



Studienarbeit am Institut für Stahlbau  
Durchgesehene und korrigierte Fassung

## **Bailey-Methode**

**- Nachweisverfahren für Deckentragwerke mit ungeschützten  
Stahlträgern für den Brandfall -**

cand.-ing. Anne-Kathrin Ungrad  
cand.-ing. Nadja Oneschkow

April 2005

---

## Vorwort

Im März/April 2005 bekamen wir die außergewöhnliche Möglichkeit unsere Studienarbeit in Manchester, England anzufertigen. Das Angebot hierzu erhielten wir von Herrn Prof. Schaumann, Institut für Stahlbau, Universität Hannover.

Unsere Arbeit sollte sich mit dem von Herrn Prof. Bailey entwickelten Verfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Verbunddeckenkonstruktionen befassen.

Aus diesem Grund bot es sich an, die Studienarbeit an der „School of Mechanical, Aerospace and Civil Engineering“ der University of Manchester anzufertigen, wo Prof. Bailey derzeit lehrt. Herr Prof. Schaumann stellte den Kontakt zu Herrn Prof. Bailey her, welcher sich sehr gerne bereit erklärte, uns an seinem Institut aufzunehmen und uns dort einen Arbeitsplatz zur Verfügung zu stellen.

An der erfolgreichen Durchführung dieses Vorhabens waren verschiedene Personen sowie Institutionen beteiligt, ohne die der gesamte Aufenthalt nicht zustande gekommen wäre.

Unser Dank gilt Herrn Prof. Schaumann, dessen Idee den Anstoß zu unserem Auslandsaufenthalt gegeben hat. Sein organisatorisches Engagement im Vorfeld des Aufenthalts erleichterte uns die Vorbereitungen sehr. Außerdem bedanken wir uns bei Herrn Prof. Grünberg, Institut für Massivbau, Universität Hannover, der sich spontan bereit erklärte, das Vorhaben zu unterstützen.

Für die finanzielle Unterstützung möchten wir uns beim Gleichstellungsbüro der Universität Hannover, insbesondere bei Frau Gotzmann, bedanken. Ohne diese finanzielle Unterstützung wäre es uns der Aufenthalt in England nicht möglich gewesen.

Für die freundliche Aufnahme und die Unterstützung vor Ort möchten wir uns ganz besonders bei Herrn Prof. Bailey und Carmela Venosa-Ridyard bedanken. Herr Prof. Bailey stand uns während der Bearbeitung mit Rat und Tat zur Seite. Er gab uns wertvolle Tipps und Anregungen, die zum Gelingen unserer Arbeit wesentlich beigetragen haben. Die uns von ihm zur Verfügung gestellten Veröffentlichungen haben wesentlich zum Erfolg unserer Arbeit beigetragen.

Bedanken möchten wir uns außerdem bei den Mitarbeitern des Buro Happold in Leeds, Neil Butterworth, Florian Block und Sam Foster, die uns zu Beginn der Arbeit fachlich beraten haben.

Für die Betreuung aus Deutschland vor bzw. während unserer Studienarbeit bedanken wir uns bei Florian Kettner vom Institut für Stahlbau, Universität Hannover. Für die Unterstützung im Vorfeld unseres Engländeraufenthaltes bedanken wir uns außerdem bei Frau Garcia, Institut für Stahlbau, Universität Hannover.

Abschließend möchten wir Denise Lee danken, die wesentlich zur Verbesserung unserer englischen Sprachkenntnisse beigetragen hat.

---

## Preface

Prof. Schaumann, Institute of Steel Construction, University of Hannover gave us the extraordinary opportunity to write a seminar paper in Manchester, England, from March till April 2005.

The seminar paper deals with a new method for the design of composite floor slabs in fire which was developed by Prof. Bailey.

Prof. Bailey currently teaches at the “School of Mechanical, Aerospace and Civil Engineering”, University of Manchester. Hence it was obvious to write our seminar paper there. Prof. Bailey gave us the opportunity to stay at his department to develop our seminar paper.

Many different institutions and people contributed to the successful realisation of this project. Without their support this project would not have been realised.

We want to thank Prof. Schaumann who suggested this project. His organisational engagement facilitated our preparations before our stay abroad. Furthermore we would like to thank Prof. Grünberg, Institute of Concrete Construction, University of Hannover, who supported this project spontaneously.

We want to thank the Equal Opportunity Office, University of Hannover, especially Mrs. Gotzmann for the financial support. This support was necessary to enable our stay abroad.

Special thanks to Prof. Bailey and Mrs. Carmela Venosa-Ridyard for their kind support in Manchester during our stay. Prof. Bailey gave us many helpful advices and encouragements which led to a successful result of our seminar paper. In addition Prof. Colin Bailey made many publications available for us which were very important to write our seminar paper.

Furthermore we would like to thank the employees of Buro Happold in Leeds, Neil Butterworth, Florian Block and Sam Foster who gave us initial technical advice.

For the support from Germany before and during our stay in Manchester we thank Florian Kettner, Institute of Steel Construction, University of Hannover. Moreover we would like to thank Mrs. Garcia of the Institute of Steel Construction, University of Hannover, for the organisational support.

Last but not least we thank Denise Lee. She helped us a lot to improve our spoken English.

Cand.-Ing. N. Oneschkow & cand.-Ing. A.-K. Ungrad  
Manchester, April 2005

---

## INHALTSVERZEICHNIS

Abbildungs- und Tabellenverzeichnis.....	IV
Symbole und Abkürzungen .....	VI
<b>1 Einleitung .....</b>	<b>1</b>
<b>2 Bailey-Methode – Theorie .....</b>	<b>3</b>
2.1 Allgemeines .....	3
2.2 Verhalten von Verbunddeckensystemen .....	4
2.2.1 Arten der Membrantragwirkung unter Raumtemperatur .....	4
2.2.2 Voraussetzungen für die Ausbildung von Membrantragwirkung .....	5
2.2.3 Membrantragwirkung im Brandfall bei Anwendung des Bailey-Verfahrens .....	7
2.2.3.1 Einteilung der Decken in Bemessungsabschnitte.....	7
2.2.3.2 Randbedingungen der Bemessungsabschnitte und auftretende Art der Membrantragwirkung .....	8
2.3 Herleitung der Bemessungsmethode .....	11
2.3.1 Grundlagen der Bemessungsmethode .....	11
2.3.1.1 Bailey-Methode - Bruchlinientheorie.....	11
2.3.1.2 Energiegleichung .....	11
2.3.1.3 Bruchlinienmodi und Tragfähigkeiten .....	12
2.3.2 Momententragfähigkeit der inneren Verbundträger .....	14
2.3.3 Berücksichtigung der Membrantragwirkung .....	16
2.3.3.1 Allgemeines .....	16
2.3.3.2 Ermittlung der Membrankräfte .....	16
2.3.3.3 Momententragfähigkeit infolge Membrantragwirkung .....	20
2.3.3.4 Momententragfähigkeit infolge Randdruckspannungen .....	20
2.3.3.5 Ermittlung der Erhöhungsfaktoren .....	22
2.3.3.6 Maximal zulässige Vertikalverschiebung .....	24
2.3.4 Traglast des Deckenfeldes nach Bruchlinientheorie.....	26
2.3.5 Bemessung der Randträger des Deckenfeldes .....	27
<b>3 Bailey-Methode – Anwendung und Anpassung an die deutsche Normung .....</b>	<b>30</b>
3.1 Grundlegende Annahmen der Bailey-Methode .....	30
3.2 Ablauf der Bemessung und Anpassung .....	30
3.3 Ablaufdiagramm.....	56
3.4 Weitergehende Konstruktionshinweise.....	57
<b>4 Bemessungsbeispiele .....</b>	<b>58</b>
4.1 Beispiel 1 – Deckensystem mit einer erforderlichen Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten .....	58

4.2	Beispiel 2 – Deckensystem mit einer erforderlichen Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten .....	73
<b>5</b>	<b>Erweiterungen der Bailey-Methode</b> .....	<b>80</b>
5.1	Allgemeine Anmerkungen.....	80
5.2	Deckenplatten mit orthotroper Bewehrung .....	80
5.2.1	Allgemeines .....	80
5.2.2	Änderungen in den grundlegenden Gleichungen .....	80
5.2.3	Validierung der erweiterten Bemessungsmethode .....	82
5.2.4	Auswirkungen der orthotropen Bewehrung auf die Membrantragwirkung .....	83
5.3	Versuche zur Beurteilung der Verbundwirkung zwischen Beton und Bewehrung bei isotrop und orthotrop bewehrten Platten.....	84
5.3.1	Allgemeines .....	84
5.3.2	Versuchsaufbau .....	84
5.3.3	Vergleich der Versuchsergebnisse mit Referenzlösungen nach der Bailey-Methode .....	85
5.3.4	Vergleich der Versuchsergebnisse und Schlussfolgerungen .....	86
5.4	Verbesserte Berücksichtigung der Membrantragfähigkeit .....	88
5.4.1	Erweiterungen.....	88
5.4.2	Umsetzung der Erweiterungen .....	88
5.4.3	Vergleich zwischen erweiterter und existierender Methode mit Versuchsergebnissen .....	90
<b>6</b>	<b>Schlussfolgerungen und Ausblick</b> .....	<b>92</b>
	Verwendete Normen und Literatur .....	94

<b>Anhang A: Deutsche Fassung von Teil A des SCI-Guides [1]</b>	<b>97</b>
A.1	Einleitung zu Teil A ..... 98
A.2	Bemessungsgrundlagen ..... 101
A.2.1	Sicherheit ..... 101
A.2.2	Art des Tragwerks ..... 101
A.2.3	Feuerwiderstand ..... 102
A.3	Empfehlungen für tragende Bauteile ..... 104
A.3.1	Deckenplatte und Träger ..... 104
A.3.2	Bemessung der Randträger ..... 108
A.3.3	Stahlträger über Brandwänden ..... 109
A.3.4	Stützen ..... 111
A.3.5	Verbindungen ..... 112
A.3.6	Gesamtgebäudestabilität ..... 112
A.4	Brandabschnitte ..... 114
A.4.1	Standicherheit ..... 114
A.4.2	Raumabschluss und Wärmedämmung ..... 114
A.5	Ausnutzungsgrad und Grenztemperatur ..... 115
A.6	Bemessungstabellen ..... 117
A.6.1	Bemessungstabellen ..... 117
A.6.2	Herleitung ..... 118
A.6.3	Beispiele zur Anwendung der Bemessungstabellen ..... 131

## Abbildungs- und Tabellenverzeichnis

Abbildung 2.1:	Verbunddeckenkonstruktion [9].....	3
Abbildung 2.2:	Last-Verschiebungs-Kurve in Abhängigkeit der Lagerung und der Art der Membrantragwirkung, nach [8].....	5
Abbildung 2.3:	Arten der Membrantragwirkung, nach [8].....	5
Abbildung 2.4:	Arten des Biegeversagens eines Deckensystems bei ansteigenden.....	6
Abbildung 2.5:	Mögliche Einteilung der Deckenplatte in Bemessungsabschnitte, nach [1].....	8
Abbildung 2.6:	Tragverhalten der Deckenkonstruktion im.....	9
Abbildung 2.7:	Tragverhalten der Deckenkonstruktion in einem.....	10
Abbildung 2.8:	Membrantragwirkung einer horizontal verschieblich gelagerten Platten [5]....	10
Abbildung 2.9:	Verhaltensmodi von Verbunddecken im Brandfall [4].....	13
Abbildung 2.10:	Einteilung der Bemessungsabschnitte in Feldelemente.....	16
Abbildung 2.11:	Versagensart in horizontal verschieblich gelagerten Betondecken [9].....	17
Abbildung 2.12:	Verteilung der inneren Deckenspannung [4].....	17
Abbildung 2.13:	Verteilung der inneren Deckenspannung entlang Bruchlinie CD [4].....	18
Abbildung 2.14:	Berechnung des inneren Momentes entlang Linie EF [4].....	18
Abbildung 2.15:	System und Belastung.....	20
Abbildung 2.16:	Membrankräfte entlang Bruchlinie AB [4].....	21
Abbildung 2.17:	Membrankräfte entlang der Bruchlinien von Element 2 [4].....	22
Abbildung 2.18:	Verbunddeckenquerschnitt mit Normalkräften, nach [4].....	23
Abbildung 2.19:	Angenommene Lastverteilung für unendlich steife Träger [5].....	28
Abbildung 2.20:	Angenommene Lastverteilung bei Membranspannungszustand [5].....	29
Abbildung 3.1:	Einteilung der Deckenplatte in quadratische oder rechteckige Bemessungsabschnitte [5].....	33
Abbildung 3.2:	Lasteinzugsbreite der inneren Träger.....	41
Abbildung 3.3:	Verbunddeckenplatte mit Bezeichnungen frei nach englischen Vorschriften (links) und mit Bezeichnungen nach den Eurocodes (rechts)....	42
Abbildung 3.4:	Innere Kräfte – Druckkraft im Beton und Zugkraft in der Bewehrung [4].....	45
Abbildung 3.5:	Diagramm zur Ablesung des Erhöhungsfaktors für $g_0 = 0,3$ [4].....	49
Abbildung 3.6:	Diagramm zur Ablesung des Erhöhungsfaktors für $g_0 = 0,5$ [4].....	49
Abbildung 3.7:	Diagramm zur Ablesung des Erhöhungsfaktors für $g_0 = 0,7$ [4].....	50
Abbildung 3.8:	Diagramm zur Ablesung des Erhöhungsfaktors für $g_0 = 0,9$ [4].....	50
Abbildung 3.9:	Lasteinzugsflächen der Randträger entsprechend der sich.....	52
Abbildung 4.1:	Systemabmessungen, Deckenspannungsrichtung und Profilblech.....	59
Abbildung 4.2:	Bemessungsabschnitt und Abmessungen.....	60
Abbildung 4.3:	Lage der Bewehrung.....	62
Abbildung 4.4:	Lasteinzugsfläche Randträger.....	65
Abbildung 5.1:	Kontinuierlich änderndes Bruchlinienbild bei steigender Temperatur [8].....	89
Abbildung 5.2:	Vergleich der Testergebnisse mit den Ergebnissen der existierenden.....	91

Tabelle 2.1:	Ausnutzungsgrad in Abhängigkeit der kritischen Temperatur [4].....	15
Tabelle 2.2:	Berechnung der Traglast der Verbunddecke für verschiedene Seitenverhältnisse.....	26
Tabelle 3.1:	Zusammenstellung der geforderten Feuerwiderstandsdauern des.....	31
Tabelle 3.2:	Feuerwiderstandsdauern von Decken entsprechend MBO §31 .....	32
Tabelle 3.3:	Teilsicherheitsbeiwerte für den Brandfall [V.14].....	32
Tabelle 3.4:	Bemessungstemperaturen für Träger [V.14].....	38
Tabelle 3.5:	Stahltemperaturen in Abhängigkeit der Flanschdicke nach ENV1994-1-2 .....	39
Tabelle 3.6:	Stahltemperaturen in Abhängigkeit der Flanschdicke nach prEN1994-1-2 .....	39
Tabelle 3.7:	Ausnutzungsgrad in Abhängigkeit der kritischen Temperatur [4].....	40
Tabelle 3.8:	Temperaturverteilungen in einer Verbunddecke [V.14].....	42
Tabelle 3.9:	Temperatur der Bewehrung in Abhängigkeit der Feuerwiderstandsdauer [V.6] ..	43
Tabelle 3.10:	Reduktionsfaktoren zur Abminderung der Streckgrenze von Betonstahl [V.6] ....	44
Tabelle 3.11:	Temperaturverteilung in einer ungeschützten massiven Betondecke.....	44
Tabelle 3.12:	Kritische Temperatur in Abhängigkeit des Verdübelungsgrades und des Ausnutzungsgrades für Verbundträger [1] .....	54

## Symbole und Abkürzungen

$a$	Seitenverhältnis ( $L/l$ )
$a_{s,l}$	Bewehrungsquerschnitt in Plattenlängsrichtung
$a_{s,q}$	Bewehrungsquerschnitt in Plattenquerrichtung
$b$	Faktor zur Berücksichtigung der Größenordnung der Membranspannungen
$C$	Druckkraft im Beton
$d_1$	Statische Nutzhöhe
$D_p$	Bauhöhe des Stahlprofilblechs
$D_s$	Gesamtdicke der Verbunddeckenplatte
$e$	Gesamterhöhungsfaktor für einen Bemessungsabschnitt
$e_{1b}$	Erhöhungsfaktor des Elementes 1 infolge Randdruckspannungen
$e_{1m}$	Erhöhungsfaktor des Elementes 1 aufgrund von Membrankräften
$e_{2b}$	Erhöhungsfaktor des Elementes 2 infolge Randdruckspannungen
$e_{2m}$	Erhöhungsfaktor des Elementes 2 aufgrund von Membrankräften
$E_d$	Bemessungswert der Einwirkung
$E_{d,A}$	Bemessungswert der Einwirkung für die außergewöhnliche Bemessungssituation
$E_{fi,d,(t)}$	Bemessungswert der maßgebenden Beanspruchung (zum Zeitpunkt $t$ )
$e_i$	Erhöhungsfaktor der Traglast nach Bruchlinientheorie infolge Membrantragwirkung für das betrachtete Element $i$
$e_{sys}$	Modifizierter Gesamterhöhungsfaktor bei Berücksichtigung der Seiltragwirkung
$f_{amax,\theta_{cr}}$	Festigkeit des Baustahls bei einer kritischen Temperatur $\theta_{cr}$ [V.6]
$f_{ay,20^\circ C}$	Charakteristischer Wert der Streckgrenze von Baustahl bei $20^\circ C$ nach [V.6] und [V.7]
$f_{ay,d}$	Bemessungswert der Streckgrenze des Baustahls
$f_{ay,k}$	Charakteristischer Wert der Streckgrenze des Baustahls ( $20^\circ C$ )
$f_{ay,\theta_{cr}}$	Festigkeit des Baustahls bei einer kritischen Temperatur $\theta_{cr}$ [V.7]
$f_{c,fi,d}$	Bemessungswert der Zylinderdruckfestigkeit des Beton im Brandfall
$f_{cd}$	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
$f_{ck}$	Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen
$f_{cu}$	Würfeldruckfestigkeit des Betons nach englischen Vorschriften
$f_{sy,d}$	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls

$f_{sy,fi,d}$	Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls im Brandfall
$f_{sy,fi,k}$	Charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls im Brandfall
$f_{sy,k}$	Charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls
$f_u$	Bruchspannung des Betonstahls
$f_y$	Streckgrenze des Stahls bzw. Betonstahls
$g_0$	Parameter, der die Druckzonenhöhe einer Verbunddecke unter Biegung, ohne Berücksichtigung von Membrantragwirkung, beschreibt
$h$	Bauhöhe des Stahlträgers
$h_c$	Dicke der Betondecke
$h_p$	Bauhöhe des Stahlprofilblechs
$k$	Faktor zur Berücksichtigung der Größenordnung der Membranspannungen
$k_\theta$	Reduktionsfaktor einer Festigkeit
$l$	kürzere Spannweite einer rechteckigen Platte
$L$	längere Spannweite einer rechteckigen Platte
$LEB$	Lasteinzugsbreite
$LEF$	Lasteinzugsfläche
$m$	Momenten Tragfähigkeit der Verbunddecke im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Brandfall
$M$	Momenten Tragfähigkeit pro Einheitsbreite an einer Bruchlinie, wenn Membrankräfte vorhanden sind
$M_0$	Momenten Tragfähigkeit der Verbunddecke ohne Berücksichtigung der Membrantragwirkung
$M_{1m}$	Momenten Tragfähigkeit infolge von Membrankräften am Element 1
$M_{2m}$	Momenten Tragfähigkeit infolge von Membrankräften am Element 2
$M_d$	Momenten Tragfähigkeit der inneren Verbundträger unter Raumtemperatur
$M_{fi,d}$	Momenten Tragfähigkeit der Verbundträger im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Brandfall
$n$	Parameter, der das Bruchlinienbild bestimmt
$N_{cd}$	Plastische Normalkraft in der Betondecke
$N_{pl,a,Rd}$	Plastische Normalkraft im Stahlprofil
$p$	Traglast der Verbunddecke im Brandfall
$P_c$	Bemessungsdruckfestigkeit des Betons nach [5]

$P_y$	Bemessungszugfestigkeit des Stahls nach [5]
$q_{\text{Träger},\theta}$	Last, die der Randträger eines Bemessungsabschnitts im Brandfall aufnehmen muss
$R_d$	Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Bauteils
$R_{d,fi,t}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit eines Bauteils im Brandfall zum Zeitpunkt $t$
$T$	Zugkraft in der Bewehrung
$t$	Branddauer
$u$	Abstand der Bewehrung in der Verbunddeckenplatte von der Oberkante der Sicke des Stahlprofilblechs
$v$	maximal zulässige Vertikalverschiebung
$v_{\text{mech}}$	zulässige Vertikalverschiebung infolge mechanischer Dehnung
$v_{\text{therm}}$	Vertikalverschiebung infolge thermischer Dehnungen
$w_{\text{Decke},\theta}$	Traglast der Verbunddecke im Brandfall unter Berücksichtigung der Membrantragwirkung
$w_{p\theta}$	Tragfähigkeit des Deckensystems bei einer Temperatur $\theta$
$w_{\text{Träger},\theta}$	Tragfähigkeit des Trägerrosts bei einer Temperatur $\theta$
$x$	Parameter, der den Schnittpunkt der Bruchlinien angibt
$x_c$	Druckzonenhöhe der Verbunddecke
$x_{c\text{Träger}}$	Druckzonenhöhe des Verbundträgers
$z$	Hebelarm der inneren Kräfte
$\alpha$	Abminderungsbeiwert für die Betondruckfestigkeit
$\gamma$	Parameter, der die Lasteinzugsfläche eines Verbundträgers bestimmt
$\gamma_M$	Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoffe
$\gamma_{M,fi}$	Teilsicherheitsbeiwert für Werkstoffe im Brandfall
$\varepsilon$	Dehnung der Bewehrung
$\eta_{fi,t}$	Ausnutzungsgrad im Brandfall
$\theta_a$	Temperatur des Baustahls
$\theta_c$	Temperatur des Betons
$\theta_{cr}$	Kritische Temperatur von Bauteilen
$\theta_s$	Temperatur des Betonstahls
$\mu$	Orthotropiekoeffizient

# 1 Einleitung

Bei einer brandschutztechnischen Bemessung von Stahl- und Stahlverbundkonstruktionen entsprechend der gültigen Vorschriften, werden zur Zeit alle vorhandenen Stahlbauteile brandgeschützt, um die vorgeschriebenen Feuerwiderstandsdauern zu erreichen.

Das Brandverhalten einzelner, isolierter Bauteile wird in Normbrandversuchen untersucht. Dabei wird das Tragverhalten der Gesamtkonstruktion und somit die Interaktion zwischen einzelnen Bauteilen nicht berücksichtigt.

Zur Untersuchung des Gesamttragverhaltens von Stahlrahmenkonstruktionen mit Verbunddecken wurden unter anderem in Cardington, Großbritannien, großmaßstäbliche Brandversuche in einem eigens dafür errichteten, 8-stöckigen Gebäude durchgeführt.

Entgegen der gängigen Praxis wurden dabei sämtliche Stahlträger ungeschützt ausgeführt. Es zeigte sich, dass das tatsächliche Tragverhalten der Konstruktion besser ist, als es bisher angenommen wurde. Trotz großer Durchbiegungen der Deckenkonstruktion trat kein Versagen ein. Stattdessen bildete sich aufgrund dieser Durchbiegungen ein Membranspannungszustand in der Deckenebene aus, wodurch die Tragfähigkeit der Deckenkonstruktion wesentlich erhöht wurde.

Auf Grundlage dieser Beobachtungen wurde von *Bailey* eine Methode zur brandschutztechnischen Bemessung entwickelt, die das Gesamttragverhalten von Deckenkonstruktionen, bestehend aus einer auf einem Trägerrost aufgelagerten Verbunddecke, einbezieht. Im Gegensatz zu den bisher üblichen Bemessungsverfahren, die nur das Biegetragverhalten einzelner Bauteile berücksichtigen, erfasst diese neue Methode die Traglasterhöhung des Deckensystems infolge von Membrantragwirkung.

Somit ist es nun möglich nur noch 40 – 50% der unterstützenden Stahlträger brandschutztechnisch zu schützen und dadurch Baukosten einzusparen.

Bei der Entwicklung der Bailey-Methode war das Ziel, eine möglichst einfach gehaltene Anleitung für die brandschutztechnische Bemessung zu erarbeiten.

Die Methode basiert in der momentanen Fassung auf den englischen Normen sowie den Eurocodes. Um die Bailey-Methode in Deutschland anwenden zu können, muss diese daher in Teilen an die deutschen Vorschriften angepasst werden.

Im Rahmen dieser Arbeit sollte das von Bailey entwickelte Bemessungsverfahren erläutert und der Bemessungsablauf an die Eurocodes bzw. die deutschen Normen angepasst werden.

Hierzu werden zunächst die theoretischen Grundlagen der Bailey-Methode vorgestellt und erläutert. Anschließend folgt eine Zusammenstellung der Berechnungsschritte, die bei Anwendung der Bailey-Methode zur Bemessung von Verbunddeckenkonstruktionen im Brandfall notwendig sind. Dieser Abschnitt wird durch ein Ablaufdiagramm ergänzt, welches einen kurzen Überblick über die Reihenfolge der einzelnen Bemessungsschritte gibt. Außerdem werden innerhalb dieses Abschnittes die Berechnungsschritte an den erforderlichen Stellen an die deutsche Normung und die Eurocodes angepasst. Die Anpassung erfolgt auf

Grundlage einer Vielzahl von Literaturstellen, in denen die Methode differenziert dargestellt wird.

Zur Überprüfung der praktischen Anwendbarkeit der erläuterten Bemessungsschritte werden zwei Beispiele berechnet. Dies erfolgt auch mit Hilfe eines hierfür extra entwickelten und auf die angepasste Methode zugeschnittenen Excel-Sheets.

Den Abschluss dieser Arbeit bildet ein Abschnitt, der einen Überblick über die bereits veröffentlichten Erweiterungen der Bailey-Methode gibt.

Im Anhang dieser Arbeit befindet sich eine Übersetzung des Teil A des SCI-Guides [1], der in England als Bemessungshilfe dient.



## 2 Bailey-Methode – Theorie

### 2.1 Allgemeines

Die Bailey-Methode [2], [3] kann für die Bemessung von Verbunddecken innerhalb von Stahlrahmenkonstruktionen im Brandfall angewendet werden. Es wird dabei davon ausgegangen, dass die Verbunddecken auf einem Trägerrost aus Stahlträgern aufgelagert sind. Die Bewehrung dieser Verbunddecken besteht aus Betonstahlmatten mit gerippten Stählen. Eine solche typische Verbunddeckenkonstruktion ist in Abbildung 2.1 dargestellt.

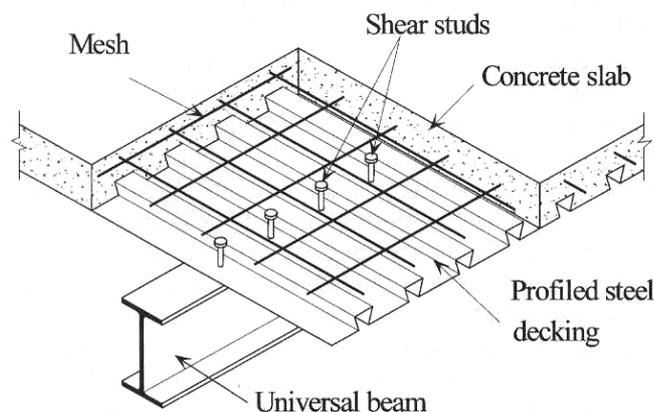


Abbildung 2.1: Verbunddeckenkonstruktion [9]

Die Methode basiert auf der Bruchlinientheorie, weshalb ein ausreichendes Verformungsvermögen der betrachteten Deckenplatte sichergestellt werden muss. Nach [15] kann dies für Deckenplatten im Hochbau als erfüllt angesehen werden, wenn hochduktiler Betonstahl und geringe Bewehrungsgrade im Bereich von 0,3 bis 0,6% verwendet werden. Die Bailey-Methode berücksichtigt das Tragverhalten der Gesamtkonstruktion. Ergebnis dieses innovativen Ansatzes ist, dass die Traglast nach Bruchlinientheorie aufgrund der Ausnutzung des Membrantragverhaltens von Deckenplatten erhöht werden kann. Die Ausbildung des von *Bailey* angenommenen Membranspannungszustandes setzt voraus, dass sich relativ große Vertikalverformungen der Deckenplatte einstellen. Bei der Bemessung unter Raumtemperatur sind die Verformungen durch den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit begrenzt. Die Methode ist deshalb nur für den Brandfall anwendbar. In diesem Fall sind große Verformungen akzeptabel, solange sichergestellt ist, dass der Brand auf seinen Brandabschnitt begrenzt und so das Risiko der Brandausbreitung auf das gesamte Gebäude gering bleibt.

Die Bailey-Methode wurde anhand der sechs Brandversuche in Cardington und einer Anzahl von Versuchen an Deckenplatten unter Raumtemperatur mit großen Verschiebungen validiert. Vergleiche mit den Versuchsergebnissen zeigten, dass die Methode konservative Prognosen der Tragfähigkeit liefert.

Die Methode geht in der bisher vorliegenden Form von isotrop bewehrten Deckenplatten aus, das bedeutet, dass sowohl in Längs- wie auch in Querrichtung die gleichen Bewehrungsquerschnitte verwendet werden. An der Erweiterung der Methode für die Anwendung auf orthotrop bewehrte Platten wird aktuell gearbeitet.

## 2.2 Verhalten von Verbunddeckensystemen

### 2.2.1 Arten der Membrantragwirkung unter Raumtemperatur

Wie in [8] von *Bailey* beschrieben gibt es drei unterschiedliche Arten der Membrantragwirkung. Die Art der Membrantragwirkung, die aufnehmbare Traglast und letztlich der Versagensmechanismus einer Platte sind abhängig von der Lagerung des Plattenrandes und von der Größe der Durchbiegung der Platte. Nach *Bailey* kann sowohl in horizontal unverschieblich als auch in horizontal verschieblich gelagerten Platten Membrantragwirkung auftreten. Die vertikale Auflagerung des Plattenrandes muss jedoch in beiden Fällen gewährleistet sein.

#### Horizontal unverschiebliche Lagerung

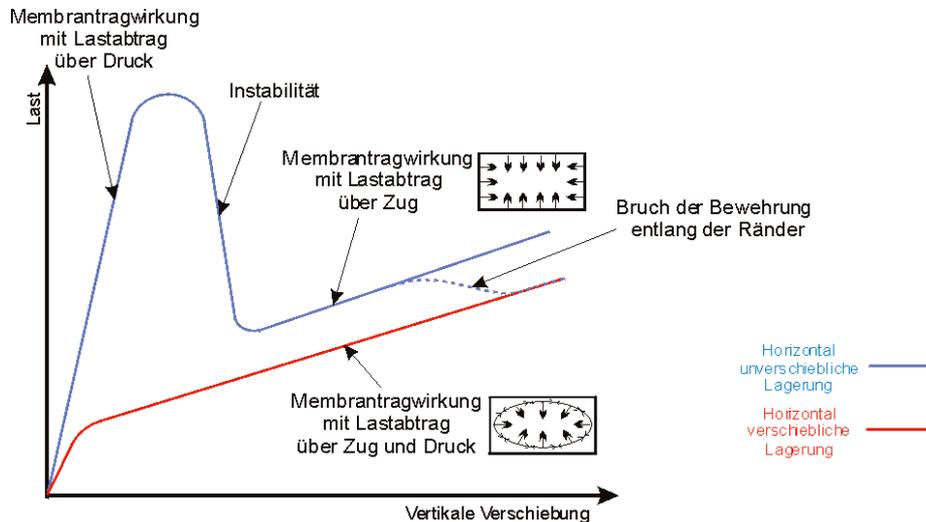
Bei horizontal unverschieblich gelagerten Platten, bildet sich bei kleinen Durchbiegungen (0,4- bis 0,5- fache Deckendicke) ein Membranspannungszustand mit Druckspannungen in der Plattenebene aus [8]. Im Brandfall erhöht sich die Größenordnung dieser Druckspannungen durch behinderte thermische Dehnungen. Wenn sich die vertikale Verschiebung der Platte weiter erhöht nehmen die Druckkräfte in der Plattenebene ab [6] und die Tragfähigkeit der Deckenplatte reduziert sich, vgl. Abbildung 2.2. Im Last-Verschiebungs-Diagramm tritt diese Instabilität bei Überschreiten des Durchschlagpunktes ein. Wenn die Instabilität nicht zu ausgeprägt ist, bilden sich im Zentrum der Decke Membranzugspannungen aus. Infolgedessen treten Risse über die Plattendicke auf [6]. Mit zunehmender Durchbiegung breiten sich die Zugspannungen in der Platte immer weiter aus, während die Bereiche, in denen Druckspannungen auftreten immer kleiner werden. Die Bewehrung kann dann, je nach Bewehrungsgrad, wie eine Art Zugnetz wirken und so die vertikale Last abtragen [6]. Nach Eintritt der Zug-Membrantragwirkung wirkt sich, wie aus Abbildung 2.2 ersichtlich, eine weitere Zunahme der Durchbiegungen wieder günstig auf die Traglast aus.

Horizontal unverschieblich gelagerte Platten versagen zuerst durch Versagen der Bewehrung in der Mitte der Plattenränder. Die Art der Membrantragwirkung geht dann mit fortschreitendem Versagen der Bewehrung in die Art der Membrantragwirkung über, die bei horizontal verschieblich gelagerten Platten auftritt, vgl. Abbildung 2.2. Dies geht mit einem Verlust an Tragfähigkeit einher [8].

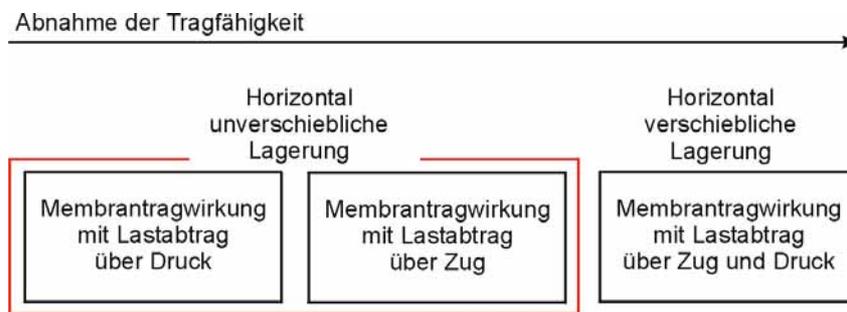
#### Horizontal verschiebliche Lagerung

In horizontal verschieblich gelagerten Platten tritt, unter der Voraussetzung, dass die vertikale Lagerung der Plattenränder gewährleistet ist, Membrantragwirkung auf. Bei der Abtragung der Lasten bilden sich in der Mitte der Platte Zugspannungen aus, die sich am Plattenrand in einen unterstützenden Druckring einhängen. Die Traglast einer horizontal verschieblich gelagerten

Platte ist geringer als die einer gleichermaßen bewehrten horizontal unverschieblich gelagerten Platte, da in der horizontal verschieblich gelagerten Platte weniger Zugspannungen mobilisiert werden können. Horizontal verschieblich gelagerte Platten versagen, nach *Bailey*, durch einen Bruch der Längsbewehrung.



**Abbildung 2.2: Last-Verschiebungs-Kurve in Abhängigkeit der Lagerung und der Art der Membrantragwirkung, nach [8]**



**Abbildung 2.3: Arten der Membrantragwirkung, nach [8]**

## 2.2.2 Voraussetzungen für die Ausbildung von Membrantragwirkung

Wird unter Raumtemperatur eine rechteckige oder quadratische Verbunddeckenplatte durch eine kontinuierlich ansteigende vertikale Flächenlast belastet, kann es, wenn die Grenzbiegetragfähigkeit erreicht ist, je nach Art der Konstruktion und der Bemessung zu zwei unterschiedlichen Arten des Biegeversagens kommen [4].

Die erste Art des Biegeversagens ist dadurch gekennzeichnet, dass plastische Gelenke in den unterstützenden Trägern auftreten, wodurch sich Bruchlinien über die gesamte Deckenplatte ausbilden. Die Deckenplatte wird entlang dieser Bruchlinien „gefaltet“. Bei dieser Art des Biegeversagens, welche in [4] mit „rectangular mode“ bezeichnet wird, ist die seitliche

Halterung des Gesamtsystems nicht mehr gewährleistet, vgl. Abbildung 2.4. Es kann sich dann kein Membranspannungszustand in der Deckenplatte ausbilden.

Bei der zweiten Versagensart sind die unterstützenden Träger ausreichend stark dimensioniert, so dass keine Fließgelenke auftreten. Die Biegetragfähigkeit ist dann vom individuellen Verhalten der einzelnen Deckenfelder abhängig. In jedem Deckenfeld (Bemessungsabschnitt) bildet sich ein Membranspannungszustand, der in [4] mit „diagonal mode“ bezeichnet wird, aus. Voraussetzung hierfür ist, dass die vertikale Lagerung jedes Deckenfeldes durch die Randträger sichergestellt ist. Durch den sich ausbildenden Membranspannungszustand kann von der Deckenplatte eine erhöhte Belastung aufgenommen werden. Natürlich müssen deshalb die unterstützenden Randträger so bemessen werden, dass sie die erhöhte Last ohne Ausbildung von Fließgelenken aufnehmen können. Ansonsten tritt im Versagensfall, laut *Bailey*, wieder der „rectangular mode“ (zuerst beschriebene Versagensart) ein, es sei denn die Träger können die Lasten durch Seiltragwirkung zu den Randstützen weiterleiten, die die seitliche Lagerung des Gesamtsystems gewährleisten und die Horizontallasten aufnehmen müssen.

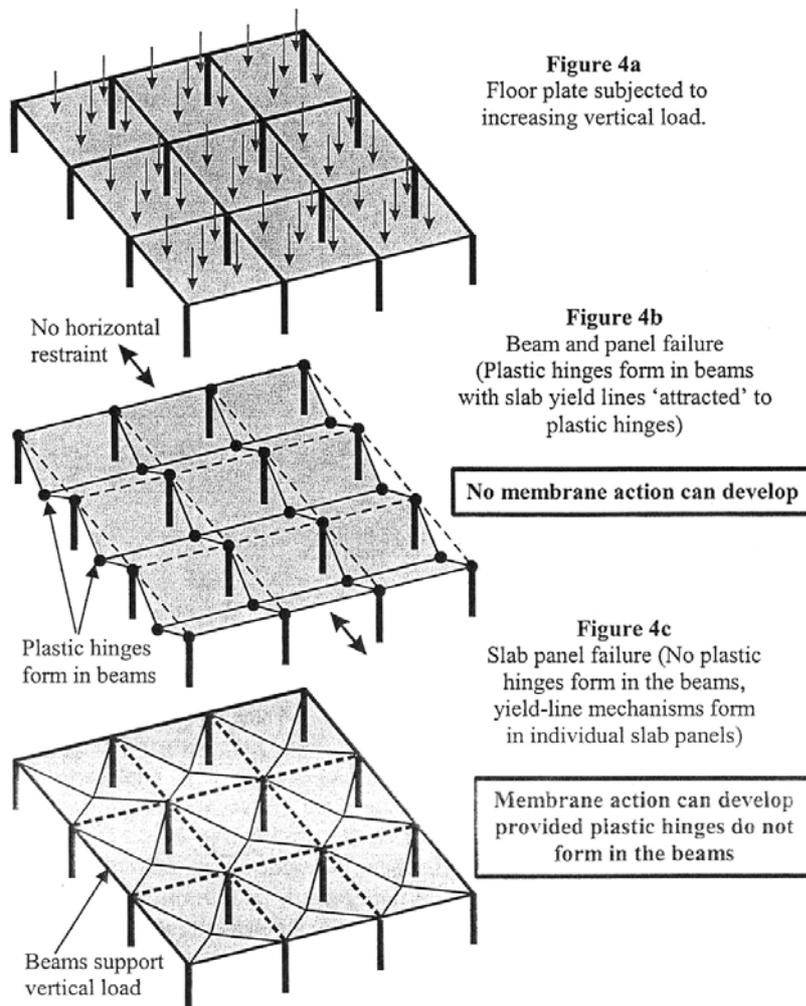


Abbildung 2.4: Arten des Biegeversagens eines Deckensystems bei ansteigenden Vertikallasten [8]

## 2.2.3 Membrantragwirkung im Brandfall bei Anwendung des Bailey-Verfahrens

### 2.2.3.1 Einteilung der Decken in Bemessungsabschnitte

Bei der Bemessungsmethode nach *Bailey* kann die Erhöhung der Traglast durch das Auftreten eines Membranspannungszustands im Brandfall gleichermaßen wie unter Raumtemperatur ausgenutzt werden.

