewährleistet, da der Querschnitt im Stützbereich nicht mehr als ideal-elastisch-plastisch zu betrachten ist und im Bereich der entstandenen Risse keine innere Arbeit nachzuweisen ist.

Das führt zu der Konsequenz, die Auflagerbereiche mit den negativen Momenten und die Feldbereiche brandschutztechnisch getrennt zu betrachten und nach verschiedenen Modellen zu beurteilen.

Die Auflagerbereiche bleiben nach erfolgter Rißbildung am Ende der oberen Bewehrung weitgehend zwängungsfrei und sind als auskragende Plattenteile zumindest nach einer Brandbeanspruchungsdauer von 90 Minuten in der Lage, die praktisch konstanten Gebrauchslasten aus den Feldbereichen aufzunehmen. Die temperaturbedingte Abnahme der Biegesteifigkeit der Biegedruckzone hat bis zum Beurteilungszeitraum noch keinen wesentlichen Einfluß auf die Tragfähigkeit des Gesamtsystems [50].

Die Feldbereiche werden als auf diesen Kragplatten allseitig aufliegende Platten nach der Fließgelenklinientheorie beurteilt.

Dieses insbesondere durch die "Lehrter Brandversuche" [3] bestätigte Modell von mehrfeldrigen Plattensystemen orientiert sich weitgehend an der tatsächlichen Bewehrungsführung und kann in Anlehnung an das folgende Bild 40 auf jedes beliebige Deckensystem übertragen werden.

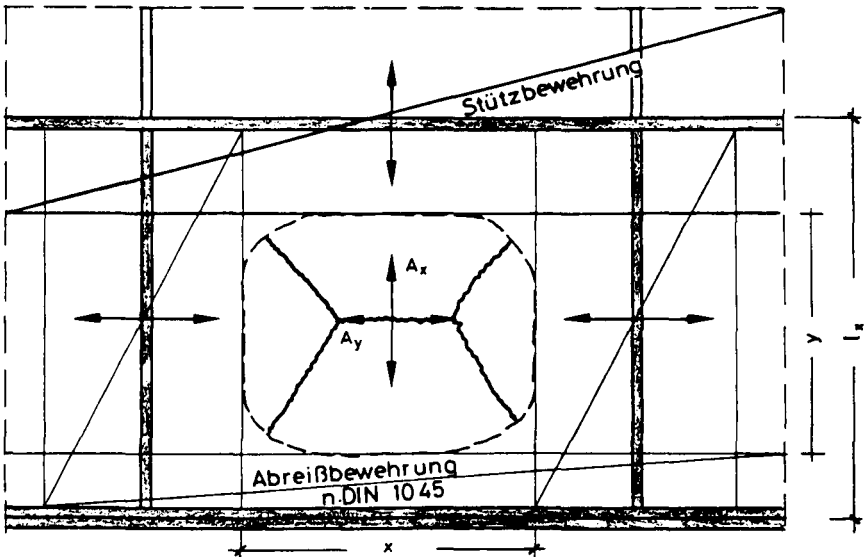


Bild 40: Brandschutzmodell für mehrfeldrige Plattensysteme

Brandschutztechnisch problematisch ist bei diesem Modell die Querkraftübertragung an den Schnittstellen, d. h. im Ribbereich, und die Wahrung des Raumabschlusses im Ribbereich. In Abschnitt 8 werden diese Fragen untersucht.

7.5 Nachrechnung von Versuchsergebnissen

7.5.1 Allgemeines

Einige der in den vorigen Abschnitten dargestellten Versuchsergebnisse an einachsig bzw. zweiachsig gespannten Platten sollen zunächst mit Hilfe des gewählten Nachweismodelles nachgerechnet werden, um den Rechenansatz zu überprüfen. Voraussetzung für die weitere Berechnung ist die Bestimmung des Bruchmomentes der Stahlbetonquerschnitte unter Brandbeanspruchung. In Anlehnung an DIN 1045 wird das Bruchmoment M_u zunächst wie folgt definiert.

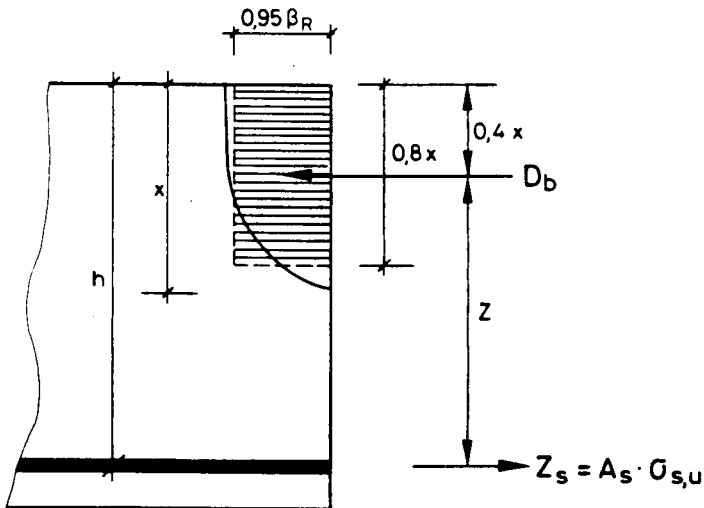


Bild 41: Stahlbetonquerschnitt im Bruchzustand

Aus den Vorgaben von Bild 41 lassen sich folgende Gleichungen ableiten:

$$\Sigma H = 0 \quad \rightarrow \quad D_b = Z_s \quad (7.9)$$

$$M_u = Z_s \cdot z = \sigma_{s,u} \cdot A_s \cdot z \quad (7.10)$$

$$z = h - 0,4 \cdot x \quad (7.11)$$

$$D_b = 0,95 \cdot \beta_R \cdot 0,8 \cdot x \cdot b = Z_s \quad (7.12)$$

$$x = \frac{Z_s}{0,8 \cdot 0,95 \cdot \beta_R \cdot b} \quad (7.13)$$

$$M_u = \sigma_{s,u} \cdot A_s \cdot h \left[1 - 0,526 \cdot \frac{\sigma_{s,u} \cdot A_s}{\beta_R \cdot b \cdot h} \right] \quad (7.14)$$

Bei den in Frage stehenden Stahlbetonplatten unter Brandbeanspruchung ist das Endglied im Zuge der Näherungsberechnung vernachlässigbar klein, da bei Platten im allgemeinen ein sehr geringer Bewehrungsprozentsatz ($\mu = A_s / (b \cdot h) \leq 0,01$) vorliegt und $\sigma_{s,u}$ mit steigender Stahltemperatur bis auf Werte in der Größenordnung von $\leq 5 \beta_R$ absinkt. Mit diesen Werten ergibt sich für das Endglied

$$w = 0,526 \cdot 5 \cdot 0,01 = 0,03 \ll 1, \quad (7.15)$$

d. h. der Fehler, der durch Weglassen des Endgliedes in Kauf genommen wird, liegt bei 3 %.

Das Bruchmoment der Platten ist also nur noch abhängig von der statischen Höhe h , der Bewehrung A_s und der Stahlspannung unter Temperatureinfluß ($\sigma_{s,u}$ bzw. $\beta_s(T)$)

$$M_u = \beta_s(T) \cdot A_s \cdot h \quad (7.16)$$

Die Querschnittstragfähigkeit bei Platten ist erschöpft, wenn das Bruchmoment unter das Gebrauchsmoment fällt. Bei zweidimensionaler Plattentragwirkung sind die Grenzzustandsbedingungen für ein plastisch anisotropes Tragwerk zu formulieren, da die Bewehrungsdichte in zwei aufeinander senkrechten Richtungen nicht gleich sein muß.

$$M_{ux} = \beta_{sx}(T) \cdot A_{sx} \cdot h_x \quad (7.17)$$

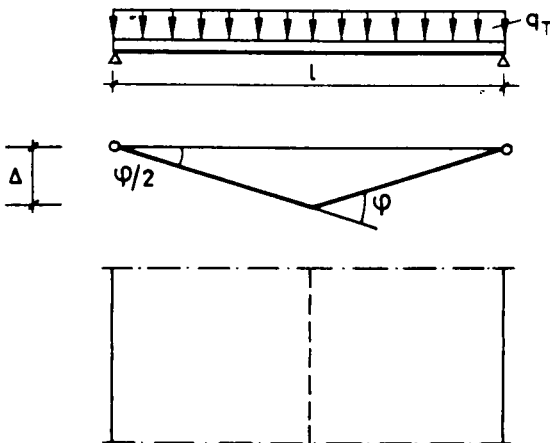
$$M_{uy} = \beta_{sy}(T) \cdot A_{sy} \cdot h_y \quad (7.18)$$

Bei der nachfolgenden Berechnung kann man $h_x = h_y = h$ ansetzen, da der Fehler bei den praxisüblichen Höhendifferenzen nur in der Größenordnung von etwa 5 % liegt. Dagegen ist auf einen unterschiedlichen Ansatz der temperaturabhängigen β_s -Werte nicht zu verzichten, da gerade im kritischen Temperaturbereich erhebliche Differenzen zu erwarten sind.

7.5.2 Nachweis für einachsrig gespannte, zweiseitig gelagerte Plattenstreifen

Die Nachrechnung von einachsrig gespannten Plattenstreifen führt am ehesten zu kontrollierbaren Resultaten, da - wie vorher beschrieben - der einachsrig gespannte Plattenstreifen Grundlage der Normforderung ist und in einer großen Anzahl von nachvollziehbaren Brandprüfungen untersucht wurde.

Das zugehörige Bruchlinienmodell läßt sich sehr einfach darstellen (s. Bild 42).



Kußere Arbeit:

$$A_a = q_T \cdot l \cdot \frac{\Delta}{2} \quad (7.19)$$

Innere Arbeit:

$$\begin{aligned} A_i &= m_u \cdot \rho \\ &= m_u \cdot \frac{4 \cdot \Delta}{l} \end{aligned} \quad (7.20)$$

Aus $A_i = A_a$:

$$m_u = \frac{q_T \cdot l^2}{8} \quad (7.21)$$

Bild 42: Bruchlinienmodell - Plattenstreifen

Über die Gleichung für die Bruchtemperatur von Betonstählen (Gl. 7.1) und die Erwärmung der Stahleinlagen in Abhängigkeit von der Branddauer (Bild 33) ergeben sich für nach DIN 1045 bemessene Plattenstreifen die in Bild 43 dargestellten Versagenszeiten in Abhängigkeit vom Achsabstand der Bewehrung. Einzelheiten der Berechnung sind Anlage 7 zu entnehmen.

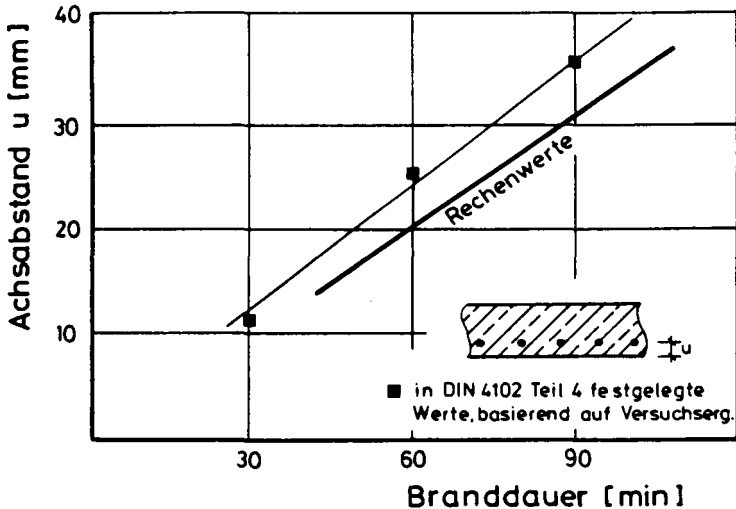


Bild 43: Feuerwiderstandsdauer von einachsig gespannten Plattenstreifen nach einer Näherungsberechnung im Vergleich zu Normwerten (DIN 4102 Teil 4)

Die im weiteren Verlauf der Arbeit zur Diskussion stehenden Platten mit einem Achsabstand von $u = 18 - 20$ mm ($c = 15$ mm) versagen nach einer Brandbeanspruchungsdauer von 50 - 55 min, d. h. die Traglast ist auf den Wert der Gebrauchslast abgefallen.

Diese Feuerwiderstandsdauer wurde durch eine große Anzahl von Brandversuchen annähernd bestätigt.

7.5.3 Nachweis für vierseitig gelagerte Platten

7.5.3.1 Allgemeiner Rechenansatz

Abgeleitet aus den in Versuchen gefundenen Rißbildern und zahlreichen Literaturrecherchen [u.a. 51] wurde das Bruchlinienmodell (Bild 44) für eine allseitig frei aufliegende Rechteckplatte mit Hilfe der in Abschnitt 7.4 dargestellten Vereinfachungen für die nachfolgenden Berechnungen aufbereitet.

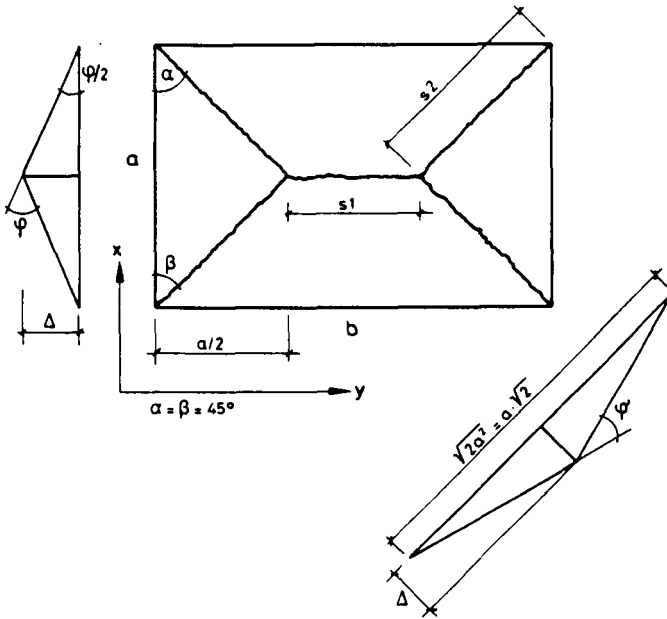


Bild 44: Fließgelenklinienmodell - Rechteckplatte

Aus der Arbeitsgleichung

$$A_i = \Sigma (M \cdot s \cdot \varphi) = A_a = \Sigma (q_T \cdot \Delta) \quad (7.22)$$

läßt sich über die folgenden Gleichungen die Traglast q_u ermitteln.

$$\text{Äußere Arbeit: } A_a = q_u \left[(b-a) \cdot a \cdot \frac{\Delta}{2} + a^2 \cdot \frac{\Delta}{3} \right] \quad (7.23)$$

$$\text{Innere Arbeit: } A_i = 4\Delta \left[(b/a-1) \cdot M_x + 2 M_d \right] \quad (7.24)$$

$$q_u = \frac{4 [M_x (b-a) / a + 2 M_d]}{\left[(b-a) \cdot \frac{a}{2} + a^2 / 3 \right]} \quad (7.25)$$

$$q_u = \frac{\frac{4}{a} M_x (b-a) + 4 (M_y + M_y)}{(b-a) a/2 + a^2/3} \quad (7.26)$$

Über vorher ermittelte Zusammenhänge - z. B. Bemessungswerte der Platte - wird die Traglast jedoch als Funktion

$$q_u = f(A_{sx}, A_{sy}, h_x, h_y, \beta_{sx}(T), \beta_{sy}(T), b \text{ und } a) \quad (7.27)$$

angegeben, da diese Werte bei der brandschutztechnischen Beurteilung zur Verfügung stehen. Aus den temperaturabhängigen Festigkeitswerten läßt sich die Traglast nach einer vorgegebenen Brandbeanspruchung als Funktion der Gebrauchslast wiedergeben:

$$q_u(T) = q_T = f(q_g) \quad (7.28)$$

Unabhängig von der der statischen Berechnung zugrunde gelegten Tragwirkung - einachsig oder zweiachsig - werden vierseitig frei aufliegende Quadrat- oder Rechteckplatten mit Hilfe dieses Ansatzes nachgerechnet.

7.5.3.2 Zweiachsig gespannte Quadratplatten

Am Beispiel der zweiachsig gespannten Quadratplatten zeigt sich bei den in Anlage 2 aufgeführten Versuchsergebnissen eine zunächst unerwartet breite Streuung der Feuerwiderstandszeiten, die sich jedoch bei der Analyse des Tragverhaltens anhand der Rißbilder deuten läßt.

Bei einigen Platten (Anlage 2, Zeilen 1 bis 10) war deutlich eine tragende Funktion der Rand- bzw. Eckbereiche im Bruchzustand zu erkennen. Aus den Rißbildern (Bild 8 + 45) lassen sich folgende Tragmechanismen ableiten.

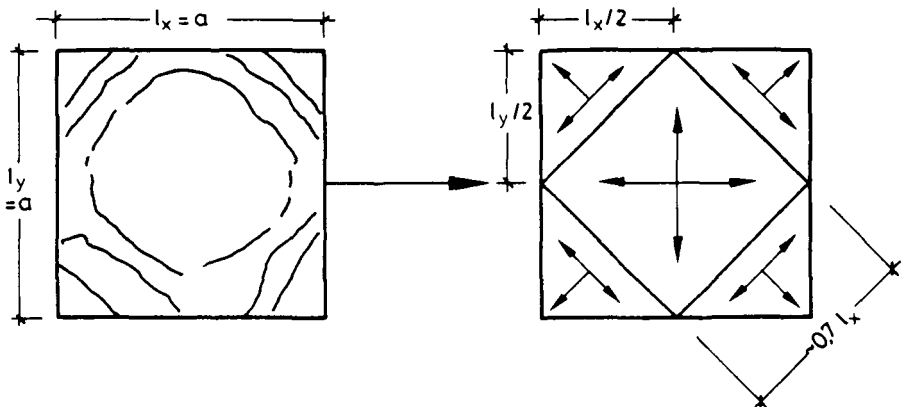


Bild 45: Rißbild (oben) und Tragmechanismus Quadratplatte

Die innenliegende Quadratplatte liegt auf vier Dreiecksplatten, die zweiseitig gelagert sind, auf und könnte in Anlehnung an das in Abschnitt 7.5.3.1 entwickelte Fließgelenklinienmodell nachgerechnet werden. Es erscheint jedoch zweckmäßiger, einen anderen Ansatz zu wählen, der auch für Deckenfelder im natürlichen Einbauzustand geeignet ist und sich mit gebräuchlichen Tabellenwerten, z. B. Czerny [60] oder Hahn [65], nachweisen läßt. Auch dieses System kann aus den beobachteten Rißbildern abgeleitet werden (s. Bild 46).