Bei einem Brand bleibt die aufgebrachte vertikale Flächenlast zwar konstant, es reduzieren sich jedoch der Tragwiderstand der Deckenplatte und des Trägerrosts [8].

Zur Ausnutzung des tragfähigkeitserhöhenden Membranspannungszustands muss bei Anwendung der Bailey-Methode die gesamte Deckenplatte in einzelne rechteckige oder quadratische Bemessungsabschnitte unterteilt werden. So ist es möglich innerhalb des Deckenfeldes liegende Stahlträger ungeschützt zu belassen.

Für die Ränder jedes Bemessungsabschnitts muss während der gesamten Branddauer eine vertikale Lagerung sichergestellt werden. Dies kann durch folgende Maßnahmen gewährleistet werden [2]:

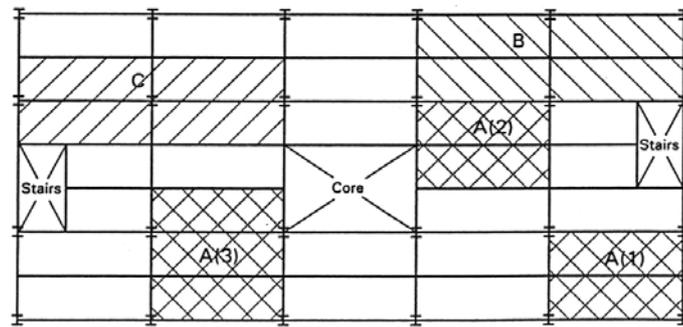
1. Stahlträger werden durch Brandschutzbekleidung geschützt,
2. Stahlträger werden für den Brandfall so bemessen, dass sie die einwirkenden Lasten ohne übermäßige Vertikalverschiebung aufnehmen können
3. Stahlträger werden außerhalb des Brandabschnitts anordnet.

Wie bereits erwähnt, können die Stahlträger, die innerhalb eines Deckenabschnitts liegen, bei Ausnutzung der Membrantragwirkung, ungeschützt ausgeführt werden. Für diese Träger wird angenommen, dass sie während eines Brandes durch den Verlust an Festigkeit ausfallen, vgl. Abbildung 2.6.

Im Brandfall bildet sich dann in jedem Bemessungsabschnitt ein Membranspannungszustand („diagonal mode“) aus [4]. Die Verbunddecke hat dadurch die Fähigkeit, die ausfallenden Träger zu überbrücken und die Last in intakte Bereiche der Stahlkonstruktion umzulagern [2]. Die ausreichende Dimensionierung der Randträger ist zu gewährleisten (siehe Abschnitt 2.2.2).

Die Größe eines Bemessungsabschnitts ist abhängig von der Tragfähigkeit der Deckenplatte unter Berücksichtigung der Membrantragwirkung, der Tragfähigkeit der inneren Verbundträger, der Feuerwiderstandsdauer und der maximal zulässigen vertikalen Verschiebung [2].

Beispiele für die Einteilung einer Deckenplatte in Bemessungsabschnitte zeigt Abbildung 2.5. Weitere Hinweise zur Einteilung sind in Anhang A Abschnitt A.3.1.1 zu finden.



Key to figure

A: Permitted area      B: Permitted area      C: Not permitted – contains columns

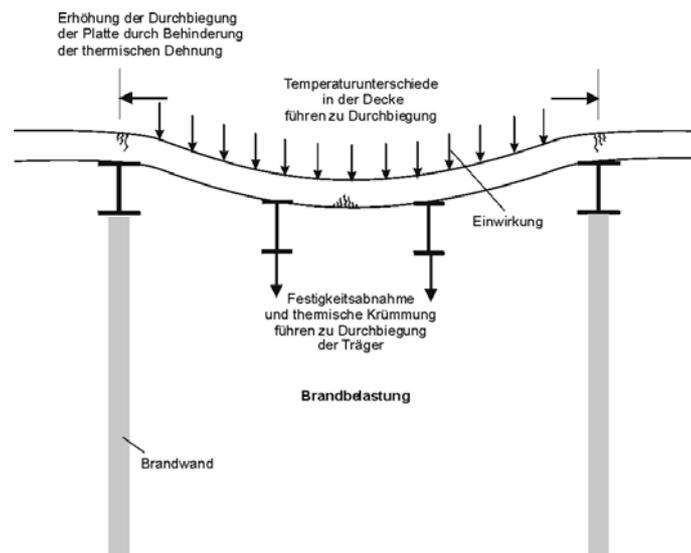
Abbildung 2.5: Mögliche Einteilung der Deckenplatte in Bemessungsabschnitte, nach [1]

### 2.2.3.2 Randbedingungen der Bemessungsabschnitte und auftretende Art der Membrantragwirkung

Bei der Herleitung der Methode musste von *Bailey* zunächst geklärt werden, welche Art der in Abschnitt 2.2.1 beschriebenen Membrantragwirkungen zur Bemessung der Deckenfelder im Brandfall zugrunde gelegt werden sollte, um konservative Ergebnisse zu erzielen.

In [6] wird der Ansatz der Membrantragwirkung diskutiert.

Wenn nur ein Bereich der Deckenkonstruktion, der z.B. durch einen Brandabschnitt vorgegeben ist, dem Brand ausgesetzt ist, dehnt sich nur der beflamte Bemessungsabschnitt aus. Aufgrund der Behinderung der Dehnungen durch angrenzende kalte Deckenbereiche kommt es so zu einer Einleitung von Druckspannungen. In Plattenebene bildet sich ein Druck-Membranspannungszustand aus und erhöht so die Tragfähigkeit wesentlich. Allerdings bleibt dieser Membranspannungszustand nur bei kleinen Verschiebungen erhalten, vgl. Abschnitt 2.2.1. Im Brandfall stellen sich jedoch bereits in einem frühen Stadium des Brandes aufgrund der thermischen Krümmung und des Verlusts an Steifigkeit und Festigkeit der Deckenkonstruktion große Durchbiegungen ein, vgl. Abbildung 2.6. Bei größer werdenden Vertikalverschiebungen gehen die Druck-Membranspannungen im Brandfall wie auch bei Raumtemperatur im Zentrum der Platte in Zug-Membranspannungen über. Mit fortschreitender vertikaler Durchbiegung breiten sich diese Zugspannungen weiter zum Plattenrand aus.



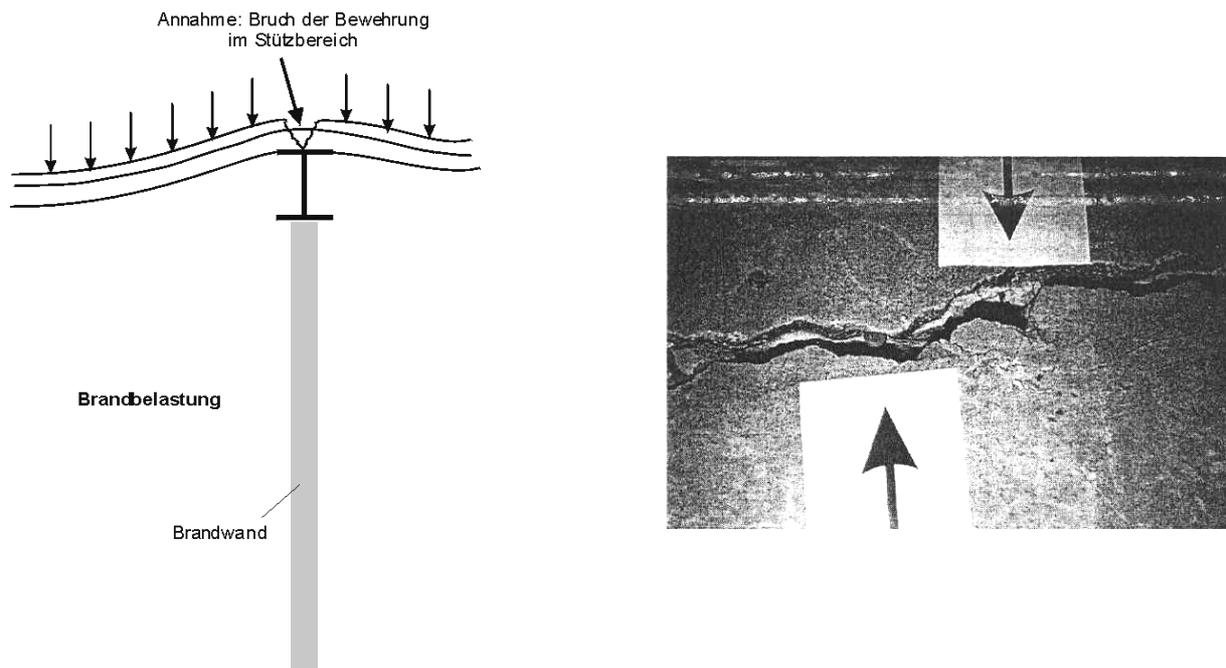
**Abbildung 2.6: Tragverhalten der Deckenkonstruktion im frühen Stadium eines Brandes nach [6]**

Um die Art der Membrantragwirkung festzulegen, die dem Bailey-Verfahren zugrunde gelegt wird, muss beurteilt werden, ob die eingeteilten Bemessungsabschnitte als horizontal gehalten oder nicht gehalten angenommen werden. Im Hinblick auf das Erzielen konservativer Bemessungsergebnisse wird dies in [6] diskutiert.

Eine horizontal unverschiebliche Lagerung wirkt sich, wie oben beschrieben, günstig auf die Biegetragfähigkeit aus, weil höhere Zugspannungen aufgenommen werden können [8].

Fällt der Rand eines Bemessungsabschnitts mit dem Rand der Deckenplatte oder mit einem Versorgungskanal zusammen, ist das Deckenfeld an dieser Seite horizontal verschieblich gelagert. Befindet sich der Bemessungsabschnitt allerdings in Plattenmitte, könnte laut *Bailey* darüber diskutiert werden, ob dieses Deckenfeld am Rand horizontal verschieblich oder unverschieblich gelagert ist, da die Bewehrung über die den Bemessungsabschnitt begrenzenden Randträger durchgeführt wird.

In den Brandversuchen in Cardington wurde beobachtet, dass in der erhitzten Platte an Bemessungsabschnittsrändern große Risse auftraten. Als Erklärung hierfür wird in [5] angegeben, dass sich im Brandfall über den Randträgern, die einen Bemessungsabschnitt begrenzen, große Stützmomente ausbilden, welche zusammen mit den auftretenden Membrankräften im Allgemeinen zum Bruch der Bewehrung im Stützbereich führen, vgl. Abbildung 2.7.

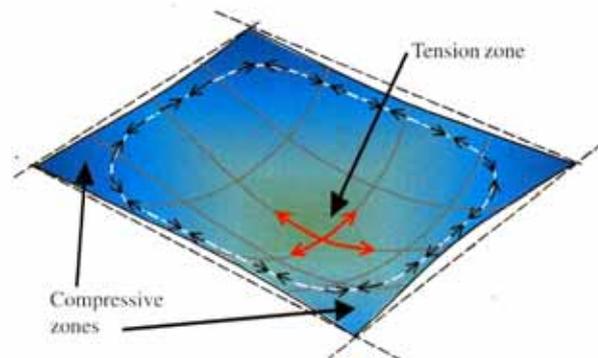


**Abbildung 2.7: Tragverhalten der Deckenkonstruktion in einem späteren Stadium des Brandes, nach [6] bzw. [2]**

Konservativ wird deshalb angenommen, dass es sich bei den Bemessungsabschnitten um horizontal verschieblich gelagerte Deckenfelder handelt. Auch im Brandfall wird so davon ausgegangen, dass sich, wie in Abschnitt 2.2.1 für den Kaltfall erläutert, in jedem Deckenfeld ein Membranspannungszustand einstellt, bei dem sich Zug-Membranspannungen im Zentrum des Deckenfeldes in einen unterstützenden Druckring am Feldrand einhängen.

Die Annahme der horizontalen Verschieblichkeit jedes Bemessungsabschnitts vereinfacht die Bemessungsmethode dahingehend, dass jedes Deckenfeld unabhängig von seiner Lage in der Deckenplatte als gleich hinsichtlich der Randbedingungen angesehen werden kann.

Laut [8] sind allerdings einige Wissenschaftler der Ansicht, dass die über den geschützten Trägern durchlaufende Bewehrung erhalten bleibt. Daher besteht, laut *Bailey*, weiterer Forschungsbedarf, um das Verhalten der Bewehrung im Stützbereich und somit die Randbedingungen der einzelnen Plattenabschnitte zu überprüfen.



**Abbildung 2.8: Membrantragwirkung einer horizontal verschieblich gelagerten Platte [5]**

## 2.3 Herleitung der Bemessungsmethode

### 2.3.1 Grundlagen der Bemessungsmethode

#### 2.3.1.1 Bailey-Methode - Bruchlinientheorie

Die Bailey-Methode basiert auf der Bruchlinientheorie nach *Johansen*, die als Verfahren der Plastizitätstheorie zugeordnet wird. Es wird dabei davon ausgegangen, dass eine Platte dann versagt, wenn durch die Entstehung von Bruchlinien eine kinematische Kette erreicht wird. Die Traglast wird als oberer Grenzwert über das Gleichgewicht innerer und äußerer Arbeiten bestimmt, wobei die Betonplatten zwischen den Bruchlinien als starr bleibend angenommen werden. In der Bruchlinientheorie werden allerdings die Verfestigung des Betonstahls bei Dehnung und die Membrantragwirkung nicht berücksichtigt.

Die Bailey-Methode berücksichtigt die Erhöhung der nach Bruchlinientheorie berechneten Tragfähigkeit von Stahlbetondecken durch Membrantragwirkung.

#### 2.3.1.2 Energiegleichung

Betrachtet wird ein gelenkig gelagertes, rechteckiges oder quadratisches Deckenfeld (Bemessungsabschnitt), das durch einen Trägerrost unterstützt wird. Der Trägerrost besteht aus inneren ungeschützten Trägern und unterhalb der Bemessungsabschnittsgrenzen liegenden äußeren entweder brandgeschützten oder für die geforderte Widerstandsdauer bemessenen Trägern. Die Tragfähigkeit dieses Deckenfeldes kann nach [4] für eine bestimmte Temperatur  $\theta$  mit Hilfe der nachfolgenden Energiegleichung berechnet werden:

$$w_{p\theta} = e \cdot \left( \frac{\text{Innere Arbeit der Verbunddecke durch Biegung}}{\text{Äußere Arbeit durch die Belastung des Deckensystems}} \right) + \left( \frac{\text{Innere Arbeit der Träger durch Biegung}}{\text{Äußere Arbeit durch die Belastung des Deckensystems}} \right) \quad (2.1)$$

Der Faktor  $e$  berücksichtigt dabei die Erhöhung der Tragfähigkeit der Verbunddecke infolge von Membrantragwirkung. Um die der Bemessung zugrunde zu legenden Gleichungen möglichst einfach zu halten, wird auf die Berücksichtigung der Seiltragwirkung der Verbundträger verzichtet.

Die obige Gl. (2.1) kann nach [5] zu folgender Gleichung vereinfacht werden:

$$w_{p\theta} = e \cdot (\text{Traglast der Verbunddecke}) + (\text{Traglast der ungeschützten Träger}) \quad (2.2)$$

Der Ansatz der vereinfachten Gleichung beinhaltet kleine Fehler bezüglich der richtigen Energiebilanz.

### 2.3.1.3 Bruchlinienmodi und Tragfähigkeiten

Bei Versuchen an gelenkig gelagerten Betondecken unter Raumtemperatur hat sich gezeigt, dass sich die Gestalt der auftretenden Bruchlinien bei zunehmender Vertikalverschiebung ab dem Zeitpunkt nicht mehr ändert, ab dem Membrantragwirkung entsteht [4].

Für den Brandfall ist diese Beobachtung nicht zutreffend. Die Gestalt der sich im Brandfall in der Verbunddecke ausbildenden Bruchlinien ist abhängig vom Tragverhalten der inneren, ungeschützten Träger.

Mit fortschreitender Branddauer, d. h. mit ansteigender Querschnittstemperatur der Stahlträger, reduziert sich die Tragfähigkeit des die Verbunddecke unterstützenden Trägerrosts zunehmend. Insbesondere die inneren ungeschützten Stahlträger erwärmen sich stark und verlieren somit immer weiter an Tragfähigkeit, so dass sich die Decke immer weiter durchbiegt. Durch die zunehmende Vertikalverschiebung verändert sich die Gestalt Bruchlinien von Mode (i) bis (iv) und somit auch das Tragverhalten der Decke kontinuierlich (Abbildung 2.9).

Für die in Abbildung 2.9 dargestellten Bruchlinienausbildungen entsteht in der Deckenebene Membrantragwirkung, die sich ebenfalls mit den sich verändernden Modi ändert. Die Übergänge von einem zum nächsten Mode sind dabei abhängig von der abnehmenden Tragfähigkeit des Trägerrosts.

Im letzten Mode (iv) besitzen die inneren Träger keine Tragfähigkeit mehr und die Decke trägt die Belastung als gelenkig gelagerte, zweiachsig spannende Platte ab. Die dargestellte Größe  $x$  bezeichnet den Abstand der Schnittpunkte der Bruchlinien vom Deckenfeldrand. Ihr Wert verringert sich beim Übergang von Mode (iii) zu Mode (iv) von  $x = L/2$  zu  $x = nL$  kontinuierlich.

Durch den fortschreitenden Wechsel der Modi im Brandfall, gestaltet sich die Anwendung von Gl. (2.1) schwierig. Unter der Annahme, dass die Verbunddecke den größten Anteil zur Tragfähigkeit beiträgt, werden von *Bailey* in [4] folgende Annahmen getroffen, um die Ergebnisse von Gl. (2.1) konservativ abzuschätzen:

- 1) Die über Biegung von den innerhalb eines Brandabschnitts liegenden ungeschützten Trägern maximal aufnehmbare Last wird für den am höchsten ausgelastetsten Träger plastisch bestimmt. Der Berechnung wird als System ein Einfeldträger zugrunde gelegt. Die Lasteinzugsflächen werden rechteckig angenommen, wobei die Lasteinzugsbreite der Träger als Summe der halben Achsabstände zu den benachbarten Trägern bestimmt wird.
- 2) Die von der Verbunddecke durch Biegung aufnehmbare Belastung wird auf Grundlage des unteren Grenzwertes der Tragfähigkeit nach Bruchlinientheorie berechnet. Dabei wird angenommen, dass die inneren Träger keinen Momentenwiderstand besitzen.
- 3) Der Erhöhungsfaktor für die Berücksichtigung der Membrantragwirkung der Verbunddecke ( $e$ ) wird auf Grundlage des unteren Grenzwertes der Tragfähigkeit nach Bruchlinientheorie bestimmt.
- 4) Entsprechend Gl. (2.1) werden die Tragfähigkeiten der inneren Verbundträger und der Decke (inklusive Membrantragwirkung) addiert und so die Gesamttragfähigkeit bestimmt.

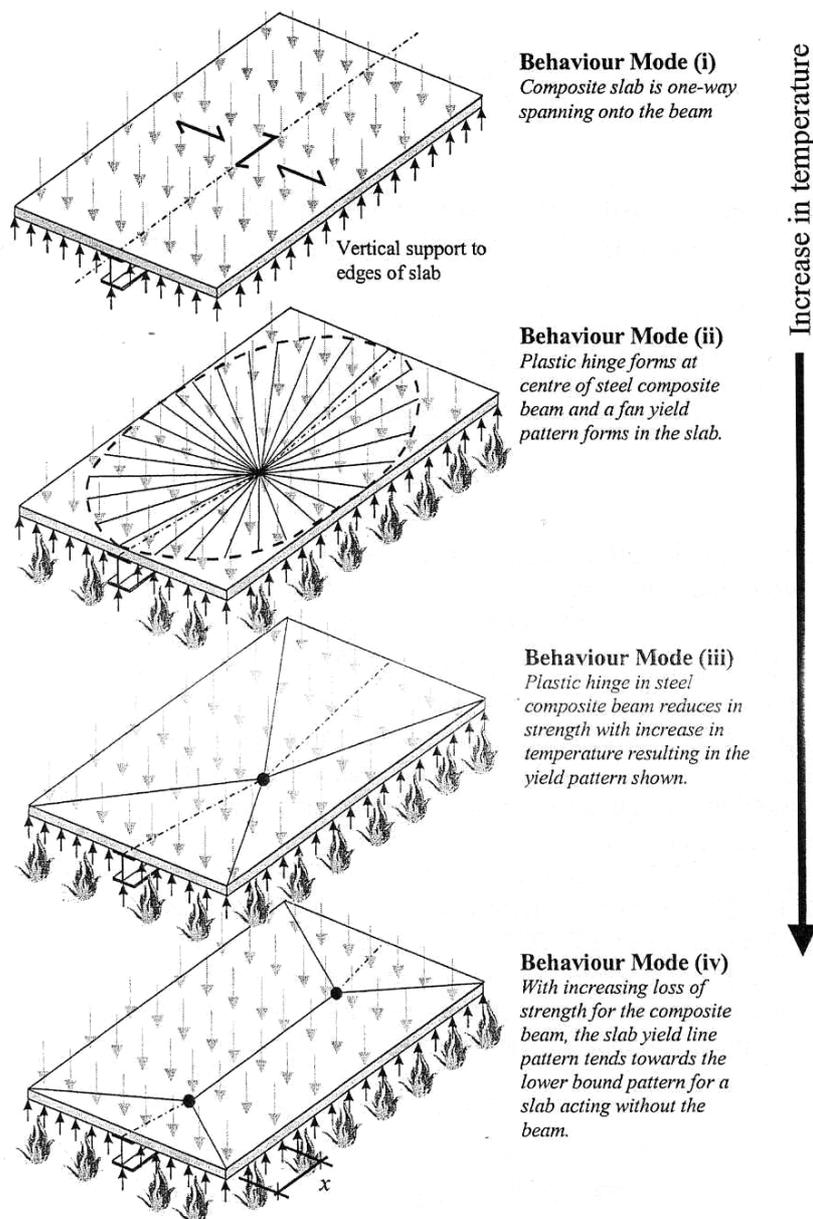


Abbildung 2.9: Verhaltensmodi von Verbunddecken im Brandfall [4]

Innerhalb der Bailey-Methode wird Mode (iv) berücksichtigt. Laut *Bailey* liefert dieser Ansatz konservative Ergebnisse, da die Erhöhung der Tragfähigkeit der Verbunddecke durch die Membrantragwirkung geringer abgeschätzt wird, als bei Zugrundelegung der vorhergehenden Modi. Nach Bruchlinientheorie werden im Allgemeinen obere Grenzwerte als Ergebnisse berechnet. Durch den oben beschriebenen Ansatz wird innerhalb der Methode sichergestellt, dass konservative Ergebnisse, also untere Grenzwerte, berechnet werden. Zusätzlich vereinfacht sich dadurch die Berechnung.

Die oben beschriebene vereinfachte Festlegung der Lasteinzugsbreiten der inneren Träger, kann nach [4] bei der Berechnung der äußeren Arbeit zu Fehlern führen. Ihre Anwendbarkeit wird daher geprüft (siehe Abschnitt 2.3.2).

Die Seiltragfähigkeit der Träger beeinflusst die Berechnung der Membrantragfähigkeit der Verbunddecke [2]. Nach *Bailey/Moore* hätte ihre Berücksichtigung diese Bemessungsmethode so verkompliziert, dass ihre Anwendung nur noch innerhalb eines Computerprogramms möglich gewesen wäre. Da die Entwicklung eines vereinfachten Handrechenverfahrens das erklärte Ziel war, wurde auf die Berücksichtigung der Seiltragwirkung auf der sicheren Seite liegend verzichtet.

### 2.3.2 Momententragfähigkeit der inneren Verbundträger

#### Überprüfung der Annahme der Lasteinzugsflächen

Entsprechend Annahme 1) wird die vom Träger aufgenommene Last wie folgt berechnet:

$$w_{\text{Träger},\theta} = \frac{8 \cdot M_{fi}}{\gamma \cdot L^2} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (2.3)$$

Der vereinfachte Ansatz der Lasteinzugsflächen in Gl. (2.3) wird in [4] überprüft, indem die Ergebnisse der Gl. (2.3) (mit vereinfachten Lasteinzugsflächen) und die Ergebnisse des Terms der Traglast des Trägers aus Gl. (2.1),

$$w_{\text{Träger},\theta} = \frac{\text{Innere Arbeit der Träger}}{\text{Äußere Arbeit der Belastung}} = \frac{4 \cdot M_{fi}}{x \cdot \left( \frac{L}{2} - \frac{x}{3} \right)} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (2.4)$$

mit:	$M_{fi}$	Plastische Momententragfähigkeit des Verbundträgers im Brandfall
	$\gamma$	Lasteinzugsbreite des betrachteten Trägers
	$L$	Länge der längeren Deckenspannweite
	$l$	Länge der kürzeren Deckenspannweite
	$x$	Abstand der Schnittpunkte der Bruchlinien vom Deckenfeldrand

miteinander verglichen werden.

Es zeigt sich, dass die Anwendung von Gl. (2.3) in Verbindung mit der beschriebenen Festlegung der Lasteinzugsflächen für Deckenfelder mit mehr als einem inneren Träger immer konservative Ergebnisse liefert.

Für Bemessungsabschnitte mit nur einem inneren Träger kann hingegen der Fehler bei der Berechnung von  $w_{\text{Träger},\theta}$  bis zu 33% für  $x = L/2$  (Mode iii) betragen, so *Bailey*. Beim Wechsel von Mode (iii) zu Mode (iv) verringert sich  $x$  jedoch, womit der auftretende Fehler gegen Null gehe. Insgesamt wird argumentiert, dass zu dem Zeitpunkt, an dem der größte Fehler auftritt, der größte Anteil der Tragfähigkeit von der Decke geleistet wird und somit der entstehende Fehler bezogen auf die Gesamttragfähigkeit klein sei. Hinzugefügt wird, dass die Berechnung auch für diesen Fall konservative Werte liefert, wenn die Seiltragwirkung berücksichtigt würde.

*Bailey* behauptet daher, dass Annahme 1) in Verbindung mit der Verwendung der beschriebenen rechteckigen Lasteinzugsflächen zu konservativen Ergebnissen für alle Tragsysteme (ein oder mehrere Träger innerhalb eines Bemessungsabschnitts) führen würde, vgl. [4].

### Berechnung der Momententragfähigkeit

Die Biegemomententragfähigkeit der inneren Verbundträger im Brandfall wird aus ihrer Tragfähigkeit im Kaltfall bestimmt.

Mit dem Modell der kritischen Temperatur des EC4 ([V.6, 4.3.3.3]) können in Abhängigkeit des Ausnutzungsgrades und aus dem von der Stahltemperatur abhängigen maximalen Spannungsniveau für Baustahl kritische Temperaturen für Verbundquerschnitte bestimmt werden.

Im EC4 ([V.6, 4.3.3.3]) wird hierfür ein Anpassungsfaktor von 0,9 angegeben. Dieser berücksichtigt, dass der obere Flansch im Brandfall eine geringere Stahltemperatur aufweist als der untere.

*Bailey* erläutert, dass aus Forschungen an geschützten Querschnitten hervorgegangen ist, dass der Anpassungswert von 0,9 für Verbundträger mit vollständiger Verdübelung und Durchbrüchen auf einen Wert von 1,0 für 60 Minuten Feuerwiderstandsdauer erhöht werden kann.

$$\eta_{fi,t} = \frac{f_{a \max, \theta_{cr}}}{f_{ay, 20^{\circ}C}} \quad (2.5)$$

Mit Hilfe von Gl. (2.5) und Tabelle 3.2 aus [V.6] können kritische Temperaturen in Abhängigkeit des Ausnutzungsgrades bestimmt und mit ihnen die Tragfähigkeit der Träger im Brandfall berechnet werden (Tabelle 2.1).

Ausnutzungsgrad	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,08	0,06	0,04	0,02	0,01
Kritische Temperatur (°C)	526	558	590	629	671	725	820	860	900	1000	1100	1150

**Tabelle 2.1: Ausnutzungsgrad in Abhängigkeit der kritischen Temperatur [4]**

Die Momententragfähigkeit der inneren Träger wird auf Grundlage des Modells der kritischen Temperatur wie folgt bestimmt. Als kritische Temperatur wird dabei die Bemessungstemperatur angesetzt, weil innerhalb der Methode die Tragfähigkeit der Träger im Versagensfall berücksichtigt wird.

$$M_{fi} = \eta_{fi,t} \cdot M_d \quad (2.6)$$

mit:  $M_d$  Momententragfähigkeit unter Raumtemperatur

Anmerkung: In EC4 ([V.6, 4.3.3.3 (3)]) ist für den Anpassungsfaktor ein Wert von 0,9 angegeben. Nach EC4 ([V.7, 4.3.4.2.3 (3)]) beträgt dieser Faktor nur für eine Feuerwiderstandsdauer R30 0,9 und für alle anderen Feuerwiderstandsdauern 1,0.

## 2.3.3 Berücksichtigung der Membrantragwirkung

### 2.3.3.1 Allgemeines

Es wird die Membrantragwirkung berücksichtigt, bei der sich im Zentrum der Deckenfelder Zugspannungen und zu den Rändern hin ein Druckring ausbildet [4] (Zug-Membrantragwirkung, siehe Abschnitt 2.2.3.2). Durch dieses Tragverhalten wird die Tragfähigkeit der Verbunddecke auf zwei Arten erhöht. Zum einen erhöht sich die Momententragfähigkeit der Decke durch die Zugspannungen im Zentrum und zum anderen wird durch die Druckspannungen im Bereich der Feldränder die plastische Biegetragfähigkeit der Decke erhöht. Zur Berücksichtigung der zwei beschriebenen positiven Auswirkungen der Membrantragwirkung innerhalb der Methode werden die Bemessungsabschnitte gedanklich entlang der Bruchlinien in Feldelemente unterteilt. Basierend auf Mode (iv) entstehen so zwei trapezförmige und zwei dreieckförmige Feldelemente (siehe Abbildung 2.10). Für jedes Feldelement werden zwei Erhöhungsfaktoren ( $e_{im}$ ,  $e_{ib}$ ) berechnet.

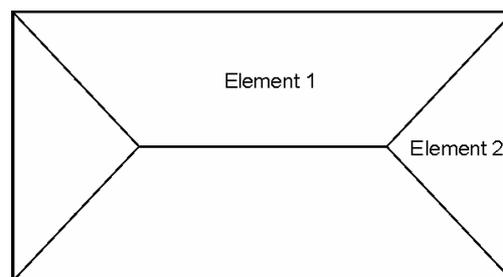


Abbildung 2.10: Einteilung der Bemessungsabschnitte in Feldelemente

### 2.3.3.2 Ermittlung der Membrankräfte

Bei Versuchen unter Raumtemperatur hat sich gezeigt, dass sich bei horizontal verschieblich gelagerten Decken, die ihre Belastung über Membrantragwirkung abtragen, ein sich über die gesamte Deckendicke erstreckender Riss in der Deckenmitte entlang der kürzeren Spannweite ausbildet. Als Folge kam es zum Reißen der Bewehrung in Längsrichtung und somit zum Versagen des Bauteils.

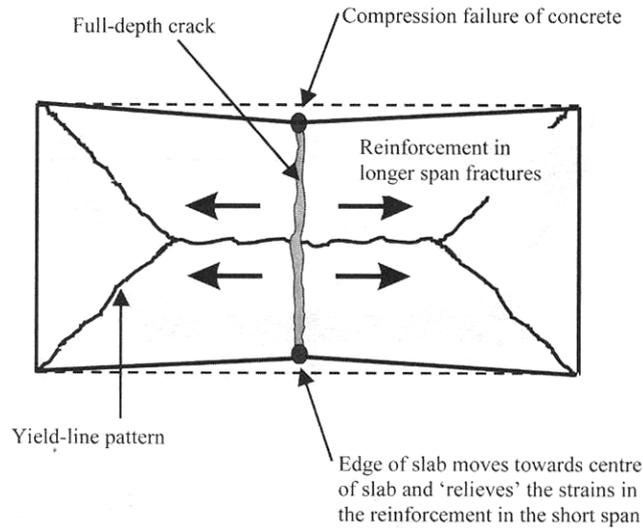


Abbildung 2.11: Versagensart in horizontal verschieblich gelagerten Betondecken [9]

Die kritische Verteilung der Membranspannungen, die die Ursache für die Entstehung dieses Risses ist, wird unter Annahme starrer Feldelemente zwischen den Bruchlinien für die weiteren Berechnungen angesetzt [4]. Diese wird durch die weiter unten berechneten Faktoren  $k$  und  $b$  ausgedrückt.

In Abbildung 2.12 und Abbildung 2.13 ist die Verteilung der inneren Deckenspannungen dargestellt. Dabei gibt  $KT_0$  die Betonstahlspannung pro Meter an.

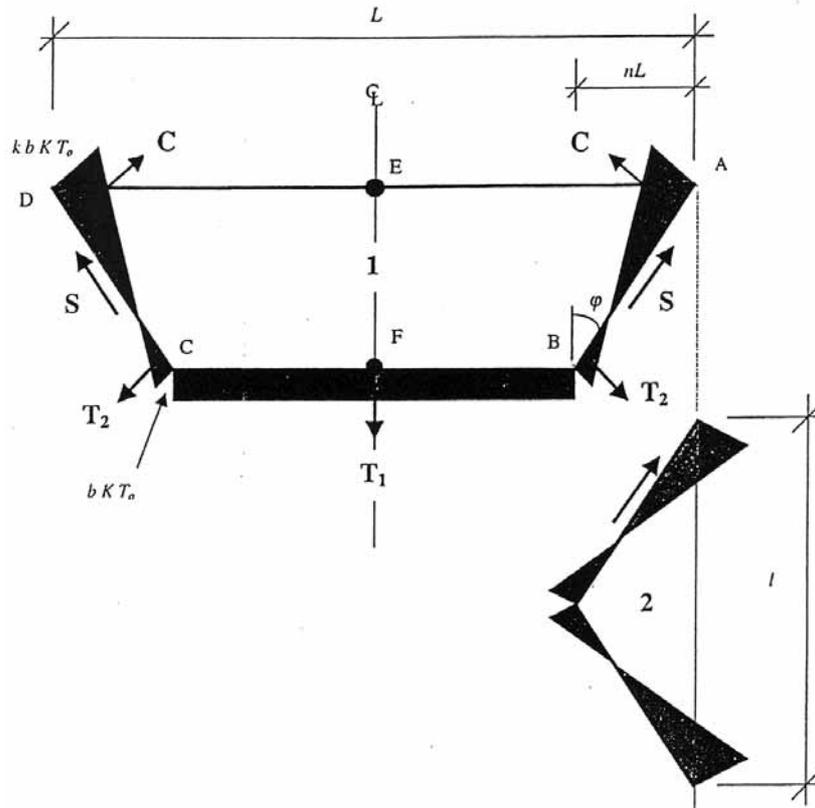


Abbildung 2.12: Verteilung der inneren Deckenspannung [4]

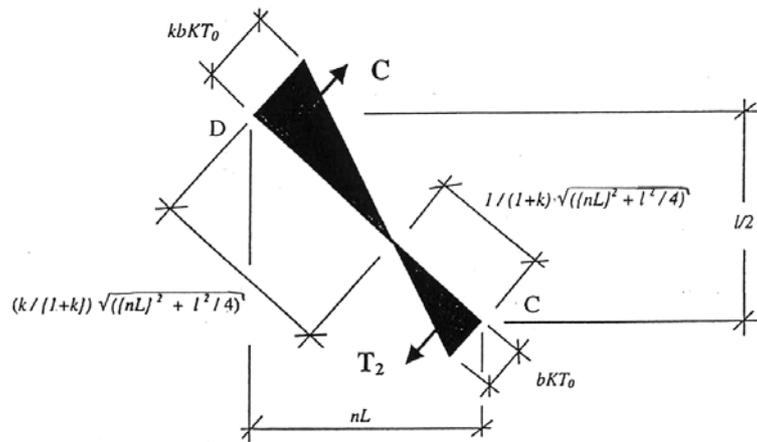


Abbildung 2.13: Verteilung der inneren Deckenspannung entlang Bruchlinie CD [4]

Der Abstand  $x$  der Schnittpunkte der Bruchlinien vom kürzeren Plattenrand berechnet sich durch Multiplikation von  $n$  und der längeren Deckenspannweite  $L$ . Wobei  $n$  mit folgender Gleichung berechnet werden kann:

$$n = \left( \sqrt{3 + \frac{1}{a^2}} - \frac{1}{a} \right) \frac{1}{2a} \quad (2.7)$$

mit:  $a = L/l$  Seitenverhältnis des Bemessungsabschnitts

Anhand der beiden obigen Abbildungen werden in [4] zunächst die Zugkräfte  $T_i$  und die Druckkraft  $C$  bestimmt und anschließend über Gleichgewichtsbedingungen die folgende Formel für den Faktor  $k$  ermittelt.

$$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2+1} + 1 \quad (2.8)$$

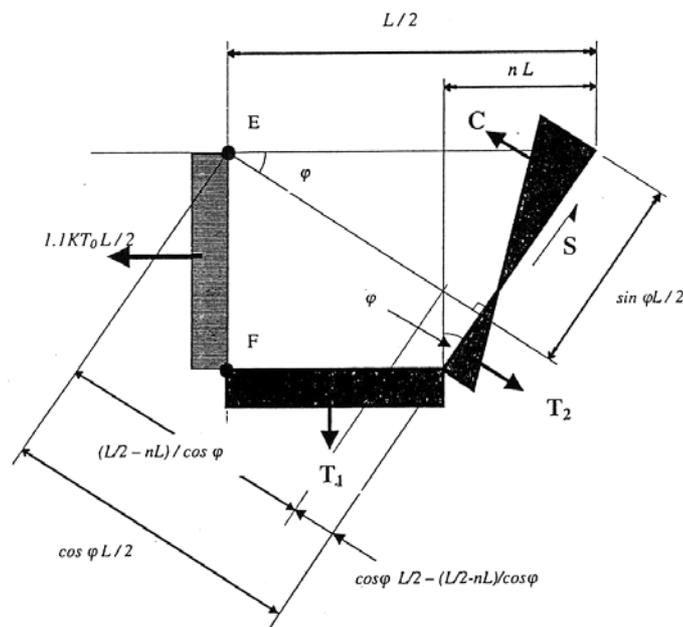


Abbildung 2.14: Berechnung des inneren Momentes entlang Linie EF [4]

Für die Bestimmung der inneren Momententragfähigkeit infolge Membranwirkung wird als Betonstahlspannung die Bruchspannung  $f_u$  angesetzt und angenommen, dass der Flächenschwerpunkt des Druckspannungsblocks im Punkt E liegt (siehe Abbildung 2.14). Die Momententragfähigkeit wird dort bestimmt, wo der bereits erwähnte Riss auftreten würde, d. h. entlang der Linie EF. Aus Vergleichen mit Versuchen zeigte sich, dass dieses ein berechtigter Ansatz ist, so *Bailey*.

Es wird für die Bruchspannung angenommen:

$$f_u = 1,1 \cdot f_y \quad (2.9)$$

mit:  $f_y$                       Streckgrenze des Betonstahls  
 $f_u$                               Bruchspannung des Betonstahls

Durch die Bildung des Momentengleichgewichts um Punkt E und Einsetzen der Kräfte ergibt sich der Faktor  $b$  zu:

$$b = \frac{1,1 \cdot I^2}{8 \cdot (A + B + C - D)} \quad (2.10)$$

$$\text{mit: } A = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{1+k} \right) \left[ \frac{I^2}{8n} - \frac{(L/2 - nL)}{nL} \left( (nL)^2 + \frac{I^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left( \frac{1}{1+k} \right) \left( (nL)^2 + \frac{I^2}{4} \right) \right]$$

$$B = \frac{1}{2} \left( \frac{k^2}{1+k} \right) \left[ \frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left( (nL)^2 + \frac{I^2}{4} \right) \right]$$

$$C = \frac{I^2}{16n} (k - 1)$$

$$D = \left( \frac{L}{2} - nL \right) \left( \frac{L}{4} - \frac{nL}{2} \right)$$

Mit Hilfe der Gleichungen (2.8) bis (2.10) können die kritischen in der Scheibenebene auftretenden Membrankräfte auf Grundlage der beschriebenen Versagensart bestimmt werden. Die Auswirkung eventuell in der Deckenebene vorhandener Schubkräfte auf die Bruchlinien wird vernachlässigt. Für die Elemente 1 und 2 werden im Allgemeinen ungleiche Lasten berechnet werden. Innerhalb der Bailey-Methode wird daher nach *Hayes* [B.2] für den Erhöhungsfaktor  $e$  ein Durchschnittswert unter Berücksichtigung der Schubkraftverteilung ermittelt (siehe Abschnitt 2.3.3.5).

### 2.3.3.3 Momententragfähigkeit infolge Membrantragwirkung

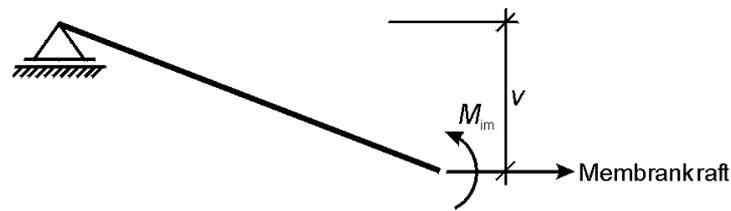


Abbildung 2.15: System und Belastung

#### Element 1

Die Momententragfähigkeit infolge von Membrankräften berechnet sich nach folgender Gleichung.

$$M_{1m} = bKT_0(L - 2nL)v + bKT_0nLv \left( \frac{3k + 2}{3(1 + k)^2} \right) - bKT_0nLv \left( \frac{k^3}{3(1 + k)^2} \right) \quad (2.11)$$

Diese Gleichung reduziert sich zu

$$M_{1m} = KT_0Lbv \left( (1 - 2n) + \frac{n(3k + 2)}{3(1 + k)^2} - \frac{nk^3}{3(1 + k)^2} \right) \quad (2.12)$$

#### Element 2

$$M_{2m} = KT_0lbv \left( \frac{2 + 3k}{6(1 + k)^2} - \frac{k^3}{6(1 + k)^2} \right) \quad (2.13)$$

### 2.3.3.4 Momententragfähigkeit infolge Randdruckspannungen

Das Fließkriterium für den Fall vorhandener Normalkräfte wird in [4] als

$$\frac{M}{M_0} = 1 + \alpha \left( \frac{N}{KT_0} \right) - \beta \left( \frac{N}{KT_0} \right)^2 \quad (2.14)$$

mit:  $\alpha = \frac{2g_0}{3 + g_0}$

$$\beta = \frac{1 - g_0}{3 + g_0}$$

angegeben.

### Element 1

Die Auswirkungen der Membrankräfte auf die Tragfähigkeit der Decke werden für jede Bruchlinie einzeln bestimmt.

#### Bruchlinie BC

Die Membrankraft besitzt den Wert  $(-bKT_0) = \text{konst.}$

Somit ergibt sich mit Gl. (2.14):

$$\left(\frac{M}{M_0}\right)_{BC} = 1 - \alpha b - \beta b^2 \quad (2.15)$$

#### Bruchlinie AB bzw. CD

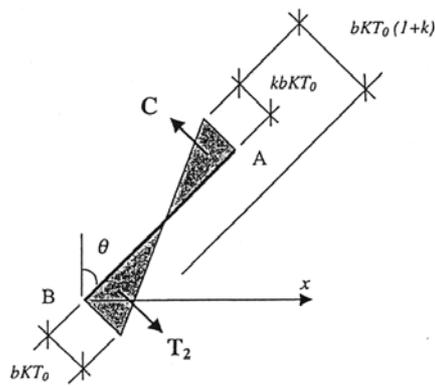


Abbildung 2.16: Membrankräfte entlang Bruchlinie AB [4]

Die Membrankraft im Abstand  $x$  von Punkt B ergibt sich zu

$$N_x = bKT_0 \left( \frac{x(k+1)}{nL} - 1 \right) \quad (2.16)$$

und eingesetzt in Gl. 2.14 ergibt sich

$$2 \int_0^{nL} \frac{M}{M_0} dx = 2nL \left[ 1 + \frac{\alpha b}{2} (k-1) - \frac{\beta b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right] \quad (2.17)$$

## Element 2

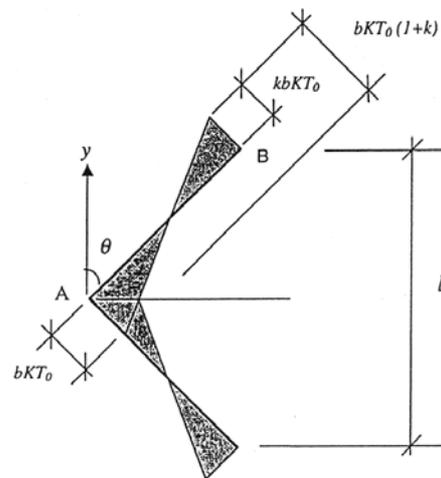


Abbildung 2.17: Membrankräfte entlang der Bruchlinien von Element 2 [4]

Für die Membrankraft im Abstand  $y$  von Punkt A ergibt sich

$$N_y = bKT_0 \left( \frac{2y(k+1)}{l} - 1 \right) \quad (2.18)$$

und eingesetzt in Gl. (2.14) ergibt sich

$$2 \int_0^{l/2} \frac{M}{M_0} dy = l \left[ 1 + \frac{\alpha b}{2} (k-1) - \frac{\beta b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right] \quad (2.19)$$

### 2.3.3.5 Ermittlung der Erhöhungsfaktoren

Beide Erhöhungsfaktoren werden der Einfachheit halber auf die Biegemomententragfähigkeit der Verbunddecke normiert. Aus ihnen kann dann anschließend ein Gesamterhöhungsfaktor bestimmt werden.

Die Momententragfähigkeit der Verbunddecke für den normalspannungsfreien Zustand kann, gemäß Abbildung 2.18, wie folgt bestimmt werden [4]:

$$M_0 = KT_0 d_1 \left( \frac{3 + g_0}{4} \right) \quad [\text{kNm}] \quad (2.20)$$

mit:  $d_1$  Statische Nutzhöhe der Betonstahlbewehrung  
 $g_0$  Variable zur Beschreibung der Druckzonenhöhe

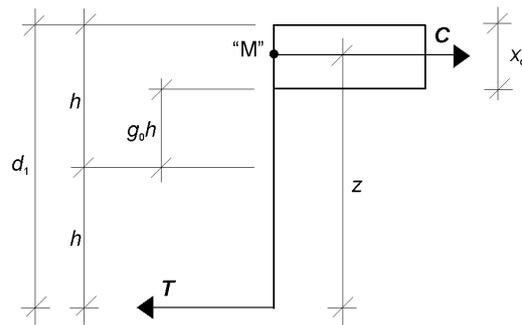


Abbildung 2.18: Verbunddeckenquerschnitt mit Normalkräften, nach [4]

Hiermit können die Erhöhungsfaktoren der beiden Elemente berechnet werden.

### Element 1

Erhöhungsfaktor aufgrund der Membrankräfte:

$$e_{1m} = \frac{M_{1m}}{M_0 L} = \frac{4b}{3 + g_0} \left( \frac{v}{d_1} \right) \left( (1 - 2n) + \frac{n(3k + 2)}{3(1 + k)^2} - \frac{nk^3}{3(1 + k)^2} \right) \quad (2.21)$$

Erhöhungsfaktor infolge Randdruckspannungen<sup>1</sup>:

$$e_{1b} = \frac{M}{M_0 L} = 2n \left[ 1 + \frac{ab}{2}(k - 1) - \frac{\beta b^2}{3}(k^2 - k + 1) \right] + (1 - 2n)(1 - ab - \beta b^2) \quad (2.22)$$

Gesamterhöhungsfaktor für Element 1:

$$e_1 = e_{1m} + e_{1b} \quad (2.23)$$

### Element 2

Erhöhungsfaktor aufgrund der Membrankräfte:

$$e_{2m} = \frac{M_{2m}}{M_0 I} = \frac{4b}{3 + g_0} \left( \frac{v}{d_1} \right) \left( \frac{2 + 3k}{6(1 + k)^2} - \frac{k^3}{6(1 + k)^2} \right) \quad (2.24)$$

Erhöhungsfaktor infolge Randdruckspannungen:

$$e_{2b} = \frac{M}{M_0 I} = 1 + \frac{ab}{2}(k - 1) - \frac{\beta b^2}{3}(k^2 - k + 1) \quad (2.25)$$

Gesamterhöhungsfaktor für Element 2:

$$e_2 = e_{2m} + e_{2b} \quad (2.26)$$

<sup>1</sup> In [4] u.a. ist diese Formel fehlerhaft angegeben. Hier wurde die korrigierte Gleichung aufgenommen.

### Gesamterhöhungsfaktor für ein Deckenfeld

Wenn wie bei Hayes [B.2] davon ausgegangen wird, dass der Unterschied zwischen den Faktoren  $e_1$  und  $e_2$  mit den Effekten innerer oder vertikaler Schubkräfte erklärt werden kann, berechnet sich der Gesamterhöhungsfaktor für ein Deckenfeld nach [4] zu:

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2a^2} \quad (2.27)$$

In [4] sind Diagramme dargestellt aus denen der Gesamterhöhungsfaktor in Abhängigkeit des Verhältnisses zwischen Vertikalverschiebung zu statischer Nutzhöhe der Decke, der Druckzonenhöhe und des Seitenverhältnisses des Deckenfeldes abgelesen werden kann. Die Diagramme sind auch in Abschnitt 3.2 enthalten.

#### 2.3.3.6 Maximal zulässige Vertikalverschiebung

Für die Berechnung der Erhöhungsfaktoren muss die maximal zulässige Vertikalverschiebung  $v$  festgelegt werden (vgl. Abschnitt 2.3.3.5). Diese wird so ermittelt, dass im Brandfall kein Versagen aufgrund zu hoher Betonstahldehnungen eintritt. Um die maximal zulässige Vertikalverschiebung im Brandfall festzulegen, müssen sowohl mechanische wie auch thermische Effekte berücksichtigt werden.

#### Mechanische Dehnungen

Für die längere Spannrichtung einer Betondecke kann die Dehnung der Bewehrung unter Annahme einer sich einstellenden parabolischen Kurve mit folgender in [4] angegebener Gleichung erfasst werden:

$$\varepsilon = \frac{8v^2}{3L^2} \quad (2.28)$$

Bei der angegebenen Gleichung wird davon ausgegangen, dass die Betonstahlspannung entlang der Bewehrungsstäbe konstant ist. Tatsächlich ist dieses nicht der Fall, wenn sich Risse bilden. Bei der beobachteten Versagensart (Ausbildung eines Risses über die kürzere Spannweite) kommt es zu einem starken Anstieg der Betonstahlspannung (Spannungsspitzen) innerhalb des sich bildenden Risses mit dem Resultat, dass die Bewehrung reißt.

Für die Festlegung der maximal zulässigen Vertikalverschiebung infolge mechanischer Dehnungen wird in [4] die sich durchschnittlich einstellende Dehnung der Bewehrung auf Grundlage einer maximalen Betonstahlspannung von  $0,5 \cdot f_y$  beschränkt.

Die zulässige Vertikalverschiebung infolge mechanischer Dehnungen ergibt sich somit zu:

$$v_{\text{mech}} = \sqrt{\left( \frac{0,5f_y}{E} \right)_{\text{Bewehrung, } t=20^\circ\text{C}} \frac{3L^2}{8}} < 1/30 \quad (2.29)$$

## Thermische Dehnungen

Thermische Effekte können für die Membrantragwirkung hilfreich sein, da die Vertikalverschiebung erhöht wird ohne eine Erhöhung der mechanischen Dehnungen zu verursachen, so *Bailey*. Die sich einstellende Vergrößerung der Vertikalverschiebungen ist auf die thermische Krümmung der Träger und der Decke zurückzuführen.

Andererseits kann es durch die Behinderung thermischer Dehnungen der Verbundträger zu Stabilitätsversagen durch Beulen kommen, was ebenfalls eine Erhöhung der Vertikalverschiebung ohne Erhöhung der mechanischen Dehnungen bedeutet.

Bei der Festlegung der maximalen Vertikalverschiebung wird lediglich die thermische Krümmung berücksichtigt. Die Auswirkungen des Stabilitätsversagens werden auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt, da keine Beschränkung der thermischen Dehnungen definiert werden konnte.

Die Temperaturverteilung über den Deckenquerschnitt wird als linear angenommen, so dass die thermische Vertikalverschiebung wie folgt berechnet werden kann:

$$v_{\text{therm}} = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{\psi 8h} \quad (2.30)$$

mit:	$\alpha$	Wärmedehnzahl für den verwendeten Beton
	$T_2$	Temperatur an der Deckenunterseite
	$T_1$	Temperatur an der Deckenoberseite
	$h$	Deckendicke
	$\psi$	Kalibrierungsfaktor

Bei Decken mit Trapezblechen wird für  $h$  die Höhe bis zur Mitte der Sicken und bei solchen mit hinterschnittenen Blechen die gesamte Deckendicke angesetzt [5].

## Gesamtvertikalverschiebung

Die Gesamtvertikalverschiebung bestehend aus mechanischem und thermischem Anteil ergibt sich somit zu:

$$v = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + \sqrt{\left(\frac{0,5f_y}{E}\right)_{\text{Bewehrung, } t=20^\circ\text{C}} \frac{3L^2}{8}} \quad (2.31)$$

bzw.

$$v < \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + l/30$$

Der Kalibrierungsfaktor  $\psi$  wurde im Hinblick auf die Ergebnisse der Cardington Brandversuche auf Grundlage einer Temperaturdifferenz  $T_2 - T_1$  von  $770^\circ\text{C}$  so bestimmt, dass die Ergebnisse der Gl. (2.31) mit den Beobachtungen von vier der Brandversuche übereinstimmen. So ergab sich  $\psi = 2,4$ . Lediglich für zwei Versuche liefert die Gleichung größere Verschiebungen als in den Versuchen beobachtet. Da in den Versuchen jedoch kein Versagen eingetreten war, sei dieses Ergebnis akzeptabel, so *Bailey*.

Nach [4] liefert Gl. (2.31) immer konservative Ergebnisse wenn,

- a) die thermische Krümmung für die kürzere Spannweite berechnet wird,
- b) alle auf Stabilitätsversagen zurückzuführenden Vertikalverschiebungen nicht berücksichtigt werden,
- c) jeglicher Beitrag vom Trapezblech nicht berücksichtigt wird,
- d) jeglicher Beitrag des Widerstands der Träger im Versagensfall nicht berücksichtigt wird,
- e) die Erhöhung der Duktilität der Mattenbewehrung bei Temperaturanstieg vernachlässigt wird.

*Bailey* weist in [4] daraufhin, dass die Abschätzung der im Hinblick auf die Vermeidung von Tragwerksversagen zulässigen Vertikalverschiebung verbesserungswürdig sei. Solange keine neueren Erkenntnisse vorliegen, könne jedoch auf der sicheren Seite liegend Gl. (2.31) verwendet werden.

### 2.3.4 Traglast des Deckenfeldes nach Bruchlinientheorie

Die Momententragfähigkeit des Deckenfeldes nach Bruchlinientheorie kann mit Hilfe folgender Formel nach *Wood* [B.1] berechnet werden:

$$m = \frac{pl^2}{24} \left[ \sqrt{3 + \left(\frac{l}{L}\right)^2} - \frac{l}{L} \right]^2 \quad (2.32)$$

mit:  $m$  Momententragfähigkeit der Verbunddecke im Feld im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Brandfall  
 $p$  Belastung im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Brandfall

Die Werte für  $(24/[(...)]^2)$  sind in [4] für verschiedene Seitenverhältnisse ausgewertet worden und tabellarisch dargestellt.

$\frac{L}{l} =$	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0	5,0	10,0	$\infty$
$\frac{pl^2}{m} =$	24	20,3	17,9	16,2	15,0	14,14	12,6	11,73	10,1	9,0	8,0

**Tabelle 2.2: Berechnung der Traglast der Verbunddecke für verschiedene Seitenverhältnisse**

Die Momententragfähigkeit  $m$  ist abhängig von der Lage der Bewehrung, den Materialfestigkeiten und der Temperaturverteilung über den Querschnitt.

Bei der Anwendung der Bailey-Methode wird die Traglast  $p$  der Decke nach Bruchlinientheorie benötigt. Es wird deshalb die Momententragfähigkeit  $m$  nach Abbildung 2.18 bestimmt und daraus mit Gl. (2.32) die Traglast  $p$  der Decke ermittelt.

Bei der Bestimmung der Momententragfähigkeit der Verbunddecke wird die Mitwirkung des Stahlblechs vernachlässigt, da Versuche zeigten, dass es sich im Brandfall vom Beton löst.

Die Zugfestigkeit der Bewehrung muss aufgrund erhöhter Temperaturen mit einem Reduktionsfaktor abgemindert werden. Eine Abminderung der Betondruckfestigkeit infolge erhöhter Temperatur wird nicht vorgenommen, da davon ausgegangen wird, dass sich nur eine kleine Druckzone im oberen Deckenbereich ausbildet.

Die Berechnung erfolgt gemäß Abbildung 2.18, indem zuerst durch Kräftegleichgewicht die Druckzonenhöhe und dann die Momententragfähigkeit bestimmt wird.

Dabei geht nach [5] die Bemessungsdruckfestigkeit des Betons mit

$$P_c = 0,67 \cdot f_{cu} / \gamma_{mc} \quad (2.33)$$

mit:  $f_{cu}$                       Würfeldruckfestigkeit des Betons  
 $\gamma_{mc}$                       Teilsicherheitsbeiwert nach [V.14]

und die Bemessungszugfestigkeit mit

$$P_r = R_{\text{Bewehrung,t}} \cdot f_y \quad (2.34)$$

mit:  $R_{\text{Bewehrung,t}}$       thermischer Reduktionsfaktor der Betonstahlzugfestigkeit  
nach ([V.6, Tabelle 3.4]) bzw. ([V.7, Tabelle 3.4])  
 $f_y$                       Streckgrenze der Bewehrung

in die Berechnung ein.

### 2.3.5 Bemessung der Randträger des Deckenfeldes

Die Randträger des Deckenfeldes müssen, wie bereits in Abschnitt 2.2.3.1 beschrieben, so bemessen werden, dass die vertikale Lagerung der Deckenplatte sicher gestellt ist. Zu berücksichtigen ist dabei, dass sich im Brandfall aus der erhöhten Tragfähigkeit der Decke infolge Membrantragfähigkeit höhere Lasten für die Randträger ergeben.

Festzulegen sind die der Bemessung der Randträger zugrunde zu legenden Lasteinzugsflächen. Sie können einerseits in Anlehnung an das Bruchlinienbild im Versagensfall oder unter der Berücksichtigung der der Membrantragfähigkeit zugrunde liegenden Mechanik festgelegt werden [8]. Die Ansätze werden in Abbildung 2.19 bzw. Abbildung 2.20 dargestellt.

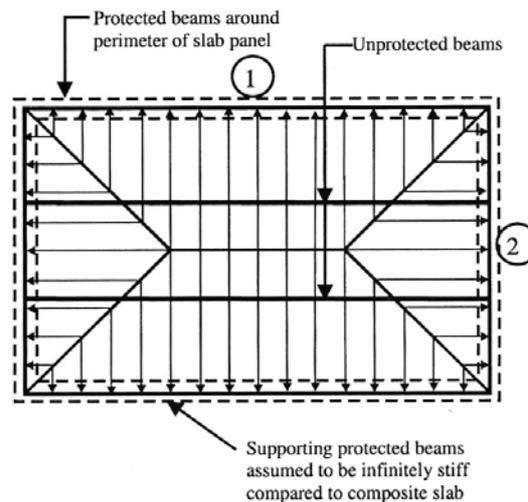
Abbildung 2.19 zeigt die Lasteinzugsflächeneinteilung in Anlehnung an den Bruchlinienverlauf. Unter Annahme dieser Einteilung ergibt sich für die längeren der Stahlträger (Träger 1) eine trapezförmige und für die kürzeren (Träger 2) eine dreiecksförmige Verteilung der Belastung. Es wird dabei für die Träger (1) implizit angenommen, dass die Stahlträger im Vergleich zur Deckenplatte unendlich steif sind. Aus diesem Lastansatz resultiert im Vergleich zum Lastansatz im Kaltfall eine höhere Belastung für die längeren und eine geringere Belastung für die kürzeren Träger.

Tatsächlich wird sich jedoch die Lastverteilung für die Träger aufgrund der im Vergleich zu der Deckenplatte abnehmenden Steifigkeit der Träger verändern, so *Bailey* [8]. Es wird sich eine



Lastverteilung ausbilden, bei der größere Lasten an den Trägerenden als in der Mitte des Stahlträgers wirken. Daraus resultierend tritt ein geringeres Feldmoment auf, als beim Ansatz der oben beschriebenen Lasteinzugsflächeneinteilung.

Für die Randträger, die senkrecht zu den inneren (ungeschützten) Trägern verlaufen, müssen zusätzlich zur Last aus der Decke Einzellasten aus den anschließenden Verbundträgern angesetzt werden. Diese ergeben sich aus der Traglast der inneren Verbundträger im Brandfall und sind im Vergleich zur Last aus der Decke relativ gering.

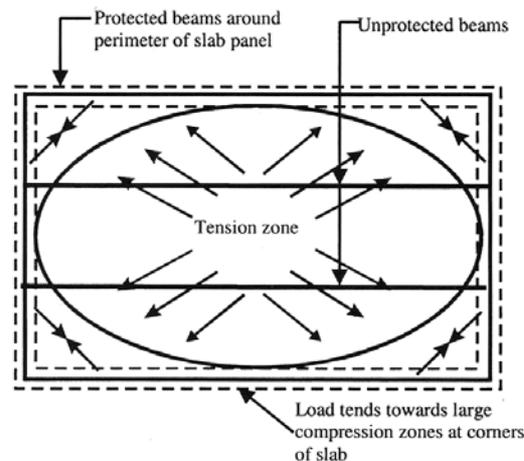


**Abbildung 2.19: Angenommene Lastverteilung für unendlich steife Träger [5]**

In Abbildung 2.20 wird die Lastverteilung bei ausgebildetem Membranspannungszustand gezeigt. Es ist zu sehen, dass sich die aufgebrachte Belastung zu den Trägerenden umlagert. Es liegt nahe, dass die Lastverteilung nach Abbildung 2.19 bezüglich der Momentenbeanspruchung als konservativ bezeichnet werden kann [8].

Aufgrund des Mangels an Forschungsaktivitäten auf diesem Gebiet kann keine endgültige Aussage über die mechanisch richtige Festlegung der Lasteinzugsflächen getroffen werden [8]. Innerhalb der Bailey-Methode wird die Lasteinzugsflächeneinteilung daher auf der sicheren Seite liegend in Anlehnung an das Bruchlinienbild im Zustand des Versagens vorgenommen (Abbildung 2.19). Für die Praxis wird dies empfohlen, da sich die Berechnung dadurch vereinfacht.

Den im Anhang A gegebenen Bemessungstabellen liegt der Berechnung der Zusatzlast auf die Randträger ein genauere Ansatz zugrunde, der sich an der Mechanik der Membrantragwirkung orientiert (vgl. Abbildung 2.20).



**Abbildung 2.20: Angenommene Lastverteilung bei Membranspannungszustand [5]**

Es wird darauf hingewiesen, dass sich bei quadratischen Deckenfeldern die Bruchlinien im Mittelpunkt des Feldes schneiden und so vier gleich große Elemente entstehen. In [3] ergibt sich so unter der Berücksichtigung beider angrenzenden Deckenelemente die halbe Deckenfeldfläche. Es ist nicht der Fall, dass rechteckige Lasteinzugfläche mit der halben Feldbreite als Lasteinzugbreite angesetzt wurden.

Im Allgemeinen werden die Schnittpunkte der Bruchlinien für die Berechnung der Belastung der Randträger wie folgt bestimmt:

$$x = nL \quad (2.35)$$

mit:  $x$  Abstand des Schnittpunktes von der kürzeren Deckenseite  
 $n$  zu berechnen gemäß Gl. (2.7)

Auf Grundlage der so ermittelten Belastung wird die Tragfähigkeit der Deckenfeldrandträger im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Brandfall bezüglich der geforderten Feuerwiderstandsdauer überprüft.

## **3 Bailey-Methode – Anwendung und Anpassung an die deutsche Normung**

### **3.1 Grundlegende Annahmen der Bailey-Methode**

Die folgenden grundlegenden Annahmen der Bailey-Methode sind in [8] zusammengestellt:

- Effekte aus Behinderung der thermischen Dehnungen werden vernachlässigt.
- Es wird ein Bruch der Bewehrung über den (geschützten) Randträgern eines Bemessungsabschnitts angenommen.
- Die Mitwirkung des Stahltrapezblechs wird vernachlässigt.
- Die Lastezugsflächen für die Lastumlagerung zu den Randträgern werden anhand der Gestalt der Bruchlinien bestimmt.
- Die Membrantragwirkung basiert auf Mode (iv) der Buchlinienausbildungen und liefert so konservativ einen unteren Grenzwert.
- Die Seiltragwirkung der Träger wird vernachlässigt.

### **3.2 Ablauf der Bemessung und Anpassung**

Im Folgenden werden die notwendigen Schritte beschrieben, um die Bemessung einer Verbunddeckenplatte im Brandfall nach der Bailey-Methode durchzuführen. Dabei orientiert sich die Erläuterung des Bemessungsablaufs an den in [4] enthaltenen Beispielen.

Die Bemessungsschritte werden in Übereinstimmung mit der englischen Normung erläutert. An den Stellen, an denen die englischen Vorschriften von den deutschen abweichen, wird die Anpassung an die deutsche Normung und an die Eurocodes vorgenommen. Dabei erfolgt die Anpassung der Bemessungsschritte an die Eurocodes entsprechend den dort angegebenen vereinfachten Berechnungsverfahren („Ebene 2“).

Es werden nur die für eine Bemessung nach dem Bailey-Verfahren notwendigen Nachweise bzw. Bemessungsschritte erläutert. Alle weiteren erforderlichen, von der Bailey-Methode unabhängigen, Nachweise werden nicht aufgeführt. Sie sind der jeweils gültigen nationalen Vorschrift zu entnehmen.

## Schritt 1: Festlegung der Feuerwiderstandsdauer der Deckenkonstruktion

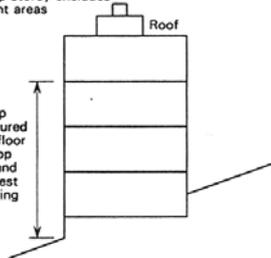
### Englische Vorschriften

Die Feuerwiderstandsdauern für Gebäude werden entsprechend den englischen Vorschriften nach dem "zugelassenen Dokument B" [B.4] festgelegt.

	Fire resistance (mins) for height of top storey (m)			
	< 5	≤ 18	≤ 30	> 30
Residential (non-domestic)	30	60	90	120
Office	30	60	90	120
Shops, commercial, assembly and recreation	30	60	90	120*
Industrial and storage	60	90	120	120*
Closed car parks	30	60	90	120*
Open-sided car parks	15	15	15	60

Height of top storey excludes roof-top plant areas

Height of top storey measured from upper floor surfaces of top floor to ground level on lowest side of building



Installing sprinklers will often allow fire resistance periods to be reduced from 60 to 30 minutes or from 90 to 60 minutes.

\* Sprinklers are required, but the fire resistance of the floor may be 90 minutes only.

**Tabelle 3.1: Zusammenstellung der geforderten Feuerwiderstandsdauern des "zugelassenen Dokuments B" [1]**

### Deutsche Vorschriften

Entsprechend der deutschen Vorschriften werden die Feuerwiderstandsdauern für Gebäude bis zu einer Höhe von 22 m nach der MBO bzw. den Landesbauordnungen festgelegt. In der MBO §2 werden Gebäudeklassen definiert, entsprechend welcher dann die zugehörigen Feuerwiderstandsdauern für Bauteile bestimmt werden.

Für bauliche Anlagen besonderer Art und Nutzung (Sonderbauten) nach MBO §2, wie z.B. Hochhäuser, Versammlungsstätten, Verkaufsstätten u.a., gelten gesonderte Anforderungen an die Feuerwiderstandsdauern der Bauteile. Diese sind den entsprechenden Vorschriften bzw. Verordnungen zu entnehmen.

Exemplarisch werden an dieser Stelle die erforderlichen Feuerwiderstandsdauern von Decken in Gebäuden dargestellt, die den Gebäudeklassen entsprechend der Musterbauordnung zugeordnet werden können. Genaue Angaben sind der MBO zu entnehmen.

Gebäudeklasse	Gebäudehöhe	Feuerwiderstandsdauer
5	13m < h < 22m	F90
4	7m < h < 13m	F60
3	h < 7m	F30
In Kellergeschossen in Gebäuden der Gebäudeklassen 3 bis 5 müssen die Decken feuerbeständig (F90) und in Gebäuden der Gebäudeklasse 1 und 2 feuerhemmend (F30) ausgeführt werden.		

**Tabelle 3.2: Feuerwiderstandsdauern von Decken entsprechend MBO §31**

## Schritt 2: Bestimmung der Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Bemessung im Brandfall

### Englische Vorschriften

Im Brandfall wird die außergewöhnliche Einwirkungskombination für die einwirkenden Lasten angesetzt. Nach [V.14, Abschnitt 3.1] sind für diese Einwirkungskombination die in Tabelle 3.3 aufgeführten Teilsicherheitsbeiwerte anzusetzen.

Load	$\gamma_f$
Dead load	1.00
Imposed loads:	
a) permanent:	
1) those specifically allowed for in design, e.g. plant, machinery and fixed partitions	1.00
2) in storage buildings or areas used for storage in other buildings (including libraries and designated filing areas)	1.00
b) non-permanent:	
1) in escape stairs and lobbies	1.00
2) all other areas (imposed snow loads on roofs may be ignored)	0.80
Wind loads	0.33

**Tabelle 3.3: Teilsicherheitsbeiwerte für den Brandfall [V.14]**

Dabei zählen die Ausbaulasten und der Trennwandzuschlag nach [V.14] zu den ständig wirkenden Verkehrslasten, vgl. Tabelle 3.3 (Imposed Load, non-permanent) und werden deshalb zum Eigengewicht addiert.

### Deutsche Vorschriften

Die Einwirkungen für Tragfähigkeitsberechnungen im Brandfall werden in Übereinstimmung mit [V.2] festgelegt.

Wie auch in [V.14] wird der Brandfall in [V.2] als außergewöhnliche Bemessungssituation betrachtet. Die maßgebende Beanspruchung im Brandfall ergibt sich durch Kombination der Einwirkungen nach DIN 1055.

Für die maßgebende veränderliche Einwirkung  $Q_1$  darf, laut [V.2, 4.3.1(2)], die quasi ständige Größe  $\psi_{2,1} \cdot Q_1$  oder die häufige Größe  $\psi_{1,1} \cdot Q_1$  angesetzt werden. Welche der beiden Größen angesetzt wird, ist dem nationalen Anhang zu entnehmen. In [V.2] wird die Verwendung der quasi ständigen Größe  $\psi_{2,1} \cdot Q_1$  empfohlen.

Die Kombination der Einwirkungen für die außergewöhnliche Bemessungssituation lautet nach DIN 1055-100:

$$E_{d,A} = E \left[ \sum_{j \geq 1} \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_p \cdot P_k \oplus A_d \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right] \quad (3.1)$$

Da, wie oben erwähnt, für die maßgebende veränderliche Größe  $Q_1$  entweder die quasi ständige Größe  $\psi_{2,1} \cdot Q_1$  oder die häufige Größe  $\psi_{1,1} \cdot Q_1$  angesetzt wird, verändert sich die Kombinationsregel zu (vgl. auch [V.1, 6.4.3.3 (1),(2)]):

$$E_d = E \left[ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P \oplus A_d \oplus (\psi_{1,1} \text{ oder } \psi_{2,1}) \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right] \quad (3.2)$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_F$  für Einwirkungen und die Kombinationsbeiwerte  $\psi$  für Hochbauten sind der DIN 1055-100 (Tabellen A.2 und A.3) zu entnehmen.

Die Lastansätze für Eigenlasten und Verkehrslasten sind in den entsprechenden Teilen der DIN 1055 zu finden.

Die Ausbaulasten zählen, wie auch die Eigenlasten der tragenden Bauteile zu den ständigen Lasten (G). Der Trennwandzuschlag für leichte Trennwände wird, anders als nach den englischen Vorschriften, zu den Verkehrslasten addiert.

### Schritt 3: Einteilung der Deckenplatte in Bemessungsabschnitte

Die Einteilung der Deckenplatte in rechteckige oder quadratische Bemessungsabschnitte erfolgt entsprechend der Bailey-Methode (siehe Abschnitt 2.2.3.1) und ist unabhängig von nationalen (englischen bzw. deutschen) Vorschriften.

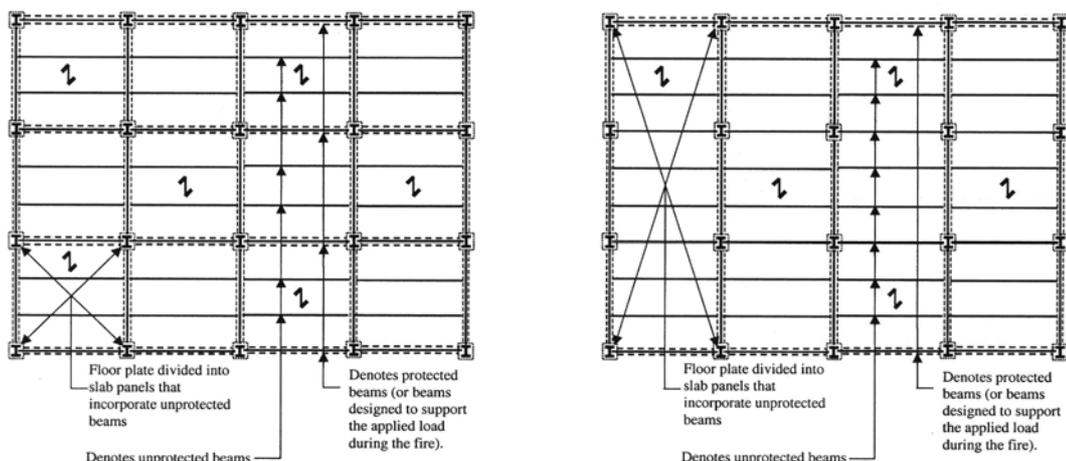


Abbildung 3.1: Einteilung der Deckenplatte in quadratische oder rechteckige Bemessungsabschnitte [5]

#### Schritt 4: Bestimmung der maximal zulässigen Verschiebung

Die maximal zulässige Gesamtvertikalverschiebung bestimmt sich nach Abschnitt 2.3.3.6 aus dem Anteil aus mechanischer Dehnung und dem aus thermischer Dehnung. Damit soll verhindert werden, dass im Brandfall ein Versagen der Bewehrung aufgrund zu hoher Betonstahldehnungen eintritt.

Die Bestimmung der maximal zulässigen Vertikalverschiebung basiert auf Annahmen, die zur Herleitung der Bailey-Methode getroffen wurden. Sie bildet eine der Grundlagen der Methode und ist deshalb unabhängig von nationalen Regelungen.

- **zulässige Vertikalverschiebung infolge mechanischer Dehnungen**

$$v_{\text{mech}} = \sqrt{\left(\frac{0,5f_y}{E}\right)_{\text{Bewehrung, } t=20^\circ\text{C}} \frac{3L^2}{8}} < l/30 \quad (3.3)$$

mit:	$f_y$	Streckgrenze des Betonstahls
	$E$	E-Modul des Betonstahls
	$L$	Längere Spannweite des Bemessungsabschnitts
	$l$	Kürzere Spannweite des Bemessungsabschnitts

- **Vertikalverschiebung infolge thermischer Dehnungen**

$$v_{\text{therm}} = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{\psi 8h} \quad (3.4)$$

mit:	$\alpha$	Wärmedehnzahl für den verwendeten Beton
	$T_2$	Temperatur an der Deckenunterseite
	$T_1$	Temperatur an der Deckenoberseite
	$T_2 - T_1$	Temperaturdifferenz = 770°C, auf Grundlage der Brandversuche in Cardington
	$h$	Deckendicke (Bei Stahltrapezblechen wird für $h$ die Höhe bis zur Mitte der Sicken und bei hinterschnittenen Profilblechen die gesamte Deckendicke angesetzt.)
	$\psi$	Kalibrierungsfaktor = 2,4, nach Testergebnissen aus den Brandversuchen in Cardington, bei einer Temperaturdifferenz von 770°C

- **Gesamtvertikalverschiebung**

$$v = \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + \sqrt{\left(\frac{0,5f_y}{E}\right)_{\text{Bewehrung, } t=20^\circ\text{C}} \frac{3L^2}{8}} \quad (3.5)$$

bzw.

$$v < \frac{\alpha(T_2 - T_1)l^2}{19.2h} + l/30$$

## Schritt 5: Berechnung der Traglast des inneren Verbundträgers mit dem höchsten Ausnutzungsgrad

### Schritt 5a: Berechnung der plastischen Momententragfähigkeit des Verbundträgers unter Raumtemperatur (bei Annahme vollständiger Verdübelung)

Die inneren Verbundträger werden bei der Berechnung mit der Bailey-Methode als Einfeldträger angenommen.

#### Englische Vorschriften

Die plastische Momententragfähigkeit des Verbundträgers muss in Übereinstimmung mit BS5950-3.1:1990 [V.12] bestimmt werden.

Die mittragende Gurtbreite der Betondecke berechnet sich nach [V.12, 4.6] als Summe der effektiven Breiten  $b_e$  beiderseits der Trägerachse. Ausgedrückt werden kann dieses durch folgende Gleichung:

$$B_e = \sum_{i=1}^2 b_{e,i} \quad (3.6)$$

- Für eine senkrecht zu dem Träger spannde Deckenplatte wird  $b_e$  wie folgt berechnet:

$$b_e = L_z / 8 < b$$

- Für eine parallel zu dem Träger spannden Deckenplatte berechnet sich  $b_e$  zu:

$$b_e = L_z / 8 < 0,8 \cdot b$$

mit:	$L_z$	Abstand der Momentennullpunkte (bei Einfeldträgern ist es die Stützweite)
	$B_e$	mittragende Breite des Betongurtes
	$b_e$	effektive Breite des Betongurtes auf jeder Seite des Stahlträgers
	$b$	halber Achsabstand zum benachbarten Träger

Die plastische Momententragfähigkeit des Verbundträgers bei vollständiger Verdübelung berechnet sich aus dem Gleichgewicht der Horizontalkräfte und dem Bilden der Momentensumme. Dabei wird nach [V.12] für die Berechnung der Druckkraft im Beton die charakteristische Würfeldruckfestigkeit des Betons ( $f_{cu}$ ) mit einem Abminderungsfaktor von 0,45 angesetzt. Dieser Wert resultiert daraus, dass der Abminderungsfaktor von 0,67 nach [V.16] für den Spannungsblock im Kaltfall durch einen Teilsicherheitsbeiwert von 1,5 dividiert wird. Die Zugkraft im Stahlprofil berechnet sich mit der Bemessungsfestigkeit des Stahls ( $p_y$ ). Die Bemessungsfestigkeit wird dabei aus Tabelle 9 des BS5950-1 ([V.11]) abgelesen und wird nicht, wie nach der deutschen Normung, zu  $f_{ay,d} = f_{ay,k}/\gamma_M$  berechnet.

### Deutsche Vorschriften

Die vollplastische Momententragfähigkeit des Verbundträgers wird nach DIN V 18800-5 ([V.8]) berechnet.

Die mittragende Gurtbreite bei Momentenbeanspruchung wird nach [V.8], anders als nach den englischen Vorschriften, zu

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (3.7)$$

mit:  $b_0$             Achsabstand zwischen den äußeren Dübelreihen  
 $b_e$             mittragende Breite der Teilgurte =  $L_e/8 < b_i$   
 $L_e$             äquivalente Stützweite, i.A. Abstand der Momentennullpunkte

bestimmt.

Bei der Berechnung der vollplastischen Momententragfähigkeit bei vollständiger Verdübelung wird in der Druckzone des mittragenden Betonquerschnitts der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit nach [V.8, 5.2] entsprechend DIN 1045-1 [V.9, 9.1.6], angesetzt:

$$f_{\text{cd}} = \alpha \cdot f_{\text{ck}} / \gamma_M \quad (3.8)$$

mit:  $\alpha = 0,85$  für Normalbeton  
 $\alpha = 0,75$  für Leichtbeton

Als charakteristische Betondruckfestigkeit  $f_{\text{ck}}$  wird entsprechend der deutschen Normung die Zylinderdruckfestigkeit verwendet, wohingegen in den englischen Vorschriften das Ansetzen der Würfeldruckfestigkeit zur Ermittlung der Betondruckspannungen vorgeschrieben ist. Für Druck- und Zugspannungen im Baustahlquerschnitt wird nach [V.8] der Bemessungswert der Streckgrenze

$$f_{\text{ay,d}} = f_{\text{ay,k}} / \gamma_M \quad (3.9)$$

angesetzt.