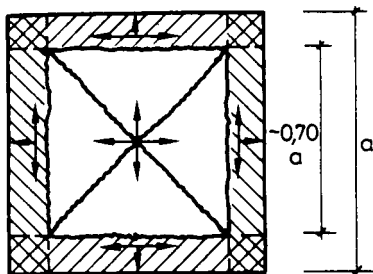


Bild 46 :

Tragmechanismus und
Fließgelenklinienmodell
für brandbeanspruchte
Quadratplatte

Eine innenliegende Quadratplatte $\ell_x = \ell_y = 0,7 a$ wird auf 4 gleiche dreiseitig gelagerte Platten ($\ell_y/\ell_x = 0,15$ angehängt, so daß die Platte auf einem elastischen Rand aufliegt. Im Gebrauchszustand ist die Querkraft aus den Quadratplatten in Anlehnung an Bechert [66] am verformten Anschluß nachzuweisen. Im Bruchzustand dagegen wird die Platte so betrachtet, als ob sie gelenkig an die unverformten dreiseitig gelagerten Platten angeschlossen wäre.

In Abhängigkeit vom Achsabstand der untenliegenden Bewehrungslage zur beflamten Oberfläche ergaben sich nach einer Berechnung (s. Anlage 7) für Quadratplatten nach dem Fließgelenklinienmodell gemäß Bild 46 die im folgenden Bild 47 aufgezeigten Feuerwiderstandszeiten, die den in Versuchen erzielten Ergebnissen gegenübergestellt werden. Alle Platten waren mit einer Drillbewehrung nach Czerny [60] bemessen, und der Achsabstand der obenliegenden Bewehrungslage war ca. 5 mm größer als der der untenliegenden Lage.

Die dreiseitig gelagerten Randstreifen sind für die Gebrauchslast q und die Randlast S aus der innenliegenden Quadratplatte nachzuweisen. Näherungsweise wird auf jeden Randstreifen $1/4$ der Gesamtbelastung, d. h. $1/4 q \cdot a^2$ als gleichmäßig verteilte Belastung aufgebracht. Ein entsprechender Tragfähigkeitsnachweis ist Anlage 7 zu entnehmen.

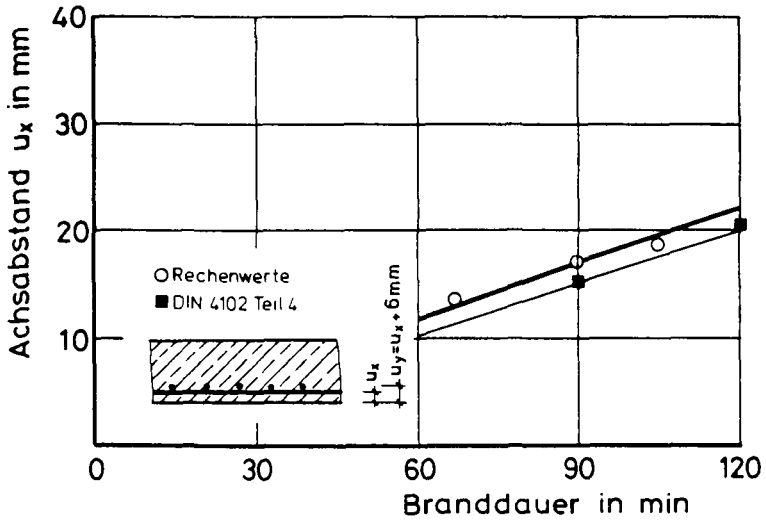


Bild 47: Feuerwiderstandsdauer von zweiachsig gespannten Quadratplatten gem. Fließgelenklinienmodell (Bild 46)

Eine einfache Nachrechnung an quadratischen Platten mit Hilfe des in Bild 48 dargestellten Modells zeigt, daß ein Nachweis als allseitig frei drehbar gestützte Platte unabhängig von der Bruchfigur nicht mit Sicherheit eine Feuerwiderstandsdauer von ≥ 90 Minuten erbringt, wenn in den Rand- und Eckbereichen keine innere Arbeit angesetzt wird; d. h. unter ungünstigen Lagerbedingungen und falscher Bewehrungsanordnung kann eine Quadratplatte durchaus weit vor der 90. Minute versagen.

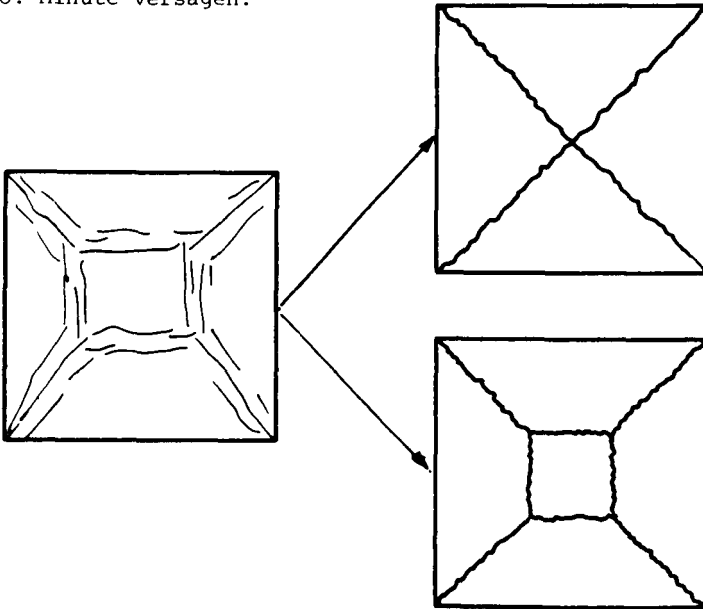


Bild 48: Rißbild und Fließgelenklinienmodelle einer Quadratplatte

Bei einem Ansatz beider Fließgelenklinienmodelle gemäß Bild 48 konnten nach Anlage 7 die in Bild 49 dargestellten Feuerwiderstandszeiten wiederum in Abhängigkeit vom Achsabstand der unteren Bewehrungslage errechnet werden.

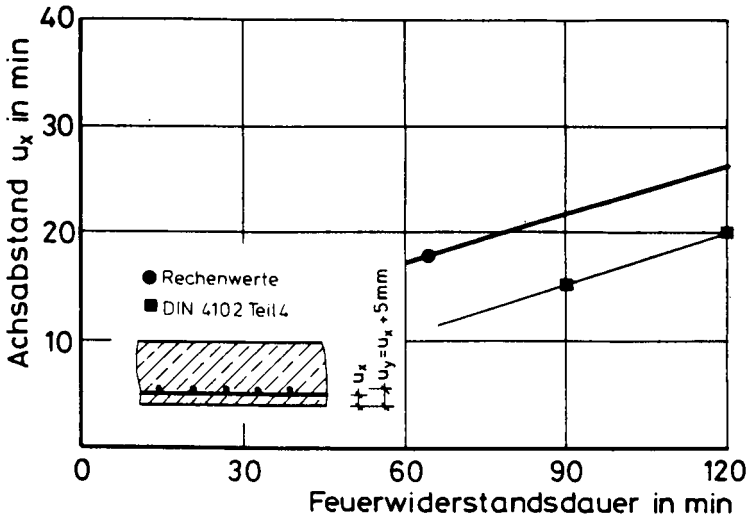


Bild 49: Feuerwiderstandsdauer zweiachsig gespannter Quadratplatten nach Fließgelenklinienmodellen gemäß Bild 48

Eine Wertung der signifikanten Unterschiede von errechneten Feuerwiderstandsdauern ähnlich bewehrter Quadratplatten, die auch in Versuchen bestätigt wurden, erfolgt in Abschnitt 7.5.4.

7.5.3.3 Vierseitig gelagerte, einachsig gespannte Rechteckplatten

Diese Platten sind als Basismodell für alle Deckensysteme im Einbauzustand zu betrachten, die im Rahmen dieser Arbeit untersucht werden sollen. Mit Hilfe des in Abschnitt 7.5.3.1 beschriebenen Rechenansatzes wird die geprüfte Stahlbetonplatte (Anlage 2, Zeile 7) nachgerechnet (s. Anlage 7).

In einer Parameterstudie [67] wurde die Feuerwiderstandsdauer von allseitig frei aufliegenden Rechteckplatten in Abhängigkeit vom Seitenverhältnis l_x/l_y vom Achsabstand u und vom Bewehrungsgehalt A_{sy} ermittelt. Die wesentlichen Ergebnisse dieser Parameterstudie sind in den folgenden Bildern 50 und 51 wiedergegeben.

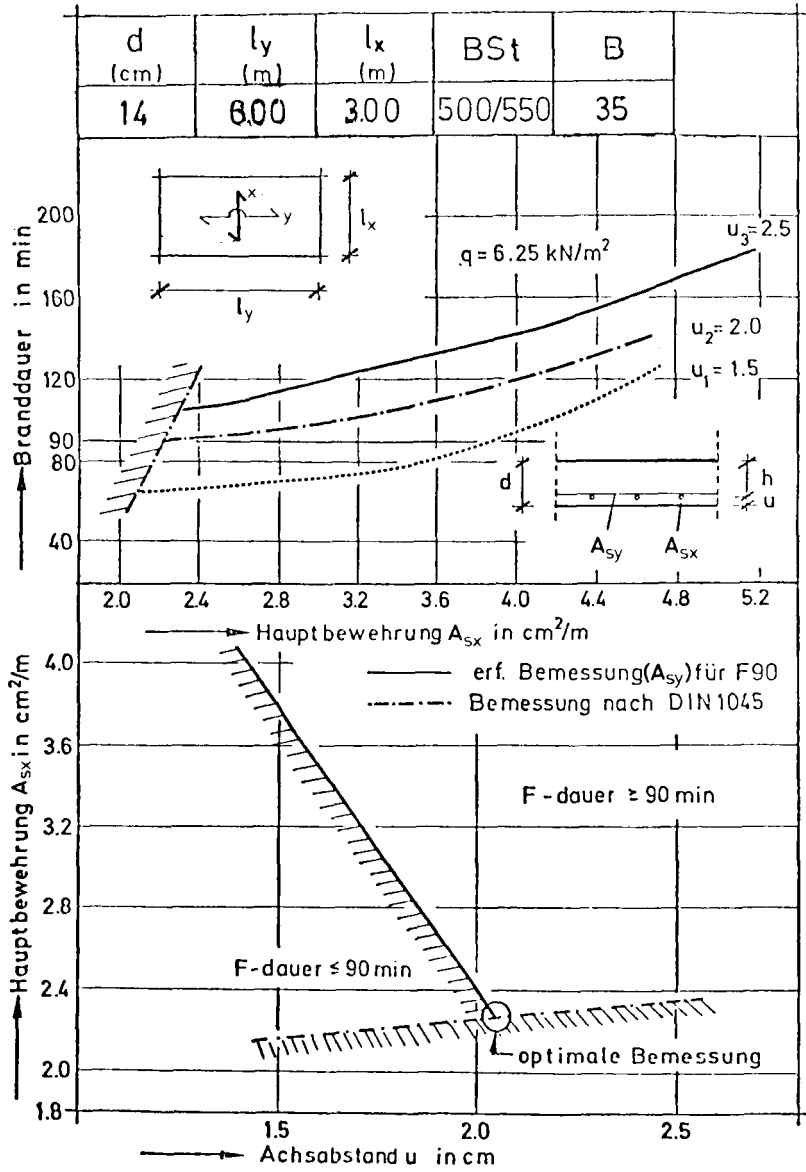


Bild 50: Feuerwiderstandsdauer von statisch einachsig gespannten, vierseitig gelagerten Stahlbetonplatten in Abhängigkeit vom Achsabstand u und dem Bewehrungsgehalt [67]

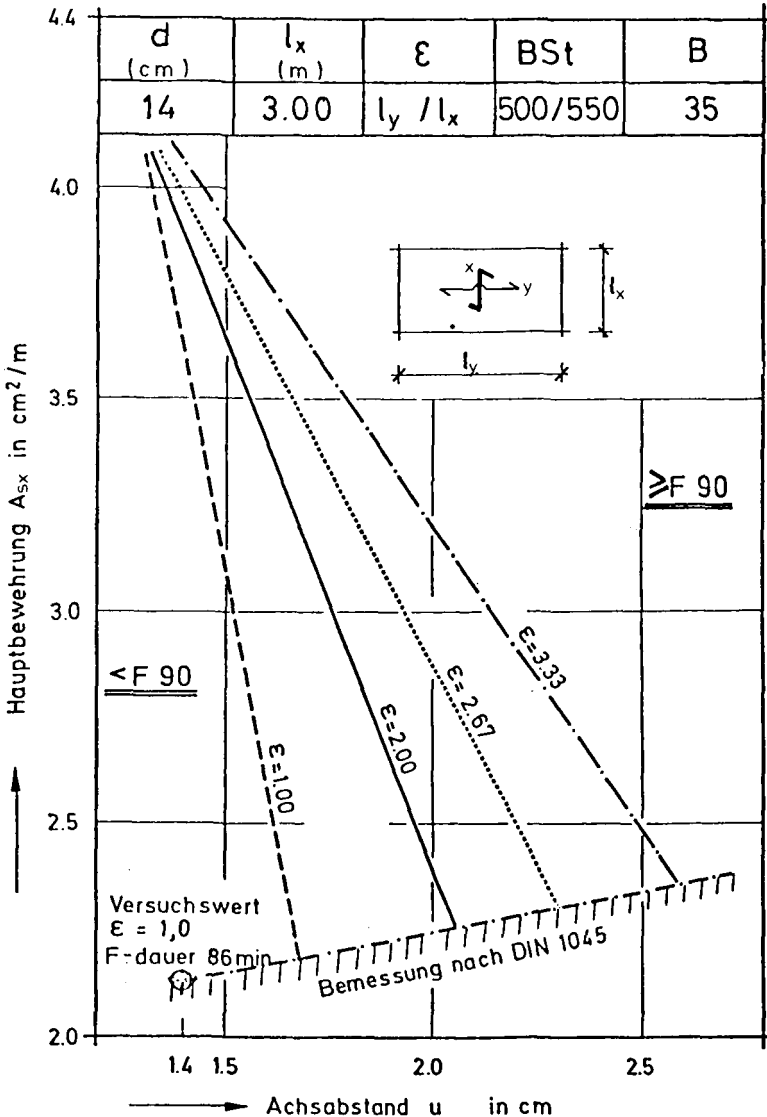


Bild 51: Einfluß des Seitenverhältnisses auf die Einstufung von statisch einachsig gespannten, vierseitig gelagerten Stahlbetonplatten in die Feuerwiderstandsklasse "F 90" [67]

Bild 51 zeigt deutlich den positiven Einfluß des Querabtrages, der mit abnehmendem Abstand der unterstützenden Querwände zu einem geringeren Achsabstand der Bewehrung führt, und mögliche Alternativen aufzeigt, wie für vierseitig frei aufliegende Platten eine Feuerwiderstandsdauer von > 90 Minuten zu erreichen ist.

7.5.4 Wertung der Ergebnisse

Die Nachrechnung der Versuchsergebnisse und die Versuchsergebnisse selbst verdeutlichen die Problematik des Brandverhaltens von vierseitig frei aufliegenden Stahlbetonplatten mit den verschiedensten Einflußfaktoren, die selbst bei Brandversuchen in definiertem Einbauzustand nicht eindeutig zu trennen sind.

Es wurden sowohl in Versuchen als auch in Berechnungen mit verschiedenen Ansätzen unterschiedliche Feuerwiderstandszeiten erreicht bzw. errechnet, da eine große Anzahl von Imponderabilien das Tragverhalten von Platten unter Brandbeanspruchung beeinflusst:

- Wie weit kann sich eine Zug-Membran-Wirkung aufbauen,
- welchen Einfluß haben die umfassenden kälteren Auflagerbereiche,
- treten Dehnungsbehinderungen durch diese kälteren Bereiche auf,
- inwieweit kann die Biegezugfestigkeit des Betons das Tragverhalten positiv beeinflussen, und
- welcher Stellenwert ist der genauen Lage von Rissen beizumessen?

Alle diese Kriterien sind mit Sicherheit rechnerisch nicht voll zu erfassen, so daß eine **g e n a u e** Nachrechnung von Brandversuchen an vierseitig gelagerten, frei aufliegenden Platten von vornherein zum Scheitern verurteilt ist.

Das bedeutet aber andererseits, daß die Beurteilung des Brandverhaltens von derartigen Platten durch Brandversuche aus denselben Gründen genauso unsicher ist, zumal Platten, die gemäß DIN 4102 Teil 4, Tabelle 12 in die Feuerwiderstandsklasse "F 90" einzustufen sind, im Versuch zum Teil Feuerwiderstandszeiten deutlich unter 90 Minuten (≥ 66 min) erreichten.

Auch der Vergleich zwischen einer einachsig bemessenen, vierseitig gelagerten Platte (Anlage 2, Zeile 7) und einer zweiachsig bemessenen Platte (Anlage 2, Zeile 11) verdeutlicht das Dilemma, wenn gemäß Tabelle 4 die Normanforderungen mit den Prüf- bzw. Rechenergebnissen verglichen werden.