Folgende Teilsicherheitsbeiwerte des Materials werden im Kaltfall für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach DIN V 18800-5 [V.8] angesetzt:

Baustahl	$\gamma_M = 1,10$
Betonstahl	$\gamma_M = 1,15$
Beton	$\gamma_M = 1,50$

Die plastische Momententragfähigkeit des Verbundträgers berechnet sich, wie allgemein üblich, für eine plastische Nulllinie oberhalb des Profilblechs zu:

- Plastische Normalkraft im Stahlprofil:

$$N_{\text{pl,a,Rd}} = f_{\text{ay,d}} \cdot A_a \quad (3.10)$$

- Plastische Normalkraft in der Betondecke:

$$N_{cd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot x_{cTräger} \quad (3.11)$$

- Druckzonenhöhe aus  $\Sigma H = 0$ :

$$x_{cTräger} = \frac{N_{pl,a,Rd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_{eff}} \quad (3.12)$$

Die Druckzonenhöhe ist zu überprüfen. Liegt die plastische Nulllinie nicht oberhalb des Profilblechs, kann die nachfolgende Formel zur Berechnung der plastischen Momententragfähigkeit nicht angewendet werden.

- Plastische Momententragfähigkeit bei Lage der plastischen Nulllinie oberhalb des Profilblechs:

$$M_d = N_{pl,a,Rd} \cdot \left( \frac{h}{2} + h_c - \frac{x_{cTräger}}{2} \right) \quad (3.13)$$

mit:  $h$  Bauhöhe des Stahlträgers  
 $h_c$  Höhe der Betondecke

### Schritt 5b: Bestimmung der Bemessungstemperatur des Trägers

#### Englische Vorschriften

Die Bemessungstemperatur (design temperature) wird in [V.14, 1.2.2] als die höchste Temperatur definiert, die der Teil eines Querschnitts am Ende einer geforderten Feuerwiderstandsdauer in einem Normbrandversuch in Übereinstimmung mit BS476-20 und BS476-21 erreicht.

Die Bemessungstemperaturen sind für Träger in [V.14] in Abhängigkeit der Flanschdicken und der geforderten Feuerwiderstandsdauern tabelliert, vgl. Tabelle 3.4.

Flange thickness	Design temperature for fire resistance period of:			
	30 min	60 min	90 min	120 min
mm	°C	°C	°C	°C
≤ 6.8	810	940	1 000	1 045
8.6	790	939	1 000	1 045
9.7	776	938	1 000	1 045
10.9	767	938	1 000	1 045
11.8	755	936	1 000	1 045
12.7	750	936	1 000	1 045
13.2	746	936	1 000	1 045
14.8	741	936	1 000	1 045
17.0	739	935	1 000	1 045
17.7	736	933	1 000	1 045
18.8	730	931	1 000	1 045
19.7	722	929	1 000	1 045
20.2	719	929	1 000	1 045
22.1	716	928	1 000	1 045
23.6	694	920	1 000	1 045
25.4	688	919	1 000	1 045
26.8	676	914	1 000	1 045
27.9	665	908	1 000	1 045
32.0	625	885	1 000	1 045
36.6	586	849	1 000	1 045

NOTE The values in Table 7 assume heating from three sides.

**Tabelle 3.4: Bemessungstemperaturen für Träger [V.14]**

Anmerkung: In der zitierten Veröffentlichung vom Januar 2003 [4] wird bei der Anwendung der Bemessungsmethode auf BS5950-8:1990 Bezug genommen. In einer bereits existierenden, aktuelleren Version des BS5950-8 aus dem Jahr 2003 sind ebenfalls Tabellen zur Bestimmung der Bemessungstemperatur enthalten.

#### Deutsche Vorschriften

Innerhalb der deutschen Normung und der Eurocodes existiert der Begriff der Bemessungstemperatur nicht. An dieser Stelle wird stattdessen die Stahltemperatur  $\theta_{a,t}$  berechnet, die sich zu einem Zeitpunkt  $t$  in einem Querschnitt einstellt.

Nach [V.6, 4.3.3.2] bzw. [V.7, 4.3.4.2.2] darf zur Berechnung der Temperaturverteilung im Stahlquerschnitt der Gesamtquerschnitt in Querschnittsteile unterteilt werden. Die Temperaturerhöhung  $\Delta\theta_{a,t}$  in einzelnen Teilen eines ungeschützten Stahlquerschnitts im Zeitintervall  $\Delta t$  ergibt sich nach [V.6, 4.3.3.2 (2)] bzw. [V.7, 4.3.4.2.2 (3)].

Die Stahltemperaturen werden durch Auswertung der Gleichungen aus [V.6] bzw. [V.7] mit einem Excel-Sheet des Instituts für Stahlbau der Universität Hannover berechnet. Damit ein Vergleich mit den in den englischen Vorschriften angegebenen Bemessungstemperaturen möglich ist, wird hier die Temperatur für den unteren Flansch einiger Profile berechnet, weil sich dieser höchstwahrscheinlich bei Beflammung von unten am stärksten erwärmen wird. In

Tabelle 3.5 und Tabelle 3.6 sind die Stahltemperaturen in Abhängigkeit der Flanschdicke und der Feuerwiderstandsdauer zusammengestellt.

Flanschdicke [mm]	Stahltemperaturen $\theta_a$ [°C] für Feuerwiderstandsdauern von:		
	30 min	60 min	90 min
5,2	834	943	1005
5,7	833	943	1004
6,3	832	942	1004
6,9	830	942	1004
7,4	829	942	1004
8,0	826	942	1004
8,5	824	941	1004
9,2	820	941	1003
9,8	816	941	1003
10,2	813	940	1003
10,7	809	940	1003
11,5	803	940	1003
12,7	792	939	1002
13,5	784	939	1002
14,6	773	938	1002
16,0	760	937	1002
17,2	751	937	1001
19,0	741	936	1001

**Tabelle 3.5: Stahltemperaturen in Abhängigkeit der Flanschdicke nach ENV1994-1-2**

Flanschdicke [mm]	Stahltemperaturen $\theta_a$ [°C] für Feuerwiderstandsdauern von:		
	30 min	60 min	90 min
5,2	837	944	1005
5,7	836	944	1005
6,3	835	943	1005
6,9	834	943	1005
7,4	834	943	1005
8,0	833	943	1004
8,5	832	942	1004
9,2	830	942	1004
9,8	829	942	1004
10,2	828	942	1004
10,7	826	942	1004
11,5	823	941	1004
12,7	818	941	1003
13,5	814	941	1003
14,6	807	940	1003
16,0	797	940	1003
17,2	789	939	1003
19,0	775	938	1002

**Tabelle 3.6: Stahltemperaturen in Abhängigkeit der Flanschdicke nach prEN1994-1-2**

Den in der Tabelle angegebenen Werten liegen folgende Eingangswerte zugrunde:

- Betrachtung des unteren Flansches, allseitige Beflammung ( $U/A = 2/t$ ), keine Abschattung
- Der resultierende Emissionskoeffizient wird nach der prEN-Version [V.7] der Eurocodes zu 0,7 und nach der ENV-Fassung [V.6] zu 0,5 angenommen.
- In [V.6] wird der Korrekturfaktor für den Abschattungseffekt konservativ zu 1,0 gesetzt. Hingegen ist in [V.7] eine Gleichung zur genaueren Berechnung dieses Faktors angegeben. Den Temperaturen in Tabelle 3.5 und Tabelle 3.6 liegt eine konservative Annahme des Korrekturfaktors von 1,0 zugrunde.
- Als Brandeinwirkung wird die Einheits-Temperaturzeitkurve angesetzt. Dabei wird ein konvektiver Wärmeübergangskoeffizient von  $25 \text{ W/m}^2\text{K}$  berücksichtigt.
- Die spezifische Wärmekapazität wird in Abhängigkeit der Temperatur nach den in [V.6, 3.3.1 (4)] angegebenen Gleichungen berechnet.
- Die Dichte des Stahls wird als über die Zeit konstant bleibend angenommen.

### Schritt 5c: Bestimmung des Ausnutzungsgrades des Trägers in Abhängigkeit der kritischen Temperatur

Nach [V.6, 4.3.3.3], „Modell der kritischen Temperatur“, darf die kritische Temperatur  $\theta_{cr}$  für gelenkig gelagerte Einfeldträger mit ausschließlich positiver Momentenbeanspruchung aus dem Ausnutzungsgrad  $\eta_{fi,t}$  für den Verbundquerschnitt und aus dem von der Stahltemperatur abhängigen maximalen Spannungsniveau für Baustahl  $f_{amax,\theta_{cr}}$  [V.6] bzw.  $f_{ay,\theta_{cr}}$  [V.7] berechnet werden.

$$0,9 \cdot \eta_{fi,t} = \frac{f_{amax,\theta_{cr}}}{f_{ay,20^\circ\text{C}}} \quad (3.14)$$

In [V.7, 4.3.4.2.3] wird angegeben, dass die oben genannte Formel zur Bestimmung der kritischen Temperatur nur für Feuerwiderstandsdauern R30 angewendet werden soll. In allen anderen Fällen berechnet sie sich aus:

$$\eta_{fi,t} = \frac{f_{ay,\theta_{cr}}}{f_{ay}} \quad (3.15)$$

Die in Tabelle 3.7 angegebenen Werte ergeben sich mit folgender Nebenrechnung durch Annahme eines Ausnutzungsgrades und Ablesung aus Tabelle 3.2 in [V.6] bzw. [V.7]:

$$\eta_{fi,t} = \frac{k_\theta \cdot f_{ay,20^\circ\text{C}}}{f_{ay,20^\circ\text{C}}} \rightarrow \eta_{fi,t} = k_\theta \quad (3.16)$$

Ausnutzungsgrad	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,08	0,06	0,04	0,02	0,01
Kritische Temperatur ( $^\circ\text{C}$ )	526	558	590	629	671	725	820	860	900	1000	1100	1150

**Tabelle 3.7: Ausnutzungsgrad in Abhängigkeit der kritischen Temperatur [4]**

Um den Ausnutzungsgrad des Trägers zu bestimmen, wird die unter Schritt 5b definierte Bemessungstemperatur als kritische Temperatur angenommen. Mit dieser Temperatur kann dann aus Tabelle 3.7 der zugehörige Ausnutzungsgrad abgelesen werden, bei dem der Tragwiderstand gerade noch so groß ist, dass die einwirkenden Lasten aufgenommen werden können.

### Schritt 5d: Bestimmung der plastischen Momententragfähigkeit im Brandfall für die geforderte Feuerwiderstandsdauer

Bei der Bailey-Methode wird für die Berechnung der Gesamtragfähigkeit des Deckensystems angenommen, dass die inneren Stahlträger im Brandfall versagen. Die maximale plastische Momententragfähigkeit im Brandfall wird daher in Abhängigkeit der kritischen Temperatur und des dann vorhandenen Ausnutzungsgrades so berechnet, dass die vorhandene Temperatur als Versagenstemperatur (kritische Temperatur) angesetzt wird.

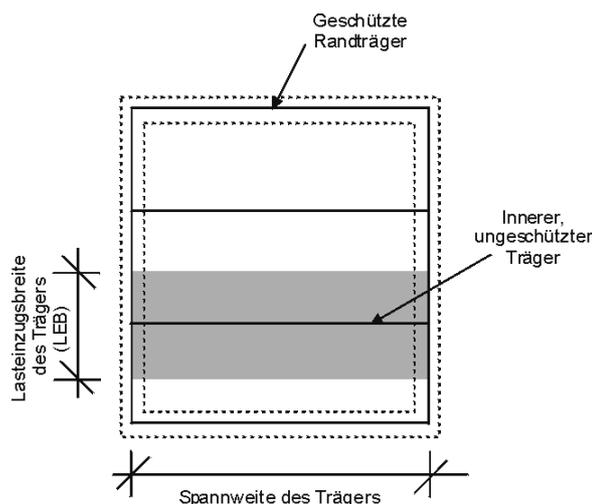
Die plastische Momententragfähigkeit berechnet sich daher (in England wie auch in Deutschland) in Abhängigkeit des Ausnutzungsgrades (vgl. Schritt 5c) zu:

$$M_{fi} = \eta_{fi,t} \cdot M_d \quad (3.17)$$

mit:  $M_d$  Momententragfähigkeit des Trägers unter Raumtemperatur, vgl. Schritt 5a

### Schritt 5e: Bestimmung der Traglast der inneren Verbundträger

Unter der Annahme, dass es sich bei den inneren Verbundträgern um Einfeldträger handelt, bestimmt sich die Traglast zu:



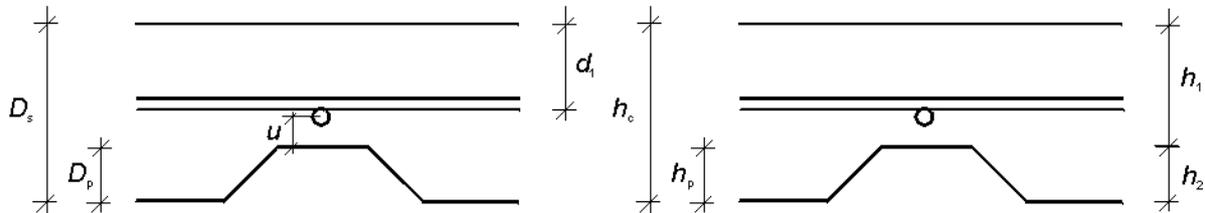
$$w_{\text{Träger},\theta} = \frac{8 \cdot M_{fi}}{l^2 \cdot \text{LEB}} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (3.18)$$

Abbildung 3.2: Lasteinzugsbreite der inneren Träger

**Schritt 6: Berechnung der Traglast der Deckenplatte**

**Schritt 6a: Wahl der Mattenbewehrung und Bestimmung der statischen Nutzhöhe**

Die Bewehrungsmatten müssen oberhalb des Stahlprofilblechs angeordnet werden. Die Wahl des Abstands der Mattenbewehrung vom Profilblech liegt dabei im Ermessen des Ingenieurs. Es muss hierbei sichergestellt sein, dass die erforderliche Betonüberdeckung eingehalten wird.



**Abbildung 3.3: Verbunddeckenplatte mit Bezeichnungen frei nach englischen Vorschriften (links) und mit Bezeichnungen nach den Eurocodes (rechts)**

Die statische Nutzhöhe der Verbunddecke berechnet sich zu:

$$d_1 = h_c - h_p - c_{nom} - \varnothing/2 \tag{3.19}$$

**Schritt 6b: Bestimmung der Temperatur in der Mitte der Bewehrung**

Englische Vorschriften

In Abhängigkeit des Abstandes der Bewehrung oberhalb der Sicken des Profilblechs, der Art des Betons (Leichtbeton, Normalbeton) und der angesetzten Feuerwiderstandsdauer sind in [V.14] die Temperaturen des Bewehrungsstahls tabelliert, vgl. Tabelle 3.8.

Depth into slab (see note 2)	Temperature distribution for a fire resistance period of:												
	30 min		60 min		90 min		120 min		180 min		240 min		
	NW	LW	NW	LW	NW	LW	NW	LW	NW	LW	NW	LW	
mm	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C	°C
10	470	460	650	620	790	720	a	770	a	a	a	a	a
20	340	330	530	480	650	580	720	640	a	740	a	a	a
30	250	260	420	380	540	460	610	530	700	630	770	700	700
40	180	200	330	290	430	360	510	430	600	520	670	600	600
50	140	160	250	220	370	280	440	340	520	430	600	510	510
60	110	130	200	170	310	230	370	280	460	380	540	440	440
70	90	80	170	130	260	170	320	220	410	320	480	380	380
80	80	60	140	80	220	130	270	180	360	270	430	320	320
90	70	40	120	70	180	100	240	150	320	230	380	280	280
100	60	40	100	60	160	80	210	140	280	190	360	270	270

NOTE 1 NW is ordinary dense structural concrete and LW is lightweight concrete.  
NOTE 2 For any profile shape the depth into the concrete is measured normal to the surface of the profiled steel sheet (see Figure 1).  
<sup>a</sup> Indicates a temperature greater than 800 °C.

**Tabelle 3.8: Temperaturverteilungen in einer Verbunddecke [V.14]**

### Deutsche Vorschriften

Die Temperatur  $\theta_s$  des im Normalbeton liegenden Betonstahlquerschnitts kann nach [V.6, 4.3.1.4] in Abhängigkeit der Feuerwiderstandsdauer aus Tabelle 3.9 abgelesen werden. Temperaturen für Betonstahl innerhalb von Leichtbeton werden dort nicht angegeben.

Feuerwiderstandsklasse	Temperatur des Bewehrungsstahles [°C]
R60	$\theta_s = 1175 - 350 z \leq 810^\circ\text{C}$ für ( $z \leq 3,3$ )
R90	$\theta_s = 1285 - 350 z \leq 880^\circ\text{C}$ für ( $z \leq 3,6$ )
R120	$\theta_s = 1370 - 350 z \leq 930^\circ\text{C}$ für ( $z \leq 3,8$ )
R180	$\theta_s = 1490 - 350 z \leq 1000^\circ\text{C}$ für ( $z \leq 4,0$ )
R240	$\theta_s = 1575 - 350 z \leq 1050^\circ\text{C}$ für ( $z \leq 4,2$ )

**Tabelle 3.9: Temperatur der Bewehrung in Abhängigkeit der Feuerwiderstandsdauer [V.6]**

Der Beiwert  $z$  berechnet sich wie folgt:

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}} \quad (3.20)$$

In [V.6] werden nur Angaben zur Bestimmung der Temperaturen von innerhalb der Sicken des Profiblechs angeordneter Bewehrung gemacht. Es wurden unterschiedliche Abstände der oberhalb des Stahlblechs liegenden Bewehrung ausprobiert. Allerdings konnte keine Variante gefunden werden, die Temperaturen lieferte, die mit denen nach den englischen Vorschriften annähernd übereinstimmten.

Nach [V.7, Anhang D] kann die Betonstahltemperatur  $\theta_s$  mit Hilfe einer Gleichung berechnet werden, die sowohl für Betonstahl in Normal- als auch in Leichtbeton angewendet werden kann.

### **Schritt 6c: Bestimmung der Reduktionsfaktoren zur Abminderung der Streckgrenze der Bewehrung und der Betondruckfestigkeit**

Aus Tabelle 3.10 wird mit der im Schritt 6b bestimmten Temperatur der Bewehrung der Abminderungsfaktor der Streckgrenze des Betonstahls, für England wie für Deutschland, abgelesen.

Stahltemperatur $\theta_s$ [°C]	$\frac{\bar{E}_{s,\theta}}{E_{s,20^\circ\text{C}}}$	$\frac{f_{sp,\theta}}{f_{sy,20^\circ\text{C}}}$	$\frac{f_{smax,\theta}}{f_{sy,20^\circ\text{C}}}$
20	1,00	1,00	1,00
100	1,00	0,96	1,00
200	0,87	0,92	1,00
300	0,72	0,81	1,00
400	0,56	0,63	0,94
500	0,40	0,44	0,67
600	0,24	0,26	0,40
700	0,08	0,08	0,12
800	0,06	0,06	0,11
900	0,05	0,05	0,08
1000	0,03	0,03	0,05
1100	0,02	0,02	0,03
1200	0,00	0,00	0,00

**Tabelle 3.10: Reduktionsfaktoren zur Abminderung der Streckgrenze von Betonstahl [V.6]**

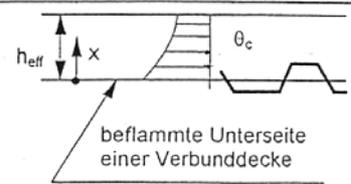
Englische Vorschriften

Eine Abminderung der Betondruckfestigkeit infolge Temperaturerhöhung wird nicht vorgenommen, da angenommen wird, dass sich im oberen Teil der Deckenplatte nur eine kleine Druckzone ausbildet.

Deutsche Vorschriften

Die Temperaturverteilung im Beton darf laut [V.6, 4.3.3.2 (15)] Tabelle 3.11 entnommen werden. Nach Regel (16) desselben Abschnitts ist bei Temperaturen unter 250°C keine Abminderung des Betons zu berücksichtigen.

Tiefe $x$ [mm]	Betontemperatur $\theta_c$ [°C] nach einer Branddauer in min von					
	30'	60'	90'	120'	180'	240'
5	535	705				
10	470	642	738			
15	415	581	681	754		
20	350	525	627	697		
25	300	469	571	642	738	
30	250	421	519	591	689	740
35	210	374	473	542	635	700
40	180	327	428	493	590	670
45	160	289	387	454	549	645
50	140	250	345	415	508	550
55	125	200	294	369	469	520
60	110	175	271	342	430	495
80	80	140	220	270	330	395
100	60	100	160	210	260	305



**Tabelle 3.11: Temperaturverteilung in einer ungeschützten massiven Betondecke mit 100 mm Dicke [V.6]**

### Schritt 6d: Bestimmung der plastischen Momententragfähigkeit im Brandfall für die geforderte Feuerwiderstandsdauer

Bei der Berechnung der plastischen Momententragfähigkeit der Verbunddecke im Brandfall wird bei der Bailey-Methode auf der sicheren Seite die Mitwirkung des Stahltrapezblechs vernachlässigt.

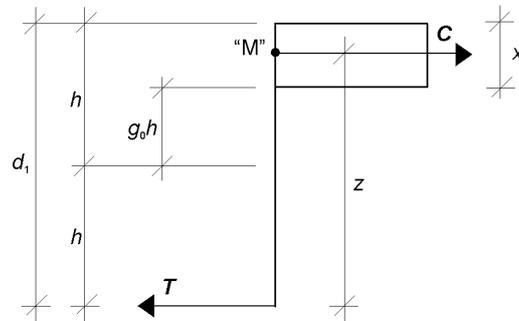


Abbildung 3.4: Innere Kräfte – Druckkraft im Beton und Zugkraft in der Bewehrung [4]

#### Englische Vorschriften

Im Brandfall wird für die Verbunddecke die plastische Momententragfähigkeit in Übereinstimmung mit den englischen Vorschriften [V.13] und [V.14] bzw. [V.15] bestimmt. Sie ergibt sich aus dem Gleichgewicht der Horizontalkräfte und durch Bildung der Momentensumme wie folgt:

Die Druckzonenhöhe  $x_c$  wird aus dem Gleichgewicht der inneren Kräfte bestimmt:

Zugkraft in der Bewehrung:

$$T = A_s \cdot k_\theta \cdot \frac{f_y}{\gamma_M} \quad [\text{kN}] \quad (3.21)$$

mit:  $A_s$  Betonstahlquerschnitt  
 $f_y$  Streckgrenze des Betonstahls  
 $k_\theta$  Reduktionsfaktor zur Berücksichtigung der erhöhten Temperatur

Druckkraft im Beton:

$$C = \frac{0,67}{\gamma_M} \cdot f_{cu} \cdot x_c \quad [\text{kN}] \quad (3.22)$$

mit:  $\gamma_M$  Teilsicherheitsfaktor der Werkstoffeigenschaft im Brandfall  
 $f_{cu}$  Würfeldruckfestigkeit des Betons  
 0,67 Faktor zur Abminderung der Betondruckfestigkeit nach [V.16]

Die Momententragfähigkeit der Deckenplatte im Brandfall berechnet sich aus der Momentensumme um „M“, vgl. Abbildung 3.4.

Auch hier wird für die Bestimmung der Druckkraft im Beton die Würfeldruckfestigkeit angesetzt.

Die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_M$  werden nach [V.14] für Stahl und Beton zu 1,0 angenommen.

### Deutsche Vorschriften

Die Bestimmung der plastischen Momententragfähigkeit der ungeschützten Verbunddecke im Brandfall muss in Übereinstimmung mit [V.6] durchgeführt werden.

Die plastische Momententragfähigkeit ergibt sich, wie auch nach den englischen Vorschriften, aus dem Gleichgewicht der Horizontalkräfte und durch Bilden der Momentensumme.

Die Zugkraft in der Bewehrung ergibt sich durch Multiplikation der Querschnittsfläche mit dem Bemessungswert der Streckgrenze. Eine temperaturabhängige Abminderung der Streckgrenze mit dem Reduktionsfaktor  $k_\theta$  ist vorzunehmen, vgl. Schritt 6b und 6c.

$$f_{sy,fi,d} = \frac{f_{sy,k}}{\gamma_{M,fi}} \cdot k_\theta \quad (3.23)$$

$$T = f_{sy,fi,d} \cdot A_s \quad (3.24)$$

Die Betondruckkraft sollte nach [V.6] wie im Kaltfall unter Berücksichtigung eines rechteckigen Spannungsblocks aus der Zylinderdruckfestigkeit

$$f_{c,fi,d} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{M,fi}} \cdot k_\theta \quad (3.25)$$

bestimmt werden. Sie ergibt sich zu

$$C = f_{c,fi,d} \cdot x_c \quad (3.26)$$

Die plastische Momententragfähigkeit der Betondecke berechnet sich aus dem Gleichgewicht der Horizontalkräfte  $\sum H = 0$ :

$$x_c = \frac{T}{f_{c,fi,d}} \quad (3.27)$$

$$m = T \cdot z = T \cdot \left( d_1 - \frac{x_c}{2} \right) \quad (3.28)$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte für Stahl, Beton und Betonstahl bei der Bemessung für den Brandfall werden nach [V.6] zu 1,0 angenommen.

### **Schritt 6e: Bestimmung der Traglast nach Bruchlinientheorie**

Die Berechnung der Traglast nach Bruchlinientheorie ist Grundlage der Methode und von nationalen Vorschriften unabhängig, vgl. Abschnitt 2.3.4. Durch Einsetzen der im Schritt 6d berechneten plastischen Momententragfähigkeit in die folgende Gleichung kann die Traglast  $p$  ermittelt werden. Dabei ist zu beachten, dass die einzusetzende plastische

Momententragfähigkeit, wie unter Schritt 6d erläutert, in Übereinstimmung mit der jeweils geltenden nationalen Vorschrift berechnet werden muss.

$$m = \frac{pl^2}{24} \left[ \sqrt{3 + \left(\frac{l}{L}\right)^2} - \frac{l}{L} \right]^2 \quad (3.29)$$

mit:  $m$  plastische Momententragfähigkeit der Verbunddecke im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Brandfall  
 $p$  Traglast der Decke nach Bruchlinientheorie

Die Werte für  $(24/[...]^2)$  der umgestellten Gleichung sind außerdem in Tabelle 2.1 für verschiedene Seitenverhältnisse enthalten.

### Schritt 7: Berechnung des Erhöhungsfaktors zur Berücksichtigung der Membrantragwirkung

Die Berechnung des Erhöhungsfaktors ist unabhängig von nationalen Vorschriften, da sie auf den grundlegenden Annahmen der Bailey-Methode basiert.

Der Schnittpunkt der Bruchlinien wird durch den Parameter  $n$  definiert. Dieser kann wie folgt berechnet werden (Abschnitt 2.3.3.2):

$$n = \left( \sqrt{3 + \frac{1}{a^2}} - \frac{1}{a} \right) \frac{1}{2a} \quad (3.30)$$

mit:  $a = L/l$  Seitenverhältnis des Bemessungsabschnitts

Die Herleitung der Erhöhungsfaktoren für die Elemente zwischen den Bruchlinien ist in Abschnitt 2.3.3.5 beschrieben. Der Gesamterhöhungsfaktor zur Berücksichtigung der Membrantragwirkung in der Verbunddecke berechnet sich wie folgt:

- **Element 1**

Erhöhungsfaktor aufgrund der Membrankräfte:

$$e_{1m} = \frac{M_{1m}}{M_0 L} = \frac{4b}{3 + g_0} \left( \frac{v}{d_1} \right) \left( (1 - 2n) + \frac{n(3k + 2)}{3(1 + k)^2} - \frac{nk^3}{3(1 + k)^2} \right) \quad (3.31)$$

Erhöhungsfaktor infolge Randdruckspannungen:

$$e_{1b} = \frac{M}{M_0 L} = 2n \left[ 1 + \frac{ab}{2}(k - 1) - \frac{\beta b^2}{3}(k^2 - k + 1) \right] + (1 - 2n)(1 - ab - \beta b^2) \quad (3.32)$$

Gesamterhöhungsfaktor für Element 1:

$$e_1 = e_{1m} + e_{1b} \quad (3.33)$$

- **Element 2**

Erhöhungsfaktor aufgrund der Membrankräfte:

$$e_{2m} = \frac{M_{2m}}{M_0 l} = \frac{4b}{3 + g_0} \left( \frac{v}{d_1} \right) \left( \frac{2 + 3k}{6(1+k)^2} - \frac{k^3}{6(1+k)^2} \right) \quad (3.34)$$

Erhöhungsfaktor infolge Randdruckspannungen:

$$e_{2b} = \frac{M}{M_0 l} = 1 + \frac{ab}{2} (k-1) - \frac{\beta b^2}{3} (k^2 - k + 1) \quad (3.35)$$

Gesamterhöhungsfaktor für Element 2:

$$e_2 = e_{2m} + e_{2b} \quad (3.36)$$

- **Gesamterhöhungsfaktor für einen Bemessungsabschnitt**

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2a^2} \quad (3.37)$$

- **Weitere für die Berechnung notwendige Hilfsgrößen**

Nach Abschnitt 2.3.3.2:

$$k = \frac{4na^2(1-2n)}{4n^2a^2 + 1} + 1 \quad (3.38)$$

mit:  $a = L/l$  Seitenverhältnis des Bemessungsabschnitts

$$b = \frac{1,1 \cdot l^2}{8 \cdot (A + B + C - D)} \quad (3.39)$$

$$\text{mit: } A = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{1+k} \right) \left[ \frac{l^2}{8n} - \frac{(L/2 - nL)}{nL} \left( (nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) - \frac{1}{3} \left( \frac{1}{1+k} \right) \left( (nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right]$$

$$B = \frac{1}{2} \left( \frac{k^2}{1+k} \right) \left[ \frac{nL^2}{2} - \frac{k}{3(1+k)} \left( (nL)^2 + \frac{l^2}{4} \right) \right]$$

$$C = \frac{l^2}{16n} (k-1)$$

$$D = \left( \frac{L}{2} - nL \right) \left( \frac{L}{4} - \frac{nL}{2} \right)$$

Nach Abschnitt 2.3.3.4:

$$\alpha = \frac{2g_0}{3 + g_0} \quad (3.40)$$

$$\beta = \frac{1 - g_0}{3 + g_0} \quad (3.41)$$

Faktor zur Beschreibung der Druckzonenhöhe:

$$g_0 = \left( \frac{d_1}{2} - x_c \right) \cdot \frac{2}{d_1} \quad (3.42)$$

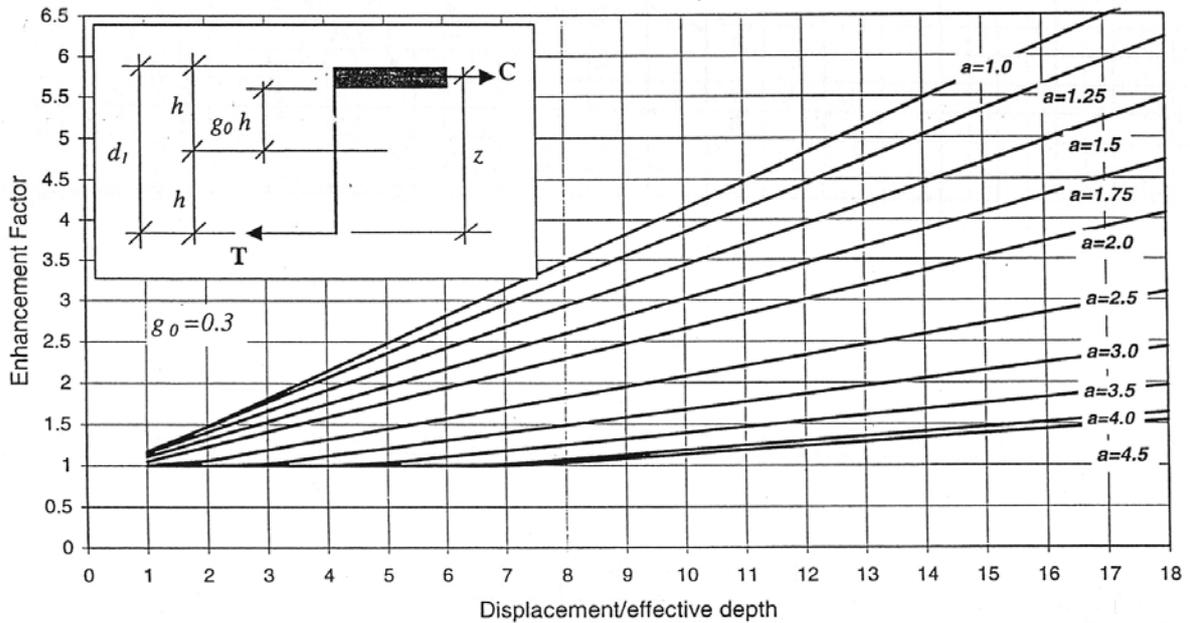


Abbildung 3.5: Diagramm zur Ableitung des Erhöhungsfaktors für  $g_0 = 0,3$  [4]

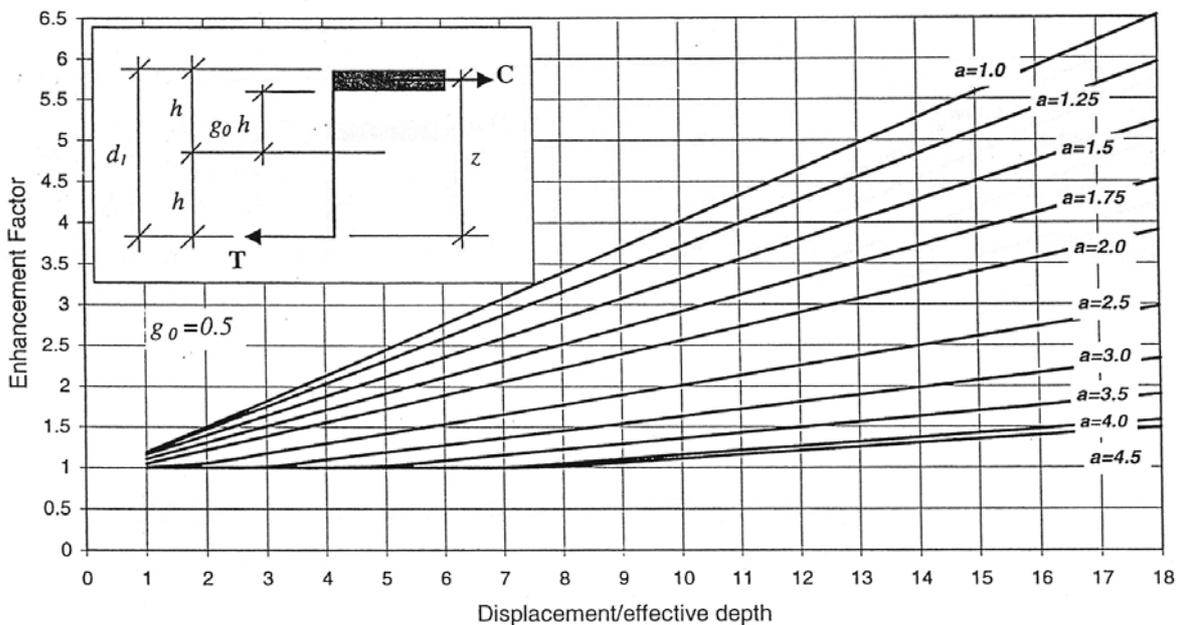


Abbildung 3.6: Diagramm zur Ableitung des Erhöhungsfaktors für  $g_0 = 0,5$  [4]

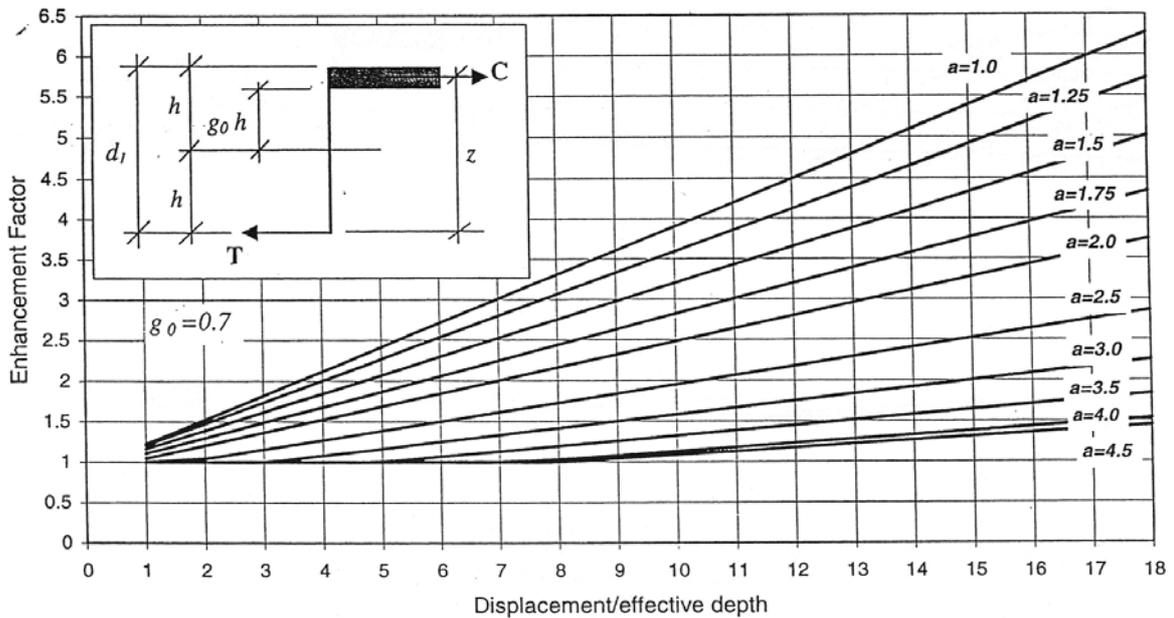


Abbildung 3.7: Diagramm zur Ableitung des Erhöhungsfaktors für  $g_0 = 0,7$  [4]

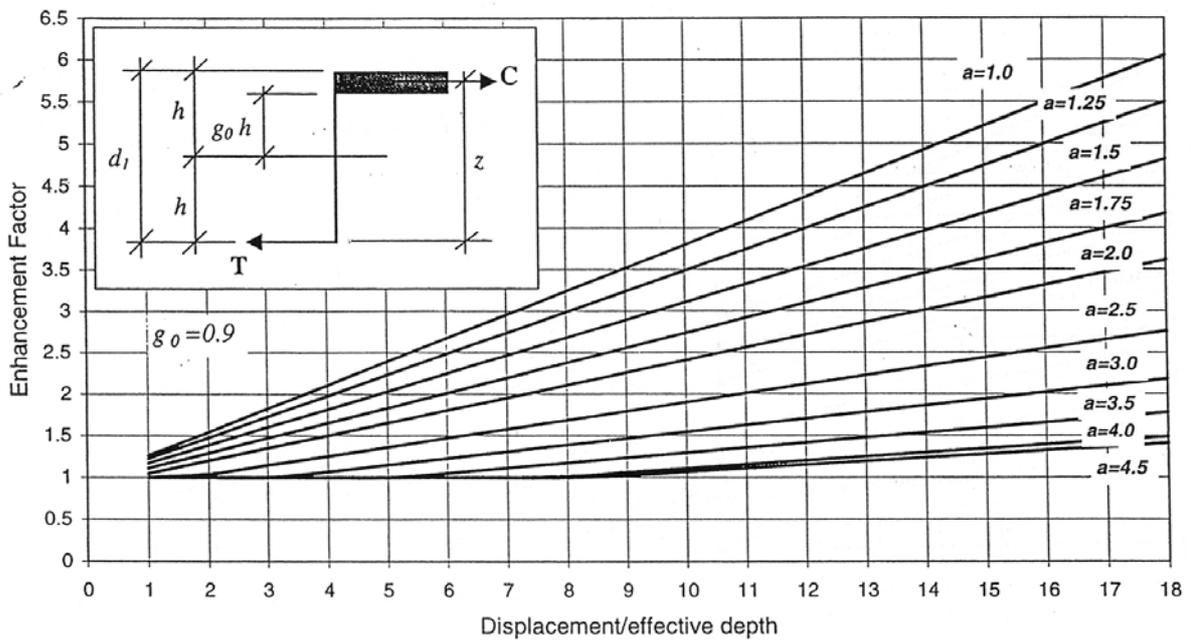


Abbildung 3.8: Diagramm zur Ableitung des Erhöhungsfaktors für  $g_0 = 0,9$  [4]

### Schritt 8: Bestimmung der Gesamttragfähigkeit des Deckensystems

Die Gesamttraglast des Systems bestimmt sich nach Abschnitt 2.3.1.2 zu:

$$w_{p\theta} = e \cdot (\text{Traglast der Verbunddecke}) + (\text{Traglast der ungeschützten Träger}) \quad (3.43)$$

## Schritt 9: Überprüfung der Tragfähigkeit

Die unter Schritt 8 berechnete Gesamttraglast des Systems muss an dieser Stelle überprüft werden.

Dies erfolgt für England und Deutschland entsprechend des im Eurocode 4, Teil 1-2 [V.6] angegebenen Nachweisformats:

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t} \quad (3.44)$$

mit:	$E_{fi,d,t}$	Einwirkungen im Brandfall, bestimmt aus der Kombinationsregel für die außergewöhnliche Bemessungssituation, vgl. 2.)
	$R_{fi,d,t}$	Bemessungswert der Tragfähigkeit im Brandfall, vgl. 8.)
	$t$	maßgebende Dauer der Brandbeanspruchung

Wenn die Traglast größer ist als die unter Schritt 2 berechneten Einwirkungen im Brandfall ( $E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t}$ ), kann der Bemessungsabschnitt wie gewählt ausgeführt werden.

Wenn die Traglast des Deckensystems nicht ausreicht, um die einwirkenden Lasten aufzunehmen ( $E_{fi,d,t} > R_{fi,d,t}$ ), können die folgenden, in [3] genannten, Veränderungen vorgenommen werden:

- Erhöhen des Bewehrungsgrades. (Dieses wird in [3] als wirtschaftlichste Lösung genannt.)
- Erhöhen der Deckendicke bei gleich bleibendem Bewehrungsgrad. (Dadurch wird die Biegetragfähigkeit erhöht. Ebenso erhöht sich die Membrantragwirkung in den Bereichen, in denen in der Plattenebene Druckspannungen auftreten. Allerdings wird durch eine größere Dicke der Decke das Eigengewicht erhöht.)
- Erhöhen der Größe oder der Stahlgüte der inneren ungeschützten Stahlträger. (Das hat den Effekt, dass die Stahlträger in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit im Kaltfall überbemessen werden.)
- Verkleinern des Bemessungsabschnitts. (Dadurch wird die Anzahl der ungeschützten Träger verringert.)

Für den Fall, dass Veränderungen am Deckensystem vorgenommen werden, muss die Berechnung an der Stelle, an der die Änderungen relevant sind, korrigiert werden und die Bemessung mit den veränderten Werten zu Ende durchgeführt werden.



## Schritt 10: Überprüfung der Ausnutzung der Randträger des Bemessungsabschnitts

### Schritt 10a: Bestimmung der Lasteinzugsflächen der Randträger eines Bemessungsabschnitts

Die Bestimmung der Lasteinzugsflächen erfolgt, wie in Abschnitt 2.3.5 beschrieben, anhand des durch die Methode vorgegebenen Bruchlinienbildes und ist deshalb unabhängig von nationaler Normung.

In Abbildung 3.9 ist beispielhaft eine Lasteinzugsfläche (LEF) dargestellt, die nach den sich einstellenden Bruchlinien eines quadratischen Bemessungsabschnitts angenommen werden kann.

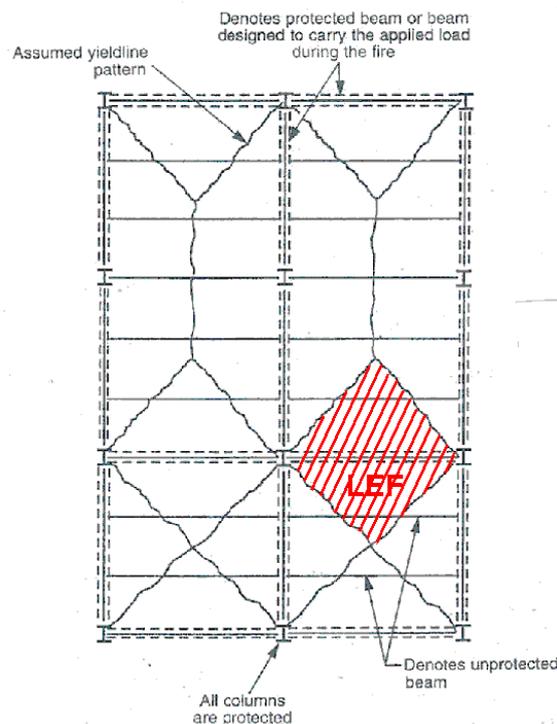


Abbildung 3.9: Lasteinzugsflächen der Randträger entsprechend der sich ausbildenden Bruchlinien, nach [3]

### Schritt 10b: Bestimmung der Last, die von der Deckenplatte im Brandfall getragen werden kann

Die Traglast der Verbunddecke wird aus der Traglast der Verbunddecke nach Bruchlinientheorie (Schritt 6) und dem Erhöhungsfaktor (Schritt 7) bestimmt. Diese wird im Brandfall zu den Randträgern umgelagert und muss daher von ihnen aufgenommen werden können.

$$w_{\text{Decke},\theta} = e \cdot (\text{Traglast der Verbunddecke}) \quad [\text{kN/m}^2] \quad (3.45)$$

### Schritt 10c: Bestimmung der Last, die durch den Randträger des Bemessungsabschnitts aufgenommen werden muss

Die Last, die die parallel zu den inneren Trägern liegenden Randträger eines Bemessungsabschnitts im Brandfall aufnehmen müssen, bestimmt sich aus der Traglast der Decke zu:

$$q_{R\text{Träger},\theta} = \frac{w_{\text{Decke},\theta} \cdot LEF}{\text{Stützweite des Trägers}} \quad [\text{kN/m}] \quad (3.46)$$

Vereinfachend wird hier wie in [4] eine Gleichstreckenlast angesetzt. Genau genommen müsste eine dreieckförmige Last angesetzt werden.

Die zu den inneren Trägern senkrecht liegenden Randträger erhalten zusätzlich Lasten aus den inneren Verbundträgern. Diese Lasten berechnen sich aus der Tragfähigkeit der inneren Verbundträger im Brandfall und werden als Einzellasten an den entsprechenden Stellen angesetzt. Sie sind im Vergleich zur Last aus der Deckenplatte relativ gering.

### Schritt 10d: Berechnung der Tragfähigkeit eines Randträgers unter Raumtemperatur

Für Randträger, deren Abmessungen nicht identisch mit denen der inneren Verbundträger sind, muss an dieser Stelle ihre plastische Momententragfähigkeit (Verbundträger) unter Raumtemperatur bestimmt werden. In England bestimmt sich diese in Übereinstimmung mit [V.12] und in Deutschland in Übereinstimmung mit [V.8], vgl. Schritt 5a.

### Schritt 10e: Bestimmung des Ausnutzungsgrades des Randträgers

Unter der Annahme, dass der Träger als Einfeldträger idealisiert wird, berechnet sich der Ausnutzungsgrad nach [V.6] wie folgt:

$$\eta_{\text{fi,t}} = \frac{E_{\text{fi,d,t}}}{R_d} \leq 1 \quad (3.47)$$

mit  $E_{\text{fi,d,t}}$  Bemessungswert der Beanspruchung im Brandfall

$$= \frac{q_{R\text{Träger},\theta} \cdot l^2}{8}$$

bzw. zusätzlich Berücksichtigung der unter Schritt 10c erwähnten Einzellasten

$R_d$  Bemessungswert der Beanspruchbarkeit unter Raumtemperatur, Berechnung vgl. Schritt 5a bzw. Schritt 10d.

## Schritt 10f: Überprüfung der Brandschutzbekleidung

### Englische Vorschriften

In [1] und in [V.15] sind in Abhängigkeit des Verdübelungsgrades und des Ausnutzungsgrades die kritischen Temperaturen von Verbundträgern tabelliert, vgl. Tabelle 3.12.

Degree of shear connection	Limiting temperature (°C) for a load ratio of:						
	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3
100%	485	520	550	580	610	645	685
40%	525	550	575	600	635	665	700

**Tabelle 3.12: Kritische Temperatur in Abhängigkeit des Verdübelungsgrades und des Ausnutzungsgrades für Verbundträger [1]**

Anhand der mit dem vorhandenen Ausnutzungsgrad (Schritt 10e) abgelesenen kritischen Temperatur kann die gewählte Brandschutzbekleidung überprüft werden.

Die Dicke von Materialien zur Brandschutzbekleidung wird laut [9] von englischen Herstellern im Allgemeinen so festgelegt, dass die Stahltemperatur innerhalb einer festgelegten Feuerwiderstandsdauer 550°C nicht überschreitet. Diese Temperatur gilt für Gipskartonplatten und Putze. Dämmschichtbildende Anstriche werden so ausgelegt, dass die Stahltemperatur unterhalb von 620°C bleibt [6].

Wenn die kritische Temperatur, die der Verbundträger erreichen darf, höher ist als 550°C (Gipskartonplatten o. Putze) bzw. als 620°C (dämmschichtbildende Anstriche), ist die Dicke der Brandschutzbekleidung ausreichend. Dann ist gewährleistet, dass die Stahltemperatur die kritische Temperatur innerhalb der geforderten Feuerwiderstandsdauer nicht erreicht.

Wenn sie allerdings kleiner ist, muss die Dicke der Brandschutzbekleidung erhöht werden, da sonst die Möglichkeit besteht, dass die Stahltemperatur die kritische Temperatur übersteigt.

### Deutsche Vorschriften

Bei Verbundträgern mit teilweiser Verdübelung tritt ab einem bestimmten Punkt kein Biegeversagen des Trägers, sondern Schubversagen in der Verbundfuge ein. Die Tragfähigkeit des Trägers ist dann abhängig von der Tragfähigkeit der Kopfbolzendübel im Brandfall. Nach [V.6, 4.3.3.5] berechnet sich die Tragfähigkeit der Kopfbolzendübel aus der Tragfähigkeit unter Raumtemperatur. Dabei wird allerdings der Teilsicherheitsbeiwert für den Brandfall angesetzt und die Tragfähigkeit in Abhängigkeit der Temperatur abgemindert. Als Temperatur der Kopfbolzendübel wird die 80%-ige Temperatur des oberen Flansches angesetzt, vgl. [V.6, 4.3.3.5 (2)].

In den deutschen Vorschriften sind im Gegensatz zu den englischen keine kritischen Temperaturen für Verbundträger mit teilweiser Verdübelung tabelliert.

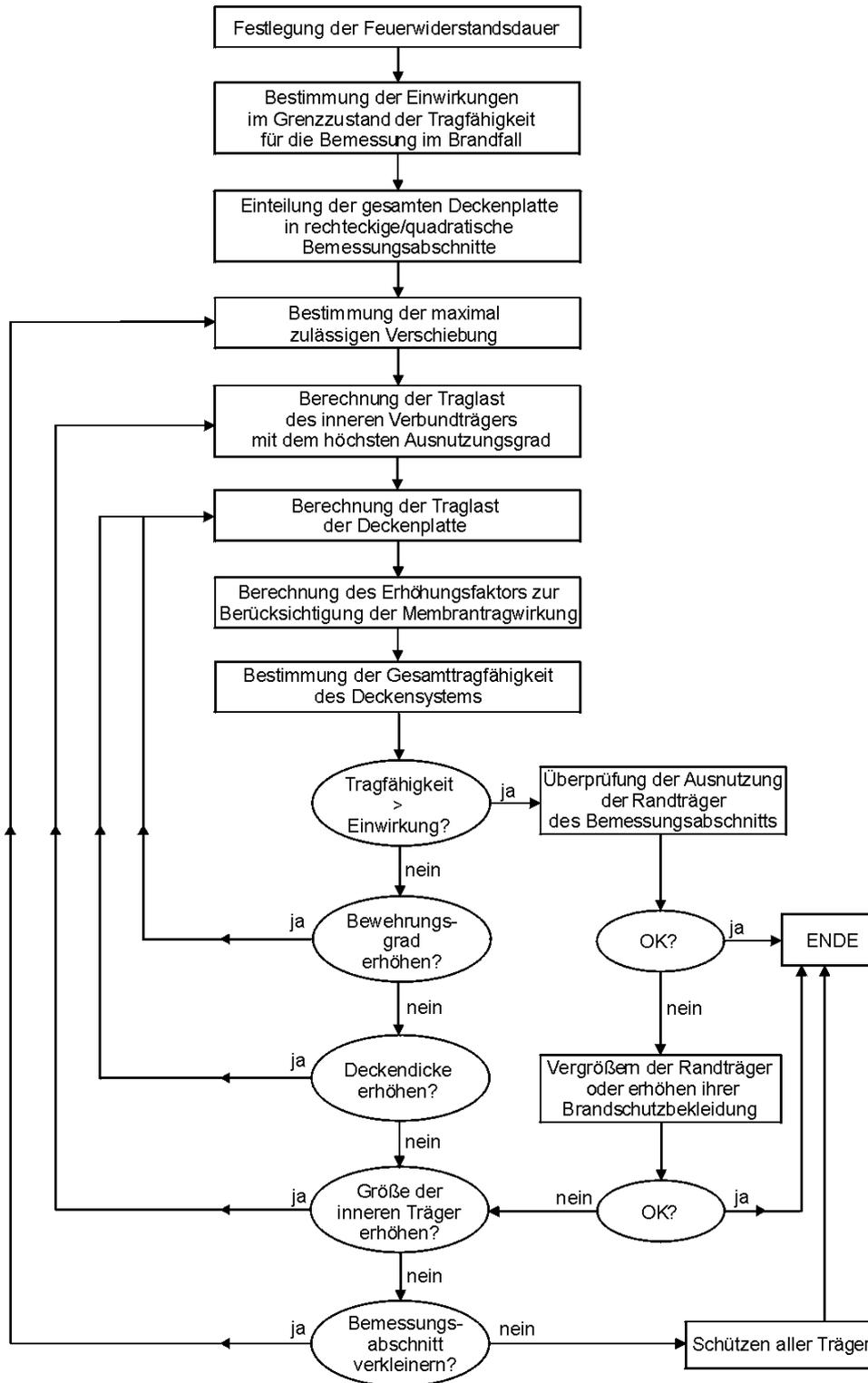
An dieser Stelle wird deshalb vorausgesetzt, dass die Randträger des betrachteten Bemessungsabschnitts als Verbundträger mit vollständiger Verdübelung unter Raumtemperatur bemessen wurden.

Die kritische Temperatur kann dann, entsprechend [V.6, 4.3.3.3], für Einfeldträger mit ausschließlich positiver Momentenbeanspruchung mit dem Modell der kritischen Temperatur bestimmt werden, vgl. Schritt 5c.

Aus Tabelle 3.7 wird dann in Abhängigkeit des vorhandenen Ausnutzungsgrades (Schritt 10e) die kritische Temperatur abgelesen.

Mit Hilfe des Euronomogramms [17] kann in Abhängigkeit dieser Temperatur und der geforderten Feuerwiderstandsdauer die notwendige Dicke der Brandschutzbekleidung bestimmt bzw. überprüft werden.

### 3.3 Ablaufdiagramm



### **3.4 Weitergehende Konstruktionshinweise**

Bei der Anwendung der Bailey-Methode sind spezielle Anforderungen an die konstruktive Durchbildung des Gebäudes zu erfüllen. Vom SCI wurde hierzu ein in englischer Sprache verfasster Leitfaden veröffentlicht, der unter anderem ergänzende Hinweise zur Konstruktion und zum Brandschutz wesentlicher Detailpunkte enthält [1].

Der ins Deutsche übersetzte Teil A dieses Leitfadens befindet sich im Anhang dieser Arbeit. Enthalten sind Hinweise bezüglich der Anordnung von Stahlträgern über Brandwänden (Anhang A, Abschnitt 3.3), des Brandschutzes von Stützen (Anhang A, Abschnitt 3.4) und der baulichen Durchbildung bzw. des Brandschutzes von Anschlüssen tragender Bauteile (Anhang A, Abschnitt 3.5).

## 4 Bemessungsbeispiele

In den Beispielen wurden Annahmen bezüglich der Bauteilabmessungen getroffen. Eine Kaltbemessung der Deckenkonstruktion wird an dieser Stelle nicht vorgenommen.

In den Beispielrechnungen wird für die Verbunddecke Normalbeton sowie isotrope Bewehrung verwendet.

### 4.1 Beispiel 1 – Deckensystem mit einer erforderlichen Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten

#### System und Materialkennwerte

Deckenhöhe	$h_c$	140 mm	
Bauhöhe Stahlprofilblech	$h_p$	51 mm	- hinterschnittenes Profilblech
Beton			- C30/37
<hr/>			
Träger 1 – IPE 360	$h$	360 mm	- S355
	$b$	170 mm	- planmäßiger Ausfall
	$A$	72,7 cm <sup>2</sup>	
<hr/>			
Träger 2 – IPE 360 <sup>2</sup>	$h$	360 mm	- S355
	$b$	170 mm	- u. U. geschützt
	$A$	72,7 cm <sup>2</sup>	
<hr/>			
Träger 3 – IPE 550	$h$	550 mm	- S355
	$b$	210 mm	- u. U. geschützt
	$A$	134 cm <sup>2</sup>	
<hr/>			
Abmessungen des Deckenfeldes	$L$	9,00 m	
	$l$	8,00 m	

<sup>2</sup> Grundsätzlich ist es innerhalb der Bailey-Methode möglich, für Träger 2 ein anderes Profil zu wählen als für Träger 1. In diesem Beispiel wird das gleiche Profil gewählt.

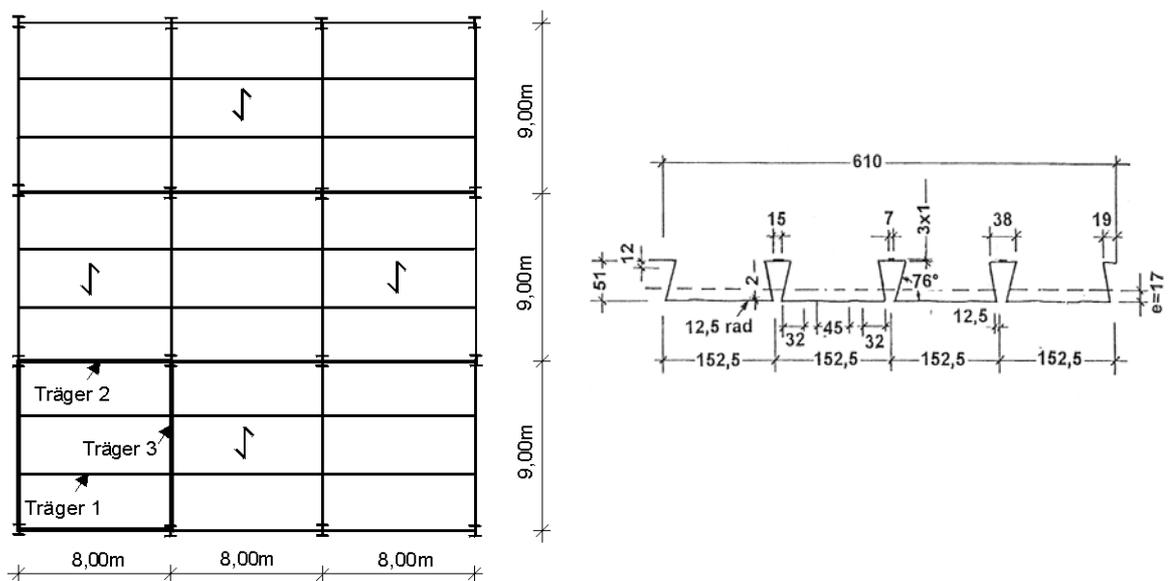


Abbildung 4.1: Systemabmessungen, Deckenspannrichtung und Profilblech

### Schritt 1: Festlegung der Feuerwiderstandsdauer der Deckenkonstruktion

Es wird eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten angesetzt.

### Schritt 2: Bestimmung der Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Bemessung im Brandfall

#### Eigengewicht

Verbunddecke	Beton	$0,14 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$	3,50	kN/m <sup>2</sup>	
	Stahlblech		0,13	kN/m <sup>2</sup>	
Stahlträger			0,20	kN/m <sup>2</sup>	
Ausbaulasten			1,20	kN/m <sup>2</sup>	
				5,03	kN/m <sup>2</sup>

#### Verkehrslasten

5,00 kN/m<sup>2</sup>

Außergewöhnliche Einwirkungskombination ( $\gamma = 1,0$ ;  $\psi = 0,8$ ):

$$E_{d,A} = 1,0 \cdot 5,03 + 0,8 \cdot 5,00 = 9,03 \text{ kN/m}^2$$



### Schritt 3: Einteilung der Deckenplatte in Bemessungsabschnitte

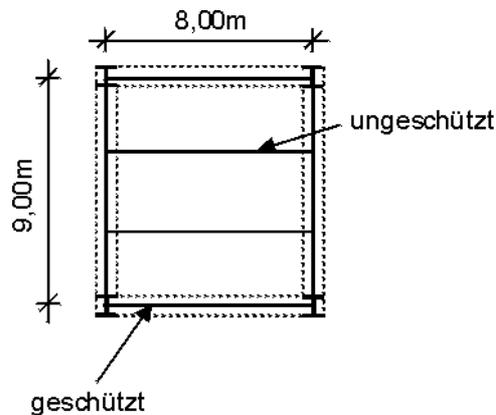


Abbildung 4.2: Bemessungsabschnitt und Abmessungen

### Schritt 4: Bestimmung der maximal zulässigen Verschiebung

Nach Gl. (3.3), zulässige Vertikalverschiebung infolge mechanischer Dehnung:

$$v_{\text{mech}} = \sqrt{\left(\frac{0,5 \cdot 500}{200000}\right) \cdot \frac{3 \cdot 9^2}{8}} = 0,1949 < \frac{8}{10} = 0,27$$

Nach Gl. (3.4), Vertikalverschiebung infolge thermischer Dehnung:

$$v_{\text{therm}} = \frac{10 \cdot 10^{-6} \cdot 770 \cdot 8^2}{2,4 \cdot 8 \cdot 0,14} = 0,1833$$

Die Gesamtvertikalverschiebung ergibt sich nach Gl. (3.5) zu:

$$v = 0,1949 + 0,1833 = 0,3782 \text{ m}$$

### Schritt 5: Berechnung der Traglast des inneren Verbundträgers (Träger 1) mit dem höchsten Ausnutzungsgrad

#### Schritt 5a: Berechnung der plastischen Momententragfähigkeit des Verbundträgers unter Raumtemperatur (bei Annahme vollständiger Verdübelung)

Mitwirkende Gurtbreite, nach Gl. (3.7):

$$b_{e1} = 8 / 8 = 1,00 \text{ m} < 9 / 6 = 1,50 \text{ m}$$

$$b_{e2} = 1,00 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff}} = 0,17 \text{ m} + 2 \cdot 1,00 \text{ m} = 2,17 \text{ m}$$

Bemessungswert der Betondruckfestigkeit, Gl. (3.8):

$$f_{\text{cd}} = 3,0 / 1,5 = 2,00 \text{ kN/cm}^2$$

Bemessungswert der Streckgrenze des Baustahls, Gl. (3.9):

$$f_{ay,d} = 35,5 / 1,1 = 32,3 \quad \text{kN/cm}^2$$

Plastische Normalkraft im Stahlprofil, Gl. (3.10):

$$N_{pl,a,Rd} = 32,3 \cdot 72,7 = 2348 \quad \text{kN}$$

Plastische Normalkraft in der Betondecke, Gl. (3.11):

$$N_{cd} = 0,85 \cdot 2,00 \cdot 217 \cdot x_{cTräger}$$

Druckzonenhöhe aus  $\Sigma H = 0$ , Gl.(3.12):

$$x_{cTräger} = \frac{2348}{0,85 \cdot 2,00 \cdot 217} = 6,36 \text{ cm} < 14 - 5,1 = 8,90 \text{ cm}$$

Plastische Momententragfähigkeit bei Lage der plastischen Nulllinie oberhalb des Profilblechs, Gl. (3.13):

$$M_d = 2348 \cdot \left( \frac{36}{2} + 14 - \frac{6,36}{2} \right) = 67669 \text{ kNcm} = 676,7 \text{ kNm}$$

#### **Schritt 5b: Bestimmung der Bemessungstemperatur des Trägers 1**

Ablesen aus Tabelle 3.5 für eine Flanschdicke von  $t = 12,7$  mm und eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten:  $\theta_a = 1002^\circ\text{C}$

#### **Schritt 5c: Bestimmung des Ausnutzungsgrades des Trägers 1 in Abhängigkeit der kritischen Temperatur**

Ablesen aus Tabelle 3.7:

$$\eta_{fi,t}(\theta_a = \theta_{cr} = 1002^\circ\text{C}) = 0,04$$

#### **Schritt 5d: Bestimmung der plastischen Momententragfähigkeit im Brandfall für die geforderte Feuerwiderstandsdauer**

Die plastische Momententragfähigkeit der inneren Verbundträger im Brandfall ergibt sich nach Gl. (3.17) zu:

$$M_{fi} = 0,04 \cdot 676,7 = 27,00 \text{ kNm}$$

### Schritt 5e: Bestimmung der Traglast der inneren Verbundträger

Nach Gl. (3.18) berechnet sich die Traglast zu:

$$w_{\text{Träger},\theta} = \frac{8 \cdot 27,00}{8^2 \cdot (9/3)} = 1,125 \text{ kN/m}^2$$

### Schritt 6: Berechnung der Traglast der Deckenplatte

#### Schritt 6a: Wahl der Mattenbewehrung und Bestimmung der statischen Nutzhöhe

Gewählte Betonstahlmatten: Q335B  
Betondeckung:  $c_{\text{nom}} = 30 \text{ mm}$

Die statische Nutzhöhe der Verbunddecke berechnet nach sich Gl. (3.19) zu:

$$d_1 = 14 - 5,1 - 3 - 0,8/2 = 5,5 \text{ cm}$$

#### Schritt 6b: Bestimmung der Temperatur in der Mitte der Bewehrung

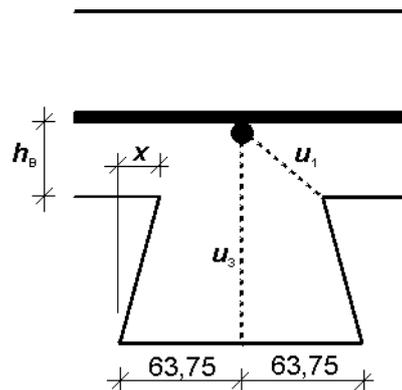


Abbildung 4.3: Lage der Bewehrung

Der Beiwert  $z$  berechnet sich nach Gl. (3.20) wie folgt:

$$\frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{u_1}} + \frac{1}{\sqrt{u_2}} + \frac{1}{\sqrt{u_3}}$$

Die Abstände  $u_1$  und  $u_2$  werden für die weiteren Berechnungen als kürzeste Abstände von den Ecken der Sicken zur Bewehrung angesetzt. Die Bewehrung wurde mittig oberhalb der Sicken liegend angenommen, siehe Abbildung 4.3.

Die Abstände berechnen sich zu:

$$\begin{aligned} u_3 &= 51 + 30 + 8 = 89 \text{ mm} \\ h_B &= 30 + 8 = 38 \text{ mm} \\ u_1^2 &= h_B^2 + (63,75 - 6,5)^2 \Rightarrow u_1 = 68,71 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{z} = \frac{1}{\sqrt{68,71}} + \frac{1}{\sqrt{68,71}} + \frac{1}{\sqrt{89}} = 0,3472 \Rightarrow z = 2,88$$

Stahltemperatur aus Tabelle 3.9:  $\theta_s = 1285 - 350 \cdot 2,88 = 277^\circ\text{C}$

### **Schritt 6c: Bestimmung der Reduktionsfaktoren zur Abminderung der Streckgrenze der Bewehrung und der Betondruckfestigkeit**

Ablesen des Reduktionsfaktors der Streckgrenze der Bewehrung aus Tabelle 3.10:

$$k_\theta(277^\circ\text{C}) = 1,0$$

Die Betondruckfestigkeit braucht nicht abgemindert werden, da die Betontemperatur nach Tabelle 3.11  $< 250^\circ\text{C}$  ist.

### **Schritt 6d: Bestimmung der plastischen Momententragfähigkeit im Brandfall für die geforderte Feuerwiderstandsdauer**

Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls im Brandfall, Gl. (3.23):

$$f_{sy,fi,d} = \frac{50}{1,0} \cdot 1,0 = 50,0 \text{ kN/cm}^2$$

Zugkraft in der Bewehrung, Gl. (3.24):

$$T = 50,0 \cdot 3,53 = 176,5 \text{ kN/m}$$

Bemessungswert der Betondruckfestigkeit im Brandfall, Gl. (3.25):

$$f_{c,fi,d} = 0,85 \cdot \frac{3,0}{1,0} \cdot 1,0 = 2,55 \text{ kN/cm}^2$$

Betondruckkraft, Gl. (3.26):

$$C = 2,55 \cdot x_c$$

Druckzonenhöhe in der Deckenplatte, Gl. (3.27):

$$x_c = \frac{176,5}{2,55} = 0,69 \text{ cm}$$

Die Momententragfähigkeit der Deckenplatte berechnet sich nach Gl. (3.28) zu:

$$m = T \cdot z = 176,5 \cdot \left( 5,5 - \frac{0,69}{2} \right) = 909,86 \frac{\text{kNcm}}{\text{m}} = 9,10 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

### Schritt 6e: Bestimmung der Traglast nach Bruchlinientheorie

Die Traglast der Verbunddeckenplatte bestimmt sich mit Gl. (3.29) zu:

$$m = \frac{p \cdot 8^2}{24} \left[ \sqrt{3 + \left(\frac{8}{9}\right)^2} - \left(\frac{8}{9}\right) \right]^2 = \frac{p \cdot 8^2}{24} \cdot 1,119$$
$$\Rightarrow p = 3,05 \text{ kN/m}^2$$

### Schritt 7: Berechnung des Erhöhungsfaktors zur Berücksichtigung der Membrantragwirkung

Der Erhöhungsfaktor wird aus den Diagrammen aus Abschnitt 3.2 abgelesen.  
Eingangswerte für die Diagramme:

$$g_0 = \left( \frac{5,5}{2} - 0,69 \right) \cdot \frac{2}{5,5} = 0,75$$

Verschiebung  $v$  / statische Nutzhöhe  $d_1 = 37,82/5,5 = 6,88$

Ablesen aus Diagramm für  $g_0 = 0,9$  und  $a = 1,13$ :

$$e = 2,7$$

Ablesen aus Diagramm für  $g_0 = 0,7$  und  $a = 1,13$ :

$$e = 2,8$$

Interpolation:

$$e = 2,8$$

### Schritt 8: Bestimmung der Gesamttragfähigkeit des Deckensystems

Die Gesamttragfähigkeit des Deckensystems berechnet sich nach Gl. (3.43) zu:

$$w_{p0} = 2,8 \cdot 3,05 + 1,125 = 9,67 \text{ kN/m}^2$$

### Schritt 9: Überprüfung der Tragfähigkeit

$$E_{fi,d,t} = 9,03 \text{ kN/m}^2 \leq R_{fi,d,t} = 9,67 \text{ kN/m}^2$$

### Schritt 10: Überprüfung der Ausnutzung der Randträger 2 des Bemessungsabschnitts

Die Tragfähigkeit der zu den inneren Trägern senkrecht verlaufenden Randträger des Bemessungsabschnitts (Träger 3) wird in dieser Berechnung nicht überprüft.



### Schritt 10a: Bestimmung der Lasteinzugsflächen der Randträger 2 eines Bemessungsabschnitts

Faktor, der den Schnittpunkt der Bruchlinien beschreibt nach Gl. (3.30):

$$n = \left( \sqrt{3 + \frac{1}{1,125^2}} - \frac{1}{1,125} \right) \frac{1}{2 \cdot 1,125} = 0,47$$

Der Schnittpunkt der Bruchlinien liegt bei:

$$x = n \cdot L = 0,47 \cdot 9 = 4,23 \text{ m}$$

Die Lasteinzugsfläche ergibt sich zu:

$$LEF = 2 \cdot 4,23 \cdot \frac{8}{2} = 33,84 \text{ m}^2$$

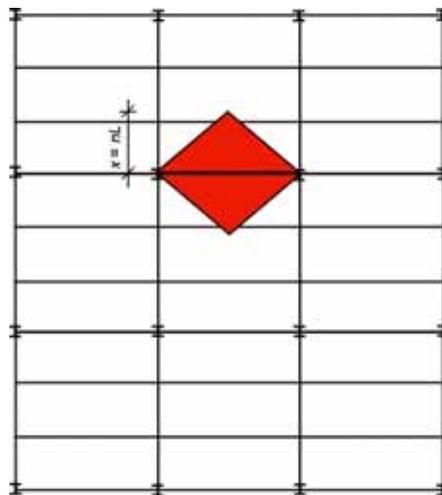


Abbildung 4.4: Lasteinzugsfläche Randträger

### Schritt 10b: Bestimmung der Last, die von der Deckenplatte im Brandfall getragen werden kann

Die Last, die von der Deckenplatte im Brandfall getragen werden muss, bestimmt sich nach Gl. (3.45) zu:

$$w_{\text{Decke},\theta} = 2,8 \cdot 3,05 = 8,54 \text{ kN/m}^2$$

### Schritt 10c: Bestimmung der Last, die durch den Randträger 2 des Bemessungsabschnitts aufgenommen werden muss

Nach Gl.(3.46) berechnet sich die Last, die der zu den inneren Trägern parallele Randträger aufnehmen muss zu:

$$q_{\text{RTräger},\theta} = \frac{8,54 \cdot 33,84}{8} = 36,12 \text{ kN/m}$$

### Schritt 10d: Berechnung der Tragfähigkeit eines Randträgers 2 unter Raumtemperatur

Die Tragfähigkeit des Randträgers unter Raumtemperatur ist in diesem Fall gleich der Tragfähigkeit der inneren Träger unter Raumtemperatur.

### Schritt 10e: Bestimmung des Ausnutzungsgrades des Randträgers 2

$$E_{fi,d,t} = \frac{36,12 \cdot 8^2}{8} = 288,96 \text{ kNm}$$

$$R_d = 676,7 \text{ kNm}$$

$$\eta_{fi,t} = \frac{288,96}{676,7} = 0,43 \leq 1$$

### Schritt 10f: Überprüfung der Brandschutzbekleidung

Die erforderliche Dicke der Brandschutzbekleidung wird mit Hilfe des Euronomogramms [17] festgelegt.

Aus Tabelle 3.7 ergibt sich für einen Ausnutzungsgrad  $\eta_{fi,t} = 0,43$  eine kritische Stahltemperatur von  $617^\circ\text{C}$ .

Thermischer Profilmfaktor gemäß des Euronomogramms:

$$\frac{A_p}{V} \cdot \frac{\lambda_p}{d_p} = 1050 \frac{\text{W}}{\text{m}^3\text{K}}$$

Gewählte Brandschutzbekleidung aus Tabelle 2 des Euronomogramms:

Profilmfolgende Bekleidung mit Faser-Zement-Platten –  $\lambda_p = 0,15 \text{ W/mK}$

Der Träger wird oben durch die Verbunddeckenplatte geschützt, d.h. dreiseitige Brandeinwirkung.

Für einen Stahlträger IPE360 wird aus Abschnitt 5.3 des Euronomogramms ein Profilmfaktor von

$$\frac{A_p}{V} = 162 \text{ m}^{-1}$$

abgelesen.

Die erforderliche Dicke der Bekleidung berechnet sich zu:

$$\frac{d_p}{\lambda_p} \geq \frac{A_p / V}{1050} = \frac{162}{1050} = 0,15 \frac{\text{m}^2\text{K}}{\text{W}}$$

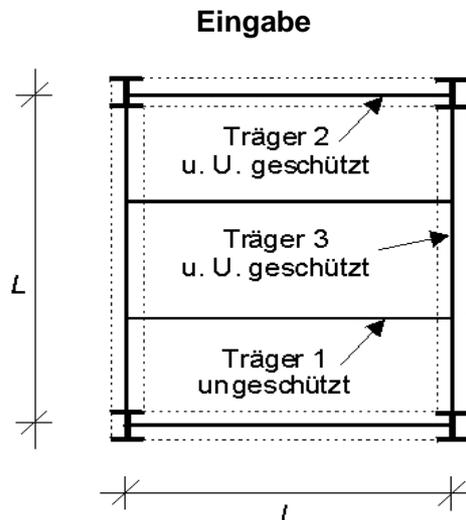
$$\Rightarrow \text{erf. } d_p \geq 0,15 \cdot 0,15 = 0,0225 \text{ m} = 2,25 \text{ cm}$$

gewählt:  $d_p = 30 \text{ mm}$

## Schritt 11: Berechnung mit Excel

# Bailey-Methode

- Nachweisverfahren für Deckentragwerke mit ungeschützten  
Stahlträgern für den Brandfall -



<b>Bauteilabhängige Kennwerte</b>			
<b>Decke</b>			
Länge Deckenfeld $\perp$ innere Träger	L	[m]	9,00
Länge Deckenfeld $\parallel$ innere Träger	l	[m]	8,00
Gesamtdeckendicke	$h_c$	[mm]	140
Trapezblech: 1 Hinterschn. Blech: 2	Eingabe:	-	2
Höhe des Stahlprofilblechs	$h_p$	[mm]	51
Abstand UK Bewehrungsmatte von OK Stahltrapezblech	u	[mm]	30
Betonstahldurchmesser	$\varnothing$	[mm]	8
Betonstahlquerschnitt pro Meter	$A_{s,vorh}$	[mm <sup>2</sup> /m]	353
Bewehrungstemperatur im Brandfall	$\theta_s$	°C	277,0
Reduktionsfaktor für erhöhte Temperatur der Bewehrung	$k_\theta$	-	1,00



<b>Träger 1</b>			
Anzahl innerer Träger	-	-	2
Stahlprofil	-	-	IPE 360 ▼
Höhe Stahlprofil	h	[mm]	360
Querschnittsfläche des Stahlprofils	A	[cm <sup>2</sup> ]	72,70
Achsabstand zwischen den äußeren Dübelreihen	b <sub>0</sub>	[mm]	170
Bemessungstemperatur Stahlträger	θ <sub>a</sub>	°C	1002
Ausnutzungsgrad des Trägers	η <sub>fi,t</sub>	-	0,040
<b>Träger 2</b>			
Lasteinzugsfläche Träger	LEF	[m <sup>2</sup> ]	33,84
plastische Momententragfähigkeit des Verbundträgers unter Raumtemperatur	M <sub>d</sub>	[kNm]	747,6
<b>Teilsicherheitsbeiwerte</b>			
<b>Materialbeiwerte im Kaltfall</b>			
Baustahl	γ <sub>M,a</sub>	-	1,10
Beton	γ <sub>M,c</sub>	-	1,50
Betonstahl	γ <sub>M,s</sub>	-	1,15
<b>Materialbeiwerte im Brandfall</b>			
Baustahl	γ <sub>M,fi,a</sub>	-	1,0
Beton	γ <sub>M,fi,c</sub>	-	1,0
Betonstahl	γ <sub>M,fi,s</sub>	-	1,0
<b>Teilsicherheitsbeiwert d. Einwirkungen im Brandfall</b>			
Ständige Lasten	γ <sub>G,A</sub>	-	1,0
<b>Kombinationsbeiwert d. Einwirkungen im Brandfall</b>			
Veränderliche Lasten	ψ <sub>Q</sub>	-	0,8



<b><u>Einwirkungen</u></b>			
<b>Ständige Lasten</b>			
Eigengewicht der Decke	$G_{k,D}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	3,50
Stahlprofilblech	$G_{k,P}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,13
Eigengewicht der inneren Träger	$G_{k,T}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,20
Ausbaulasten	$G_{k,A}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	1,20
<b>Verkehrslasten</b>			
Verkehrslast der Decke	$Q_k$	[kN/m <sup>2</sup> ]	5,00
Trennwandzuschlag	$\Delta p$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,00
<b><u>Matrialkennwerte</u></b>			
<b>Baustahl</b>			
Streckgrenze	$f_{ay,k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	355
Bemessungswert der Streckgrenze (Kaltfall)	$f_{ay,d}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	323
Elastizitätsmodul	$E_a$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000
<b>Beton</b>			
Dichte	$\rho_{\text{Beton}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	25
Charakt. Wert der Druckfestigkeit	$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30,00
Bemessungswert der Druckfestigkeit (Kaltfall)	$f_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	20,00
Bemessungswert der Druckfestigkeit (Brandfall)	$f_{c,fi,d}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30,00
Betonbeiwert f. Langzeiteinwirkungen	$\alpha$	-	0,85
Wärmedehnzahl	$\alpha_T$	[K <sup>-1</sup> ]	0,000010
<b>Betonstahl</b>			
Charakt. Wert der Streckgrenze	$f_{sy,k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	500
Bemessungswert der Streckgrenze (Brandfall)	$f_{sy,d}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	500
Elastizitätsmodul	$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	200000
Bruchspannung	$f_u$	[N/mm <sup>2</sup> ]	550,0
<b><u>Verfahrensabhängige Faktoren</u></b>			
Faktor zur Berechnung der Bruchspannung der Bewehrung	$f_u/f_{sy}$	-	1,1
Kalibrierungsfaktor	$\psi$	-	2,4
Temperaturdifferenz	$T_2-T_1$	°C	770

## Berechnung

<b>Einwirkung im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Brandfall</b>						
Bemessungswert	$E_d$	9,03	[kN/m <sup>2</sup> ]			
<b>Zulässige Vertikalverschiebung</b>						
Eingehende Deckendicke	$h$	140	[mm]			
Mechanischer Anteil	$v_{mech}$	194,9	[mm]			
Thermischer Anteil	$v_{therm}$	183,3	[mm]			
Gesamtverschiebung	$v$	378,2	[mm]	<	450,0	[mm] OK!
<b>Traglast des Trägers 1</b>						
Lasteinzugsbreite der Träger	LEB	3,00	[m]			
Mittragende Breite der Teilgurte	$b_e$	1,00	[m]	<	1,50	[m] OK!
In die Berechnung geht ein:	$b_e$	1,00	[m]			
Mittragende Gurtbreite	$b_{eff}$	2,17	[m]			
Druckzonenhöhe	$x_{c,Träger}$	6,36	[cm]	<	8,9	[cm] OK!
Automatische Berechnung der pl. Momententragfähigkeit						
plastische Momententragfähigkeit des Verbundträgers bei Raumtemperatur	$M_d$	676,2	[kNm]			
Aufnehmbares Moment im Brandfall	$M_{fi}$	26,78	[kNm]			
Traglast im Brandfall	$w_{Träger,0}$	1,12	[kN/m <sup>2</sup> ]			
<b>Traglast der Decke (ohne Erhöhung)</b>						
Statische Nutzhöhe Bewehrung	$d_1$	55	[mm]			
Zugkraft der Bewehrung	$T$	176,5	[kN]			
Druckzonenhöhe	$x_c$	6,9	[mm]			
Innerer Hebelarm	$z$	51,5	[mm]			
pl. Momententragfähigkeit im Brandfall	$m$	9,10	[kNm]			
Traglast der Decke im Brandfall (Lastabtrag über Biegung)	$p$	3,05	[kN/m <sup>2</sup> ]			



<b>Erhöhungsfaktoren</b>							
<b>Hilfsfaktoren</b>							
Seitenverhältnis	a	1,125	-				
Faktor	n	0,470	-				
Faktor	k	1,067	-				
Faktor	A	2,273	-				
Faktor	B	3,637	-				
Faktor	C	0,570	-				
Faktor	D	0,036	-				
Faktor	b	1,366	-				
Faktor zur Beschreibung der Druckzonenhöhe	$g_0$	0,75	-				
Faktor	$\alpha$	0,40	-				
Faktor	$\beta$	0,07	-				
<b>Erhöhung infolge Membrankräfte</b>							
Element 1	$e_{1m}$	2,063	-				
Element 2	$e_{2m}$	1,558	-				
<b>Erhöhung infolge erhöhter Biegetragfähigkeit</b>							
Element 1	$e_{1b}$	0,935	-				
Element 2	$e_{2b}$	0,974	-				
<b>Gesamterhöhung</b>							
Gesamterhöhungsfaktor	e	2,87	-				



## Ergebnisse der Berechnung

<b>Gesamttragfähigkeit des Deckensystems</b>			
Decke (inkl. Membrantragwirkung)	$w_{\text{Decke},\theta}$	8,73	[kN/m <sup>2</sup> ]
Innerer Träger (Träger 1)	$w_{\text{Träger},\theta}$	1,12	[kN/m <sup>2</sup> ]
Gesamttragfähigkeit	$w_{p\theta}$	9,85	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Überprüfung der Tragfähigkeit des Deckensystems</b>	OK!		
<b>Tragfähigkeit des Trägers 2</b>			
Aufzunehmende Last aus Decke	$w_{\text{Decke},\theta}$	8,73	[kN/m <sup>2</sup> ]
Einwirkende Last	$q_{R\text{Träger},\theta}$	36,95	[kN/m]
Ausnutzungsgrad	$\eta_{fi,t}$	0,40	
Kritische Temperatur	$\theta$	631,09	[°C]
<b>Tragfähigkeit des Trägers 3</b>			
Die Tragfähigkeit des Trägers 3 ist in einer Handrechnung zu überprüfen.			
<b>Überprüfung der gewählten Dicke der Brandschutzbekleidung</b>			
Die Dicke der Brandschutzbekleidung der Träger 2 und 3 kann z. B. mit dem Euronogramm bestimmt werden.			