Tabelle 4 : Gegenüberstellung von vierseitig frei aufliegenden Decken $l_x = l_y$ mit unterschiedlicher Bemessungsart und gleicher Belastung

Bemessung	zweiachsig	einachsig
Bewehrung	$A_{sx} = A_{sy} = 2,57 \text{ cm}^2$ (Q 257)	$A_{sx} = 8,84 \text{ cm}^2$ $A_{sy} = 1,77 \text{ cm}^2$ (K 884)
Achsabstände	$u_x \approx 1,4 \text{ cm}$ $u_y \approx 2,1 \text{ cm}$	$u_x \approx 1,4 \text{ cm}$ $u_y \approx 2,2 \text{ cm}$
Feuerwiderstandsklasse nach DIN 4102 Teil 4, Ausgabe 1981	F 90	F 30
Feuerwiderstandsdauer im Versuch	66 - 100 min	86 min
Feuerwiderstandsdauer nach Rechnung	65 - 95 min	~ 76 min
Bruchlinientheorie	je nach angenommenem Bruchbild	

Die einachsig bemessene Decke hat im Versuch länger gehalten als die ungünstigste zweiachsig bemessene Decke. Das muß nach der Fließgelenklinientheorie nicht unbedingt überraschen, da in der einachsig bemessenen Decke mit insgesamt $10,6 \text{ cm}^2/\text{m}$ etwa das Doppelte an Bewehrung eingebaut wurde wie bei der zweiachsig berechneten Platte ($5,14 \text{ cm}^2/\text{m}$).

Aus dieser Schwierigkeit lassen sich zwei grundsätzlich voneinander abweichende Konsequenzen ziehen:

- a) Man behält das z. Z. gültige Normensystem mit den unwirtschaftlichen einachsigen, auf der Basis von Plattenstreifen beurteilten Platten und dem im Sinne der Norm etwas unsicheren zweiachsigen Deckensystem bei, oder
- b) man beurteilt die Platte als Teil eines Gesamtsystems im natürlichen Einbauzustand unter Berücksichtigung der Erfahrungen aus Schadensfeuern und Brandversuchen, die deutlich zeigten, daß durch die Ausbildung kälterer Randbereiche und großer Durchbiegungen u. a. die Zugmembranwirkung eine wesentliche Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer bewirkt.

Da der zweite Weg ohne Zweifel der vernünftiger ist, werden im folgenden Abschnitt auf der Basis des in Bild 40 dargestellten Modells Rechteckplatten im natürlichen Einbauzustand nachgewiesen und mit Versuchsergebnissen (Brandversuche Lehrte [3]) verglichen.

7.6 Berechnung von vierseitig gelagerten Rechteckplatten im natürlichen Einbauzustand

7.6.1 Allgemeines

Aufbauend auf den Modellen, die in Abschnitt 7.4.5 (Bild 40) und Abschnitt 7.5.3.1 (Bild 44) beschrieben sind, werden bei vierseitig gelagerten Platten im Einbauzustand die Feldbereiche - begrenzt durch das jeweilige Ende der obenliegenden Stützbewehrung - nach der Fließgelenklinientheorie berechnet.

Maßgebend für den Nachweis der Tragfähigkeit unter Brandbeanspruchung sind daher

- die Führung der obenliegenden Bewehrung im Bereich der Zwischenauflager bzw. der Endauflager,
- der Achsabstand u der untenliegenden Feldbewehrung zur beflamnten Oberfläche und
- der Betrag der untenliegenden Bewehrung in Verbindung mit der Belastung und der statischen Höhe (effektive Spannung).

Da zweiachsig gespannt durchlaufende Stahlbetonplatten bei vierseitiger Lagerung und einer Ausführung entsprechend den Mindestanforderungen von DIN 1045 ($u \geq 15$ mm) nach DIN 4102 Teil 4 Tabelle 13 in die Feuerwiderstandsklasse "F 90" eingestuft werden können, beschränkt sich diese Arbeit auf einachsig gespannte, vierseitig gelagerte Platten im natürlichen Einbauzustand, für die bei einer beabsichtigten Einstufung in "F 90" in DIN 4102 Teil 4 erhebliche Zusatzanforderungen gestellt werden.

7.6.2 Rechenmodell

Um möglichst allgemeingültige Ergebnisse für beliebige Plattensysteme zu erarbeiten, wird vorausgesetzt, daß die Decken nach DIN 1045 unter Berücksichtigung einer "maximal zulässigen" Belastung bewehrt sind. Darüber hinaus ist es erforderlich, die Länge der Stützbewehrung mit Hilfe der aus DIN 1045 abgeleiteten "Bewehrungsrichtlinien" ins Verhältnis zur statischen Stützweite zu setzen,

da die Bewehrung abhängig ist sowohl von der Belastung als auch von der statischen Stützweite (s. auch Bild 52).

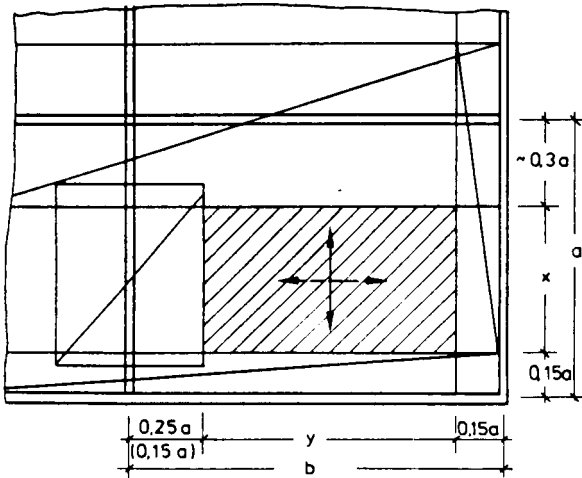


Bild 52: Führung der obenliegenden Bewehrung nach DIN 1045 Zi. 20.1.6.2 und 20.1.6.3

Bibl.d.TU.
Braunschweig

Vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend wird im Bereich von parallel zur Spannrichtung liegenden Zwischenwänden die Länge der konstruktiven Stützbewehrung ebenfalls mit $0,15 a$ angesetzt. Entsprechend den Gleichungen (7.16) und (7.22) bis (7.26) ergibt sich eine Traglast von

$$q_u = \frac{\frac{4}{x} M_x (y - x) + 4 (M_x + M_y)}{(y - x) \frac{x}{2} + \frac{x^2}{3}} \quad (7.29)$$

$$M_x = \beta_{sx} (T) \cdot A_{sx} \cdot h \quad (7.30)$$

$$M_y = \beta_{sy} (T) \cdot A_{sy} \cdot h \quad (7.31)$$

$$q_u = \frac{\frac{4}{x} \cdot \beta_{sx} (T) \cdot A_{sx} \cdot h (y-x) + 4 [\beta_{sx} (T) \cdot A_{sx} \cdot h + \beta_{sy} (T) \cdot A_{sy} \cdot h]}{(y-x) \frac{x}{2} + \frac{x^2}{3}} \quad (7.32)$$

Für einachsige gespannte gleichmäßig belastete Platten muß nach DIN 1045 Zi. 20.1.6.3 die Querbewehrung mindestens 20 % der im Feld erforderlichen Hauptbewehrung betragen.

$$A_{sy} = 0,2 A_{sx} \quad (7.33)$$

Bei einem Mindestachsabstand der Hauptbewehrung von $u_x \cong 18 \text{ mm}$ und $u_y \cong 24 \text{ mm}$ - vorausgesetzt wird eine Betondeckung von $c = 15 \text{ mm}$ - ergeben sich nach Bild 33 bei einer Brandbeanspruchungsdauer von 90 Minuten folgende Temperaturen am Bewehrungsstahl und nach den Gleichungen (7.1) und (7.2) bzw. Bild 32 folgende temperaturabhängigen Fließgrenzen der Bewehrung:

Tabelle 5 : Kennwerte für die Feldbewehrung

Bewehrung	Achsabstand u_x [mm]	Temperatur T nach 90 min [°C]	Verhältnis $\beta_s(T)/\beta_s(20^\circ\text{C})$
A_x	18	630	0,29
A_y	24	570	0,45

Unter Berücksichtigung dieser Zusammenhänge ergibt sich die Traglast als

$$q_T = f[A_{sx}, x, y \text{ und } \beta_s(20^\circ\text{C})] \quad (7.34)$$

zu

$$q_T = \frac{\frac{4}{x} \cdot 0,29 \cdot \beta_s(20^\circ) \cdot A_{sx} \cdot h(y-x) + 4 \cdot h \cdot \beta_s(20^\circ\text{C}) (0,29 A_{sx} + 0,45 \cdot 0,2 \cdot A_{sx})}{(y-x) \frac{x}{2} + \frac{x^2}{3}} \quad (7.35)$$

Mit Hilfe dieser Gleichung läßt sich jede in ein Gesamtsystem integrierte Decke nachrechnen. Über die vom Parameter "Einspannungsverhältnis" abhängigen Näherungslösungen

$$A_{sx} = f(q_g, h, a, \beta_s(20^\circ)) \text{ und} \quad (7.36)$$

$$x/y = f(a,b) \quad (7.37)$$

wird im folgenden Abschnitt 7.6.3 die Traglast

$$q_T = f(q_g, a, b) \quad (7.38)$$

als Parameterstudie dargestellt.

7.6.3 Parameterstudie

Grundlage der nachfolgenden Parameteruntersuchungen sind die Bemessungsregeln für einachsig gespannte Stahlbetonplatten sowohl im Hinblick auf den Bewehrungsquerschnitt als auch auf die Bewehrungsführung, wobei zu unterscheiden ist zwischen

- a) frei aufliegenden,
- b) einseitig eingespannten und
- c) zweiseitig eingespannten Platten.

Entsprechend DIN 1045 Abschnitt 15.4.1.3 dürfen positive Feldmomente nicht kleiner als bei Annahme voller beidseitiger Einspannung bzw. bei Endfeldern nicht kleiner als bei voller einseitiger Einspannung in Rechnung gestellt werden, d. h. es ergeben sich die Feldmomente zu

$$a) M_x = q \ell^2 / 8, \quad (7.39)$$

$$b) M_x \geq q \ell^2 / 14,2 \text{ und} \quad (7.40)$$

$$c) M_x \geq q \ell^2 / 24. \quad (7.41)$$

Bei einem Bemessungsansatz nach Gl. (7.16) und einer Näherungslösung

$$A_{sx} = \frac{M_x}{h} \cdot k_s = \frac{M_x}{h} \cdot \frac{v}{k_z \cdot \beta_s(20^\circ)} \quad (7.42)$$

mit $\nu = 1,75$ und

$$k_z \approx 0,87$$

ergibt sich jeweils

$$A_{sx} = \frac{2 \cdot M_x}{h_x \cdot \beta_s(20^\circ)} \quad (7.43)$$

bzw. in Abhängigkeit von den Einspannverhältnissen

$$A_{sx(a)} \approx \frac{q_g \cdot a^2}{4 \cdot h_x \cdot \beta_s(20^\circ)}, \quad (7.44)$$

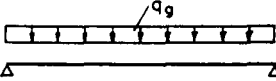
$$A_{sx(b)} \approx \frac{q_g \cdot a^2}{7 \cdot h_x \cdot \beta_s(20^\circ)} \quad \text{und} \quad (7.45)$$

$$A_{sx(c)} \approx \frac{q_g \cdot a^2}{12 \cdot h_x \cdot \beta_s(20^\circ)} \quad (7.46)$$

Unter Berücksichtigung von möglichen konstruktiven Einspannungen ergeben sich die in Anlage 8 dargestellten Abhängigkeiten $x/y = f(a,b)$.

Unter Einschluß der Näherungslösungen ergibt sich für die verschiedenen Deckensysteme a) bis c) die Traglast in Abhängigkeit vom Seitenverhältnis a/b jeweils als obere Eingrenzung für volle konstruktive Einspannung und als untere Eingrenzung für eine freie Lagerung der Ränder.

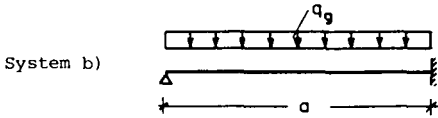
System a)



$$q_{T_o} = \frac{4 \cdot 0,29}{0,7 a} \cdot q_g a^2 (b - 0,3 a - 0,7 a) + 0,38 q_g \cdot a^2}{(b - 0,3 a - 0,7 a) 0,7 a/2 + (0,7 a)^2/3}$$

$$= \frac{0,41 q_g \cdot a (b - a) + 0,38 q_g \cdot a^2}{(b - a) \cdot 0,35 a + 0,16 a^2} \quad (7.47)$$

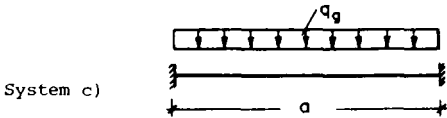
$$= \frac{0,29 q_g \cdot a (b - a) + 0,38 q_g \cdot a^2}{(b - a) \cdot a/2 + a^2/3} \quad (7.48)$$



$$q_{T_o} = \frac{\frac{4}{0,55a} \cdot 0,29 \cdot \frac{q_g a^2}{7} (b - 0,3 a - 0,55 a) + \frac{4}{7} \cdot 0,38 q_g a^2}{(b - 0,3 a - 0,55 a) \cdot 0,55 a/2 + (0,55 a)^2/3}$$

$$q_{T_o} = \frac{0,3 \cdot q_g \cdot a (b - 0,85 a) + 0,22 q_g a^2}{(b - 0,85 a) \cdot 0,275 a + 0,1 a^2} \quad (7.49)$$

$$q_{T_u} = \frac{0,24 \cdot q_g \cdot a (b - 0,7 a) + 0,22 q_g a^2}{(b - 0,7 a) \cdot 0,35 a + 0,16 a^2} \quad (7.50)$$



$$q_{T_o} = \frac{\frac{4}{0,4a} \cdot 0,29 \cdot \frac{q_g a^2}{12} (b - 0,3 a - 0,4 a) + \frac{4}{12} \cdot 0,38 \cdot q_g a^2}{(b - 0,3 a - 0,4 a) \cdot 0,4 a/2 + (0,4 a)^2/3}$$

$$q_{T_o} = \frac{0,24 q_g \cdot a (b - 0,7 a) + 0,13 q_g a^2}{(b - 0,7 a) \cdot 0,2 a + 0,05 a^2} \quad (7.51)$$

$$q_{T_u} = \frac{0,24 q_g \cdot a (b - 0,4 a) + 0,13 q_g a^2}{(b - 0,4 a) \cdot 0,2 a + 0,05 a^2} \quad (7.52)$$

Diese Gleichungen werden in den folgenden Diagrammen (Bild 53 bis 55) aufgelöst, wobei in Abhängigkeit vom Seitenverhältnis b/a und den Einspannverhältnissen die temperaturabhängige Traglast q_T nach einer Brandbeanspruchungsdauer von 90 Minuten der Gebrauchslast q_g gegenübergestellt wird.

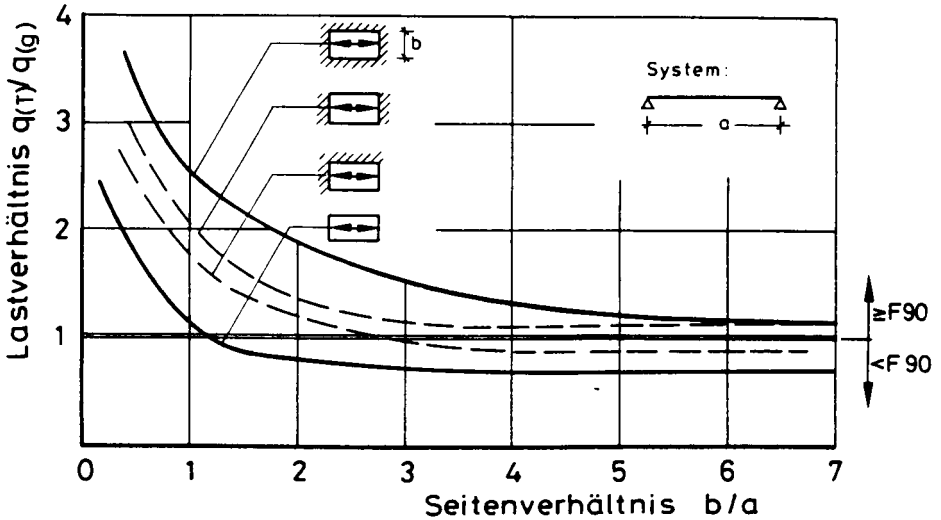


Bild 53: Verhältnis der Traglast von statisch bestimmt gelagerten Stahlbetonplatten nach 90 Minuten Brandbeanspruchung zur Gebrauchslast in Abhängigkeit vom Seitenverhältnis und den konstruktiven Randeinspannungen

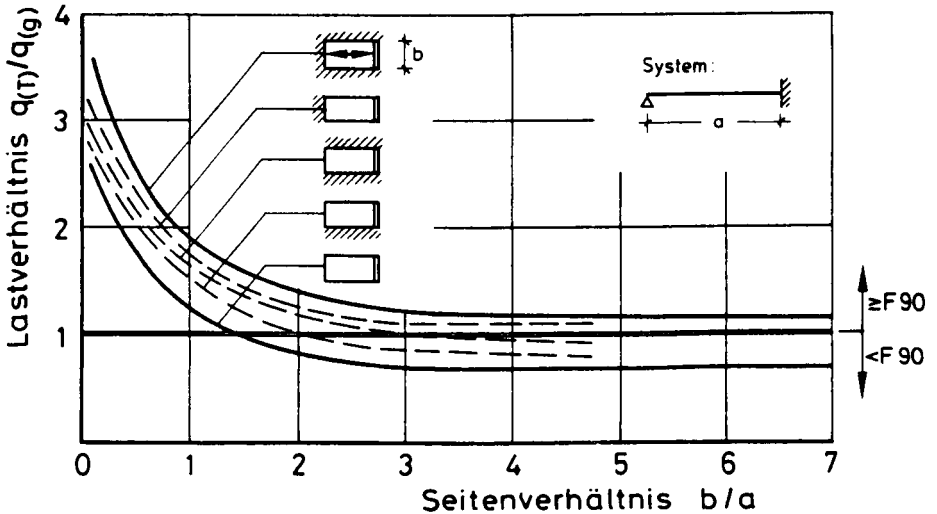


Bild 54: Verhältnis der Traglast von einseitig eingespannten Stahlbetonplatten nach 90 Minuten Brandbeanspruchung zur Gebrauchslast in Abhängigkeit vom Seitenverhältnis und den konstruktiven Randeinspannungen

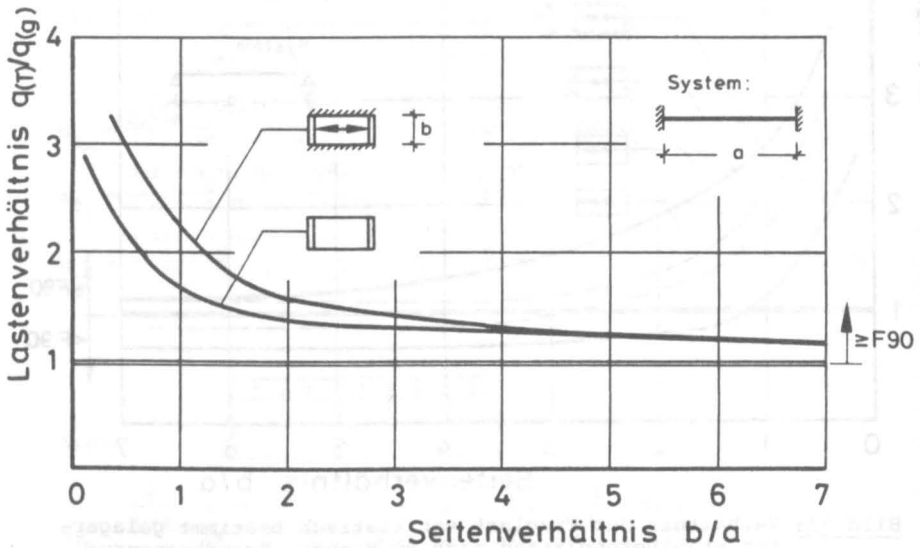


Bild 55: Verhältnis der Traglast von beidseitig eingespannten Stahlbetondecken nach 90 Minuten Brandbeanspruchung zur Gebrauchslast in Abhängigkeit vom Seitenverhältnis und den konstruktiven Randeinspannungen

Die vorangegangene Parameteruntersuchung verdeutlicht, daß einachsige gespannte Stahlbetondecken im natürlichen Einbaustand bei einer vorgegebenen Betondeckung von $c \geq 1,5$ cm in den meisten Fällen in die Feuerwiderstandsklasse "F 90" gemäß DIN 4102 Teil 2 Ausgabe 1977 eingestuft werden können, wenn die Ribbildung am Ende der oberliegenden Stützbewehrung nicht zum vorzeitigen Versagen der Konstruktion führt.