## 4.2 Beispiel 2 – Deckensystem mit einer erforderlichen Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten

Für Beispiel 2 wurden eine andere erforderliche Feuerwiderstandsdauer sowie andere Abmessungen des Deckenfeldes gewählt. Ansonsten entspricht es dem Beispiel 1.

### System und Materialkennwerte

Deckenhöhe	$h_c$	140 mm	
Bauhöhe Stahlprofilblech	$h_p$	51 mm	- hinterschnittenes Profilblech
Beton			- C30/37
<hr/>			
Träger 1 – IPE 360	$h$	360 mm	- S355
	$b$	170 mm	- planmäßiger Ausfall
	$A$	72,7 cm <sup>2</sup>	
<hr/>			
Träger 2 – IPE 360 <sup>3</sup>	$h$	360 mm	- S355
	$b$	170 mm	- u. U. geschützt
	$A$	72,7 cm <sup>2</sup>	
<hr/>			
Träger 3 – IPE 550	$h$	550 mm	- S355
	$b$	210 mm	- u. U. geschützt
	$A$	134 cm <sup>2</sup>	
<hr/>			
Abmessungen des Deckenfeldes	$L$	10,00 m	
	$l$	9,00 m	

Da der Berechnungsablauf bereits im vorherigen Beispiel gezeigt wurde, wird im Folgenden nur das Excel-Sheet und die Berechnung der erforderlichen Brandschutzbekleidung des Randträgers 2 dargestellt.

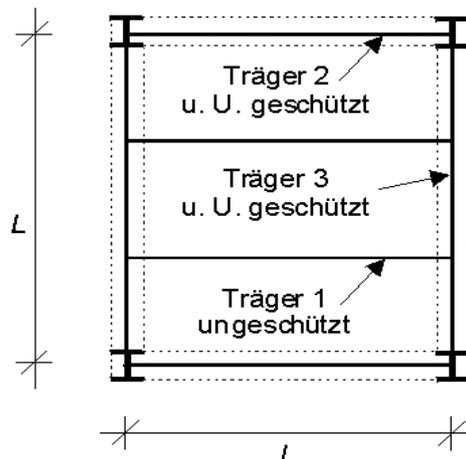
<sup>3</sup> Grundsätzlich ist es innerhalb der Bailey-Methode möglich, für Träger 2 ein anderes Profil zu wählen als für Träger 1. In diesem Beispiel wird das gleiche Profil gewählt.



## Bailey-Methode

- Nachweisverfahren für Deckentragwerke mit ungeschützten  
Stahlträgern für den Brandfall -

### Eingabe



<b>Bauteilabhängige Kennwerte</b>			
<b>Decke</b>			
Länge Deckenfeld $\perp$ innere Träger	L	[m]	10,00
Länge Deckenfeld $\parallel$ innere Träger	l	[m]	9,00
Gesamtdeckendicke	$h_c$	[mm]	140
Trapezblech: 1 Hinterschn. Blech: 2	Eingabe:	-	2
Höhe des Stahlprofilblechs	$h_p$	[mm]	51
Abstand UK Bewehrungsmatte von OK Stahltrapezblech	u	[mm]	30
Betonstahldurchmesser	$\varnothing$	[mm]	8
Betonstahlquerschnitt pro Meter	$A_{s,vorh}$	[mm <sup>2</sup> /m]	353
Bewehrungstemperatur im Brandfall	$\theta_s$	°C	167,0
Reduktionsfaktor für erhöhte Temperatur der Bewehrung	$k_\theta$	-	1,00

<b>Träger 1</b>			
Anzahl innerer Träger	-	-	2
Stahlprofil	-	-	IPE 360 ▼
Höhe Stahlprofil	h	[mm]	360
Querschnittsfläche des Stahlprofils	A	[cm <sup>2</sup> ]	72,70
Achsabstand zwischen den äußeren Dübelreihen	b <sub>0</sub>	[mm]	170
Bemessungstemperatur Stahlträger	θ <sub>a</sub>	°C	939
Ausnutzungsgrad des Trägers	η <sub>fi,t</sub>	-	0,052
<b>Träger 2</b>			
Lasteinzugsfläche Träger	LEF	[m <sup>2</sup> ]	42,57
plastische Momententragfähigkeit des Verbundträgers unter Raumtemperatur	M <sub>d</sub>	[kNm]	747,6
<b>Teilsicherheitsbeiwerte</b>			
<b>Materialbeiwerte im Kaltfall</b>			
Baustahl	γ <sub>M,a</sub>	-	1,10
Beton	γ <sub>M,c</sub>	-	1,50
Betonstahl	γ <sub>M,s</sub>	-	1,15
<b>Materialbeiwerte im Brandfall</b>			
Baustahl	γ <sub>M,fi,a</sub>	-	1,0
Beton	γ <sub>M,fi,c</sub>	-	1,0
Betonstahl	γ <sub>M,fi,s</sub>	-	1,0
<b>Teilsicherheitsbeiwert d. Einwirkungen im Brandfall</b>			
Ständige Lasten	γ <sub>G,A</sub>	-	1,0
<b>Kombinationsbeiwert d. Einwirkungen im Brandfall</b>			
Veränderliche Lasten	ψ <sub>Q</sub>	-	0,8

<b><u>Einwirkungen</u></b>			
<b>Ständige Lasten</b>			
Eigengewicht der Decke	$G_{k,D}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	3,50
Stahlprofilblech	$G_{k,P}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,13
Eigengewicht der inneren Träger	$G_{k,T}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,20
Ausbaulasten	$G_{k,A}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	1,20
<b>Verkehrslasten</b>			
Verkehrslast der Decke	$Q_k$	[kN/m <sup>2</sup> ]	5,00
Trennwandzuschlag	$\Delta p$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,00
<b><u>Materialkennwerte</u></b>			
<b>Baustahl</b>			
Streckgrenze	$f_{ay,k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	355
Bemessungswert der Streckgrenze (Kaltfall)	$f_{ay,d}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	323
Elastizitätsmodul	$E_a$	[N/mm <sup>2</sup> ]	210000
<b>Beton</b>			
Dichte	$\rho_{\text{Beton}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	25
Charakt. Wert der Druckfestigkeit	$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30,00
Bemessungswert der Druckfestigkeit (Kaltfall)	$f_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	20,00
Bemessungswert der Druckfestigkeit (Brandfall)	$f_{c,fi,d}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	30,00
Betonbeiwert f. Langzeiteinwirkungen	$\alpha$	-	0,85
Wärmedehnzahl	$\alpha_T$	[K <sup>-1</sup> ]	0,000010
<b>Betonstahl</b>			
Charakt. Wert der Streckgrenze	$f_{sy,k}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	500
Bemessungswert der Streckgrenze (Brandfall)	$f_{sy,d}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	500
Elastizitätsmodul	$E_s$	[N/mm <sup>2</sup> ]	200000
Bruchspannung	$f_u$	[N/mm <sup>2</sup> ]	550,0
<b><u>Verfahrensabhängige Faktoren</u></b>			
Faktor zur Berechnung der Bruchspannung der Bewehrung	$f_u/f_{sy}$	-	1,1
Kalibrierungsfaktor	$\psi$	-	2,4
Temperaturdifferenz	$T_2-T_1$	°C	770

## Berechnung

<b>Einwirkung im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Brandfall</b>						
Bemessungswert	$E_d$	9,03	[kN/m <sup>2</sup> ]			
<b>Zulässige Vertikalverschiebung</b>						
Eingehende Deckendicke	$h$	140	[mm]			
Mechanischer Anteil	$v_{mech}$	216,5	[mm]			
Thermischer Anteil	$v_{therm}$	232,0	[mm]			
Gesamtverschiebung	$v$	448,5	[mm]	<	532,0	[mm] OK!
<b>Traglast des Trägers 1</b>						
Lasteinzugsbreite der Träger	LEB	3,33	[m]			
Mittragende Breite der Teilgurte	$b_e$	1,13	[m]	<	1,67	[m] OK!
In die Berechnung geht ein:	$b_e$	1,13	[m]			
Mittragende Gurtbreite	$b_{eff}$	2,42	[m]			
Druckzonenhöhe	$x_{c,Träger}$	5,70	[cm]	<	8,9	[cm] OK!
Automatische Berechnung der pl. Momententragfähigkeit						
plastische Momententragfähigkeit des Verbundträgers bei Raumtemperatur	$M_d$	683,9	[kNm]			
Aufnehmbares Moment im Brandfall	$M_{fi}$	35,70	[kNm]			
Traglast im Brandfall	$w_{Träger,0}$	1,06	[kN/m <sup>2</sup> ]			
<b>Traglast der Decke (ohne Erhöhung)</b>						
Statische Nutzhöhe Bewehrung	$d_1$	55	[mm]			
Zugkraft der Bewehrung	$T$	176,5	[kN]			
Druckzonenhöhe	$x_c$	6,9	[mm]			
Innerer Hebelarm	$z$	51,5	[mm]			
pl. Momententragfähigkeit im Brandfall	$m$	9,10	[kNm]			
Traglast der Decke im Brandfall (Lastabtrag über Biegung)	$p$	2,44	[kN/m <sup>2</sup> ]			

<b>Erhöhungsfaktoren</b>							
<b>Hilfsfaktoren</b>							
Seitenverhältnis	a	1,11	-				
Faktor	n	0,473	-				
Faktor	k	1,059	-				
Faktor	A	2,934	-				
Faktor	B	4,455	-				
Faktor	C	0,632	-				
Faktor	D	0,035	-				
Faktor	b	1,395	-				
Faktor zur Beschreibung der Druckzonenhöhe	$g_0$	0,75	-				
Faktor	$\alpha$	0,40	-				
Faktor	$\beta$	0,07	-				
<b>Erhöhung infolge Membrankräfte</b>							
Element 1	$e_{1m}$	2,449	-				
Element 2	$e_{2m}$	1,903	-				
<b>Erhöhung infolge erhöhter Biegetragfähigkeit</b>							
Element 1	$e_{1b}$	0,935	-				
Element 2	$e_{2b}$	0,970	-				
<b>Gesamterhöhung</b>							
Gesamterhöhungsfaktor	e	3,24	-				

Die Tragfähigkeit des gewählten Deckenfeldes ist nicht ausreichend. Modifikationen können entsprechend des Ablaufdiagramms vorgenommen werden.



### Ergebnisse der Berechnung

<b>Gesamtragfähigkeit des Deckensystems</b>			
Decke (inkl. Membrantragwirkung)	$w_{\text{Decke},\theta}$	7,88	[kN/m <sup>2</sup> ]
Innerer Träger (Träger 1)	$w_{\text{Träger},\theta}$	1,06	[kN/m <sup>2</sup> ]
Gesamtragfähigkeit	$w_{p\theta}$	8,94	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Überprüfung der Tragfähigkeit des Deckensystems</b>	Tragfähigkeit nicht ausreichend!		
<b>Tragfähigkeit des Trägers 2</b>			
Aufzunehmende Last aus Decke	$w_{\text{Decke},\theta}$	7,88	[kN/m <sup>2</sup> ]
Einwirkende Last	$q_{R\text{Träger},\theta}$	37,29	[kN/m]
Ausnutzungsgrad	$\eta_{fi,t}$	0,51	-
Kritische Temperatur	$\theta$	588,70	[°C]
<b>Tragfähigkeit des Trägers 3</b>			
Die Tragfähigkeit des Trägers 3 ist in einer Handrechnung zu überprüfen.			
<b>Überprüfung der gewählten Dicke der Brandschutzbekleidung</b>			
Die Dicke der Brandschutzbekleidung der Träger 2 und 3 kann z. B. mit dem Euronogramm bestimmt werden.			

## 5 Erweiterungen der Bailey-Methode

### 5.1 Allgemeine Anmerkungen

Die im Folgenden erläuterten Erweiterungen der Bailey-Methode sind momentan noch Gegenstand der Forschung. Sie werden hier der Vollständigkeit halber aufgeführt und sollen einen Ausblick in die Zukunft geben.

### 5.2 Deckenplatten mit orthotroper Bewehrung

#### 5.2.1 Allgemeines

Die in Abschnitt 2 beschriebene, ursprüngliche Bailey-Methode ist auf die Berechnung von Deckenplatten mit isotroper Bewehrung beschränkt. Sie wurde in [9] für die Berechnung von Decken mit orthotroper Bewehrung erweitert und gibt dem Tragwerksplaner so die Freiheit die wirtschaftlich günstigste Anordnung der Bewehrung zu wählen.

Laut *Bailey* liegen nur wenig Daten aus Versuchen an orthotrop bewehrten Platten vor, weshalb die im Zuge der Erweiterung entwickelten Gleichungen noch nicht hinreichend validiert werden konnten.

#### 5.2.2 Änderungen in den grundlegenden Gleichungen

Die Herleitung der grundlegenden Gleichungen zur Beschreibung der Membrantragwirkung ändert sich nicht und wird hier daher im Folgenden nicht noch ein weiteres Mal dargestellt. Lediglich die sich ändernden Gleichungen werden aufgeführt.

Der Faktor  $k$  wird unabhängig von der Art der Bewehrung bestimmt und bleibt daher in der ursprünglichen Form erhalten (siehe Gl. (2.8)). Im Gegensatz dazu ist der Faktor  $b$  von der Bewehrungsanordnung abhängig und muss somit leicht geändert werden. Wie in Gl. (5.1) im Vergleich zu Abschnitt 2.3.3.2 zu sehen ist, wird bei der Berechnung von  $b$  durch einen zusätzlichen Faktor  $K$  dividiert.

$$b = \frac{1,1l^2}{8K(A + B + C - D)} \quad (5.1)$$

Dabei definiert der Faktor  $K$  das Verhältnis der Querbewehrung zur Längsbewehrung:

$$K = \frac{a_{s,q}}{a_{s,l}} \quad (5.2)$$

mit:  $a_{s,q}$       Bewehrungsquerschnitt der in Plattenquerrichtung verlaufenden Bewehrung  
 $a_{s,l}$       Bewehrungsquerschnitt der in Plattenlängsrichtung verlaufenden Bewehrung

Es ist zu erkennen, dass  $b$  mit steigendem  $K$  kleiner wird. Das bedeutet, dass sich die Membranspannungen verringern, wenn der Bewehrungsgrad der Querbewehrung größer ist als der der Längsbewehrung ( $K > 1$ ). Zu erklären ist dieses damit, dass die maximalen inneren Deckenspannungen durch den Bewehrungsgrad in der längeren Spannrichtung begrenzt werden. Dieses Verhalten konnte ebenfalls in Versuchen beobachtet werden, in denen Membrantragwirkung auftrat, so *Bailey*.

Bei der Berechnung der Erhöhungsfaktoren nach der erweiterten Methode müssen nun nach [9] folgende geänderte Gleichungen berücksichtigt werden.

### Erhöhungsfaktoren aufgrund erhöhter Membrantragfähigkeit

Der Unterschied zu den Erhöhungsfaktoren der ursprünglichen Methode besteht darin, dass die Faktoren  $\mu$  und  $(g_0)_1$  bzw.  $(g_0)_2$  eingeführt werden. Das Verhältnis der Bewehrungsgrade wird durch  $\mu$  (Orthotropiekoeffizient) beschrieben, während durch  $(g_0)_i$  die Höhe des Druckspannungsblocks in den jeweiligen Spannrichtungen beschrieben wird. Dabei beschreibt  $(g_0)_1$  den Druckspannungsblock bei Biegung um die längere Deckenfeldachse (Längsachse) und  $(g_0)_2$  den bei Biegung um die kürzere Deckenfeldachse (Querachse) [9].

#### Element 1

$$e_{1m} = \frac{M_{1m}}{\mu M_0 L} = \frac{4b}{3 + (g_0)_1} \left( \frac{v}{d_1} \right) \left( (1 - 2n) + \frac{n(3k + 2) - nk^3}{3(1 + k)^2} \right) \quad (5.3)$$

#### Element 2

$$e_{2m} = \frac{M_{2m}}{M_0 l} = \frac{4bK}{3 + (g_0)_2} \left( \frac{v}{d_2} \right) \left( \frac{2 + 3k - k^3}{6(1 + k)^2} \right) \quad (5.4)$$

### Erhöhungsfaktoren aufgrund erhöhter Biegetragfähigkeit

Zusätzlich zu den bereits beschriebenen neuen Faktoren werden die Faktoren  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\beta_1$  und  $\beta_2$  eingeführt, die durch die Druckspannungsblöcke in den beiden orthogonalen Plattenrichtungen beschrieben werden<sup>4</sup>.

Fließkriterium für die Bewehrung in der kürzeren Spannrichtung:

$$\frac{M}{\mu M_0} = 1 + \alpha_1 \left( \frac{N}{KT_0} \right) - \beta_1 \left( \frac{N}{KT_0} \right)^2 \quad (5.5)$$

mit:

$$\alpha_1 = \frac{2(g_0)_1}{3 + (g_0)_1}$$

$$\beta_1 = \frac{1 - (g_0)_1}{3 + (g_0)_1}$$

<sup>4</sup> Der in [10] beschriebene Ansatz dieser Faktoren ist falsch. Der hier angegebene Ansatz wurde aus [9] entnommen.

Fließkriterium für die Bewehrung in der längeren Spannrichtung:

$$\frac{M}{M_0} = 1 + \alpha_2 \left( \frac{N}{T_0} \right) - \beta_2 \left( \frac{N}{T_0} \right)^2 \quad (5.6)$$

mit:

$$\alpha_2 = \frac{2(g_0)_2}{3 + (g_0)_2}$$

$$\beta_2 = \frac{1 - (g_0)_2}{3 + (g_0)_2}$$

Die Erhöhungsfaktoren zur Berücksichtigung erhöhter Biegetragfähigkeit ergeben sich somit zu:

#### Element 1

$$e_{1b} = \frac{M}{\mu M_0 L} = 2n \left[ 1 + \frac{\alpha_1 b}{2} (k-1) - \frac{\beta_1 b^2}{3} (k^2 - k + 1) \right] + (1-2n)(1 - \alpha_1 b - \beta_1 b^2) \quad (5.7)$$

#### Element 2

$$e_{2b} = \frac{M}{M_0 l} = 1 + \frac{\alpha_2 b K}{2} (k-1) - \frac{\beta_2 b^2 K^2}{3} (k^2 - k + 1) \quad (5.8)^5$$

#### **Gesamterhöhungsfaktor**

Der Gesamterhöhungsfaktor der erweiterten Methode berechnet sich zu:

$$e = e_1 - \frac{e_1 - e_2}{1 + 2\mu a^2} \quad (5.9)$$

### **5.2.3 Validierung der erweiterten Bemessungsmethode**

Laut *Bailey* besteht im Allgemeinen ein Mangel an Versuchen mit orthotrop bewehrten Platten. Die erweiterte Bemessungsmethode wird in [9] mit Versuchsergebnissen von *Hayes/Taylor* [B.3] verglichen. Diese hatten einige Versuche mit dem Ziel durchgeführt, die Auswirkungen von orthotroper Bewehrung zu erforschen.

Untersucht wurden Betonplatten mit Seitenverhältnissen von 1,5 und 2,5. Für jedes Seitenverhältnis wurden drei Versuche durchgeführt: Ein Test mit isotroper Bewehrung und zwei Tests mit orthotroper Bewehrung. Bei orthotroper Bewehrung wurde der höhere Bewehrungsgrad in der kürzeren und der niedrigere in der längeren Spannrichtung angeordnet. Dabei blieb der Gesamtbewehrungsquerschnitt für alle drei Versuche konstant.

Beobachtet wurde, dass sich die maximale Versuchslast bei Erhöhung des Orthotropiekoeffizienten verringerte. Das bedeutet, dass eine Erhöhung der Bewehrung in der

<sup>5</sup> In [9] ist diese Gleichung fehlerhaft enthalten. Hier wird die richtige Gleichung dargestellt.

kürzeren Spannrichtung im Vergleich zur der in der längeren die Membrantragwirkung der Decke und somit die aufnehmbare Maximallast reduziert. Diese Beobachtungen entsprechen der analytischen Näherung durch die erweiterte Bemessungsmethode, so *Bailey* (vgl. Abschnitt 5.2.2).

#### **5.2.4 Auswirkungen der orthotropen Bewehrung auf die Membrantragwirkung**

Im Hinblick auf eine möglichst wirtschaftliche Bemessung von Decken wird in [9] mit Hilfe der erweiterten *Bailey*-Methode untersucht, welche Bewehrungsanordnung am effektivsten ist.

Um die Tragfähigkeit orthotrop bewehrter Deckenplatten mit unterschiedlichen Seitenverhältnissen vergleichen zu können, wurde bei ihrer Berechnung eine einheitliche zulässige Verschiebung der 10-fachen statischen Nutzhöhe angesetzt. Es wurden Decken mit Seitenverhältnissen von 2, 3, 4, und 5 getestet, wobei jeweils ein Orthotropiekoeffizient von 0,5, 1,0 und 2,0 vorlag. Ermittelt wurden die Traglast nach Bruchlinientheorie, der Gesamterhöhungsfaktor und die absolute Tragfähigkeit der Decke inklusive Membrantragfähigkeit.

Entsprechend der Untersuchungsergebnisse werden in [9] für Orthotropiegrade zwischen 0,5 – 2,0 folgende Hinweise gegeben:

1. Für Rechteckplatten mit Seitenverhältnissen von  $a \leq 3$  sollte mehr Bewehrung in der längeren Spannrichtung angeordnet werden.
2. Für Rechteckplatten mit Seitenverhältnissen  $a > 3$  sollte mehr Bewehrung in der kürzeren Spannrichtung angeordnet werden.

Dieses Ergebnis könne dadurch erklärt werden, dass die Membrantragfähigkeit nur kennzeichnend für Decken mit Seitenverhältnissen  $a \leq 3$  ist, so *Bailey*. Bei größeren Seitenverhältnissen überwiegt eher das Biegetragverhalten und der Einfluss der Membrantragfähigkeit auf die Gesamtragfähigkeit ist gering.

## **5.3 Versuche zur Beurteilung der Verbundwirkung zwischen Beton und Bewehrung bei isotrop und orthotrop bewehrten Platten**

### **5.3.1 Allgemeines**

Um die Einflüsse der Verbundwirkung zwischen Bewehrung und Beton zu klären, wurden kleinmaßstäbliche Versuche an Deckenplatten unter Raumtemperatur durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in [10] zusammengestellt.

Untersucht wurden horizontal verschieblich gelagerte Platten aus Beton mit isotroper und orthotroper Bewehrung. In den Versuchen wurden Stabstähle verwendet, wohingegen die ursprüngliche Bailey-Methode von einer Bewehrung mit Betonstahlmatten ausgeht. Die Auswirkungen des Verbundes zwischen Stabstahl und Beton wurden durch den Vergleich von Testergebnissen aus Versuchen an Platten mit geripptem und glattem Bewehrungsstahl analysiert.

Den in [10] veröffentlichten Ergebnissen liegen insgesamt fünfzehn Versuche zugrunde, die im Folgenden erläutert werden.

### **5.3.2 Versuchsaufbau**

Es wurden Versuche an Probplatten mit zwei unterschiedlichen Seitenverhältnissen durchgeführt. Zum einen an Platten mit einem Seitenverhältnis von 2,09 (1200 x 600 x 15 mm) und zum anderen an Platten mit einem Seitenverhältnis von 1,55 (900 x 600 x 15 mm) (Maße nach [10]). Die tatsächliche Deckendicke variierte leicht zwischen den Versuchsplatten.

Der Betonmischung wurde als Zuschlag ein grobkörniger Sand mit feinen Zuschlagstoffen mit Korngrößen im Bereich von 1 bis 4 mm zugegeben. Das Zement-Sand-Verhältnis betrug 1:3. Der Wasser-Zement-Wert lag bei 0,47. Die Betondruckfestigkeit variierte bei den isotrop bewehrten Versuchsplatten zwischen 16 und 38 N/mm<sup>2</sup>, bei den orthotrop bewehrten Platten zwischen 32 und 41 N/mm<sup>2</sup>.

Als Bewehrung wurde ein Draht mit einem Durchmesser von 0,71 mm verwendet. Jede Versuchsplatte hatte unabhängig davon, ob isotrop oder orthotrop bewehrt, einen Bewehrungsgrad von 0,3%.

Um die Verbundwirkung zu untersuchen wurden Probekörper mit glatter und mit profilierter Bewehrung getestet. Die Profilierung des Bewehrungsdrahtes wurde durch das Eindrücken des glatten Drahtes mit einer speziellen Maschine hergestellt. Der profilierte Draht wies eine geringere Duktilität auf als der glatte Draht.

Die Platten wurden in einer Maschine zur Lastaufbringung vertikal unverschieblich und horizontal verschieblich gelagert. Die vier Ecken der Platten wurden gegen Abheben gesichert.

### 5.3.3 Vergleich der Versuchsergebnisse mit Referenzlösungen nach der Bailey-Methode

Die Versuchsergebnisse werden in [10] als Last-Verschiebungs-Kurven dargestellt. Sie wurden mit Referenzlösungen nach der Bailey-Methode für isotrope und orthotrope Platten verglichen.

#### Isotrop bewehrte Platten

Die Testergebnisse von insgesamt sechs Versuchen an isotrop bewehrten Probepplatten wurden in [10] ausgewertet.

Es wurden für jedes der beiden Seitenverhältnisse (2,09 und 1,55) jeweils drei Versuche durchgeführt. Zwei der Probepplatten mit dem größeren Seitenverhältnis wurden dabei mit glattem Draht bewehrt und eine mit deformiertem Draht. Ebenso wurde dies für die Probepbauteile mit einem Seitenverhältnis von 1,55 ausgeführt.

Die Versuchsergebnisse der Platten mit einem Seitenverhältnis von 2,09 stimmten sowohl für glatte wie auch für profilierte Bewehrung gut mit der nach der Bailey-Methode berechneten Referenzlösung überein [10]. Beim Versagen der Platten wurde außerdem ein Riss über die kürzere Spannweite beobachtet, was mit der der Bailey-Methode zugrunde liegenden Theorie übereinstimmt.

Bei Probepbauteilen mit einem Seitenverhältnis von 1,55 wurde nur für die mit glattem Stahl bewehrten Platten gute Übereinstimmungen mit der Referenzlösung erzielt. Die Last-Verschiebungs-Kurve der Versuchsplatte mit profilierter Bewehrung fiel hingegen bei größer werdenden Verschiebungen unter die der Referenzlösung ab. Beim Abfall der Last-Verschiebungs-Kurve wurde Bruchversagen der Bewehrung beobachtet.

Wie bereits oben erwähnt, stellte sich bei Versuchsplatten mit einem Seitenverhältnis von 2,09 ein Riss über die kürzere Spannweite ein. Im Gegensatz dazu traten bei der Versuchsplatte mit einem Seitenverhältnis von 1,55 je nach Art der Bewehrung zwei unterschiedliche Arten von Versagensrissen auf. Bei der mit profiliertem Stahl bewehrten Platte stellten sich diagonale Risse über die gesamte Platte ein. Bei der mit glattem Draht bewehrten Versuchsplatte traten in den Schnittpunkten der Bruchlinien zwei Risse über die kürzere Spannweite auf.

#### Orthotrop bewehrte Platten

Für orthotrop bewehrte Platten wurden in [10] Testergebnisse zu insgesamt neun Versuchen analysiert. Der Bewehrungsgrad betrug wie bei den isotrop bewehrten Versuchsplatten 0,3%. Der Orthotropiekoeffizient  $\mu$  wurde als Verhältnis der Fläche der Querbewehrung zur Fläche der Längsbewehrung berechnet.

$$\mu = \frac{a_{s,q}}{a_{s,l}} \quad (5.10)$$

mit:  $a_{s,q}$       Bewehrungsquerschnitt der in Plattenquerrichtung verlaufenden Bewehrung  
 $a_{s,l}$       Bewehrungsquerschnitt der in Plattenlängsrichtung verlaufenden Bewehrung

Es wurden vier Versuche mit einem höheren Bewehrungsgehalt in Plattenlängsrichtung ( $\mu = 0,2$ ) und fünf Versuche mit einem höheren Bewehrungsgehalt in Plattenquerrichtung ( $\mu = 5,0$ ) durchgeführt. Wiederum wurden Probebauteile mit glatter und mit profilierter Bewehrung getestet.

Es zeigte sich, dass, unabhängig vom Seitenverhältnis und vom Grad der Orthotropie, die Testergebnisse der Probeplatten mit glatter Bewehrung mit der Referenzlösung nach der Bailey-Methode übereinstimmten.

Bei Versuchsplatten mit profilierter Bewehrung hingegen fiel die Traglast bei größer werdenden Verschiebungen immer unter die mit der Bailey-Methode berechnete Traglast ab. Bei Orthotropiekoeffizienten von 0,2 (unabhängig vom Seitenverhältnis) trat dies bei geringeren Vertikalverschiebungen als bei Orthotropiekoeffizienten von 5,0 auf.

Bei den Versuchsplatten mit einem geringeren Grad der Orthotropie ( $\mu = 0,2$ ) trat, unabhängig vom Seitenverhältnis kein Riss über die kürzere Spannweite ein, sondern über die längere Spannweite. Dies stellt einen Gegensatz zu dem der Bailey-Theorie zugrunde gelegten Bruch über die kürzere Spannweite dar.

Bei den Versuchsplatten mit einem Orthotropiekoeffizienten von 5,0 stellten sich, unabhängig vom Seitenverhältnis, Risse über die kürzere Spannweite ein. Es war allerdings folgender Unterschied zwischen Platten mit glatter und mit profilierter Bewehrung zu beobachten. Bei Versuchsplatten mit glatter Bewehrung stellte sich der Riss an den Schnittpunkten der Bruchlinien ein, wohingegen der Riss bei jenen mit profilierter Bewehrung in Plattenmitte auftrat.

### 5.3.4 Vergleich der Versuchsergebnisse und Schlussfolgerungen

Die Versuchsplatten mit profilierter Bewehrung zeigten laut [10] bei kleinen Durchbiegungen ein besseres Tragverhalten als die glatt bewehrten Platten, da eine höhere Traglast erreicht wurde. Bis zum Erreichen dieser Traglast herrschte vollständiger Verbund zwischen der profilierten Bewehrung und dem Beton.

Der Traglastabfall nach Erreichen des Maximums sei auf einen Abfall an Steifigkeit zurückzuführen, so *Foster et. al.*. Dies wird auf das gleichzeitige Auftreten von mehreren Zugrissen im Beton bei Überschreitung der Betonzugfestigkeit zurückgeführt. Der fortschreitende Abfall der Tragfähigkeit wird damit begründet, dass innerhalb der Risse aufgrund zunehmender Dehnungen und dem vorhandenen Verbund Spannungsspitzen in der Bewehrung auftraten. Als Folge wurde die Bruchspannung der Bewehrung in diesen Bereichen überschritten und es kam zum Versagen der Bewehrung.

Bei der Verwendung glatter Bewehrung konnten sich die Spannungen über die Bewehrung verteilen, da nur geringer Verbund zwischen Bewehrung und Beton vorhanden war. Es traten daher keine ausgeprägten Spannungsspitzen auf. Des Weiteren kam es aufgrund der höheren Duktilität nicht zum Bruch der Bewehrung.

Mit der Referenzlösung wurden für Versuchsplatten mit glatter Bewehrung immer konservative Ergebnisse erzielt, wohingegen dies bei Platten mit profilierter Bewehrung nur bis zu einer gewissen Größe der Durchbiegung gewährleistet war.

Die mit der Bailey-Methode berechnete Traglast einer Deckenplatte ist durch die maximal zulässige Vertikalverschiebung begrenzt (siehe Abschnitt 2.3.3.6).

Die Berechnung der maximalen Vertikalverschiebung infolge mechanischer Dehnungen basiert auf der Annahme einer mittleren Dehnung der Bewehrungsstäbe in Längsrichtung. Diese Annahme vernachlässigt den Verbund zwischen Beton und Bewehrung, so *Foster et. al.*

Die in [10] zugrunde gelegte Referenzlösung wurde mit der maximal zulässigen Vertikalverschiebung aufgrund mechanischer Dehnungen berechnet. Obwohl die mit der Bailey-Methode berechnete Traglast im Vergleich mit den Versuchsergebnissen überwiegend konservative Ergebnisse lieferte, ist es laut *Foster et. al.* notwendig, die Berechnung der zulässigen Vertikalverschiebung infolge mechanischer Dehnung so zu erweitern, dass die Auswirkungen des Verbundes (zwischen Beton und Bewehrung) auf die Betonstahlspannung berücksichtigt werden kann. So könne der Unterschied im Tragverhalten zwischen Platten mit glatter Bewehrung und mit profilierter Bewehrung in die Berechnungen mit einbezogen werden.

Eine weitere Verbesserung der Bailey-Methode könne im Hinblick auf das Bruchverhalten von orthotrop bewehrten Platten angestrebt werden. Bei Platten mit einem höheren Bewehrungsgrad in Plattenlängsrichtung von  $\mu = 0,2$  stellte sich, anders als es der momentanen Theorie der Bailey-Methode zugrunde liegt, ein Riss über die längere Spannweite ein. Laut *Foster et. al.* dürfte es sich nicht schwierig gestalten, die Gleichungen der Bailey-Methode für Platten mit stärkerer Bewehrung in Längsrichtung entsprechend zu erweitern und anzupassen, dass den Berechnungen, statt eines Risses in Plattenquerrichtung, ein Riss in Längsrichtung zugrunde gelegt werden kann.

## 5.4 Verbesserte Berücksichtigung der Membrantragfähigkeit

### 5.4.1 Erweiterungen

Die Bailey-Methode in der bisherigen Form und wie sie im Abschnitt 2 beschrieben wurde basiert auf dem Mode (iv) der Bruchlinienausbildung. Die Veränderungen der Modi mit zunehmenden Temperaturen im Brandfall werden nicht berücksichtigt. Die Verbunddecke und die sie unterstützenden Träger werden bei der Ermittlung der Membrantragfähigkeit als getrennt wirkend berücksichtigt, so dass als Resultat dieser Betrachtung nur die Membrantragfähigkeit der Decke in die Berechnung eingeht. Der Beitrag der unterstützenden Träger wird vernachlässigt.

Die in [8] beschriebene, weiterentwickelte Methode berücksichtigt, dass die Verbunddecke und die ungeschützten inneren Stahlträger bei der Lastabtragung zusammen wirken. Dabei wird auch die Seiltragwirkung der Stahlträger berücksichtigt. Zusätzlich wird ab jetzt die Membrantagwirkung unter Berücksichtigung der Variationen der Verformungsfiguren ermittelt, d.h. der Wechsel von Mode (iii) zu Mode (iv) ist durch die Berücksichtigung der „wandernden Fließgelenke“ in der Methode enthalten. Der erweiterten Methode liegt dabei die entscheidende Annahme zugrunde, dass die Verformungsfiguren den sich einstellenden Bruchlinienbildern folgen. Da das erklärte Ziel der Bemessungsmethode die Tragfähigkeitsabschätzung der Decke kurz vor dem Versagen ist und nicht die Tragfähigkeitsberechnung in einem frühen Stadium des Brandes, in dem thermische Ausdehnung und Verkrümmung vorherrschend sind, wird diese Annahme als begründet angesehen [8].

Im Vergleich mit der ursprünglichen Bemessungsmethode zeigte sich, so *Bailey*, dass die bisherige Vernachlässigung der Variation der Verformungsfiguren und die Vernachlässigung des Beitrags der ungeschützten Stahlträger zur Membrantragfähigkeit des Gesamtsystems konservativ waren.