Daher wird im folgenden Abschnitt 8 die Ribbildung in diesem kritischen Bereich untersucht und die Ergebnisse zusammen mit den Ergebnissen der Parameterstudie im Abschnitt 9 auf eine praktische Anwendung übertragen.

8. Problematik der Rißbildung bei brandbeanspruchten Deckensystemen

8.1 Allgemeines

Die Berechnungen in Abschnitt 7.6 und die Erarbeitung von Konstruktionsrichtlinien im folgenden Abschnitt 9 setzen voraus, daß auch bei der erwarteten frühzeitigen Rißbildung jeweils am Ende der obenliegenden Stützbewehrung das Deckensystem die gestellten Brandschutzanforderungen erfüllt.

Das ist dann nicht sichergestellt, wenn die Erfahrungen von Brandversuchen an Plattenstreifen mit freiverschieblichen Endauflagern auf das Deckensystem übertragen würden. Bei diesen Bauteilen stellte sich nach ca. 20 Minuten Brandbeanspruchung am Ende der Stützbewehrung ein Gelenk in Form eines von unten nach oben durchgehenden Risses ein, das nach weiteren 30 Minuten Brandbeanspruchung nicht mehr in der Lage war, die Querkräfte auf den Stahlbetonkragarm zu übertragen. Ein Plattenstreifen kann nach ca. 50 Minuten Brandbeanspruchung sowohl durch Verlust der Tragfähigkeit als auch durch Verlust des Raumabschlusses (s. Bild 56) versagen.

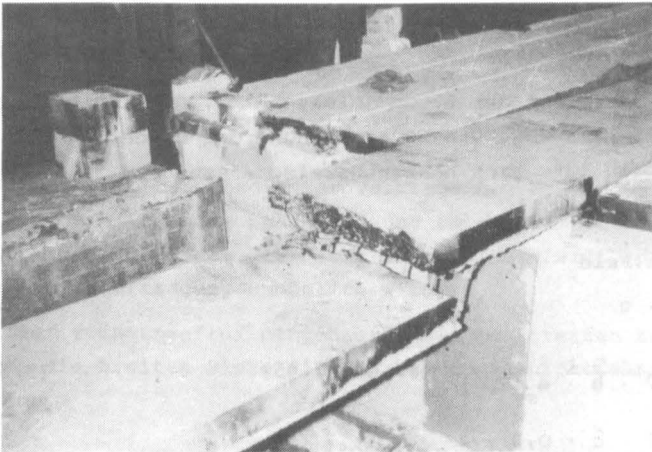


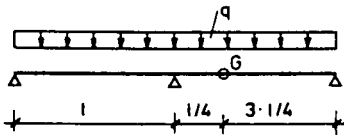
Bild 56: Bruch eines Stahlbetonplattenstreifens am Ende der obenliegenden Stützbewehrung

Ein derartiges Versagen konnte bei Platten im natürlichen Einbauzustand und bei vierseitig gelagerten Platten im Laborversuch nicht beobachtet werden. Es bildeten sich zwar auch Risse am Ende der Stützbewehrung, und in einigen Fällen wurde ein Versatz im oberen Rißbereich festgestellt (s. Abschnitt 4, Bild 14), es konnte aber vor der 90. Minute kein Versagen im Sinne von DIN 4102 Teil 2 registriert werden.

8.2 Rechnerischer Nachweis von Kräften im Rißbereich

Bei zweiseitig gelagerten Plattenstreifen läßt sich leicht nachweisen, daß die Querkräfte im Rißbereich nicht mehr übertragen werden können, wenn die Endauflager verschieblich gelagert sind und keine Zwängungskräfte auftreten können.

Bei einem Zweifeldsystem mit gleichen Stützweiten $l_1 = l_2 = l$ und einer gleichmäßig verteilten Belastung q ergeben sich folgende Zusammenhänge:



$$M_{\text{Feld}} \cong q l^2 / 14 \quad (8.1)$$

$$A_{s,\text{Feld}} = \frac{k_s}{h} \cdot M_{\text{Feld}} \quad (8.2)$$

$$h \cong 0,8 \, l / 35 \quad (8.3)$$

Ende der Stützbewehrung

- a) Im Gelenk übernimmt der Beton infolge Rißbildung keine Querkraftübertragung. Die Scherspannung der Bewehrung im Gelenkbereich läßt sich näherungsweise angeben zu

$$\tau_s = Q_G / A_{s,\text{Feld}} \quad (8.4)$$

$$Q_G = \frac{3 \cdot l}{8} \cdot q \quad (8.5)$$

$$A_{s,\text{Feld}} \cong \frac{q \cdot l^2}{7 \cdot h \cdot \beta_s (20^\circ)} \quad (\text{s. Gl. 7.45}) \quad (8.6)$$

$$\begin{aligned} \tau_s &= \frac{3 \cdot l \cdot q \cdot 0,8 \cdot l}{8 \cdot q \cdot l^2 \cdot 35} \cdot \beta_s (20^\circ) \\ &= 0,06 \cdot \beta_s (20^\circ) \end{aligned} \quad (8.7)$$

Diese Spannung wird auch noch bei Temperaturen von $> 500\text{ }^\circ\text{C}$ vom Stahl aufzunehmen sein, dagegen wird es nach einer Brandbeanspruchung von mehr als 60 Minuten nicht mehr möglich sein, diese Kräfte über die Zugfestigkeit des Betons in den Kragarm der Stahlbetonplatte einzuleiten, da der Beton bis zur Bewehrungstiefe zermürbt ist.

- b) Im Gelenk wird die Querkraft allein durch den Beton übertragen, der nach einer Brandbeanspruchungsdauer von 90 Minuten ca. 4 cm tief zermürbt ist, d. h. bei üblichen Deckendicken im Hochbau wird die für die Querkraftübertragung wirksame Höhe

$$h_Q(T) \approx 0,75 h_{\text{stat}} \quad (8.8)$$

Die Schubspannung im Gelenkbereich läßt sich näherungsweise angeben zu

$$\tau_o = \frac{Q_G}{b_o \cdot z} = \frac{Q_G}{b_o \cdot 0,85 \cdot h_Q(T)} = \frac{Q_G}{b_o \cdot 0,65 h_{\text{stat}}} \quad (8.9)$$

Unter Berücksichtigung der Gleichungen (8.3) und (8.5) einer Abschnittsbreite von $b_o = 1,0\text{ m}$ und einer Belastung von $q = 0,010\text{ MN/m}$ (als Beispiel für übliche Decken im Hochbau) wird die Schubspannung

$$\tau_o = \frac{3 \cdot \ell \cdot q \cdot 35}{8 \cdot 1,0 \cdot 0,65 \cdot 0,8 \cdot \ell} \approx 0,25\text{ MN/m}^2 < \tau_{011} \quad (8.10)$$

Auch bei temperaturbedingter Verringerung der Höhe der Betonfläche bliebe die Schubspannung im ungefährdeten Bereich τ_{011} , wenn der Riß nicht so weit aufklafft, daß eine Querkraftübertragung unmöglich wird.

Bei dem zwängungsfrei eingebauten Plattenstreifen kann durch die breiten Risse die Schubspannung nicht aktiviert werden.

Bei vierseitig gelagerten Platten ist die Übertragung der Querkräfte wesentlich günstiger zu beurteilen, wenn man den innenliegenden Plattenteil als Platte auf elastischen Trägern betrachtet, die sich nach den ersten Rissen am Ende der oberen Bewehrung einstellt.

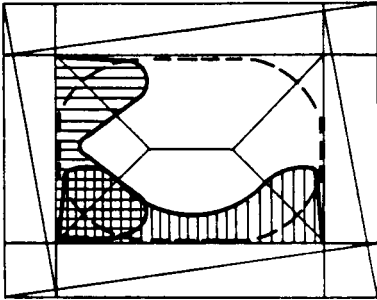


Bild 57: Querkraftverteilung

Aus der theoretisch dreiecks- bzw. trapezförmigen Lastabtragung auf die Kragarme wird nach der Ribbildung eine Lastabtragung über die Ränder erfolgen [66], so daß der Beton in den weniger gerissenen Eckbereichen einen großen Anteil der Querkräfte weiterleiten kann (Bild 57).

Beispiel: Quadratische Platte

$$l_x = l_y = 4,0 \text{ m}$$

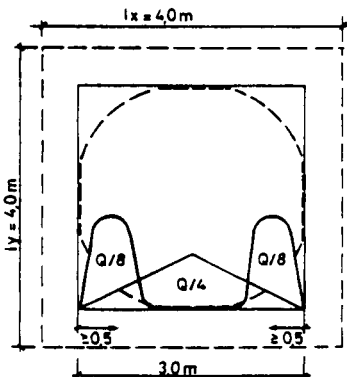
$$q = 8,0 \text{ kN/m}^2$$

$$d/h = 16/14,5 \text{ cm}$$

Einspannung jeweils $> l/8$

$$\text{Restplatte } l_x/l_y = 3,0 \text{ m}$$

$$Q = 72 \text{ kN} = 0,072 \text{ MN}$$



Verteilt man die Querkräfte aus der Restplatte auf einen jeweils 50 cm breiten Randbereich, ergibt sich nach 90 Minuten Brandbeanspruchung (ca. 4 cm Zermürbungstiefe) ein querkraftübertragender Restquerschnitt von 50 x 12 cm (Bild 58).

Bild 58: Querkraftverteilung Quadratplatte

Die Schubspannung wird im vorgelegten Beispiel

$$\tau \approx \frac{0,072}{8} / 0,5 \cdot 0,12 \approx 0,15 \text{ MN/m}^2 < \tau_{011} \quad (8.11)$$

Sie bleibt auch in diesem Fall deutlich unter dem in DIN 1045 Tabelle 13 vorgegebenen Mindestwert $\tau_{011} = 0,35 \text{ MN/m}^2$ (B 25), so daß ein Verlust der Tragfähigkeit nicht zu erwarten ist.

8.3 Wertung der Versuchs- und Rechenergebnisse und Schlußfolgerungen für die Praxis

Sowohl die Versuche als auch die Nachrechnung haben ergeben, daß bei zweiseitig gelagerten Platten mit zwängungsfreier Endauflagerung der Riß am Ende der Stützbewehrung zum vorzeitigen Versagen führen kann, s. Bild 56, bei vierseitig gelagerten Platten im allgemeinen ein Einsturz nicht zu befürchten ist.

Diese Ergebnisse werden bestätigt durch Brandversuche an Platten im natürlichen Einbauzustand (s. Abschnitt 4) und durch Beobachtungen bei Schadenfeuern, bei denen zwar Risse und zum Teil ein Deckenversatz festgestellt werden konnten, aber weder ein Einsturz noch ein Überschreiten der zulässigen Temperaturkriterien registriert werden konnten.

Dieses positive Verhalten im Rißbereich läßt sich einerseits auf die oben beschriebene vierseitige Lastabtragung zurückführen, andererseits durch günstigen Einfluß des natürlichen Einbauzustandes wie folgt erklären:

- a) Im allgemeinen überdecken schwimmende Estriche die Risse in der Plattenrohkonstruktion, so daß der Temperaturdurchgang im Rißbereich behindert wird.
- b) Die beflamten, zur Diskussion stehenden Plattenbereiche werden durch die Randbereiche und die angrenzenden, häufig kalten Deckenfelder in Anlehnung an Bild 30 in ihrer Dehnung behindert. Durch Zwangskraftentwicklung (Abschnitt 6.6) und Bildung einer Druckmembran (Abschnitt 6.7) werden die Risse zusammengedrückt und eine Querkraftübertragung an den Rißflächen durch Verzahnung ermöglicht.

Es erscheint daher unbedenklich, das Risiko von Rissen am Ende der oberen Bewehrung bei der Beurteilung der Feuerwiderstandsdauer in Kauf zu nehmen, wenn ein nichtbrennbarer, schwimmender Estrich, ein schwimmender Unterboden unter Verwendung plattenförmiger Baustoffe, wie aber auch ein Asphaltverbundestrich angeordnet wird, zumal auch bei der z. Z. gültigen Beurteilung nach DIN 4102 Teil 4 dieses Risiko impliziert ist. Nach Tabelle 13, Zeile 3.1.1, dürfen durchlaufende Stahlbetonplatten auch bei Anordnung einer Stützbewehrung nach DIN 1045 in die verschiedenen Feuerwiderstandsklassen eingestuft werden, wenn die Feldbewehrung den gleichen Mindestachsabstand wie bei statisch bestimmt gelagerten Platten aufweist. Auch hier wurde bereits im Hinblick auf den natürlichen Einbau die Möglichkeit eröffnet, auf die aufwendige "Brandschutzbewehrung" bei durchlaufenden Platten zu verzichten.

Die vorgeschlagene Beurteilung bedeutet demzufolge keine entscheidende Risikovergrößerung gegenüber der bisher geübten Praxis.

9. Praxisbezogene Aufbereitung der Ergebnisse

9.1 Allgemeines

In Abschnitt 1.2 wurde das Ziel der Arbeit formuliert, den Anwendungsbereich von Stahlbetonplatten genauer abzugrenzen, die allein bei Dimensionierung nach DIN 1045 in die Feuerwiderstandsklasse F 90 gemäß DIN 4102 Teil 2 Ausgabe 1977 eingestuft werden können.

Die vorliegende Arbeit, baupraktische Überlegungen im Hinblick auf den Korrosionsschutz und die Dauerhaftigkeit sowie Erfahrungen aus der Bauausführung lassen eine geringfügige Modifizierung des Zieles ratsam erscheinen. Die Betondeckung der Bauteile für die Parameterstudie wurde abweichend von DIN 1045 Tabelle 10 Zeile 1 mit $c = 15 \text{ mm} > \min c = 10 \text{ mm}$ angesetzt, da

- Überschlagsberechnungen ergaben, daß der Anwendungsbereich für Stahlbetonplatten mit $c = 10 \text{ mm}$ erheblich kleiner ist als bei $c = 15 \text{ mm}$,
- Bestrebungen vorliegen, aus korrosionsschutztechnischen Gründen die Mindestwerte von Tabelle 10 anzuheben und
- die Baupraxis beweist, daß bei Ortbetonkonstruktion die Mindestwerte z. B. durch Heruntertreten der Bewehrung unterschritten werden und dieser Faktor das Tragverhalten unter Brandbeanspruchung ganz entscheidend beeinflusst.

Eine erfolgversprechende Praxisaufbereitung ist nur dann gegeben, wenn sie sich möglichst eng an DIN 4102 Teil 4 (3/81) anlehnt, d. h. daß die erarbeiteten Daten möglichst in vorhandene Tabellen übernommen werden.

Das wird nicht immer in vollem Umfang möglich sein, da Teil 4 eindeutig zunächst auf das Einzelbauteil Bezug nimmt und die Einbeziehung von Anschlußbauteilen nur in statischer Hinsicht, z. B. bei durchlaufenden Platten, kennt.

9.2 Anwendungsgebiet

Die folgenden Angaben gelten für einachsig gespannte, gleichförmig belastete Decken und Dächer aus Stahlbeton und Spannbeton, die den Abschnitten 19.7.6 - Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht - bzw. Abschnitt 20.1 - Platten - von DIN 1045 entsprechen. Entscheidende Voraussetzung ist die Möglichkeit eines konstruktiven Querabtrages über eine eingelegte Querbewehrung, damit eine flächentragwerkartige Lastabtragung auf die umliegenden Wände ermöglicht wird.

In der z. Z. gültigen brandschutztechnischen Beurteilung werden diese Bauteile nach DIN 4102 Teil 4 Abschnitt 3.5 (3/81) Tabellen 10 - 13 in verschiedene Feuerwiderstandsklassen eingeteilt, wobei den einachsig gespannten Platten der balkenartige Plattenstreifen zugrunde gelegt wird.

9.3 Beurteilung des Brandverhaltens der Decken-/Dachsysteme im natürlichen Einbauzustand

Die Parameteruntersuchungen in den Abschnitten 6 und 7 zeigten, daß die Feuerwiderstandsdauer von einachsig gespannt gerechneten Stahlbetonplatten im natürlichen Einbauzustand entscheidend bestimmt wird

- vom Seitenverhältnis der Platte selbst, d. h. der Möglichkeit eines konstruktiven Querabtrages,
- von der Betondeckung der Feldbewehrung und
- von der Interaktion zwischen der zu beurteilenden Decke und den Anschlußbauteilen, d. h. den Einspannverhältnissen in benachbarten Deckenfeldern und in Außenwandkonstruktionen.

Die ersten beiden entscheidenden Parameter sind eindeutig definierbar und können als klare Konstruktionsanweisungen in Tabellenform gefaßt werden. Dagegen hängt die Interaktion zwischen den verschiedenen Bauteilen von weiteren Parametern ab.

Die Einspannung in benachbarte Deckenfelder hängt im kalten Zustand sowohl von den Belastungs- als auch von den Stützweitenverhältnissen ab. Unter Temperaturbeanspruchung ist dieser Einfluß jedoch zu vernachlässigen, da kalt bleibende Anschlußbauteile stets eine wesentlich größere Steifigkeit als die beheizten aufweisen und in der Lage sind, die konstruktiven und statischen Einspannmomente weiterzuleiten.

Die Einspannung in Außenwände oder Randunterzüge hängt ganz wesentlich von der Auflast bzw. von der Steifigkeit des Randunterzuges oder der Außenwand ab. Eine praktikable Handhabung ist nur möglich, wenn klare Aussagen über die Randeinspannung vorliegen und graduelle Abstufungen vermieden werden. Da sich auch bei frei aufliegenden Platten Randeinspannungen in Anlehnung an Bild 46 ausbilden, erscheint es gerechtfertigt, bei Auflast aus mindestens einem Geschoß in Verbindung mit einer Randbewehrung nach DIN 1045 oder bei konstruktiver rahmenartiger Einspannung in eine Stahlbetonwand von einer konstruktiven Randeinspannung zu sprechen und ihre die Feuerwiderstandsdauer begünstigende Wirkung zu berücksichtigen.








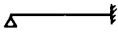
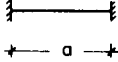
Lediglich bei Decken ohne jede Auflast aus darüberliegenden Geschossen und Auflagerung auf Mauerwerk (z. B. Dachdecken) ist eine freie Lagerung anzusetzen.

In den folgenden Tabellen werden die Feuerwiderstandsdauern von Platten in Abhängigkeit

- von den Seitenverhältnissen b/a ,
- vom statischen System, d. h. den statischen und konstruktiven Einspannverhältnissen, und
- von der Betondeckung c angegeben.

In der Tabelle 6 wird der Anwendungsbereich von Stahlbetonplatten mit einer Betondeckung der Feldbewehrung von $c \geq 15$ mm eingegrenzt, der ohne Zusatzmaßnahmen in die Feuerwiderstandsklasse F 90 einzustufen ist.







Tabelle 6: Erforderliches Seitenverhältnis b/a von einachsiger gespannten Stahlbetonplatten mit vierseitiger Auflagerung bei Einstufung in die Feuerwiderstandsklasse F 90 bei einer Betondeckung der Bewehrung von $c = 15 \text{ mm}$

Statisches System	Seitenverhältnisse b/a					
						
	$\leq 1,0$	$\leq 1,5$	$\leq 2,0$	$\leq 2,5$	$\leq 3,0$	$\leq \infty$
	$\leq 1,5$	$\leq 2,0$	$\leq 3,0$	$\leq \infty$	$\leq \infty$	$\leq \infty$
	$\leq \infty$	$\leq \infty$	$\leq \infty$	$\leq \infty$	$\leq \infty$	$\leq \infty$

In der Praxis sind fast alle Platten mindestens an zwei benachbarten Rändern konstruktiv eingespannt und weisen in der Regel auch einen Abstand der nichttragenden unterstützenden Wände von $b \leq 3,0 a$ auf, da z. B. der Abstand der aussteifenden Wände im Mauerwerksbau nach DIN 1053 $b \leq 8,0 \text{ m}$ sein muß, wenn nicht ein besonderer Nachweis geführt werden soll. Abgesehen von den in Tabelle 7 und 8 schraffierten Werten können Stahlbetongeschoß- oder Stahlbetondachdecken bei einer Betondeckung von $c = 15 \text{ mm}$ in die Feuerwiderstandsklasse F 90 gemäß DIN 4102 Teil 2 Ausgabe 1977 eingestuft werden.

Auch eine Aufbereitung der Ergebnisse in Anlehnung an die Tabellen 12 und 13 von DIN 4102 Teil 4 verdeutlicht dieses Ergebnis.

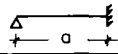
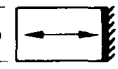
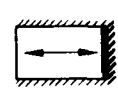
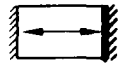

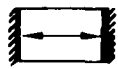
Tabelle 7: Mindestbetondeckung $c^{1)}$ [mm] der Feldbewehrung von einachsig gespannten, vierseitig aufliegenden Stahlbetonplatten

		Seitenverhältnis	F 30	F 60	F 90
	allseitig frei aufliegend	$b/a \leq 1,0$	(10)	(10)	15
		$b/a \leq 3,0$	(10)	15	25
		$b/a^{2)} \leq \infty$	(10)	20	30
	einseitige [beidseitige] konstruktive Einspannung in Querrichtung	$b/a < 1,5$ [$\leq 2,0$]	(10)	(10)	15
		$b/a \leq 3,0$	(10)	(10)	20
		$b/a^{2)} \leq \infty$	(10)	20	30
	einseitig konstruktive Einspannung in Längsrichtung	$b/a \leq 2,5$	(10)	(10)	15
		$b/a \leq \infty$	(10)	(10)	20
	konstruktive Einspannung an zwei Rändern über Eck	$b/a \leq 3,0$	(10)	(10)	15
		$b/a \leq \infty$	(10)	(10)	20
	konstruktive Einspannung der beiden gegenüberliegenden Auflager in Tragrichtung	$b/a \leq \infty$	(10)	(10)	15

1) Es wird vorgeschlagen, Stahlbetonplatten grundsätzlich mit einer Betondeckung von $c \geq 15$ mm auszuführen; deshalb sind die Werte $c = 10$ mm eingeklammert.

2) Entspricht DIN 4102 Teil 4 Tabelle 12 Zeile 1.

Tabelle 8: Mindestbetondeckung $c^1)$ [mm] der Feldbewehrung von einachsig gespannten, vierseitig aufliegenden Durchlaufplatten aus Stahlbeton

System 	einseitig eingespannt	Seitenverhältnis b/a	F 30	F 60	F 90
	dreiseitig frei aufliegend	$< 1,5$ $< 3,0$ $< \infty^2)$	(10) (10) (10)	(10) (10) 20	15 20 30
	einseitig [zweiseitig], konstruktiv parallel zur Spannrichtung eingespannt	$< 2,0$ $[< 3,0]$ $< \infty^2)$	(10) (10)	(10) 20	15 30
	zweiseitig frei, eine Seite in Spannrichtung konstruktiv eingespannt	$< \infty$	(10)	(10)	15
	zweiseitig eingespannt				
		$< \infty$	(10)	(10)	15

1) s. Tabelle 7

2) Entspricht DIN 4102 Teil 4 Tabelle 13 Zeile 3.1.1

Tabelle 7 in Anlehnung an Tabelle 12 behandelt die statisch bestimmte nachgewiesenen Einfeldplatten, Tabelle 8 in Anlehnung an Tabelle 13 die einachsig gespannten Durchlaufplatten.

Feuerwiderstandsdauern > 90 Minuten wurden nicht berücksichtigt, da die Frage der Ribbildung jeweils am Ende der oberen Bewehrung zufriedenstellend bis zu einer Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten geklärt wurde. Längere Feuerwiderstandszeiten führen zu einer tiefergehenden Zermürbung der zur Aufnahme von Querkräften herangezogenen Betonschichten und zu weiteren Durchbiegungen, die ein vorzeitiges Versagen der Konstruktion bewirken könnten. Eine Einstufung von Decken in höhere Feuerwi-

derstandsklassen (F 120 und F 180) wird relativ selten gefordert. In diesen Fällen mit im allgemeinen erhöhten Brandlasten oder erhöhten Sicherheitsanforderungen ist eine Konstruktion der Decken nach DIN 4102 Teil 4 (Ausgabe 3/81) Tabelle 12 Zeile 1 oder Tabelle 13 Zeile 3.1.2 angebracht, um größere Risse und Verformungen in den Decken zu verhindern.

9.4 Wertung des gefundenen Beurteilungsverfahrens

Mit der Verwirklichung der in den Tabellen 6 bis 8 dargestellten Konstruktionsregeln für Stahlbetondeckenplatten bzw. der Übernahme z. B. in den Anhang von DIN 4102 Teil 4 würde bei gleichbleibenden bauaufsichtlichen Anforderungen ein Teil der bisher in DIN 4102 Teil 4 verankerten Sicherheitsreserve für Stahlbetondecken aufgegeben, da in vielen Fällen die Betondeckung von Platten bei Einstufung in die Feuerwiderstandsklasse F 90 erheblich reduziert werden darf.

Andererseits muß verdeutlicht werden, daß die verbleibende Sicherheitsreserve im allgemeinen immer noch größer ist als die vergleichbarer Konstruktionen, wie z. B.

- Stahlkonstruktionen mit dämmschichtbildenden Anstrichen, die im Brandfall keinerlei mechanischen Angriffen ausgesetzt werden dürfen, da sie im wesentlichen für den sterilen Normversuch konzipiert wurden,
- Holzkonstruktionen, die selbst zur Brandlast beitragen und durch den Normversuch insofern begünstigt werden, daß im vergleichbaren Zeitraum wesentlich weniger Heizöl verbrannt wird, und
- Deckenkonstruktionen, die durch einen u. U. filigranen Aufbau mit exakten Randbedingungen im Normversuch auf 91 Minuten Feuerwiderstandsdauer getrimmt werden, in der Praxis jedoch wesentlich schlechter ausgeführt werden [69].

Die Stahlbetondecken weisen demgegenüber auch in der Praxis den Vorteil auf,

- als monolithische Konstruktion auch Anschlußbauteile im Brandfall zu aktivieren,
- als nichtbrennbare Decke keinen Beitrag zur Brandlast zu liefern und
- als "Kompaktsystem" den Brandschutz im Bauteil selbst integriert zu haben und nicht durch Zusatzmaßnahmen nachträglich an- oder aufbringen zu müssen.

Ganz entscheidend wird einerseits die Wirtschaftlichkeit der Bauweise vergrößert, da durch geringere Betondeckung und Verzicht auf die "Brandschutzbewehrung" wesentlich weniger Bewehrung benötigt wird und die Lohnkosten gering gehalten werden, andererseits das Genehmigungsverfahren und die Überwachung vereinfacht, da im Hinblick auf den Brandschutz nur bei Anforderungen > 90 Minuten Feuerwiderstand und den in den Tabellen 7 und 8 dargestellten Sonderfällen Zusatzmaßnahmen erforderlich sind.

Die im Abschnitt 7 geforderte Vergrößerung der Mindestbetondeckung c gemäß DIN 1045 Tabelle 10 Zeile 1 von 10 auf 15 mm bewirkt neben der Verbesserung des Brandschutzes auch eine entscheidende Verbesserung der Dauerhaftigkeit, da die Korrosionsgefahr (z. B. bei Kellerdecken) gemindert wird.

Durch diese Maßnahme wird das Sicherheitsniveau von Stahlbetondecken in vielen Fällen erheblich angehoben und bei den üblichen Brandlasten im Hochbau (20 - 40 kg Holz/m² [70]) zum Teil auf Objektschutzebene gebracht, d. h. daß bei den tatsächlichen Brandraumtemperaturen und der möglichen Branddauer auch kaltverformter Betonstahl nach Abkühlung Restfestigkeiten aufweist, die im Bereich der erforderlichen Mindestfestigkeiten liegen.

10. Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wird ein rechnerisches Näherungsverfahren zum Brandverhalten von einachsig gespannten Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand entwickelt und für eine praxisnahe Anwendung der Ergebnisse aufbereitet.

Ein Vergleich der z. Z. gültigen brandschutztechnischen Beurteilung von einachsig gespannten Platten nach DIN 4102 Teil 4 (3/81) mit den Erkenntnissen aus Brandversuchen an vierseitig gelagerten Platten aus Forschungsvorhaben wie "Brandversuche Lehrte" und aus gezielten Untersuchungen an Platten im Rahmen des Sonderforschungsbereichs "Brandverhalten von Bauteilen" (SFB 148) sowie mit den Erkenntnissen aus der Auswertung von Schadensfeuern zeigt, daß sich Stahlbetonplatten im baupraktischen Einbauzustand unter Brandbeanspruchung wesentlich besser verhalten als Plattenstreifen im Normversuch, die DIN 4102 Teil 4 zugrunde liegen.

Eine Auflistung und Wertung der Einflußfaktoren führte zu dem Ergebnis, daß

- der konstruktive Querabtrag,
- die konstruktive Randeinspannung und
- Schnittkraftumlagerungen über Zwischenwänden

in Abhängigkeit vom Seitenverhältnis, vom Bewehrungsanteil und von der Bewehrungsführung ganz entscheidenden Einfluß auf das Brandverhalten von einachsig gespannten Stahlbetonplatten ausüben, während Parameter wie

- Dehnungsbehinderung,
- Membranwirkung und
- Teilbeheizung

zwar einen positiven, jedoch in der absoluten Größe nicht so entscheidenden und zudem nicht leicht erfaßbaren Einfluß ausüben.

In der Näherungsberechnung werden im wesentlichen die erstgenannten Parameter berücksichtigt. Auf der Basis der Fließgelenklinientheorie (Bruchlinientheorie) wird über Näherungsansätze für die Stoffgesetze von Beton und Stahl sowie für die Querschnittserwärmung das Tragverhalten von Stahlbetonplatten bei einer Brandbeanspruchung nach der Einheitstemperaturzeitkurve (ETK) gemäß DIN 4102 Teil 2 errechnet, wobei eine Einstufung in die Feuerwiderstandsklasse "F 90" (bauaufsichtlicher Begriff: feuerbeständig) zentrales Thema der Arbeit ist.

Eine Nachrechnung von Versuchsergebnissen brachte eine befriedigende Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch, wenn die im Hinblick auf die Praxis berechtigten Näherungsansätze berücksichtigt werden.

Um mögliche Randbedingungen (Einspannungen, Seitenverhältnis u. ä.) von Stahlbetondecken im Einbauzustand zu erfassen, wurde eine Parameterstudie durchgeführt mit dem Ziel, den Anwendungsbereich von einachsig gespannten, vierseitig gelagerten Platten abzugrenzen, der ohne Zusatzmaßnahmen über DIN 1045 hinaus eine Einstufung in "F 90" gewährleistet. Die wesentlichen Erkenntnisse dieser Studie sind:

- Stahlbetonplatten, die brandschutztechnische Anforderungen erfüllen müssen, sollten grundsätzlich mit einer über die Mindestanforderung nach DIN 1045 von $c = 10$ mm hinausgehenden Betondeckung von $c = 15$ mm ausgeführt werden, um neben dem Brandschutz nach DIN 4102 bei den überwiegend vorkommenden Brandlasten in der Größenordnung von 20 bis 40 kg Holz/m² einen gewissen Objektschutz zu gewährleisten und darüber hinaus die Dauerhaftigkeit zu verbessern.

- Alle Stahlbetonplatten, die mit einer Betondeckung von $c \geq 15$ mm und einer konstruktiven Querbewehrung hergestellt werden, können in die Feuerwiderstandsklasse F 90

eingestuft werden, wenn mindestens zwei benachbarte Ränder konstruktiv im Sinne von DIN 1045 eingespannt sind und der Abstand der unterstützenden Querwände ein Seitenverhältnis von $b/a \leq 3,0$ (a = stat. Stützweite) gewährleistet.

Weitere Details sind den Tabellen 6 bis 8 zu entnehmen.

Der Nachweis der Tragfähigkeit und des Raumabschlusses im Bereich der groben Risse, die sich am Ende der oberen Bewehrung einstellen, wurde im wesentlichen empirisch geführt, da gerade die Ribbildung in Verbindung mit Zwängungskräften und Betonzugfestigkeit für Stahlbetonbauteile unter Brandbeanspruchung rechnerisch nur unbefriedigend zu lösen ist. Die Erkenntnisse aus Brandprüfungen, die Auswertung der "Brandversuche Lehrte" und verschiedener Schadensfeuer sowie eine grobe Näherungsberechnung verdeutlichen, daß nach einer Brandbeanspruchung von 90 Minuten bei Stahlbetonplatten im natürlichen Einbauzustand auch in Ribbereichen ein Versagen im Sinne von DIN 4102 Teil 2 nicht zu erwarten ist.

Unter Berücksichtigung der Tatsache, daß zweiachsig gespannte Stahlbetondecken bei Einspannung mindestens eines Randes nach DIN 4102 Teil 4 ohne Einschränkung bei einer Betondeckung von $c = 15$ mm in "F 90" eingestuft werden können, ist die Schlußfolgerung zulässig, daß von wenigen Ausnahmen abgesehen alle vierseitig gelagerten Stahlbetonplattendecken im baupraktischen Einbauzustand als feuerbeständige Bauteile zu betrachten sind.

Es wird vorgeschlagen, die Ergebnisse bei einer Neufassung von DIN 4102 Teil 4 in den Anhang B einzugliedern und damit der Praxis eine einfache, kostensparende und leichter zu überprüfende Ausführung zu ermöglichen, ohne das Sicherheitsniveau gravierend zu mindern.