### 5.4.2 Umsetzung der Erweiterungen

Unter der Verwendung des Prinzips der virtuellen Arbeit kann die Traglast des Decken/Träger-Systems für das in Abbildung 5.1 dargestellte Bruchlinienbild wie folgt ausgedrückt werden:

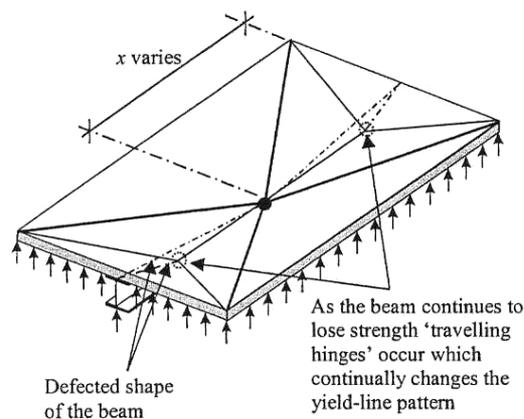
$$w_p = \frac{1}{\left(\frac{Ll}{2} - \frac{xl}{3}\right)} \left[ \left( \frac{2l}{x} + \frac{4L}{l} \right) m + \frac{2M_{fi}}{x} \right] \quad (5.11)$$

Aus Gleichgewichtsbedingungen kann das dargestellte Bruchlinienbild durch die Berechnung von  $x$  bestimmt werden:

$$x = \frac{-\left(\frac{w_p l^2}{6L}\right) + \sqrt{\left(\frac{w_p l^2}{6L}\right)^2 - 4\left(\frac{w_p}{6}\right)\left(\frac{-w_p l^2}{8} - \frac{M_{fi}}{l}\right)}}{2\left(\frac{w_p}{6}\right)} \quad (5.12)$$

Unter der Voraussetzung, dass  $w_p$ ,  $m$ ,  $L$  und  $l$  bekannt sind, kann mit den Gleichungen (5.11) und (5.12) für ein gegebenes Deckenfeld (9 m x 6 m) berechnet werden, wann die Wechsel zu den Verhaltensmodi (iii) und (iv) eintreten.

Hierzu wird zunächst mit Gl. (5.11) und  $x = 4,5\text{m}$  (für Mode (iii))  $M_{fi}$  bestimmt. Das ist der Wert der Momenten Tragfähigkeit des Trägers, auf den sich die ursprüngliche Biegetragfähigkeit reduziert haben muss, damit Mode (iii) auftritt. Anschließend wird der Ausnutzungsgrad des Trägers bestimmt, indem die reduzierte Tragfähigkeit  $M_{fi}$  mit der Ursprünglichen ins Verhältnis gesetzt wird. In Abhängigkeit des Ausnutzungsgrads kann dann die kritische Temperatur aus Tabelle 2.1 abgelesen werden. Der Mode (iii) tritt erst auf, wenn die Stahltemperatur diese kritische Temperatur erreicht. Oberhalb dieser Temperatur treten „wandernde Fließgelenke“ auf, bis bei einer Temperatur von  $1200^\circ\text{C}$  Mode (iv) eintritt und die Decke die Belastung nur noch über Membrantragwirkung abträgt.



**Abbildung 5.1. Kontinuierlich änderndes Bruchlinienbild bei steigender Temperatur [8]**

Mit den oben aufgeführten Gleichungen kann die Biegetragfähigkeit des Decken/Träger-Systems und die Stahltemperatur für verschiedene  $M_{fi}$  berechnet werden.

Für einen BRE-Brandversuch wurde mit Hilfe der Gl. (5.11) und (5.12) die Tragfähigkeit der Decke und der Träger nachgerechnet. Es zeigte sich, dass die berechneten Traglasten geringer waren, als die im Versuch tatsächlich vorhandene. Da im Versuch kein Versagen auftrat, ist davon auszugehen, dass Membrantragwirkung der Decke und der Träger aufgetreten war [8].

Die Tragfähigkeit nach der erweiterten Bemessungsmethode wird wie folgt berechnet:

$$w_{p\theta} = e_{\text{sys}} \left[ \begin{array}{l} \left( \frac{\text{Innere Arbeit der Verbunddecke durch Biegung}}{\text{Äußere Arbeit durch die Belastung des Deckensystems}} \right) \\ + \left( \frac{\text{Innere Arbeit der Träger durch Biegung}}{\text{Äußere Arbeit durch die Belastung des Deckensystems}} \right) \end{array} \right] \quad (5.13)$$

Hierbei berücksichtigt der Faktor  $e_{\text{sys}}$  die Erhöhung der Tragfähigkeit des Decke/Trägersystem infolge Membrantragwirkung.

Gl. (5.13) geht von vollständiger Verdübelung der Verbundträger aus. Des Weiteren wird angenommen, dass die entstehende Zugkraft im Träger durch die Druck-Membrankräfte ausgeglichen wird. Unter der Voraussetzung vertikaler Lagerung entlang der Ränder des Deckenfeldes, werden die Anschlüsse an den Enden der ungeschützten Träger daher für die Aufnahme dieser Zugkräfte nicht bemessen.

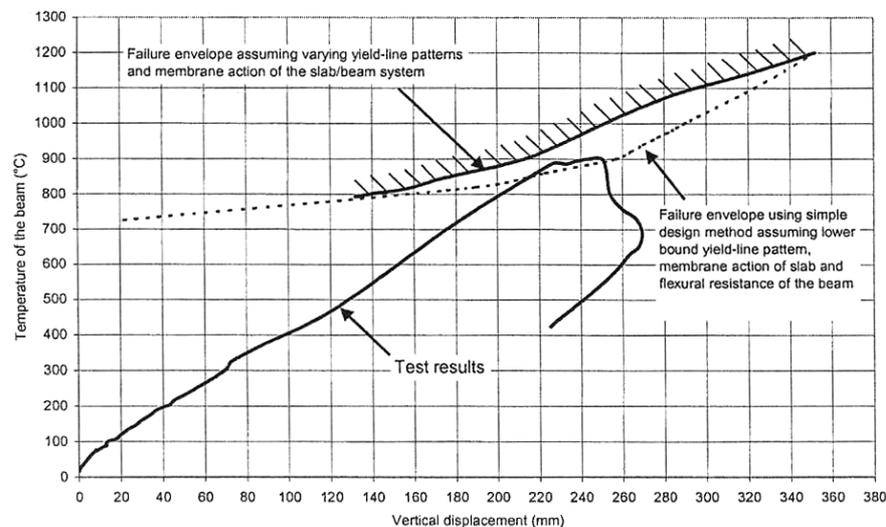
Von den grundlegenden Gleichungen der ursprünglichen Methode wurden einige so angepasst, dass die Seiltragwirkung der Träger mitberücksichtigt wird. Die Herleitung an sich wurde nicht geändert, weshalb im Weiteren nur die im Vergleich zu Abschnitt 2.3 geänderten Gleichungen aufgeführt werden.

$$e_{2m} = \frac{M_{2m}}{M_0 I + M_{fi}} = \left[ T_0 l b v \left( \frac{2 + 3k - k^3}{6(1+k)^2} \right) + T_b v \right] \frac{1}{T_0 d_1 \left( 3 + g_0 \frac{1}{4} \right) I + M_{fi}} \quad (5.14)$$

$$e_{2b} = \frac{M}{M_0 L} = 1 + \frac{abK}{2} (k-1) - \frac{\beta b^2 K^2}{3} + (k^2 - k + 1) \quad (5.15)$$

### 5.4.3 Vergleich zwischen erweiterter und existierender Methode mit Versuchsergebnissen

In Anlehnung an den BRE Brandversuch in einer Ecke des Cardington-Versuchsgebäudes, wurden für bestimmte Stahltemperaturen des ungeschützten Trägers die Vertikalverschiebungen berechnet, die erforderlich sind um die im Versuch aufgebrachte Belastung aufzunehmen. Diese berechneten Verschiebungen wurden mit den Ergebnissen der existierenden Methode und den Ergebnissen des Brandversuchs verglichen, wie in Abbildung 5.2 dargestellt.



**Abbildung 5.2: Vergleich der Testergebnisse mit den Ergebnissen der existierenden und der erweiterten Methode [8]**

Für beide Methoden, die existierende und die erweiterte, wurde für den Versagensfall von einem „Umschlag-ähnlichen“ Bruchlinienbild ausgegangen. Wie in Abbildung 5.2 zu sehen ist, wird diese Annahme bestätigt. Beide Verfahren konvergieren gegen diesen angenommenen Endzustand. Es ist auch zu erkennen, dass bei Verwendung der erweiterten Bailey-Methode für eine gegebene Verschiebung höhere Temperaturen erreicht werden können, als bei der existierenden Methode. Bei Vertikalverschiebungen unterhalb von 130 mm ist kein großer Unterschied zwischen der erweiterten und der existierenden Methode erkennbar. *Bailey* begründet dies damit, dass es bei zu kleinen Vertikalverschiebungen zu keiner deutlichen Aktivierung der Seiltragwirkung der ungeschützten Träger kommt. Gleiche Ergebnisse liefern die beiden Methoden wiederum für eine Temperatur von 1200°C, da der ungeschützte Träger dann keine Tragfähigkeit mehr besitzt und die Decke die Belastung allein über Membrantragwirkung abträgt.

Bei der existierenden Methode wurden mehrere Vereinfachungen berücksichtigt, um konservative Ergebnisse und eine möglichst einfache Handhabung zu gewährleisten. Diese Vereinfachungen wurden nun im Zug der Erweiterung der Bailey-Methode zurückgenommen. Als Folge davon kann die erweiterte Methode nicht so einfach für ein Handrechenverfahren aufbereitet werden und muss daher innerhalb eines Computermodells angewendet werden.

## 6 Schlussfolgerungen und Ausblick

Die von *Bailey* entwickelte Methode stellt ein einfach zu handhabendes Berechnungsverfahren dar, das die in Versuchen beobachtete Gesamttragfähigkeit von Verbunddeckenkonstruktionen im Brandfall gut approximiert.

Dem planenden Ingenieur wird dadurch eine flexible Bemessungsmethode an die Hand gegeben, die mehr Freiheiten in der brandschutztechnischen Planung einräumt. Durch das Einsparen von Brandschutzbekleidungen ist nun eine wirtschaftlichere Bemessung von Stahlverbundkonstruktionen im Brandfall möglich.

Bei der Anpassung der Bailey-Methode an die deutsche Normung stellte sich heraus, dass diese zum größten Teil bereits auf den Eurocodes basiert. Die Theorie der Bailey-Methode basiert außerdem auf grundlegenden Prinzipien der Mechanik, die keine Anpassung erforderten. Es wurden daher nur normenbasierte Berechnungsansätze angepasst.

Eine Anpassung erfolgte deshalb bezüglich der Berücksichtigung der Eigenschaften der Materialien, der Reduktion der Festigkeit von Baustahl und Betonstahl infolge erhöhter Temperaturen im Brandfall und der Temperaturen der Verbundträger unter Berücksichtigung der Verdübelung. Während sich die Anpassung der nach den Normen anzusetzenden Festigkeitswerte der Materialien sowie der zugehörigen Kennwerte als unkompliziert erwies, ergaben sich Schwierigkeiten bei der Festlegung der eingehenden Temperaturen der einzelnen Tragwerkskomponenten und jener der Verbundträger bei Berücksichtigung des Verdübelungsgrades.

In den englischen Normen sind Bemessungstemperaturen angegeben, die in dieser Form nicht in den deutschen Vorschriften und den Eurocodes enthalten sind. Zur Anpassung wurden mit den Eurocodes übereinstimmende Ansätze gewählt. Es ist nicht sichergestellt, dass die in den Eurocodes aufgeführten Ansätze zur Berechnung der Temperatur der Bewehrung innerhalb von Verbunddecken angewendet werden können, da dort von einer anderen Bewehrungsanordnung ausgegangen wird, als es die Bailey-Methode fordert. In den englischen Normen sind für diesen Fall Bewehrungstemperaturen tabelliert.

Die Anwendbarkeit der zur Anpassung gewählten Ansätze muss zukünftig dahingehend überprüft werden, ob konservative, aber auch realistische, Ergebnisse sichergestellt sind.

Für Verbundträger sind in den englischen Vorschriften Temperaturen in Abhängigkeit von vollständiger und teilweiser (40%) Verdübelung angegeben. Dies ist in den Eurocodes und den deutschen Normen nicht der Fall. Deshalb war es an dieser Stelle nur möglich Temperaturen von Verbundträgern mit vollständiger Verdübelung nach dem in den Eurocodes enthaltenen Modell der kritischen Temperatur festzulegen. Diese Temperaturen stimmten nicht genau mit denen der englischen Vorschriften überein, weshalb der gewählte Ansatz zu überprüfen ist.

Für die Bestimmung der anzusetzenden Temperaturen von Verbundträgern mit teilweiser Verdübelung ist es erforderlich, entsprechende Ansätze zu entwickeln.

Bei der Berechnung der Beispiele hat sich gezeigt, dass sich insbesondere die Temperatur des Betonstahls und die daraus resultierende Reduktion der Festigkeit stark auf die Gesamtragfähigkeit der Deckenkonstruktion auswirken. Die Tragfähigkeit der inneren Verbundträger hat hingegen nur einen geringeren Einfluss auf die Gesamtragfähigkeit.

Insgesamt kann gesagt werden, dass es zukünftig erforderlich ist, die mit der angepassten Methode berechneten Ergebnisse anhand von Versuchsergebnissen und FEM-Berechnungen zu verifizieren.

## Verwendete Normen und Literatur

### Normen

- [V.1] Eurocode – Basis of structural design, Englische Fassung: prEN 1990:2001, Final draft
- [V.2] Eurocode 1 – Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke, Deutsche Fassung: prEN 1991-1-2:2002
- [V.3] Eurocode 1 – Actions on Structures – Part 1-2: General Actions – Actions on structures exposed to fire, Englische Fassung: prEN 1991-1-2:2001
- [V.4] Eurocode 2 – Design of concrete structures - Part 1-2: General rules – Structural fire design, Englische Fassung: prEN 1992-1-2:2001, Final draft
- [V.5] Eurocode 4 - Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau, Deutsche Fassung: prEN 1994-1-1:2004
- [V.6] Eurocode 4 – Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, Deutsche Fassung: ENV 1994-1-2:1994
- [V.7] Eurocode 4 – Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall, Deutsche Fassung: prEN 1994-1-2:2003 (stage 49)
- [V.8] DIN 18800-5: Stahlbauten – Teil 5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion, DINV 2004
- [V.9] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Ausgabe Juli 2001
- [V.10] DIN 1055-3: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 3: Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten, Ausgabe April 2002
- [V.11] British Standard 5950-1 - Structural use of steelwork in building - Part 1: Code of practice for design - rolled and welded sections, BS 5950-1:2000
- [V.12] British Standard 5950-3 - Structural use of steelwork in building - Part 3: Code of practice for design of simple and continuous composite beams, BS 5950-1:1990
- [V.13] British Standard 5950-4 - Structural use of steelwork in building - Part 4: Code of practice for design of composite slabs with profiled steel sheeting, BS 5950-1:1994
- [V.14] British Standard 5950-8 - Structural use of steelwork in building - Part 8: Code of practice for fire resistant design, BS 5950-8:1990
- [V.15] British Standard 5950-8 - Structural use of steelwork in building - Part 8: Code of practice for fire resistant design, BS 5950-8:2003
- [V.16] British Standard 8110-1 – Structural use of concrete – Part 1: Code of practice for design and construction, BS 8110-1: 1997

## Literatur

- [1] Newman, G. M.; Robinson, J. T.; Bailey, C. G.: Fire Safe design: A New Approach to Multi-Storey Steel-Framed Buildings, SCI Publication P288, Berkshire: The Steel Construction Institute 2000.
- [2] Bailey, C. G.; Moore, D. B.: The structural behaviour of steel frames with composite floorslabs subject to fire: Part 1: Theory, The Structural Engineer Vol. 78 No.11 (2000) S. 19 – 27.
- [3] Bailey, C. G.; Moore, D. B.: The structural behaviour of steel frames with composite floorslabs subject to fire: Part 1: Design, The Structural Engineer Vol. 78 No.11 (2000) S. 28 – 33.
- [4] Bailey, C. G.: New fire design method for steel frames with composite floor slabs, FBE Report 5, Watford: BRE 2003.
- [5] Bailey, C. G.: Steel structures supporting composite floor slabs: design for fire, BRE Digest 462, Watford: BRE 2001
- [6] Bailey, C. G.: Design of steel structures with composite slabs at the fire limit state, Final Report, Watford: BRE 2000
- [7] Bailey, C. G.: Membrane action of unrestrained lightly reinforced concrete slabs at large displacements, Engineering Structures 23 (2001) S. 470 - 482.
- [8] Bailey, C. G.: Membrane action of composite floor systems in fire, Third International Workshop << Structures in Fire>> Ottawa 2004 Paper S7-1 S. 335 - 352.
- [9] Bailey, C. G.: Efficient arrangement of reinforcement for membrane behaviour of composite floor slabs in fire conditions, Journal of Constructional Steel Research 59 (2003) S. 931 - 949.
- [10] Foster, S. J.; Bailey, C. G.; Burgess, I. W.; Plank, R. J.: Experimental behaviour of concrete floor slabs at large displacements, Engineering Structures 26 (2004) S. 1231 - 1247.
- [11] Schneider, K.-J. (Hrsg.): Schneider Bautabellen für Ingenieure, 15. Auflage, Düsseldorf: Werner 2002.
- [12] Rußwurm, D.; Fabritius, E.: Bewehren von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045-1:2001-07, Institut für Stahlbetonbewehrung e.V. 2002.
- [13] Kuhlmann, U.; Fries, J.; Günther, H.-P.: Beispiele aus dem Verbundhochbau, Berlin: Ernst & Sohn 1999, (Stahlbau-Kalender 1999).
- [14] DAfStb (Hrsg.): Heft 525 - Erläuterungen zu DIN 1045-1, 1. Auflage, Berlin: Beuth 2003
- [15] König, G.; Nguyen, V. T.: Grundlagen des Stahlbetonbaus – Einführung in die Bemessung nach DIN 1045-1, 2. vollständig überarbeitete Auflage, Stuttgart u.a.: Teubner 2003.
- [16] ASFP: Fire Protection for structural steel in buildings, 2. Auflage, The Association of Specialist Fire Protection, The Steel Construction Institute, Ascot: 1992.
- [17] EKS: Feuerwiderstand von Bauteilen aus Stahl, No.89, EKS – Technischer Ausschuss TC3 – Brandsicherheit von Stahlbauten, ECCS CECM EKS, 1995

### Von *Bailey* zitierte Literatur

- [B.1] Wood, R. H.: Plastic and elastic design of slabs and plates, with particular reference to reinforced concrete floor slabs, London: Thames & Hudson 1961.
- [B.2] Hayes, B.: Allowing for membrane action in the plastic analysis of rectangular reinforced concrete slabs, Magazine of Concrete Research 20 (No. 65) (1968) S. 205 – 212.
- [B.3] Hayes, B.; Taylor, R.: Load-Testing RC slabs, Consult Eng 33 (11) (1969) S. 46 – 47.
- [B.4] Department of the Environment, Transport and the Regions: The Building Regulations 1991, Approved Document B, Fire Safety DETR 2000



## **Anhang A: Deutsche Fassung von Teil A des SCI-Guides [1]**

## A.1 Einleitung zu Teil A

Die Bemessungsempfehlungen in dieser Veröffentlichung basieren auf dem Tragverhalten von Stahlverbundkonstruktionen, wie es bei aktuellen Gebäudebränden und in Großbrandversuchen beobachtet wurde. Diese konservativen „Level 1“-Empfehlungen für die brandschutztechnische Bemessung können als äquivalent zu den Bemessungsverfahren mit Tabellen in den Eurocodes angesehen werden. Weiterführende, auf numerischer Modellierung basierende, „Level 2“-Bemessungsverfahren sollen in der Zukunft veröffentlicht werden.

Für Bauteile in mehrstöckigen Gebäuden werden in den Bauvorschriften bestimmte Feuerwiderstände gefordert. Die vorhandenen Feuerwiderstandsdauern von Bauteilen werden in Normbrandversuchen ermittelt. Da die in diesen Versuchen ermittelten Feuerwiderstandsdauern für einzelne, herausgeschnittene und ungeschützte Träger mit I oder H Querschnitten nur bei 15 bis 20 Minuten liegen, ist es gängige Praxis, Stahlträger und -stützen durch plattenförmige Bekleidungen, Spritzputze oder dämmschichtbildende Anstriche zu schützen.

Bei Slim-Floor-Decken oder „Shelf angle floor constructions“ wird entsprechender Schutz durch das Einschließen der tragenden Bauteile in die Betondecke erreicht.

In mehreren Ländern durchgeführte Großbrandversuche haben gezeigt, dass das tatsächliche Tragverhalten von Bauwerken mit Stahlrahmenkonstruktionen im Brandfall viel besser ist, als es Normbrandversuche vermuten lassen. Aus Beobachtungen von Stahlbauteilen in realen Bränden geht hervor, dass der Umfang der aufgetragenen Brandschutzbekleidung unter Umständen übertrieben und in manchen Fällen unnötig ist. Die Brandversuche in Cardington ergaben eine Möglichkeit, das Brandverhalten von realen Tragwerken zu überprüfen und den Feuerwiderstand von ungeschützten Stahlverbundkonstruktionen unter realistischen Bedingungen zu beurteilen.

Die Bauvorschriften in England und Wales wurden 1991 von vorschreibenden in leistungsbasierte Anforderungen geändert. Es ist seither vorgeschrieben, dass „ein Gebäude so bemessen und konstruiert werden muss, dass seine Standsicherheit im Brandfall für einen angemessenen Zeitraum erhalten bleibt.“ In dem „zugelassenen Dokument B“ der Bauvorschriften in England wird gesagt, dass „eine Methode des Brandschutzingenieurwesens, welche das gesamte brandschutztechnische Konzept berücksichtigt, als Alternative für das Erreichen der erforderlichen Brandsicherheit angewendet werden können.“

Die in dieser Veröffentlichung gegebenen Empfehlungen können als Erweiterung der Methoden des Brandschutzingenieurwesens auf dem Gebiet des Tragwerksverhaltens und als Weiterentwicklung des Konzepts zur Brandschutzbemessung angesehen werden. Es wird angestrebt, dass Bemessungen, die in Übereinstimmung mit diesen Empfehlungen durchgeführt werden, mindestens das in den Bauvorschriften geforderte Sicherheitsniveau erreichen. Gleichzeitig werden Einsparungen in den Baukosten ermöglicht.



Die schottischen Vorschriften unterscheiden sich von denen in England und Wales. Nicht geregelte Berechnungsmethoden und Methoden des Brandschutzingenieurwesens können auch nach Anwendbarkeitsüberprüfungen nicht in der gleichen Weise angewandt werden. Wenn ein Tragwerksplaner die hier veröffentlichten Empfehlungen anwenden möchte, muss er einen Weg finden, diese mit den geltenden Vorschriften in Einklang zu bringen.

In Nordirland gelten weniger strenge Bauvorschriften. So ist die Anwendung anderer als der vorgeschriebenen Methoden für den Nachweis der Einhaltung der funktionellen Anforderungen des Teils E (Brandschutz) erlaubt. Eine Bemessung in Übereinstimmung mit dieser Veröffentlichung könnte deshalb als Alternativvorschlag zur Unterstützung eines Bauantrags mit eingereicht werden.

Die Entwicklung eines Brandes wird idealerweise abhängig gemacht von der Brandlast, der vorhandenen Sauerstoffzufuhr und der Bauwerksgeometrie. Obwohl viele Forscher das Verhalten von Bränden untersuchen und bereits viel herausgefunden wurde, gibt es bis jetzt noch keine allgemeingültige Methode, die die Auswirkungen eines realen Brandes derart definiert, dass in der Praxis tätige Ingenieure und Architekten diese Methode leicht anwenden können. Den in diesem Leitfaden gegebenen Empfehlungen liegt deshalb die konventionelle Annahme zugrunde, dass Gebäude Normbränden ausgesetzt sind, wie sie auch Versuchen zur Bestimmung der Feuerwiderstandsdauer zu Grunde gelegt werden.

Die hier veröffentlichten Empfehlungen gelten für Stahlverbundrahmentragwerke, die dem in Cardington getesteten 8-stöckigen Gebäude sehr ähnlich sind, vgl. Abbildung 1.1 und Abbildung 1.2.



**Abbildung 1.1: Cardington Versuchsgebäude vor der Betonage der Decken [1]**



**Abbildung 1.2: Ungeschützte Stahlkonstruktion [1]**

## A.2 Bemessungsgrundlagen

### A.2.1 Sicherheit

Diese Empfehlungen wurden unter Berücksichtigung zweier grundlegender Sicherheitsanforderungen erarbeitet:

- Es darf, im Vergleich zur gegenwärtigen Praxis, keine erhöhte Gefahr für das Leben von Bewohnern, Feuerwehrleuten und anderen Personen in der Umgebung des Gebäudes bestehen.
- In dem, dem Brand ausgesetzten Stockwerk, dürfen übermäßige Verformungen nicht zum Verlust der Brandabschnittsfunktion führen. Das bedeutet, dass der in einem Brandabschnitt entstandene Brand auf diesen begrenzt bleiben muss, ohne sich horizontal oder vertikal ausbreiten zu können.

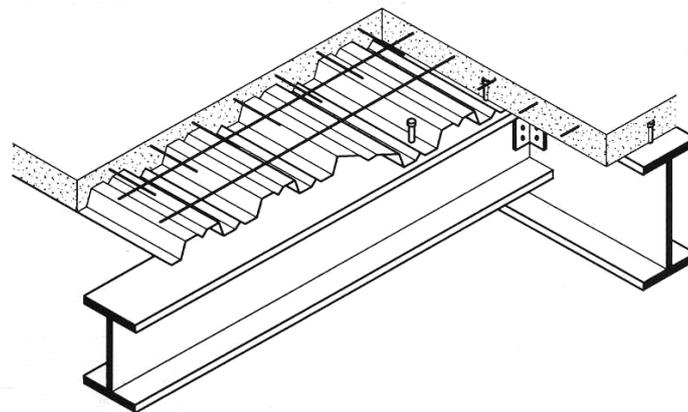
### A.2.2 Art des Tragwerks

Diese Bemessungsempfehlungen sind anwendbar für folgende Tragkonstruktionen:

- Dieser Leitfaden gilt nur für Stahlrahmenverbundkonstruktionen, die der in den Brandversuchen des BRE in Cardington getesteten Form im Allgemeinen entsprechen, vgl. Abbildung 1.1 und Abbildung 2.1.

Es wird dabei angenommen, dass:

- das Tragwerk ein ausgesteifter, unverschieblicher Rahmen ist. Vereinfachend wird der Momentenwiderstand der Verbindungen vernachlässigt.
  - die Stahlverbunddecken aus einem Stahlblech, einem Bewehrungsnetz und Normal- oder Leichtbeton bestehen. Das Bewehrungsnetz soll bei trapezförmigen Stahlblechen 15 bis 40 mm oberhalb des Profilblechs und bei hinterschnittenen Stahlblechen bis zu 40 mm über der Oberkante des Blechs angeordnet werden.
  - die Deckenträger als Verbundträger (zusammen mit der Verbunddecke) nach BS 5950-3 oder nach Eurocode 4 bemessen werden.
- Der Leitfaden gilt nicht für:
    - ungeschützt hergestellte Träger oder ungeschützte Träger mit großen oder mehrfachen Öffnungen.
    - für Deckensysteme mit Fertigteildeckenelementen.



**Abbildung 2.1: Schnitt durch eine typische Verbunddeckenkonstruktion [1]**

### **A.2.3 Feuerwiderstand**

Bei den Brandversuchen in Cardington wurden die Stockwerke sowohl realen Bränden („Naturbränden“) als auch von den Normen abweichenden Gasfeuern ausgesetzt. Die Brandversuche folgten nicht der Normbrandkurve, welche dazu verwendet wird, Feuerwiderstandsdauern entsprechend der Bauvorschriften festzulegen. So mussten die in den Brandversuchen aufgezeichneten Temperaturen im Hinblick auf die Normbrandkurve interpretiert werden.

Die im "zugelassenen Dokument B" der englischen Bauvorschriften genannten Feuerwiderstandsdauern von Bauteilen innerhalb verschiedener Gebäudetypen sind in Tabelle 2.1 angegeben. Für tragende Bauteile in den meisten 2-stöckigen Gebäuden wird eine Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten gefordert, bei 3- und 5-stöckigen Gebäuden meistens eine Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten.

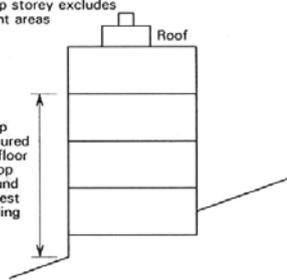
Die folgenden Empfehlungen gelten für Gebäude, bei denen für die tragenden Bauteile Feuerwiderstandsdauern von 30 oder 60 Minuten gefordert werden. Werden die hier gegebenen Empfehlungen befolgt, ist die Standsicherheit von Stahlrahmenverbundkonstruktionen für die geforderte Feuerwiderstandsdauer dann gewährleistet, wenn jeder Brandabschnitt den Anforderungen bezüglich des Normbrands nach BS476 entspricht.

Für Stahlrahmenkonstruktionen mit Stahlverbunddecken wird angenommen, dass ohne Brandschutzbekleidung eine Feuerwiderstandsdauer von 15 Minuten erreicht werden kann. Für diesen Fall werden hier daher keine spezifischen Empfehlungen gegeben.

In jedem Fall müssen die Festlegungen der Bauvorschriften bezüglich der Fluchtwege berücksichtigt werden.

	Fire resistance (mins) for height of top storey (m)			
	<5	≤18	≤30	>30
Residential (non-domestic)	30	60	90	120
Office	30	60	90	120
Shops, commercial, assembly and recreation	30	60	90	120*
Industrial and storage	60	90	120	120*
Closed car parks	30	60	90	120*
Open-sided car parks	15	15	15	60
Installing sprinklers will often allow fire resistance periods to be reduced from 60 to 30 minutes or from 90 to 60 minutes.  * Sprinklers are required, but the fire resistance of the floor may be 90 minutes only.				

Height of top storey excludes roof-top plant areas



Roof

Height of top storey measured from upper floor surface of top floor to ground level on lowest side of building

**Tabelle 2.1: Übersicht über die Anforderungen nach dem "zugelassenen Dokument B" [1]**

## A.3 Empfehlungen für tragende Bauteile

### A.3.1 Deckenplatte und Träger

Bemessungshilfen für Deckenplatten und Träger in Gebäuden des Stahlhochbaus werden in den Tabellen 1 bis 12 (in Abschnitt A.6) angegeben. Diese Bemessungshilfen sind auf Grundlage eines Rechenmodells des BRE entwickelt worden, das den verbleibenden Biegezugwiderstand des Verbundträgers mit der Mitwirkung der Verbunddecke verbindet. Dabei wird die Mitwirkung der Verbunddecke durch ein kombiniertes Modell aus Bruchlinien und Membrantragwirkung berechnet.

#### A.3.1.1 Bemessungsabschnitte des Deckensystems

Jede Geschossdecke im betrachteten Gebäude wird in Bemessungsabschnitte unterteilt:

- Die Abschnitte müssen rechteckig sein.
- Jeder Abschnitt muss an allen Rändern durch Träger begrenzt werden.
- Jeder Abschnitt sollte ausschließlich in eine Richtung spannende Träger enthalten. In den Bemessungshilfen wird angenommen, dass die Deckenplatte zwischen diesen Trägern einachsrig gespannt ist.
- Innerhalb eines Abschnitts dürfen sich keine Stützen befinden. (Allerdings dürfen diese am Rand vorhanden sein.)
- Bei einer geforderten Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten müssen die Begrenzungen der Bemessungsabschnitte mit dem Stützenraster zusammenfallen.
- Bei einer geforderten Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten müssen alle mit Stützen verbundenen Träger brandgeschützt werden. Auf diese Art wird auch im Brandfall die erforderliche Einspannung in die Stützen gewährleistet.

Die Bemessungstabellen für die Abschnitte zur Deckenbemessung werden auf Grundlage des Rechenmodells des BRE entwickelt. Die Berechnungen basieren auf folgenden Annahmen:

- Die von dem innerhalb des Bemessungsabschnitts liegenden Verbundträger über Biegung aufnehmbare Belastung wird zum unteren Grenzwert der Traglast nach Bruchlinientheorie der Verbunddecke addiert (siehe unten). Die Verbundträger werden dabei als Einfeldträger angenommen.
- Die Traglast der Verbunddecke unter Biegebeanspruchung wird als unterer Grenzwert nach der Bruchlinientheorie ermittelt. Der Biegezugwiderstand der inneren Träger wird dabei vernachlässigt.
- Eine Erhöhung der Traglast aufgrund der Membranwirkung der Verbunddecke wird zu der nach Bruchlinientheorie ermittelten Traglast der Verbunddecke addiert.
- Die Traglast des Verbundträgers und der Verbunddecke werden addiert, um die Traglast des Gesamtsystems zu erhalten.
- Die thermische Krümmung und die mechanische Dehnung der Bewehrung begrenzen die maximale Durchbiegung der Decke unter Brandbeanspruchung.

Für Fälle, die außerhalb des Anwendungsbereichs der Bemessungshilfen liegen, sollte das Rechenmodell des BRE direkt angewendet werden. Software, um den Anwendungsbereich der Bemessungshilfen zu erweitern, ist auf der Web-Seite des SCI erhältlich ([www.steel-sci.org/it/software/fire](http://www.steel-sci.org/it/software/fire)).

Die Träger, die einen Bemessungsabschnitt begrenzen, werden normalerweise brandgeschützt. Sie können auch ungeschützt ausgeführt werden, sofern sie in Übereinstimmung mit dem BS 5950-8 als ungeschützte Träger bemessen werden, oder wenn sie sich am Plattenrand befinden und durch vertikale Fenstereinfassungen (wind posts) oder Zugglieder unterstützt werden.

Alle Träger, die sich innerhalb eines Bemessungsabschnitts befinden, können ungeschützt ausgeführt werden, sofern die in den Bemessungshilfen gegebenen Bedingungen erfüllt sind. Die Größe und der Abstand dieser Träger stellen keine kritischen Größen dar.

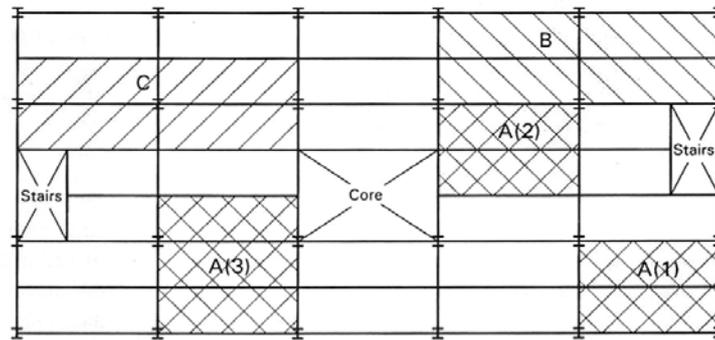
Die mögliche Unterteilung von Decken in einzelne Bemessungsabschnitte ist in Abbildung 3.1 dargestellt. Ein einzelner Bemessungsabschnitt wird in Abbildung 3.2 gezeigt. Abschnitte, die mit „A“ bezeichnet werden, sind zulässig und die Bemessungshilfen können angewendet werden. Abschnitte, die mit „B“ bezeichnet werden, liegen außerhalb des Anwendungsbereichs der Bemessungshilfen, können aber mit dem Rechenmodell des BRE berechnet werden. Innerhalb des mit „C“ bezeichneten Abschnitt befindet sich eine Stütze, weshalb dieser nicht zulässig ist.

Wie oben beschrieben, ist Voraussetzung für die Anwendbarkeit der Bemessungshilfen bei geforderten Feuerwiderstandsdauern von 60 Minuten, dass die Ränder der Bemessungsabschnitte mit dem Stützenraster zusammenfallen und dass die den Bemessungsabschnitt begrenzenden Träger brandgeschützt sind. Für eine geforderte Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten gilt diese Einschränkung nicht, so dass die Ränder der Bemessungsabschnitte in solchen Fällen nicht mit dem Stützenraster zusammenfallen müssen. Wie in Abbildung 3.1 dargestellt ist, besitzen beispielsweise die Abschnitte A2 und A3 nur an zwei ihrer Ecken Stützen und können somit nur für eine geforderte Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten bemessen werden.

Die oben genannten Einschränkungen für Feuerwiderstandsdauern von 60 Minuten gelten nur, wenn die Bemessungshilfen angewendet werden und nicht, wenn für die Deckenbemessung das ingenieurmäßige Rechenmodell des BRE angewendet wird.

Die Bemessungstabellen sind für profilierte Stahlbleche mit einer Höhe von bis zu 70 mm und für eine Dicke der Betonschicht über dem Stahlblech von 60 bis 80 mm anwendbar.

Die Bemessungshilfen gelten für lotrechte Lasten und beinhalten einen Zuschlag von 1,7 kN/m<sup>2</sup> für Trennwände und Ausbaulasten. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Brandfall gilt für die Verkehrslast ein Teilsicherheitsbeiwert von 0,8. Das Eigengewicht aus der Last der Trennwände und der Ausbaulasten geht mit einem Teilsicherheitsbeiwert von 1,0 in die Berechnung ein. Das Eigengewicht der Verbunddecke und der Träger ist bereits mit einem Teilsicherheitsbeiwert von 1,0 in den Bemessungshilfen enthalten.



Key to figure

A: Permitted area within scope of the guide    B: Permitted area *outside* scope of the guide    C: Not permitted – contains columns

Abbildung 3.1: Mögliche Bemessungsabschnitte [1]

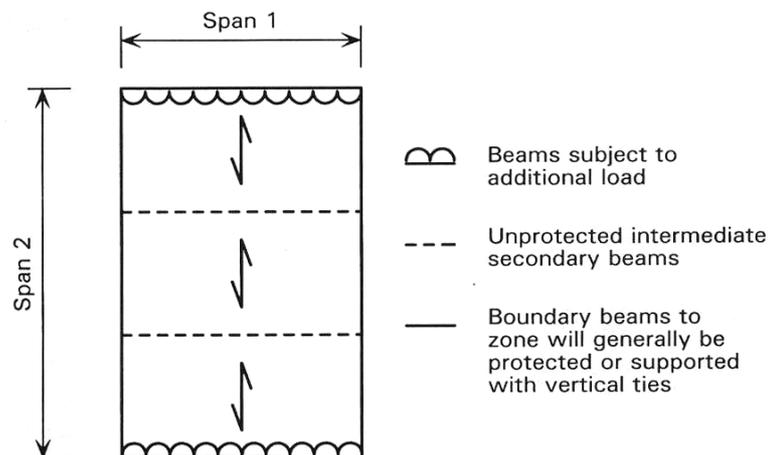


Abbildung 3.2: Definition von Spannweite 1 und 2 sowie Trägeranordnung für die Bemessungstabellen [1]

### A.3.1.2 Angaben in den Bemessungshilfen

Für jede Kombination der Spannweiten 1 und 2 und der aufgebracht Last können aus den Bemessungstabellen drei für die Bemessung relevante Werte abgelesen werden:

#### 1. Erforderliche Bewehrung

In den Bemessungstabellen wird die minimal erforderliche Bewehrung angegeben, die notwendig ist um ein angemessenes Verhalten der Deckenplatte im Brandfall zu gewährleisten. In den Tabellen wurden zum einen Standardmatten (A142, A193, A252 und A393) und zum anderen Matten mit dem gleichen Stababstand in Längs- und Querrichtung (150 x 150 mm und 100 x 100 mm) mit einer Streckgrenze von 460 N/mm<sup>2</sup> bzw. 600 N/mm<sup>2</sup> berücksichtigt. Die Bewehrung sollte bei trapezförmigen Stahlprofilblechen 15 bis 40 mm und bei hinterschnittenen Stahlprofilblechen bis zu 40 mm über dem Blech angeordnet werden.

Um die Membrantragwirkung in der Deckenplatte sicherzustellen, muss auf normgerechte Übergreifungslängen geachtet werden. Besonders wichtig ist dies im Bereich ungeschützter Träger und im Bereich der Stützen. Idealerweise sollten Matten mit Randeinsparung verwendet werden, damit die Matten am Übergreifungsstoß in einer Ebene liegen. Es ist oft wirtschaftlicher, fertig zugeschnittene Bewehrungsmatten zu bestellen, um Verschnitt zu vermeiden.

Anmerkung: Matten mit dem gleichen Stababstand in Längs- und Querrichtung sind, nach Angaben von Betonstahlherstellern, gegen einen geringen Kostenaufschlag erhältlich. Bewehrung mit einer Streckgrenze von  $600 \text{ N/mm}^2$  kann bei erhöhten Kosten geliefert werden (vgl. Abschnitt A.3.1.3).