11. Literatur

- [1] Wesche, J.: Tragverhalten von einachsig gespannten Stahlbetondeckenplatten im baupraktischen Einbauzustand bei Brandbeanspruchung - Versuchsergebnisse und Entwicklung eines Rechenmodells. Beitrag A 2-5 im Arbeitsbericht des Sonderforschungsbereichs 148 der Technischen Universität Braunschweig, 1983.
- [2] Issen, L., Gustaffero, A.H. und Carlson, C.C.: Fire Tests of Concrete Members. Influence of Aggregate and Reinforcement on Thermal Restraint Forces. Tentative Report PCA Skookie/III, April 1968.
- [3] Bechtold, R., Ehlert, K.-P., Wesche, J.: Brandversuche Lehrte. Schriftenreihe "Bau- und Wohnforschung" des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau, Heft O.4.037, 1978.
- [4] Der Brand des Lagergebäudes 1960/61 der Dätwyler AG, Altdorf am 8./9. Mai 1963, BVD-Bulletin, 20. Jahrg., H. 3/Brandverhütungsdienst für Industrie und Gewerbe, Zürich, 1964.
- [5] Kordina, K., Krampf, L., Seiler, F.: Über den Großbrand bei der Firma Linde, Mainz-Kostheim im Jan. 1971, Beton- und Stahlbetonbau, H. 5 u. 6, 1972.
- [6] Brandproeven op Vloer - en Plafond Constructies. Brandveiligheid instituut TNO - Stichting Ratibouw Rapport 1/1958 (nicht veröffentlicht).
- [7] Kordina, K., Bornemann, P.: Brandversuche an Stahlbetonplatten, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 181/1966, Berlin, W. Ernst + Sohn.
- [8] v. Postel, R.: Brandversuche an statisch bestimmt gelagerten Stahlbetonplatten. DAfStB, Heft 230 (1975).
- [9] Bornemann, P.: Grundlagen für die Bemessung der Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonplatten. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 181, Berlin, 1966, W. Ernst + Sohn.
- [10] Haksever, A.: Zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonmassivplatten im Brandfall. DBZ Forschung und Praxis, 502, DBZ 1/79, 1.1.
- [11] Klingsch, W.: Zwangsschnittgrößen in Stahlbeton-Plattenstreifen bei Brandbeanspruchung - Beitrag im Arbeitsbericht 1975 - 1977 des Sonderforschungsbereichs 148 der Technischen Universität Braunschweig, 1977.
- [12] Kordina, K., Meyer-Ottens, C.: Beton-Brandschutz-Handbuch, Beton-Verlag, Düsseldorf, 1981.

- [13] Kordina, K., Wesche, J.: Stahlbeton-Durchlaufkonstruktionen unter Feuerangriff bei Variierung von Stahlart und -güte der Biegezugbewehrung im Stützbereich. Abschlußbericht zu einem Forschungsauftrag. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1979 (unveröffentlicht).
- [14] Ehm, H., v. Postel, R.: Versuche an Stahlbetonkonstruktionen mit Durchlaufwirkung unter Feuerangriff in: Feuerwiderstandsfähigkeit von Spannbeton. Ergebnisse einer Tagung der FIP in Braunschweig, 1965. Bauverlag GmbH., Wiesbaden - Berlin, 1966.
- [15] Meyer-Ottens, C.: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus Normalbeton bei Brandbeanspruchung. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 248, 1975.
- [16] Gutachtliche Stellungnahme Nr. I 69 2935 zum Brandschaden des Autobahntunnels K 12 der Bundesautobahn südliche Umgehung Hamburg des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig (unveröffentlicht).
- [17] Kordina, K.: Baulicher Brandschutz in Straßen- und U-Bahntunneln, Bauingenieur, 1981.
- [18] Wesche, J.: Stahlbetondurchlaufkonstruktionen unter Feuerangriff. Abschlußbericht eines Forschungsvorhabens. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974 (unveröffentlicht).
- [19] Ehm, H., Krampf, L., v. Postel, R.: Durchlaufende Stahlbetonkonstruktionen unter Brandbeanspruchung. Abschlußberichte von Forschungsvorhaben. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1968 und 1970 (unveröffentlicht).
- [20] Ehm, H.: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten, balkenartigen Stahlbetonbauteilen. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1966.
- [21] Seekamp, H., Becker, W.: Brandverhalten durchlaufender Stahlbetonrippendecken. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 197, 1967.
- [22] Minne, R., Vandamme, M.: Weerstand tegen brand van vloerplaten in gewapend beton, Rijksuniversiteit Gent, Laboratorium voor Aanwending der Brandstoffen en Warmte-overdracht. Juni, 1979.
- [23] Anderberg, Y.: Fire exposed hyperstatic concrete structures, Lund Institut of Technology, Sweden, 1973. Division of structural mechanics and concrete constructions. Bulletin 32.
- [24] Meyer-Ottens, C.: Brandversuche an Decken-, Balken- und Wandkonstruktionen. Zusammenstellung und Auswertung der Ergebnisse. Beitrag in "Brandschutz, Untersuchungen an Wänden, Decken und Dacheindeckungen". Berichte aus der Bauforschung, Heft 70, Verlag W. Ernst + Sohn, Berlin, 1971.

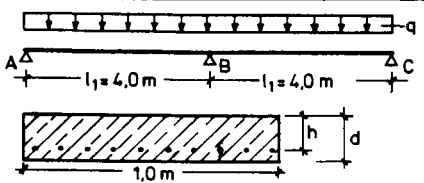
- [25] Krampf, L.: Einfluß von elastischen Randeinspannungen auf das Tragverhalten von einachsig gespannten durchlaufenden Platten unter Brandeinwirkung (Teil 1). Abschlußbericht zu einem Forschungsvorhaben des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1969.
- [26] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau (T. 4), Springer-Verlag, 1976.
- [27] Kristen, Herrmann, Wedler: Brandversuche mit belasteten Eisenbauteilen und Steineisendecken. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 89, 1938.
- [28] Stanke, J.: Brandverhalten kreuzweise bewehrter Stahlbetonrippendecken, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 197, Berlin, 1967.
- [29] Gary, M.: Brandproben an Eisenbetonbauten. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, H. 11, 26, 33 (1911, 1913, 1916).
- [30] Gary, M.: Belastung und Feuerbeanspruchung eines Lagerhauses aus Eisenbeton in Wetzlar. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 46 (1920).
- [31] Kiel, M., Wiese, J.: Versuchs- und Rechenergebnisse zum Trag- und Verformungsverhalten brandbeanspruchter Stahlbetonplatten. Sonderforschungsbereich 148 "Brandverhalten von Bauteilen". 3. Öffentl. Forschungskolloquium am 20.09.1982 an der Universität Karlsruhe, 1982.
- [32] Krampf, L.: Einfluß von elastischen Randeinspannungen auf das Tragverhalten von einachsig gespannten durchlaufenden Platten unter Brandeinwirkung (Teil 2). Abschlußbericht zu einem Forschungsvorhaben des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1970.
- [33] Leonhardt, F.: Das Bewehren von Stahlbetontragwerken. Betonkalender, 1979.
- [34] Abrams, M.S., Lin, T.D.: Simulation of Realistic Thermal Restraint During Fire. Tests of Floor and Roof Assemblies. Portland Cement Association, Skokie USA, 1980.
- [35] Haksever, A., Walter, R.: Dehnbehinderte Stahlbeton-Plattenstreifen und π -Platten im Brandfall; Versuchsergebnisse und numerische Analysen. Beitrag A 2-2 im Arbeitsbericht 1978 - 1980 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" der Technischen Universität Braunschweig, 1980.
- [36] Walter, R.: Partiiell brandbeanspruchte Stahlbetondecken - Berechnung des inneren Zwanges mit einem Scheibenmodell. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1981.

- [37] Haksever, A.: Ein Rechenmodell zur Beschreibung des Verhaltens von Gesamtbauwerken und Bauwerksabschnitten im Brandfall. Beitrag A 1/2-1 im Arbeitsbericht 1978 - 1980 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" der Technischen Universität Braunschweig, 1980.
- [38] Klingsch, W., Walter, R.: Stahlbeton-Flächentragwerke unter partieller Brandbelastung. Beitrag im Arbeitsbericht 1975 - 1977 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" der Technischen Universität Braunschweig, 1977.
- [39] Herzog, M.: Die Membranwirkung in Stahlbetonplatten nach Versuchen. Beton- und Stahlbetonbau 11/1976.
- [40] Wood, R. H.: How slab design has developed in the past, and what the indications are for the future development. Special Publication SP-30, American Concrete Institute, 1971.
- [41] Wiese, J.: Rechnerische Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten brandbeanspruchter Stahlbetonplatten. Beitrag A 2-3 im Arbeitsbericht 1981 - 1983 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" der Technischen Universität Braunschweig, 1983.
- [42] Mehlhorn: Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben "Berechnung von dünnen Stahlbetonplatten bei Berücksichtigung eines wirklichkeitsnahen Werkstoffverhaltens". Technische Hochschule Darmstadt, Vorexemplar, 1980.
- [43] Ruge, J., Winkelmann, O.: Verformungsverhalten von Bau-, Beton- und Spannstählen bei hohen Temperaturen. Beitrag B 4 im Arbeitsbericht 1978 - 1980 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" der Technischen Universität Braunschweig, 1980.
- [44] British Steel Corporation: Elevated Temperature, Tensile Properties of Structural Steels Manufactured by the British Steel Corporation. Rep. No. TIRS/1179/11/80/C vom 24.07.1980.
- [45] Schneider, U.: Zur Kinetik festigkeitsmindernder Reaktionen in Normalbeton bei hohen Temperaturen. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 1973.
- [46] Abrams, H.S.: Compression Strength of Concrete at Temperatures to 1600 F. ACI. SP 25-2 (1969).
- [47] Schneider, U., Diederichs, U., Rosenberger, W., Weiß, R.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. Beitrag B 3 im Arbeitsbericht 1978 - 1980 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" der Technischen Universität Braunschweig, 1980.

- [48] Schneider, U., Diederichs, U., Ehm, C., Hinrichsmeyer, K.: Hochtemperaturverhalten von Festbeton. Beitrag B 3 im Arbeitsbericht 1981 - 1983 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" der Technischen Universität Braunschweig, 1983.
- [49] Wesche, J.: Untersuchungen über das Tragverhalten der Biegedruckzone von Stahlbetonbalken und -rippendecken bei dreiseitigem Feuerangriff. Abschlußbericht eines Forschungsvorhabens. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1974 (unveröffentlicht)
- [50] Wesche, J.: Untersuchungen über das Verhalten der Biegedruckzone bei Stahlbetonplatten bei einseitigem Feuerangriff. Abschlußbericht eines Forschungsvorhabens. Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig, 1970.
- [51] Sawcuk, A., Jaeger, Th.: Grenztragfähigkeits-Theorie der Platten. Springer-Verlag, 1963.
- [52] Johansen, K.W.: Yield-Line-Theory. Cement and Concrete Association, London, 1962.
- [53] Hognestad, E.: Yield-Line-Theory for the Ultimate Flexural Strength of Reinforced Concrete Slabs, ACI Journal, März 1953.
- [54] Haase, H.: Über die Bruchlinientheorie von Platten. Zusammenfassende Darstellung und Erweiterung. Dissertation, Technische Universität Berlin, 1956.
- [55] Johansen, K.W.: Bruchmomente der kreuzweise bewehrten Platten. Internationale Vereinigung für Brücken- und Hochbau, 1932.
- [56] Herzog, M.: Die Bruchlast ein- und mehrfeldriger Rechteckplatten aus Stahlbeton nach Versuchen. Beton- und Stahlbetonbau, 3/1976.
- [57] Palotás, L.: Stahlbetonplattenversuche und die Bruchtheorie. Zement und Beton. Sept. 1961.
- [58] Ockleston, A.I.: Load Tests on a three-storey reinforced Concrete Building in Johannesburg. The Structural Engineer (London), 1955, No. 10.
- [59] Park, R.: Design of Reinforced Concrete Slabs by Yield-Line-Theory. New Zealand Engineering Vol. 18, Febr. 1963.
- [60] Czerny, F.: Tafeln für gleichmäßig voll belastete Rechteckplatten. Bautechnik-Archiv, Heft 11, Ernst + Sohn, Berlin, 1955.
- [61] Bittner, E.: Platten und Behälter. Springer-Verlag, Wien, 1965.

- [62] Ertürk, J.: Zwei-, drei- und vierseitig gestützte Rechteckplatten. Ernst + Sohn, Berlin, 1965.
- [63] Pucher, A.: Einflußfelder elastischer Platten. 3. Aufl., Springer-Verlag, Wien, 1964.
- [64] Förster, H.: Berechnung zweiachsig gespannter Stahlbetonplatten nach der Fließgelenklinienmethode. Bauplanung - Bautechnik. Heft 6, Juni, 1982.
- [65] Hahn, J.: Durchlaufträger, Rahmen und Platten. Werner-Verlag.
- [66] Bechert, H.: Die vierseitig starr eingespannte Platte auf elastischen Trägern unter Gleichlast. Beton- und Stahlbetonbau, 1/1961.
- [67] Haksever, A., Wesche, J.: Das Tragverhalten von vierseitig gelagerten Stahlbetonplatten unter Brandbeanspruchung nach der Fließgelenklinientheorie. Beitrag A 2-4 im Arbeitsbericht 1978 - 1980 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" der Technischen Universität Braunschweig, 1980.
- [68] Kiel, M.: Versuche zum Trag- und Verformungsverhalten brandbeanspruchter Stahlbetonplatten. Beitrag A 2-1 im Arbeitsbericht 1981 - 1983 des Sonderforschungsbereichs 148 "Brandverhalten von Bauteilen" der Technischen Universität Braunschweig, 1983.
- [69] Silcock, A., Tuckes, D.M.: Fire in schools: an investigation of actual fire development and building performance. Building Research Establishment Current Paper, Jan. 1976.
- [70] Nilsson, L.: Fireloads in flats. Division of Structural Mechanics and Concrete. Construction Bulletin 151 (1970), Bericht Nr. R 34/1970.
- [71] Beese, G., Kürkchubasche, R.: Hochhaus Platz der Republik in Frankfurt (Main), der Brand am 22.08.1974. Beton- und Stahlbetonbau 8/1975.
- [72] Gutachtliche Stellungnahme Nr. I 69 2935 vom 02.05.1969 zum Brandschaden des Autobahntunnels K 12 der Bundesautobahn, südliche Umgehung Hamburgs, des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig (unveröffentlicht).
- [73] Gutachtliche Stellungnahme Nr. I 75 5545 vom 23.10.1975 zur Beurteilung der Wiederverwendbarkeit von tragenden Bauteilen in dem Gebäude 30 - Rußwalzwerk -, das durch Brand beschädigt wurde, des Instituts für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig (unveröffentlicht).

Anlage 1 Biegesteifigkeiten und Temperaturzwängungsmomente von zweifeldrigen Plattenstreifen in Abhängigkeit von der Plattendicke



b/d	100/10	100/15	100/20
h [mm]	85	135	185
A _s [mm ²]	500	750	1000
Me [kNm]	10,9	26,0	48,7
k _x [-]	0,27	0,26	0,26
x [mm]	23	35	48
J ^{IIo} [mm ⁴]	1751 · 10 ⁴	6680 · 10 ⁴	16.825 · 10 ⁴
K ^{IIo} [kN · mm ²]	3 · 10 ⁵ · 1751 5,25 · 10 ⁸	3 · 10 ⁵ · 6680 2 · 10 ⁹	3 · 10 ⁵ · 16.825 5,05 · 10 ⁹
K _B ^{II} [kN · mm ²]	1,7 · 5,25 · 10 ⁸	1,7 · 2 · 10 ⁹	1,7 · 5,05 · 10 ⁹
K _B ^I [kN · mm ²]	2,65 · 10 ⁹	8,94 · 10 ⁹	2,12 · 10 ¹⁰
K _B ^{II} /K _B ^I [-]	0,34	0,38	0,405
ΔT ₃₀ [K]	340	300	250
K _B (T ₃₀)/K _B ^I [-]	0,6 · 0,34 = 0,2	0,7 · 0,38 = 0,27	0,8 · 0,405 = 0,32
ΔT ₉₀ [K]	530	490	400
K _B (T ₉₀)/K _B ^I [-]	0,3 · 0,34 = 0,1	0,35 · 0,38 = 0,13	0,4 · 0,405 = 0,16
ΔM _B (T ₃₀) [kNm]	27,0	72,4	127,0
ΔM _B (T ₉₀) [kNm]	21,0	56,9	102,0
M _u [kNm]	21,0	54,0	102,0

$$K_B^I = E \cdot J^I = \text{Biegesteifigkeit im Zustand I}$$

$$K_B^{IIo} = E \cdot J^{IIo} = \text{Biegesteifigkeit im "nackten" Zustand II, d. h. ohne Mitwirkung des Betons in der Zugzone}$$

$$K_B^{II} = K_{bb}^{II} \cdot K_B^{IIo} = \text{Biegesteifigkeit im Zustand II nach Bild 5.7 [26]}$$

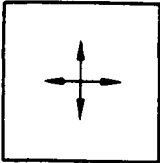
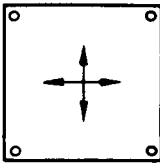
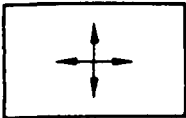
$$E = 3 \cdot 10^4 \text{ N/mm}^2 \text{ (Beton)}$$

Temperaturzwängungsmomente (theoretisch)

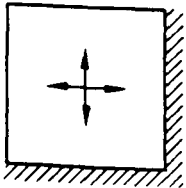
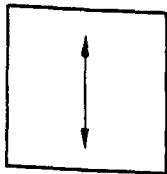
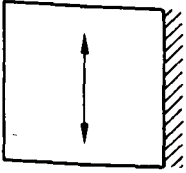
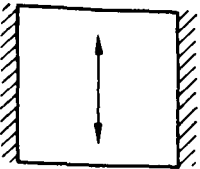
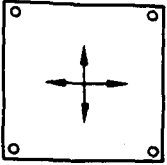
Errechnet über eine fiktive Stützenhebung am Auflager B um den Betrag W, der sich an einem System mit der Stützweite $\ell = \ell_1 + \ell_2$ bei einem Temperaturgradienten von ΔT einstellen würde:

$$w = \alpha \frac{\Delta T \cdot \ell^2}{d} + M_u(T) = \frac{3 \cdot E \cdot J}{\ell^2} \cdot w = \frac{3 \cdot E \cdot J}{\ell^2} \cdot \alpha_T \cdot \frac{\Delta T \cdot (2\ell_1)^2}{d \cdot 8}$$

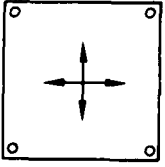
Anlage 2 Übersicht von Brandversuchsergebnissen an vierseitig gelagerten Platten

Zeile	System	l_x [m]	l_y [m]	A_{sx}/u_x [cm ² /cm]	A_{sy}/u_y [cm ² /cm]	F-Dauer [min]	$T_{Stahl}^{1)}$
				σ_e/β_s [-]	σ_e/β_s [-]		[°C]
1	 d = 15 cm m. Drillbew.	4,15	4,15	1,65/2,2	0,98/1,6	> 90 (ca. 140)	535 ²⁾
				0,33	0,42		
2	s. Zeile 1 d = 15 cm m. Drillbew.	4,15	4,15	1,65/2,3	1,06/1,7	145	620
				0,36	0,51		
3	s. Zeile 1 d = 15 cm m. Drillbew.	4,15	4,15	1,88/2,8	1,06/2,3	> 180 (ca. 190)	625 ²⁾
				0,30	0,51		
4	2 Versuche  d = 15 cm o. Drillbew.	4,70	4,70	2,20/2,3	1,88/2,9	126 mit freien Ecken	750
				0,48	0,56	127 mit festge- haltenen Ecken	755
5		3,12	4,70	1,24/1,9	0,80/2,45	129	770
				0,56	0,45		

Fortsetzung der Anlage 2 siehe Seite

Zeile	System	l_x	l_y	A_{sx}/u_y [cm ² /cm]	A_{sy}/u_y [cm ² /cm]	F-Dauer [min]	$T_{Stahl}^{1)}$
		[m]	[m]	σ_e/β_s [-]	σ_e/β_s [-]		[°C]
6		4,25	4,25	2,80/1,0	2,77/2,0	115 ³⁾	632 (90. Minute) obere Lage
				0,56	0,56		
7		4,75	4,75	8,84/1,4	1,77/2,2	88	731
				0,56	-		
8		4,75	4,75	8,84/1,4	1,77/2,2	105	772
				0,56	-		
9		4,75	4,75	8,84/1,4	1,77/2,2	102	775
				0,56	-		
10		4,75	4,75	3,88/2,05	3,88/1,88	105	693
				0,37	0,37		






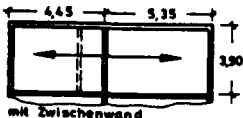



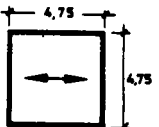
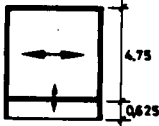
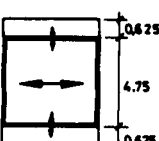



Fortsetzung der Anlage 2 siehe Seite

Zeile	System	l_x [m]	l_y [m]	A_{sx}/u_x [cm ² /cm]	A_{sy}/u_y [cm ² /cm]	F-Dauer	T _{Stahl} ¹⁾
				σ_e/β_s [-]	σ_e/β_s [-]	[min]	[°C]
11		4,75	4,75	2,57/1,35	2,57/2,05	66	630
				0,56	0,56		

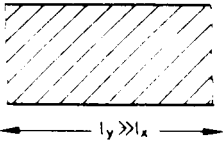
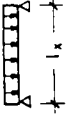
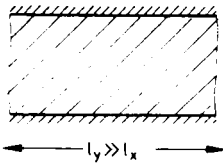

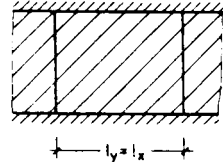
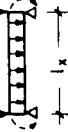
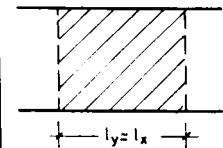
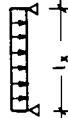
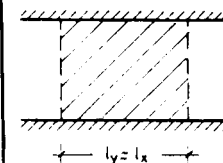
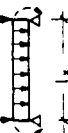
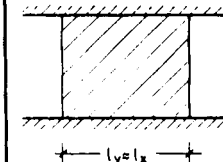
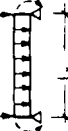
- 1) Stahltemperaturen an der unteren Bewehrungslage
- 2) Versuche abgebrochen vor dem Versagen gemäß DIN 4102
- 3) Tragfähigkeitsversagen

Brandfall	Brandlast	Branddauer/ Temperatur	Deckensystem	Bemerkungen, Brandschäden usw.	Quelle
Hochhaus Platz d. Republik Frankfurt/M., 1974	Schalmaterial aus Holzwerkstoffen	< 4 Std. ≦ 1200 °C	zweistegige Plattenbalken mit durchlaufendem Plattenspiegel	Starke Abplatzungen (sehr junger Beton), freiliegende Bewehrung. Da naturharter Stahl verwendet wurde, kein Abriß, sondern Sanierung	[71] und eigene Untersuchungen vor Ort (EU)
Dätwyler	Kautschuk, Gummi, Polyäthylen u.a. ≦ 3000 kg Holz/m ²	> 10 Std. T ≦ 1500 °C	kreuzweise gespannte Pilzdecken mit Stützenkopferverstärkung	Erste Deckeneinstürze nach 4 Std. Branddauer, d.h. erst nach langer Branddauer bei extrem hohen Temperaturen haben Decken versagt, die nach DIN 4102 gerade in F 90 einzustufen wären	[4]
Linde Mainz-Kostheim Bauwerk 1: Bauwerk 2:	Gefriertruhen, Klimageräte u.ä. Verpackte Kühlgeräte u.ä.	4 Std. > 1000 °C > 3 Std. ≧ 1000 °C	durchlaufende, einachsig gespannte Spannbetondecke zweiachsig gespannte Stahlbetondecken	Einsturz vermutlich durch Versagen der Stützen infolge Deckenschubes. Deckenteile blieben zum Teil ganz erhalten Abplatzungen infolge des 1. Brandes. Nach 3 Std. des 2. Brandes Einsturz von Pfetten und Eckstützen. Kettenreaktion über die weiteren Geschosse	[5] und EU
Tunnel Moorfleet	Polyäthylen, Reifen u. Holzaufbau bezogen auf eine rechner. Brandlastfläche von 40 m ² Brandlast: 400 kg Holz/m ²	ca. 2 Std. ≧ 1200 °C	statisch bestimmt gelagerte Spannbetonplatte d ≧ 0,68 m. 2 Lagen Spannglieder. u ₁ = 75 mm u ₂ = 175 mm	In Breite von 24 m Abplatzungen bis zu 25 cm Tiefe. Kein Einsturz der Decke. Wegen der starken Zerstörungen an der Bewehrung und am Beton Abbruch des Teilbereichs	[72]
Phoenix Gummiwerke AG Hamburg, 1975	Öle, Fette, Kautschuk	vermutlich > 90 Minuten T bis 1200 °C	kreuzweise gespannte Stahlbetonplatten (d = 22 cm) über bekleideten Stahlunterzügen durchlaufend	große, bleibende Versormungen der Decken, Betonabplatzungen, kein Bruch der Bewehrung und kein Einsturz. Teilweise Abbruch, da Festigkeitsminderung der kaltverformten Bewehrung und bleibende Verformungen	[73]
Brandversuche Lehrte, 1974	Holz und Wohnmobiliar bzw. ≧ 90 kg Holz/m ²	< 2 Std. ≦ 1000 °C	einachsig gespannte Durchlaufplatten aus Stahlbeton	maximale Deckendurchbiegung von 91 mm. Kein Versagen im Sinne von DIN 4102 Teil 2, obwohl gemäß DIN 4102 Teil 4 eine Einstufung in F 60 nicht möglich ist.	[3]
Bauhaus Hannover, 1970	Holz, Kunststoffe, Farben nicht quantifizierbar, aber sehr groß	10 Std. ≧ 1000 °C	einachsig gespannte durchlaufende Stahlbetondecken	große Verformungen, Abplatzungen, kein Tragfähigkeitsversagen im Sinne von DIN 4102, obwohl nur "F 90". Abriß erforderlich, da Minderung der Festigkeit von Stahl und Beton festgestellt wurde.	EU

Anlage 3 Tragverhalten von Geschoßdecken bei untersuchten Schadensfeuern

Zeile	statisches System	Rißbildung und Verformung	Tragfähigkeitsverlust
1 1.1	Normversuche (Plattenstreifen) Bewehrung n.DIN 1045 	Draufsicht:  Schnitt: 	54.min
1.2	System wie Zeile 1.1 Bewehrungsführung gemäß DIN 4102 Teil 4 (3/1981) (Verlängerung der Stützbew. und im Feld durchgehende obere Bewehrung)	Draufsicht:  Schnitt: 	> 90 min
2 2.1 2.2	Brandversuche Lehrte  mit Zwischenwand  ohne Zwischenwand	 Schnitt A-A 	> 120 min > 90 min
3 3.1 3.2 3.3	Normversuche an einachsrig gespannten, vierseitig gelagerten Platten ohne Randeinspannung  einseitige Randeinspannung  zweiseitige Randeinspannung 	Rißbild (Draufsicht)  Bewehrungs- stoß  Ende der oberen Bewehrung  Ende der oberen Bewehrung	85.min 108.min 102.min

Anlage 5 Zusammenstellung einfeldriger Plattensysteme mit unterschiedlichen Randbedingungen (Bewehrungsführung gemäß DIN 1045)

Zeile	Grundriß der Platte	Stat. System	Beschreibung	Feuerwiderstandsdauer [min]
1			Voll beheizte einfeldrige Platte ohne Randeinspannung und ohne tragende Querwände	40 - 50
2			Voll beheizte einfeldrige Platte mit Randeinspannung ohne tragende Querwände	55 - 70
3			Voll beheizte einfeldrige Platte mit Randeinspannung und mit tragenden Querwänden	> 90
4			Teilbeheizte einfeldrige Platte ohne Randeinspannung und ohne tragende Querwände	> 40 - 50
5			Teilbeheizte einfeldrige Platte mit Randeinspannung und ohne tragende Querwände	> 55 - 70
6			Teilbeheizte einfeldrige Platte mit Randeinspannung und mit tragenden Querwänden	>> 90

Anlage 6 Zusammenstellung mehrfeldriger Plattensysteme mit unterschiedlichen Randbedingungen (Bewehrungsführung gemäß DIN 1045)

Zeile	Grundriß der Platte	Stat. System	Beschreibung	Feuerwiderstandsdauer [min]
1	<p>$l_y \gg l_{x1} (l_{x2})$</p>		Vollbeheizte Zwei- bzw. Mehrfeldplatte ohne Randeinspannung und ohne tragende Querwände	50 - 60
2	<p>$l_y \gg l_{x1} (l_{x2})$</p>		Vollbeheizte Zwei- bzw. Mehrfeldplatte mit Randeinspannung und ohne tragende Querwände	> 50 - 60
3	<p>$l_y = l_{x1} (l_{x2})$</p>	siehe Zeile 2	Vollbeheizte Zwei- bzw. Mehrfeldplatte mit Randeinspannung und mit tragenden Querwänden	> 90 (s. Lehrte)

Entsprechend der Anlage 5 wären die Zeilen 4 - 6 für teilbeheizte Systeme auszufüllen.

Anlage 7 Berechnung des Tragverhaltens von Stahlbetonplatten unter Brandbeanspruchung

7.1 Einfeldrige einachsig gespannte Plattenstreifen

Bei Bemessung nach DIN 1045 ergibt sich i.a. $\sigma_e/\beta_s \approx 1/1,75$
aus Gl. (7.1) wird $\text{crit } T \approx 525 \text{ }^\circ\text{C}$

Aus den Gleichungen (7.4) und (7.5) lässt sich für F 60 bzw. F 90 der erforderliche Achsabstand ausrechnen:

$$F 60: u_{\text{erf}} = \left(\frac{9,4 \cdot 75 - 525}{9,4} \right) \approx 19,2 \text{ mm}$$

$$F 90: u_{\text{erf}} = \left(\frac{10,8 \cdot 80 - 525}{10,8} \right) = 31,0 \text{ mm}$$

Die Werte werden in Bild 43 übertragen.

7.2 Zweiachsig gespannte Quadratplatten

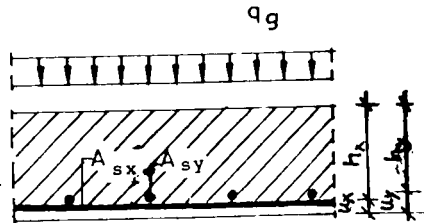
Die Platte wurde nach Czerny dimensioniert:

$$A_{sx} = \frac{k_e}{h_x} \cdot q \cdot a^2 / 27,2$$

$$A_{sy} = \frac{k_e}{h_y} \cdot q \cdot a^2 / 27,2$$

$$k_e = \frac{v}{k_z \cdot \beta_s} \approx \frac{1,75}{0,87 \cdot \beta_s (20^\circ\text{C})} \approx \frac{2,0}{\beta_s (20^\circ\text{C})}$$

$$A_{sx} = \frac{q \cdot a^2 \cdot 2,0}{h_x \cdot 27,2 \cdot \beta_s (20^\circ\text{C})} = A_{sy}$$

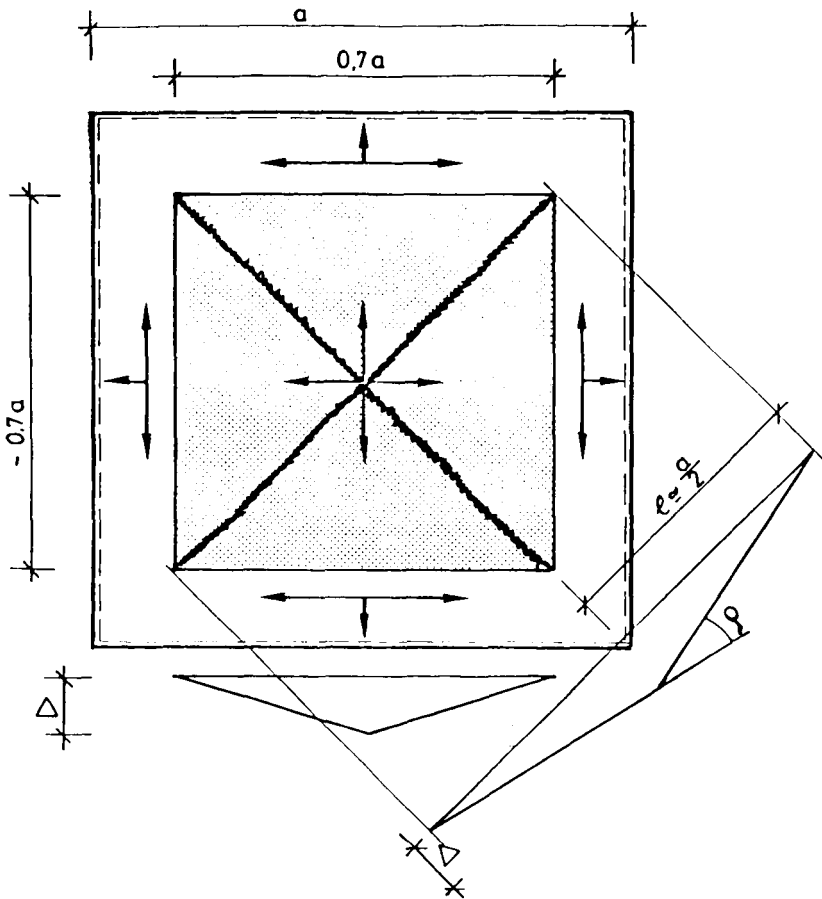


Die untere Bewehrungslage hat einen Achsabstand von

$$u_x = 18 \text{ mm,}$$

die obere Lage von $u_y \approx 24 \text{ mm.}$

7.2.1 Tragmodell gemäß Bild 46 (innenliegende Platte)



Äußere Arbeit: $A_a = \frac{q_T \cdot (0,7 a)^2 \cdot \Delta}{3}$

Innere Arbeit: $A_i = \Sigma(m_d \cdot l \cdot \rho)$ (s. Gl. 7.22)
 $\rho \cong 4 \cdot \Delta/a$

$A_i = 4 \cdot m_d \cdot \frac{a}{2} \cdot \frac{4 \cdot \Delta}{a} = 8 \cdot m_d \cdot \Delta$

Aus $A_a = A_i$ folgt:

$$q_T = \frac{24 \cdot m_d}{(0,7a)^2}$$

$$m_d = m_x \sin^2 \alpha + m_y \cos^2 \alpha$$

$$\text{bei } \alpha = 45^\circ \rightarrow m_x = m_y = m_d$$

$$m_x = \beta_{sx} \cdot A_{sx} \cdot h_x \quad (\text{s. Gl. 7.17})$$

$$m_y = \beta_{sy} \cdot A_{sy} \cdot h_y \quad (\text{s. Gl. 7.18})$$

Nach der Gl. (7.5) ergeben sich nach einer Branddauer von 90 Minuten folgende Stahltemperaturen für beide Bewehrungslagen und daraus abgeleitet (Gleichungen 7.1 und 7.2) die temperaturabhängigen $B_{(T)}$ -Werte:

$$t = 90 \text{ Minuten} \rightarrow T_x = 670 + B_{sx}(T) = \sigma_e = 0,25 B_s(20^\circ\text{C})$$

$$\rightarrow T_y = 604 + B_{sy}(T) = \sigma_e = 0,36 B_s(20^\circ\text{C}).$$

Aus diesen Werten läßt sich die Traglast nach 90 Minuten Brandbeanspruchung in Abhängigkeit von der Gebrauchslast ermitteln als

$$q_{(T_{90})} = f(q_g)$$

$$q_{T(90)} = \frac{24 m_d(90)}{(0,7a)^2}$$

$$= \frac{24}{(0,7a)^2} (m_x(90) \sin^2 \alpha + m_y(90) \cos^2 \alpha) \quad \alpha = 45^\circ$$

$$= \frac{24}{(0,7a)^2} \cdot \frac{1}{2} (\beta_{sx}(90) \cdot A_{sx} \cdot h_x + \beta_{sy}(90) \cdot A_{sy} \cdot h_y)$$

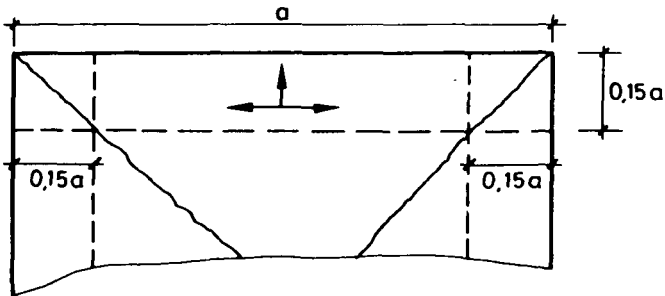
$$= \frac{12 \cdot 2,0 \cdot q_g}{0,7^2 \cdot 27,2} (0,25 + 0,36)$$

$$q_{T(90)} \approx \underline{\underline{1,10 q_g}}$$

Bei $u_x = 17 \text{ mm}$ und $u_y = 23 \text{ mm}$ ist $q_{T(90)} \approx 1,0 q_g$.

7.2.2 Dreiseitig gelagerte Randstreifen

Die dreiseitig gelagerten Randstreifen sind für die Gebrauchslast q und die Randlast S aus der innenliegenden Quadratplatte nachzuweisen. Näherungsweise dürfte es zulässig sein, auf jeden Randstreifen $1/4$ der Gesamtbelastung, d. h. $1/4 \cdot q \cdot a^2$ als gleichmäßig verteilte Belastung aufzubringen.



Eine Nachrechnung der Bemessungsmomente n. Hahn [65] zeigt, daß die dreiseitig gelagerte Platte, bei sachgemäßer Ausführung der Eckbewehrung, in der Lage ist, die erhöhten Lasten aus der Innenplatte auch unter Brandbeanspruchung aufzunehmen.

$$p = \frac{q_g \cdot a^2 \cdot 0,25}{0,15 \cdot a^2} = 1,67 q_g$$

Bemessung n. Hahn:

$$\epsilon = 0,15$$

$$\kappa = 0,25 \cdot q_g \cdot a^2$$

$$m_{xr} \cong 27$$

$$m_{xm} \ll m_{xr}$$

$$m_{ym} \ll m_{xr}$$

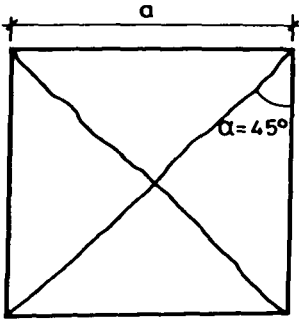
$$m_{xy2} = 8,4$$

$$M_{xr} = \frac{0,25 \cdot q_g \cdot a^2}{27} \cong \frac{q_g a^2}{108} \ll \frac{q_g a^2}{27,2} \quad (\text{Feldmomente/Platte})$$

$$M_{xy2} = \frac{0,25 \cdot q_g \cdot a^2}{8,4} = \frac{q_g a^2}{33,6} < \frac{q_g a^2}{24} \quad (\text{Drillmoment/Platte})$$

7.2.3 Tragmodell gemäß Bild 48

Quadratische Platte:



$$m_x = m_y$$

$$A_{sx} = A_{sy} = q_g a^2 / 27,2$$

$$m_d = m_x \sin^2 \alpha + m_y \cos^2 \alpha$$

$$\alpha = 45^\circ$$

$$m_d = \frac{1}{2} \cdot m_x + \frac{1}{2} \cdot m_y$$

$$A_i = 8 m_d \cdot \Delta$$

$$A_i = 4 \cdot (m_x + m_y)$$

$$A_a = q_T \frac{a^2}{3}$$

$$A_i = A_a$$

$$4 (m_x + m_y) = q_T \cdot \frac{a^2}{3}$$

$$q_T = 12 \frac{(m_x + m_y)}{a^2}$$

$$m_x = \beta_{sx}(T) \cdot A_{sx} \cdot h_x$$

$$m_y = \beta_{sy}(T) \cdot A_{sy} \cdot h_y$$

$$q_T = \frac{12 \cdot h}{a^2} (\beta_{sx}(T) \cdot A_{sx} + \beta_{sy}(T) \cdot A_{sy})$$

$$A_{sx} = \frac{m_x \cdot k_e}{h} = \frac{q_g a^2 \cdot 2,0}{27,2 \cdot \beta_s(20^\circ\text{C}) \cdot h} =$$

$$\beta_{sx}(90) \approx 0,25 \beta_s(20^\circ\text{C})$$

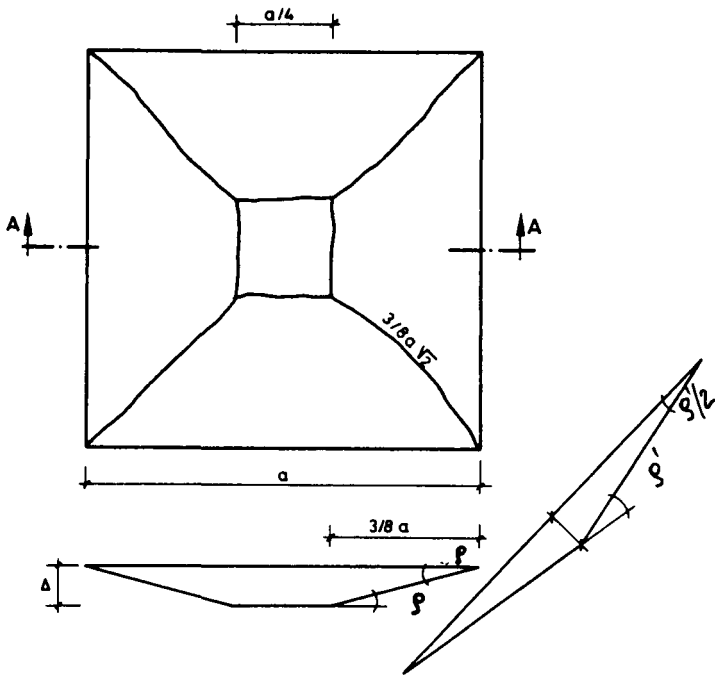
$$\beta_{sy}(90) \approx 0,36 \beta_s(20^\circ\text{C})$$

$$q_T = \frac{12 \cdot h}{a^2} \cdot \frac{2,0 \cdot q_g \cdot a^2 \cdot \beta_s(20^\circ\text{C})}{27,2 \cdot \beta_s(20^\circ\text{C}) \cdot h} (0,25 + 0,36)$$

$$q_T(90) = 0,53 q_g$$

$$q_T(65) \approx 1,0 q_g$$

Auch der Ansatz einer anderen Bruchfigur bringt keine wesentliche Verbesserung.



$$\text{Äußere Arbeit: } A_a = q_T \cdot \left[\Delta \cdot \left(\frac{a}{4}\right)^2 + \frac{4 \cdot a}{4} \cdot \frac{3}{8} a \cdot \frac{1}{2} + 4 \cdot \frac{6}{8} a \cdot \frac{3}{8} a \cdot \frac{\Delta}{3} \cdot \frac{1}{2} \right]$$

$$A_a = q_T \cdot \Delta \cdot \frac{7}{10} a^2$$

$$\text{Innere Arbeit: } A_i = \frac{4 \cdot a}{4} \cdot \frac{\Delta \cdot 8}{3 \cdot a} \cdot m_i + 4 \cdot \frac{3 \cdot a \cdot \sqrt{2} \cdot \Delta \cdot 2 \cdot 8}{8 \cdot 3 \cdot \sqrt{2} \cdot a} \cdot m_d$$

$$= \frac{8 \cdot \Delta}{3} m_i + 8 \cdot \Delta \cdot m_d$$

$$= \frac{8 \cdot \Delta}{3} m_i + 8 \cdot \Delta \cdot (m_x \cdot \sin^2 \alpha + m_y \cdot \cos^2 \alpha)$$

$$= \frac{4}{3} \cdot \Delta \cdot m_x + \frac{4}{3} \cdot \Delta \cdot m_y + 8 \Delta (m_x \cdot \sin^2 \alpha + m_y \cdot \cos^2 \alpha)$$

$$A_i = \frac{16}{3} \Delta (m_x + m_y)$$

$$\underline{A_a = A_i:} \quad q_T = \frac{16 (m_x + m_y) \cdot 16}{3 \cdot 7 \cdot a^2}$$

$$q_T = \frac{12,2}{a^2} (m_x + m_y) \approx \frac{12}{a^2} (m_x + m_y)$$

Wenn in den Rand bzw. Eckbereichen keine innere Arbeit angesetzt wird, versagt auch eine zweiachsig gespannte Quadratplatte deutlich vor der 90. Minute (s. auch Anlage 2, Zeile 11).

7.3 Vierseitig gelagerte, statisch einachsig gespannte Quadratplatte

Abgeleitet aus Gl. (7.26) in Verbindung mit den Gl. (7.17) und (7.18) unter Berücksichtigung der Abhängigkeiten

$$A_{sx} = \nu \cdot A_{sy} \quad \text{und}$$

$$A_{sx} \cong \frac{m_x}{h_x} \cdot k_s \cong \frac{m_x}{h_x} \cdot \frac{1,75}{0,87 \cdot \beta_s(20^\circ)}$$

$$q_T \cong 8 \cdot M_{xg} \frac{\frac{\beta_{sx}(T)}{\beta_{sx}(20^\circ)} \left(\frac{b-a}{a} + 1\right) + \frac{\beta_{sy}(T)}{\beta_{sy}(20^\circ)} \cdot \nu}{(b-a) \cdot \frac{a}{2} + a \cdot \frac{2}{3}}$$

Am Beispiel der einachsig gespannten vierseitig gelagerten Quadratplatte (s. Anlage 2, Zeile 7) ergibt sich bei einer Brandbeanspruchung von 90 Minuten folgende Traglast q_T :

$$\begin{aligned} a &= b & u_x &= 14 \text{ mm} \\ m_{xg} &= q \cdot a^2 / 8 & u_y &= 22 \text{ mm} \\ \nu &= 5 \end{aligned}$$

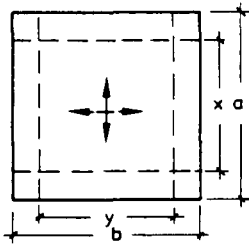
$$\begin{aligned} T_x(90) &\approx 720 \text{ }^\circ\text{C} \rightarrow \beta_{sx}(T) = 0,22 \beta_s(20^\circ\text{C}) \\ T_y(90) &\approx 625 \text{ }^\circ\text{C} \rightarrow \beta_{sy}(T) = 0,30 \beta_s(20^\circ\text{C}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_T &= \frac{8 \cdot q_g \cdot a^2 \cdot 3}{8 \cdot a^2} \left(\frac{\beta_{sx}(T)}{\beta_s(20^\circ\text{C})} + \frac{\beta_{sy}(T)}{\beta_s(20^\circ\text{C})} \cdot \nu \right) \\ &= 3 \cdot q_g (0,22 + 0,30/5) \end{aligned}$$

$$q_T = 0,84 \cdot q_g$$

Eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten wird bei einer Betondeckung von $c = 10 \text{ mm}$ ($\hat{=} u = 14 \text{ mm}$) nicht erreicht.

Bei einer Betondeckung von $c = 15 \text{ mm}$ wird $q_T \approx 1,1 q_g$.



allseitig frei gelagert

$$x = a$$

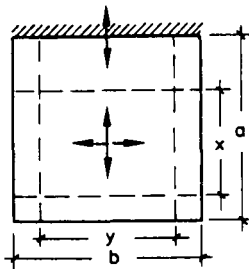
$$y = b$$

allseitig konstruktiv eingespannt

$$x = 0,7 a$$

$$y = b - 0,3 a$$

- für einseitig eingespannte Platten



dreiseitig frei gelagert

$$x = 0,7 a$$

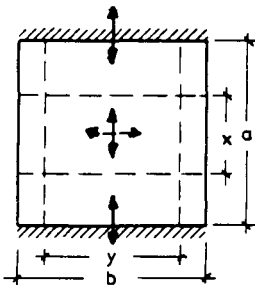
$$y = b$$

dreiseitig konstruktiv eingespannt

$$x = 0,55 a$$

$$y = b - 0,3 a$$

- für zweiseitig eingespannte Platten



zweiseitig frei gelagert

$$x = 0,4 a$$

$$y = b$$

zweiseitig konstruktiv eingespannt

$$x = 0,4 a$$

$$y = b - 0,3 a$$

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

- Heft 1: Über das Verdunstungsverhalten und den Nachweis öligler Holzschutzmittel. (1962)
von Rolf Deters -vergriffen-
- Heft 2: Das Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter Feuerangriff. (1963)
von Karl Kordina -vergriffen-
- Heft 3: Zur Stabilitätsfrage des Zweigelenkbogens mit biegeweichem Zugband und schlaffen Hangestangen. (1963)
von Josef Eibl -vergriffen-
- Heft 4: Ein Verfahren zur Bestimmung des Vorspannverlustes infolge Schlupf in der Verankerung. Zur Frage der Temperaturbeanspruchung von kreiszylindrischen Stahlbetonsilos. (1964)
von Karl Kordina und Josef Eibl
- Heft 5: Über den Schalungsdruck von Frischbeton. (1964)
von Helmut Ertingshausen
- Heft 6: Transportphänomene in Betonporen. (1966)
von Nils Valerian Waubke
- Heft 7: Ein Beitrag zur rechnerischen Bemessung von brandbeanspruchten balkenartigen Stahlbetonbauteilen. (1967)
von Herbert Ehm -vergriffen-
- Heft 8: Möglichkeiten der Bestimmung der kritischen Last von Stab- und Flächentragwerken mit Hilfe ihrer Eigenfrequenz. (1967)
von Joachim Steinert -vergriffen-
- Heft 9: Untersuchungen an dämmschichtbildenden 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 Berücksichtigung der Eigensteifigkeit des Füllgutes. (1969)
von Günther Fuchs -vergriffen-
- Heft 14: Wände aus Holz und Holzwerkstoffen unter Feueran-
griff. (1970)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 15: Beurteilung von Bauwerksfestigkeiten an Hand von
Betongütewürfeln und -bohrproben. (1970)
von Ralf Lewandowski -vergriffen-
- Heft 16: Untersuchungen zur Frage der Rissesicherung von
leichten Trennwänden aus Gips-Wandbauplatten.
(1970)
von Fritz Joachim Neubauer -vergriffen-
- Heft 17: Brandverhalten von Bauteilen aus dampfgehartetem
Gasbeton. (1970)
von Claus Meyer-Ottens und Karl Kordina
- Heft 18: Die Stahlblech-Holz-Nagelverbindung und ihre An-
wendung - Grundlagen und Bemessungsvorschläge -.
(1971)
von Wilfried Bödeker
- Heft 19: Bauaufsichtliche Brandschutzvorschriften - Bei-
spiele für ihre Erfüllung bei Wänden, Brandwänden
und Decken -. (1971)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 20: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbe-
tonbrückenpfeilern mit Rollenlagern. (1972)
von Kurt Liermann
- Heft 21: Zum Trag- und Verformungsverhalten ebener Stock-
werksrahmen aus Stahlbeton. (1972)
von Béla Jankó
- Heft 22: Zur Frage des Spannungsrißkorrosionsverhaltens
kohlenstoffarmer Betonstähle in Nitratlösungen
unter Berücksichtigung praxisnaher Verhältnisse.
(1972)
von Ulf Nürnberger
- Heft 23: Zur Frage der Abplatzungen an Betonbauteilen aus
Normalbeton bei Brandbeanspruchung. (1972)
von Claus Meyer-Ottens -vergriffen-
- Heft 24: Über die Steinkohlenflugasche und ihre Wirkung
auf die Eigenschaften von Leichtbeton mit ge-
schlossenem Gefüge im frischen und festen Zu-
stand. (1973)
von Hassan Taha El-Arousy
- Heft 25: Mechanismen der Spannungskorrosion von Spannstä-
hlen im Hinblick auf ihr Verhalten in Spannbeton-
konstruktionen. (1973)
von Günter Rieche

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

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

- Heft 54: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Bau-
stahl und Beton - Geklebte Bewehrung -. (1982)
von Ernst-Holger Ranisch
- Heft 55: Zum Einfluß tiefer Temperaturen auf Festigkeit
und Verformung von Beton. (1982)
von Günter Wiedemann -vergriffen-
- Heft 56: Ein geometrisch und physikalisch nichtlineares
Rechenmodell zur optimalen Biegebemessung ebener
Stahlbetonrahmen. (1982)
von Reiner Timm
- Heft 57: Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl
und Beton bei hohen Temperaturen. (1983)
von Ulrich Diederichs
- Heft 58: Wärmebilanzrechnungen in Verbindung mit Versuchen
in Brandräumen (Teil II). (1983)
von Ulrich Schneider
- Heft 59: Wärmebilanzrechnungen in Brandräumen unter Be-
rücksichtigung der Mehrzonenmodellbildung
(Teil III). (1983)
von Reinhold Dobbernack und Ulrich Schneider
- Heft 60: Verbesserungen und Erweiterungen von Ultraschall-
prüfverfahren zur zerstörungsfreien Fehlstellen-
und Qualitätskontrolle von Betonbauteilen.
(1983)
von Wolfgang Hillger
- Heft 61: Zur Wirklichkeitsnähe der Lastannahmen in Silo-
vorschriften für Zellen aus Stahlbeton und Spann-
beton. (1984)
von Franz Blume
- Heft 62: Das Durchstanzen von Platten aus Stahlbeton
- Tragverhalten, Berechnung, Bemessung -. (1984)
von Diedrich Nöling
- Heft 63: Tragverhalten von Stahlbetonplatten im bauprakti-
schen Einbauzustand bei Brandbeanspruchung.
(1985)
von Jürgen Wesche
- Heft 64: Untersuchungen zur Technologie des Gleitscha-
lungsbaus. (1984)
von Siegfried Droese
- Heft 65: Forschungsarbeiten 1978 -1983. (1984)
- Heft 66: Einfluß der Verbundart auf die Grenztragfähigkeit
von Spannbetonbalken. (1985)
von Josef Hegger
- Heft 67: Zum Tragverhalten von Verankerungen für hochfeste
Stäbe aus Glasfaserverbundwerkstoff als Bewehrung
im Spannbetonbau. (1985)
von Bernhard Kepp