## **2. Ausnutzungsgrad des Trägers im Grenzzustand der Tragfähigkeit**

Die vorhandene Biegetragfähigkeit der inneren Träger unter Brandbelastung ist abhängig vom Ausnutzungsgrad der Träger unter Raumtemperatur (d.h. im Grenzzustand der Tragfähigkeit). Es wird davon ausgegangen, dass die Träger in Übereinstimmung mit BS 5950-3 so bemessen werden, dass die Bemessungslast unter Raumtemperatur aufgenommen werden kann. In den meisten Fällen wird der Gesamtwiderstand aus Träger und Platte ausreichend sein. In diesen Fällen wird in den Bemessungshilfen ein „OK“ angegeben. In Fällen, in denen die Kombination der Tragfähigkeit von Träger und Platte nicht ausreichend ist, gibt es zwei Möglichkeiten Änderungen vorzunehmen. Entweder kann die Größe der Bewehrung über die in den Bemessungshilfen angegebene Größe erhöht werden, oder die Träger werden im Grenzzustand der Tragfähigkeit überdimensioniert. Wenn in den Tabellen statt „OK“ eine Zahl kleiner 1 angegeben wird, darf der Träger im Grenzzustand der Tragfähigkeit nur bis zu diesem Grad ausgenutzt werden. Alternativ dazu kann die Größe der Bewehrung erhöht werden.

## **3. Zusatzlast auf Träger, die einen Bemessungsabschnitt begrenzen**

Bei der Bemessung unter Raumtemperatur wird angenommen, dass die Deckenlasten durch Nebenträger aufgenommen werden, die selbst auf Hauptträgern gelagert sind. Bei der Bemessungsmethode im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Brandfall wird ein Teil der Lasten durch die Membrantragwirkung der Deckenplatte direkt auf die den Bemessungsabschnitt begrenzenden Träger umgelagert. Die Träger, die den Bemessungsabschnitt begrenzen und parallel zu den inneren Trägern (Spannweite 1) angeordnet sind, erhalten somit erhöhte Lasten. Die gesamte Zusatzlast (kN) ist für jeden in Spannrichtung 1 angeordneten, abschnittsbegrenzenden Träger tabelliert. Diese Last wird zu der normalerweise im Brandfall angesetzten Last addiert (vgl. Abschnitt A.3.1.4). In vielen Fällen ist diese Zusatzlast klein, so dass eine Erhöhung der Dicke der Brandschutzbekleidung nicht notwendig ist.

Zwischenwerte dürfen, außer für die erforderliche Bewehrung, linear interpoliert werden. Für die Bewehrung ist in der Regel immer der größere Wert verwendet werden. Bei der Interpolation zwischen „OK“ und einem bestimmten Wert wird „OK“ mit 1 gleichgesetzt. Beispiele für die Anwendung der Bemessungshilfen werden in Abschnitt A.6.3 dargestellt.

### A.3.1.3 Duktilität der Bewehrung

Die verwendeten Bewehrungsmatten sollten die Duktilitätsgrenzen, die in BS 4482 und in DD ENV 10080 für Bewehrung des Typs B angegeben sind, einhalten. Diese Grenzwerte stimmen mit einer Bruchdehnung von 12% überein. Für Bewehrung mit einer Streckgrenze von 600 N/mm<sup>2</sup> sollte sichergestellt werden, dass ausreichend Duktilität vorhanden ist.

### A.3.1.4 Auswirkung der Zusatzlast auf Träger, die einen Bemessungsabschnitt begrenzen

Die einen Bemessungsabschnitt begrenzenden Träger erhalten durch die Umlagerung der Lasten aus der Platte zusätzliche Lasten. Durch diese Zusatzlast wird der Ausnutzungsgrad dieser Träger wie folgt erhöht:

$$LR_{\text{eff}} = LR_0 + \frac{W_a L}{8M_c}$$

mit:

$LR_{\text{eff}}$	Effektiver Ausnutzungsgrad des Trägers, der den Bemessungsabschnitt begrenzt
$LR_0$	Ausnutzungsgrad, basierend auf der normalen Lastverteilung
$W_a$	Zusatzlast durch Lastumlagerung aus der Platte (vgl. Bemessungstabellen)
$M_c$	Momenten Tragfähigkeit des den Bemessungsabschnitt begrenzenden Trägers unter Raumtemperatur
$L$	Spannweite des Trägers

Für Träger, an die von beiden Seiten Bemessungsabschnitte grenzen, müssen die Zusatzlasten aus beiden Bemessungsabschnitten kombiniert werden. (Für gleich große Bemessungsabschnitte auf beiden Seiten verdoppelt sich die Zusatzlast auf den Träger.) Der effektive Ausnutzungsgrad des Trägers beeinflusst seine Grenztemperatur unter Brandbelastung und somit die erforderliche Dicke der Brandschutzbekleidung.

## A.3.2 Bemessung der Randträger

Es ist im Allgemeinen üblich, die Deckenrandträger nicht als Verbundträger, sondern als Stahlträger zu bemessen. Es wird so vorgegangen, weil die Kosten für die Verwendung von Querschubbewehrung höher sind, als die Kosten für die Verwendung eines geringfügig stärkeren Stahlträgers. Für die brandschutztechnische Bemessung ist es jedoch wichtig, dass die Randträger hinreichend mit der Deckenplatte verbunden sind, da diese den Rand des Bemessungsabschnitts bilden. Deshalb müssen die Randträger, wenn sie als Stahlträger bemessen werden, Verbundmittel mit einem Mittelpunktsabstand von höchstens 300 mm besitzen. Die Betonstahlmatten müssen über die Verbundmittel hakenförmig übergreifen.

Randträger erfüllen eine doppelte Funktion. Sie tragen nicht nur die Decke, sondern auch die Außenfassade. Es ist wichtig, dass die Verformung der Randträger die Standsicherheit der Außenfassade nicht beeinflusst, da sich ansonsten die Gefahren für Feuerwehrmänner und andere Personen in der Umgebung des Gebäudes erhöht. (Gemeint ist dabei nicht die Gefährdung durch herunterfallendes Glas, das aufgrund der thermischen Druckwelle zerspringt. Dieses kann nur durch die Verwendung spezieller Materialien oder Sprinkleranlagen verhindert werden.) Übermäßige Verformungen der Fassade können die Gefährdung erhöhen, besonders wenn das Gebäude groß ist und die Außenwände aus Mauerwerk bestehen, aus denen sich Ziegelsteine lösen können. Als eine Alternative zum Brandschutz können vertikale Zugglieder oder vertikale Fenstereinfassungen in der Fassade über dem Brandabschnitt als Unterstützung und zur Begrenzung der Verformungen herangezogen werden. Werden solche Zugglieder eingesetzt, sind sie in der Regel nach der Methode in [A.1, Anhang 2] bemessen werden.

Bei den Brandversuchen in Cardington zeigte sich durchgängig, dass Randträger oberhalb von Fenstern nicht so stark erhitzt werden wie innenliegende Träger. Der Temperaturanstieg der Randträger war im Allgemeinen um 25 % geringer als der höchste Temperaturanstieg der inneren Deckenträger (siehe [A.1, Abbildung B.5.5]). In Anbetracht dessen wird konservativ empfohlen, dass die Brandschutzbekleidung der Randträger für eine Grenztemperatur bemessen wird, die 50 °C über der Temperatur liegt, die normalerweise zugrunde gelegt werden würde. Wenn auf einer angesetzten Last basierend die Grenztemperatur eines Trägers z.B. 600°C betragen würde, so müsste die Dicke der Brandschutzbekleidung für eine Temperatur von 650°C ermittelt werden. In Abhängigkeit von der Art der Brandschutzbekleidung kann dieses zu einer Reduzierung der Brandschutzbekleidungsstärke führen (siehe Abschnitt A.5).

Bei der Bemessung der Randträger (Spannweite 1, Träger an den Abschnittsgrenzen) sollte eine zusätzliche Last aus der Deckenplatte berücksichtigt werden (siehe Bemessungstabellen).

### **A.3.3 Stahlträger über Brandwänden**

Bei Stahlträgern die ein Teil einer Brandwand sind, muss das gemeinsame Wand/Träger Trennelement hinreichende thermische Isolierung und Dichtigkeit, genauso wie ausreichende Standsicherheit aufweisen. Um optimales Verhalten im Brandfall zu gewährleisten, sollten die Brandabschnittswände, wenn immer es möglich ist, unter und in einer Linie mit den Stahlträgern angeordnet werden.

#### **Stahlträger, die in der Wandebene liegen**

In den Cardington Tests wurde beobachtet, dass sich ungeschützte Stahlträger, die oberhalb und in der selben Ebene wie einseitig erhitze Trennwände liegen, nicht so stark verformen, dass die raumabschließende Funktion des Brandabschnitts gefährdet ist. Ein normaler



Bewegungsspielraum ist daher ausreichend. Die Anforderungen an die Wärmedämmung müssen erfüllt und der Brandschutz für 30 oder 60 Minuten ausgelegt werden. Alle Löcher und Versorgungsdurchbrüche müssen feuerhemmend ausgeführt werden (siehe Abbildung 3.3). Stahlträger mit dämmschichtbildenden Anstrichen benötigen zusätzliche Wärmedämmung, weil die Temperaturen auf der feuerabgewandten Seite wahrscheinlich die in den entsprechenden Normen geforderten Grenzwerte überschreiten.

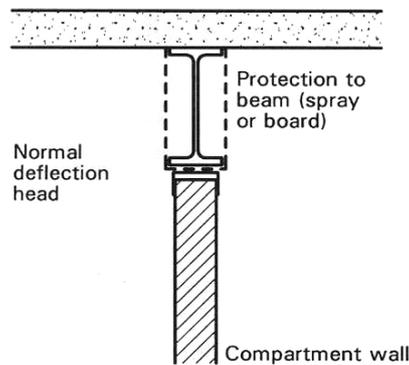


Abbildung 3.3: Stahlträger oberhalb und in Richtung der Wände [1]

### Stahlträger, die Wände kreuzen

Die Brandversuche in Cardington zeigten, dass die Standsicherheit von Decken selbst dann gewährleistet werden kann, wenn ungeschützte Stahlträger große Verformungen erfahren. Jedoch kann bei außerhalb des Stützenrasters angeordneten Wänden die raumabschließende Funktion durch die Durchbiegung ungeschützter Träger gefährdet werden. Diese verursachen Verschiebungen oder die Bildung von Rissen in den kreuzenden Wänden. In solchen Fällen sollten die Stahlträger entweder geschützt werden oder es sollte für ausreichend Verformungsfreiheit gesorgt werden. Für ungeschützte Stahlträger, die in Feldmitte von Wänden gekreuzt werden, sollte als Durchbiegungstoleranz ein Wert von  $1/30 \cdot \text{Stützweite}$  über den Wänden berücksichtigt werden. Für Wände, die die Stahlträger im letzten Viertel kreuzen, kann die Durchbiegungstoleranz linear bis auf Null an den Endauflagern reduziert werden.

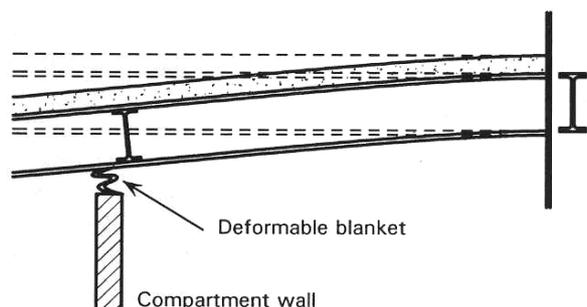


Abbildung 3.4: Verformung von die Wände kreuzenden Stahlträgern [1]



### A.3.4 Stützen

Der Bemessungsleitfaden in diesem Dokument wurde erarbeitet, um bauliche Schäden und das Übergreifen des Feuers auf den Brandabschnitt selbst zu begrenzen. Um dieses zu erreichen, sollten die Stützen (außer die im obersten Geschoss) für eine erforderliche Feuerwiderstandsdauer von 30 oder 60 Minuten bemessen werden.

In Gebäuden mit mehr als zwei Geschossen ist in der Regel jegliche Brandschutzbekleidung über die gesamte Höhe der Stützen, inklusive des Anschlussbereichs, aufgebracht werden (siehe Abbildung 3.5). So wird sichergestellt, dass kein lokales Versagen der Stützen auftritt und die baulichen Schäden auf ein Stockwerk begrenzt bleiben.

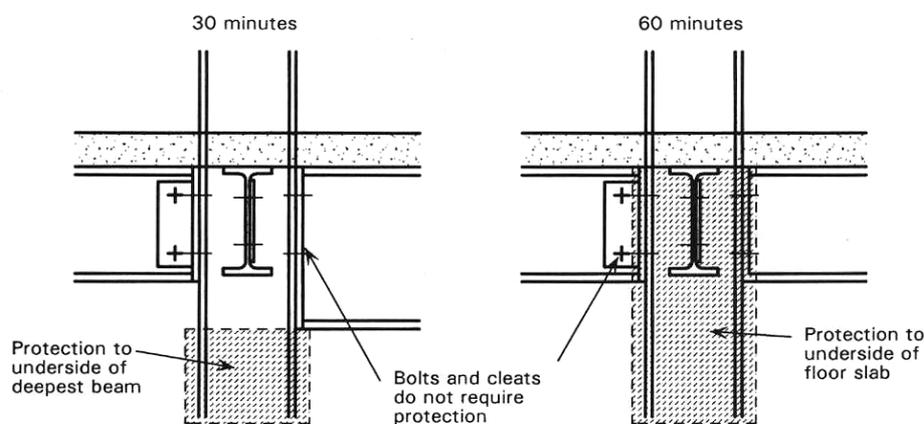


Abbildung 3.5: Ausmaß des Brandschutzes der Stützen [1]

In zweigeschossigen Gebäuden mit konventionell geschützten Stützen kann die Brandschutzbekleidung unterhalb des Trägers mit der höchsten Bauhöhe enden (siehe Abbildung 3.5). Dadurch wird berücksichtigt, dass es normalerweise wirtschaftlich und praktisch nicht machbar sein wird, ein zweigeschossiges Gebäude nach einem größeren Brand wieder zu nutzen. Einige dauerhafte Stützenverkürzungen sind deshalb als akzeptabel anzusehen. Verformungen der Stützen im Anschlussbereich werden lediglich Schäden an der darüber liegenden Geschossdecke verursachen. Die Gesamtstandsicherheit des Gebäudes wird dadurch nicht beeinflusst.

In den Brandversuchen in Cardington zeigten die Stützen ein positives Verhalten, ohne Anzeichen eines Versagens. Anschließende Finite-Elemente-Berechnungen ergaben jedoch, dass unter bestimmten Umständen frühzeitiges Stützenversagen auftreten kann. Es wurde festgestellt, dass durch die Ausdehnung der Geschossdecken Momente in die Stützen eingeleitet werden. Hierdurch kann sich die Temperatur, bei der eine Stütze versagt, reduzieren.

Solange weitere Untersuchungen nicht abgeschlossen sind, wird als konservativ empfohlen, die Brandschutzbekleidung von Stützen in Gebäuden mit mehr als zwei Geschossen zu

erhöhen. Die Dicke der Brandschutzbekleidung sollte für eine Grenzstahltemperatur von 500°C oder für die um 80°C reduzierte in BS 5950-8 angegebene Grenzstahltemperatur bestimmt werden. Maßgebend ist die geringere Temperatur.

Auf die erforderliche Dicke der meisten plattenförmigen Brandschutzbekleidungen wird diese Reduzierung der Grenztemperatur keinen Einfluss haben, da die minimal verfügbare Dicke der Platten ausreichend sein wird (siehe [1, Anhang 1]).

## A.3.5 Verbindungen

### Verbindungsarten

Alle gängigen Verbindungsarten, wie sie in „Joints in simple construction“<sup>6</sup> beschrieben sind, können verwendet werden.

### Brandschutz der Verbindungen

In Fällen in denen beide zu verbindenden Bauteile brandgeschützt sind, sollte die Brandschutzbekleidung so ausgeführt werden, dass die Teile der Bleche und Winkel, die die Bauteile berühren, ebenfalls geschützt sind. Wenn nur eins der zu verbindenden Bauteile brandgeschützt wird, können die Bleche (oder Winkel), die das ungeschützte Bauteil berühren, ungeschützt bleiben.

## A.3.6 Gesamtgebäudestabilität

Um Stabilitätsversagen zu vermeiden, ist das Gebäude in der Regel durch Wandscheiben oder Verbände auszusteifen. Mauerwerks- und Stahlbetonwände sind in der Regel für ausreichenden Feuerwiderstand zu konstruieren.

### Aussteifungssysteme

Die Aussteifung spielt eine große Rolle bei der Sicherstellung der Standsicherheit des Gesamtgebäudes und ist daher normgerecht zu schützen.

In zweigeschossigen Gebäuden kann es möglich sein, die Gesamtgebäudestabilität sicherzustellen, ohne dass alle Teile des Aussteifungssystems den geforderten Feuerwiderstand aufweisen. In größeren Gebäuden müssen in der Regel alle Teile des Aussteifungssystems einen geeigneten Brandschutz aufweisen.

Eine Möglichkeit, Feuerwiderstand ohne Brandschutzbekleidung zu erreichen, ist es, Aussteifungssysteme in geschützten Schächten, wie z.B. Treppenhaus-, Lift-, oder

---

<sup>6</sup> The Steel Construction Institute and The British Constructional Steelwork Association: Joints in simple construction – Volume 1: Design methods (Second Edition), SCI and BCSA, 1993



Versorgungsschächten unterzubringen. Es ist dann wichtig, dass die Schachtwände ausreichenden Feuerwiderstand aufweisen, so dass das Übergreifen des Brandes auf den Schacht verhindert wird. Vollständig vom Schacht umschlossene Stahlträger, Stützen und Aussteifung können ungeschützt belassen werden. Die Schachtwände unterstützende Stahlbauteile müssen in der Regel einen angemessenen Feuerwiderstand aufweisen.

## **A.4 Brandabschnitte**

In den Bauvorschriften wird gefordert, dass die den Brandabschnitt abschirmenden Brandwände für die geforderte Feuerwiderstandsdauer standsicher sein, sowie den Raumabschluss und die Wärmedämmung gewährleisten müssen (siehe BS 476-21).

Standsicherheit ist die Fähigkeit der Wand, nicht zu versagen. Für lastabtragende Wände muss die Tragfähigkeit gewährleistet werden.

Raumabschluss ist die Fähigkeit, die Ausbreitung von Feuer und heißen Gasen zu verhindern.

Isolierung ist die Fähigkeit, übermäßige Wärmeübertragung von der beflammt zur nicht beflammt Seite zu verhindern.

### **A.4.1 Standsicherheit**

Wände, die ein Geschoss in mehr als einen Brandabschnitt unterteilen, müssen so bemessen werden, dass sie sich zu erwartenden Bewegungen des Tragwerks anpassen können ohne zu versagen (Stabilität). Für die Gewährleistung der Standsicherheit der Wände entlang der Trägerachsen, auch entlang jener von ungeschützten Trägern, sollten die Bewegungen klein sein. So sollten normale zulässige Durchbiegungsbeschränkungen ausreichend sein. Für Wände außerhalb der Rasterlinien können die Durchbiegungen der Konstruktion im Brandfall sehr groß werden, so dass Brandwände möglichst entlang der Rasterlinien angeordnet werden sollten.

In manchen Fällen können die erhöhten Durchbiegungen durch Ausbildung einer Gleitfuge aufgenommen werden. In Fällen, in denen die Verformungen zu groß sind, können elastische Auflager, wie in Abbildung 3.4 gezeigt, erforderlich werden.

### **A.4.2 Raumabschluss und Wärmedämmung**

Stahlträger oberhalb von Brandwänden sind Teil der Wände und müssen somit die selben trennenden Charakteristiken aufweisen wie die Wand, in der sie liegen. Ein Stahlträger ohne Öffnungen wird die raumabschließende Funktion erfüllen. Es muss jedoch jede Öffnung für Versorgungsleitungen ordnungsgemäß feuerbeständig ausgeführt werden. Des Weiteren müssen alle Öffnungen oberhalb von Stahlverbundträgern ebenfalls feuerbeständig ausgebildet werden.

Ein ungeschützter Träger in der Ebene der Brandwand wird nicht die geforderte wärmedämmende Funktion erfüllen und wird daher im Allgemeinen eine Brandschutzbekleidung erhalten müssen. Es wird empfohlen alle an Brandabschnittsgrenzen liegenden Stahlträger zu schützen, wie in Abbildung 3.3 gezeigt ist.

## A.5 Ausnutzungsgrad und Grenztemperatur

Der Ausnutzungsgrad ist ein Einheiten freies Maß der Last, die von einem Bauteil im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzdT) für den Brandfall aufgenommen werden kann. Er ist in BS 5950-8 definiert als

$$\text{Ausnutzungsgrad} = \frac{\text{Last oder Moment im GzdT für den Brandfall}}{\text{Bauteilwiderstand bei 20°C}}$$

Die meisten verwendeten Verbundträger werden im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bemessen. Der Ausnutzungsgrad liegt dann im Grenzzustand der Tragfähigkeit im Bereich von 0,45 bis 0,55.

Die Grenztemperatur jedes Bauteiles wird durch den Ausnutzungsgrad festgelegt. Je geringer der Ausnutzungsgrad ist, desto höher ist die Grenztemperatur. Die Anwendung des Ausnutzungsgrades und Informationen über die Verwendung von ungeschütztem Stahl in Bauwerken sind in einer SCI-Veröffentlichung enthalten.

Für Stahlverbundträger, die mit Hilfe dieser Veröffentlichung untersucht werden, wird für die Bestimmung der Grenztemperatur empfohlen, die Methode aus dem englischen NAD für den EC4-1-2 zu nutzen. Diese Methode berücksichtigt die Auswirkungen des Verdübelungsgrades. In Tabelle 5.1 sind für verschiedene Ausnutzungsgrade die zugehörigen Grenztemperaturen für Verbundträger mit Verdübelungsgraden von 100% bzw. 40% angegeben. Zwischenwerte können interpoliert werden. Zu einem Ausnutzungsgrad von 0,7 bei einem Verdübelungsgrad von 100% gehört beispielsweise eine Grenztemperatur von 550°C.

Degree of shear connection	Limiting temperature (°C) for a load ratio of:						
	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3
100%	485	520	550	580	610	645	685
40%	525	550	575	600	635	665	700

**Tabelle 5.1: Grenztemperaturen für Verbundträger [1]**

Die Grenztemperaturen für ungeschützte Stahlbauteile werden mit den in BS5950-8 tabellierten Bemessungstemperaturen verglichen. Diese Bemessungstemperaturen entsprechen den maximal zu erwartenden Querschnittstemperaturen für eine gegebene Feuerwiderstandsdauer und sind abhängig von der Flanschdicke des Querschnitts. Wenn die Grenztemperatur geringer ist als die Bemessungstemperatur aus BS5950-8, benötigen die Träger keine Brandschutzbekleidung.<sup>7</sup>

<sup>7</sup> Das Ausgangsdokument enthält an dieser Stelle einen Fehler. Richtig müsste es heißen: Wenn die Grenztemperatur größer ist als die Bemessungstemperatur aus BS5950-8, benötigen die Träger keine Brandschutzbekleidung.

Diese Herangehensweise ist nur praktisch für den Fall von 30 Minuten Feuerwiderstandsdauer. Für geschützte Querschnitte sind die erforderlichen Dicken der Brandschutzbekleidung in den entsprechenden Herstellerangaben für eine Grenzstahltemperatur von 550°C gegeben. Die Hersteller können für gewöhnlich Angaben über die Änderungen der Dicke der Brandschutzbekleidung in Abhängigkeit von den Grenztemperaturen machen. Anhaltswerte können jedoch Tabelle 5.2 entnommen werden. Die Dicken werden als Bruchteil der Dicke relativ zur der Grenztemperatur von 550°C angegeben.

Limiting temperature (°C)	Relative thickness
450	1.20
500	1.10
550	1.00
600	0.90
650	0.81

**Tabelle 5.2: Dicke der Brandschutzbekleidung (relativ zu einer angesetzten Temperatur von 550°C [1])**

Die in Tabelle 5.2 angegebenen Dicken gelten nicht für dämmschichtbildende Anstriche. Ihre Dicke wird generell für eine Grenztemperatur von 620°C festgelegt. Hilfe bei der Festlegung der Dicken von dämmschichtbildenden Anstrichen kann von den Herstellern erhalten werden.

## A.6 Bemessungstabellen

### A.6.1 Bemessungstabellen

Die folgenden Bemessungstabellen sind enthalten:

No.	Type of mesh	Type of steel decking	Yield strength of mesh (N/mm <sup>2</sup> )
1	Standard 'A' mesh	Trapezoidal deck	460
2	Standard 'A' mesh	Re-entrant deck	460
3	150 x 150	Trapezoidal deck	460
4	150 x 150	Re-entrant deck	460
5	100 x 100	Trapezoidal deck	460
6	100 x 100	Re-entrant deck	460
7	Standard 'A' mesh	Trapezoidal deck	600
8	Standard 'A' mesh	Re-entrant deck	600
9	150 x 150	Trapezoidal deck	600
10	150 x 150	Re-entrant deck	600
11	100 x 100	Trapezoidal deck	600
12	100 x 100	Re-entrant deck	600

Die Verwendung von Standardmatten des Typs A142 bis A393 und Bewehrungsmatten mit Stababständen von 150 mm mit Streckgrenzen von 460 N/mm<sup>2</sup> sind im Allgemeinen am wirtschaftlichsten.

Für Bewehrungsmatten mit Stababständen von 150 x 150 und 100 x 100 sind in den Bemessungstabellen Einträge in der Form Stababstand/Stabdurchmesser enthalten (z.B. 150/6).

#### A.6.1.1 Spannweite 1 und 2

Bei der Anwendung der Bemessungstabellen ist Spannweite 1 die Spannweite der Nebenträger und Spannweite 2 die Länge des Brandbemessungsabschnitts zwischen den geschützten Trägern an den Abschnittsgrenzen.

Für eine Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten sollten alle an Stützen angeschlossenen Nebenträger brandgeschützt sein. Folglich wird Spannweite 2 die Spannweite 1 der Hauptträger nicht überschreiten.

#### A.6.1.2 Zusatzbelastung

Für die an den Abschnittsgrenzen gelegenen und parallel zur Spannrichtung 1 verlaufenden Träger setzt sich die Zusatzbelastung aus den beiden angrenzenden Bereichen zusammen. Sie wird zu den vom Träger direkt abgetragenen Lasten addiert (siehe Abschnitt A.3.1.4).

### A.6.1.3 Bewehrung

Betonstahl S460 mit einer minimalen Streckgrenze von  $460 \text{ N/mm}^2$  ist der Standardbetonstahl. S600 mit einer minimalen Streckgrenze von  $600 \text{ N/mm}^2$  kann ebenfalls im Rahmen dieser Methode verwendet werden, sollte aber ausreichende Duktilität besitzen (siehe Abschnitt A.3.1.3).

## A.6.2 Herleitung

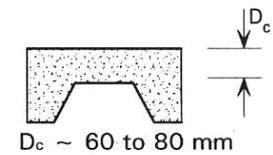
Die Bemessungstabellen wurden unter Verwendung des BRE-Modells erstellt. Dabei wurde wie folgt vorgegangen:

1. Berechnung der Belastung der inneren Träger im Kaltfall.
2. Berechnung des verbleibenden Widerstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Brandfall für alle internen Träger, die im Kaltfall voll ausgenutzt sind.
3. Ansatz der Bewehrungsmatte mit dem kleinsten Betonstahlquerschnitt.
4. Berechnung der Deckentragfähigkeit im Grenzzustand Tragfähigkeit für den Brandfall.
5. Vergleich der aufgetragenen Gesamtlast mit der kombinierten Tragfähigkeit aus Stahlträger und Decke.
6. Wenn die kombinierte Gesamttragfähigkeit größer ist als die aufgetragene Gesamtlast, werden die Tabellen für den Mattentyp und einem „OK“ für den Ausnutzungsgrad des Trägers ausgewertet.
7. Wenn die kombinierte Gesamttragfähigkeit geringer ist als die aufgetragene Belastung, muss der Tragwiderstand der inneren Stahlträger erhöht werden. Der Widerstand im Kaltfall wird für die Träger bestimmt, die im Brandfall ausreichend Gesamtwiderstand besitzen (Träger plus Decke). Wenn der Ausnutzungsgrad dieser Träger den Wert 0,7 übersteigt, gehen als Eingangsgrößen der Mattentyp und die Ausnutzung (Ausnutzungsgrad des Trägers) ein. Wenn nicht, wird die Deckentragfähigkeit durch die Erhöhung des Bewehrungsgrads erhöht und die Schritte 4-7 müssen wiederholt werden.
8. In allen Fällen muss die zusätzliche Belastung der entlang der Abschnittsgrenzen verlaufenden Träger berechnet und bei der Anwendung der Bemessungstabellen berücksichtigt werden.

Die Nebenträger werden normalerweise für die Gebrauchstauglichkeit und nicht für die Biegetragfähigkeit bemessen. Daher wird ihr Ausnutzungsgrad (Bemessungsfaktor des Stahlträgers) im Allgemeinen im Bereich von 0,7 bis 0,9 liegen. Tragwerksplaner haben immer die Option den Bewehrungsquerschnitt zu erhöhen, statt das Profil des Trägers zu vergrößern.



## Standard A-series mesh reinforcement Reinforcement strength 460 N/mm<sup>2</sup>



Design Table 1			Mesh size, beam design factor and additional beam load (kN) for fire resistance, concrete type and span 1												
			30 minutes fire resistance						60 minutes fire resistance						
			Normal weight concrete			Lightweight concrete			Normal weight Concrete			Lightweight concrete			
Span 2 (m)	Imposed Load (kN/m <sup>2</sup> )	Span 1 (m)	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	
6.0	2.5 + 1.7	Mesh	A142	A142	A193	A142	A193	A193	A193	A252	A252	A252	A193	A252	A252
		Beam	OK	0.77	0.99	OK	OK	0.89	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	3.5 + 1.7	Mesh	A142	A193	A193	A142	A193	A252	A193	A252	A393	A252	A252	A252	A393
		Beam	0.98	OK	0.80	0.82	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	5.0 + 1.7	Mesh	A142	A193	A252	A193	A193	A252	A252	A393	A393	A252	A393	A393	A393
		Beam	0.75	0.89	OK	OK	0.77	0.91	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
7.5	2.5 + 1.7	Mesh	A142	A142	A193	A193	A193	A193	A252	A193	A252	A252	A252	A252	A252
		Beam	0.77	0.87	OK	OK	OK	0.95	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	3.5 + 1.7	Mesh	A193	A193	A193	A193	A193	A193	A252	A252	A252	A252	A252	A252	A393
		Beam	OK	OK	0.93	OK	OK	0.76	OK	OK	0.99	OK	OK	OK	OK
	5.0 + 1.7	Mesh	A193	A193	A252	A193	A193	A252	A393	A252	A393	A393	A393	A393	A393
		Beam	0.89	OK	OK	0.77	0.79	0.97	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
9.0	2.5 + 1.7	Mesh	A193	A193	A193	A193	A193	A193	A252	A252	A252	A252	A252	A252	A252
		Beam	0.99	OK	OK	0.89	0.95	OK	OK	OK	OK	0.81	OK	OK	OK
	3.5 + 1.7	Mesh	A193	A193	A193	A252	A193	A193	A393	A252	A252	A393	A393	A393	A393
		Beam	0.80	0.93	OK	OK	0.76	0.81	OK	0.99	OK	OK	OK	OK	OK
	5.0 + 1.7	Mesh	A252	A252	A193	A252	A252	A252	A393	A393	A393	A393	A393	A393	A393
		Beam	OK	OK	0.82	0.91	0.97	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
12.0	2.5 + 1.7	Mesh	A393	A252	A252	A393	A252	A252	A393	A393	A393	A393	A393	A393	A393
		Beam	OK	OK	OK	OK	0.89	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	3.5 + 1.7	Mesh	A393	A252	A252	A393	A393	A252	A393	A393	A393	A393	A393	A393	A393
		Beam	OK	0.83	OK	OK	OK	0.80	0.68	OK	OK	0.50	OK	OK	OK
	5.0 + 1.7	Mesh	A393	A393	A252	A393	A393	A393	A393	A393	A393	A393	A393	A393	A393
		Beam	OK	OK	0.78	1.00	OK	OK	0.35	0.98	OK	0.30	0.50	0.74	0.74
Load	6	19	36	5	18	33	17	35	58	15	33	53	53		
	6	21	39	5	19	36	19	40	64	17	37	60	60		
Load	6	24	45	5	22	42	21	46	75	20	43	70	70		

Notes:

**Mesh** indicates the minimum required mesh size.

**Beam** indicates the maximum beam design factor or utilisation for the internal beams. If, in fire, the beam strength is adequate, 'OK' is shown. In other cases, the factor represents the maximum beam utilisation at the ultimate limit state which ensures adequate performance in fire.

**Load** indicates the additional distributed load that must be applied to each of the boundary beams parallel to the internal beams at the fire limit state. The additional load from adjacent zones must be combined.



## Standard A-series mesh reinforcement Reinforcement strength 460 N/mm<sup>2</sup>



$D_c \sim 60$  to  $80$  mm

Design Table 2			Mesh size, beam design factor and additional beam load (kN) for fire resistance, concrete type and span 1											
			30 minutes fire resistance						60 minutes fire resistance					
			Normal weight concrete			Lightweight concrete			Normal weight concrete			Lightweight concrete		
Span 2 (m)	Imposed Load (kN/m <sup>2</sup> )	Span 1 (m)	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0
6.0	2.5 + 1.7	Mesh	A142	A193	A193	A142	A193	A193	A193	A252	A252	A193	A252	A393
		Beam	OK	OK	0.91	0.97	OK	0.83	OK	OK	OK	0.98	OK	OK
	Load	0	2	10	0	2	9	2	10	20	1	9	19	
	3.5 + 1.7	Mesh	A142	A193	A193	A142	A193	A252	A193	A252	A393	A252	A252	A393
		Beam	0.92	OK	0.75	0.78	0.97	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	Load	0	2	10	0	2	9	2	11	23	1	10	21	
5.0 + 1.7	Mesh	A193	A193	A252	A193	A252	A252	A252	A393	A393	A252	A393	A393	
	Beam	OK	0.85	OK	OK	OK	0.87	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Load	0	2	11	0	1	10	2	13	26	2	12	24		
7.5	2.5 + 1.7	Mesh	A193	A142	A193	A193	A193	A193	A252	A193	A252	A252	A252	A252
		Beam	OK	0.82	OK	OK	OK	0.89	OK	0.91	OK	OK	OK	0.86
	Load	0	8	19	0	7	17	7	19	33	7	18	30	
	3.5 + 1.7	Mesh	A193	A193	A193	A193	A193	A252	A252	A252	A252	A252	A252	A393
		Beam	OK	OK	0.88	0.97	OK	OK	OK	OK	OK	0.80	OK	OK
	Load	0	9	20	0	8	19	8	22	37	7	20	34	
5.0 + 1.7	Mesh	A193	A193	A252	A252	A193	A252	A393	A252	A393	A393	A393	A393	
	Beam	0.85	0.98	OK	OK	0.77	0.93	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Load	0	9	23	0	9	21	9	25	43	9	23	40		
9.0	2.5 + 1.7	Mesh	A193	A193	A193	A193	A193	A193	A252	A252	A252	A393	A252	A252
		Beam	0.91	OK	OK	0.83	0.89	0.98	0.98	OK	OK	OK	0.86	OK
	Load	2	13	26	2	12	24	12	27	44	11	24	40	
	3.5 + 1.7	Mesh	A193	A193	A193	A252	A252	A193	A393	A252	A252	A393	A393	A393
		Beam	0.75	0.88	OK	OK	OK	0.79	OK	0.80	OK	OK	OK	OK
	Load	2	14	29	2	13	26	13	30	49	12	27	45	
5.0 + 1.7	Mesh	A252	A252	A193	A252	A252	A252	A393	A393	A393	A393	A393	A393	
	Beam	OK	OK	0.80	0.87	0.93	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Load	2	16	32	1	15	30	15	34	57	14	32	53		
12.0	2.5 + 1.7	Mesh	A393	A252	A252	A393	A252	A252	A393	A393	A393	A393	A393	A393
		Beam	OK	0.97	OK	OK	0.83	0.96	OK	OK	OK	0.91	OK	OK
	Load	6	21	38	5	19	35	18	37	61	16	34	56	
	3.5 + 1.7	Mesh	A393	A252	A252	A393	A393	A252	A393	A393	A393	A393	A393	A393
		Beam	OK	0.79	0.99	OK	OK	0.77	0.56	OK	OK	0.44	OK	OK
	Load	6	22	42	6	20	38	19	42	68	18	38	63	
5.0 + 1.7	Mesh	A393	A393	A252	A393	A393	A393	A393	A393	A393	A393	A393	A393	
	Beam	OK	OK	0.76	0.95	OK	OK	0.33	0.82	OK	0.28	0.46	0.68	
Load	6	25	47	6	23	43	22	48	78	21	45	73		

Notes:

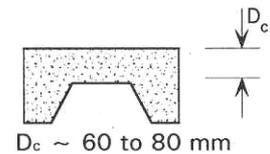
**Mesh** indicates the minimum required mesh size.

**Beam** indicates the maximum beam design factor or utilisation for the internal beams. If, in fire, the beam strength is adequate, 'OK' is shown. In other cases, the factor represents the maximum beam utilisation at the ultimate limit state which ensures adequate performance in fire.

**Load** indicates the additional distributed load that must be applied to each of the boundary beams parallel to the internal beams at the fire limit state. The additional load from adjacent zones must be combined.



## 150x150 mesh reinforcement Reinforcement strength 460 N/mm<sup>2</sup>



Design Table 3			Mesh size, beam design factor and additional beam load (kN) for fire resistance, concrete type and span 1												
			30 minutes fire resistance						60 minutes fire resistance						
			Normal weight concrete			Lightweight concrete			Normal weight concrete			Lightweight concrete			
Span 2 (m)	Imposed Load (kN/m <sup>2</sup> )	Span 1 (m)	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	
6.0	2.5 + 1.7	Mesh	150/5	150/6	150/6	150/5	150/6	150/6	150/6	150/6	150/7	150/7	150/6	150/7	150/7
		Beam	OK	OK	0.92	0.87	OK	0.84	OK	OK	OK	OK	OK	OK	0.89
	3.5 + 1.7	Mesh	150/5	150/6	150/6	150/6	150/6	150/7	150/6	150/7	150/8	150/7	150/7	150/7	150/8
		Beam	0.82	OK	0.76	OK	0.97	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	5.0 + 1.7	Mesh	150/6	150/6	150/7	150/6	150/7	150/7	150/7	150/7	150/8	150/7	150/8	150/8	150/8
		Beam	OK	0.84	OK	OK	OK	0.92	OK	0.77	OK	OK	OK	OK	0.79
7.5	2.5 + 1.7	Mesh	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/7	150/6	150/7	150/7	150/7	150/7	150/7
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	0.88	OK	0.85	OK	OK	OK	OK	OK
	3.5 + 1.7	Mesh	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/7	150/7	150/7	150/7	150/7	150/7	150/7	150/8
		Beam	OK	OK	0.86	0.97	0.99	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	5.0 + 1.7	Mesh	150/6	150/6	150/7	150/7	150/7	150/7	150/7	150/7	150/8	150/8	150/8	150/8	150/8
		Beam	0.84	0.95	OK	OK	OK	0.98	0.77	OK	OK	OK	OK	OK	OK
9.0	2.5 + 1.7	Mesh	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/7	150/7	150/7	150/7	150/7	150/7	150/7
		Beam	0.92	OK	OK	0.84	0.88	0.96	OK	OK	OK	0.89	OK	OK	OK
	3.5 + 1.7	Mesh	150/6	150/6	150/6	150/7	150/7	150/6	150/8	150/7	150/7	150/8	150/8	150/8	150/8
		Beam	0.76	0.86	OK	OK	OK	0.77	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	5.0 + 1.7	Mesh	150/7	150/7	150/6	150/7	150/7	150/7	150/8	150/8	150/8	150/8	150/8	150/8	150/8
		Beam	OK	OK	0.77	0.92	0.98	OK	OK	OK	OK	0.79	OK	OK	OK
12.0	2.5 + 1.7	Mesh	150/8	150/7	150/7	150/8	150/7	150/7	150/10	150/8	150/8	150/10	150/8	150/8	150/8
		Beam	OK	OK	OK	OK	0.90	OK	OK	OK	OK	OK	0.90	OK	OK
	3.5 + 1.7	Mesh	150/8	150/7	150/7	150/8	150/8	150/7	150/10	150/10	150/8	150/10	150/10	150/10	150/10
		Beam	OK	0.84	OK	0.94	OK	0.81	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	5.0 + 1.7	Mesh	150/8	150/8	150/7	150/10	150/8	150/8	150/10	150/10	150/10	150/10	150/10	150/10	150/10
		Beam	0.79	OK	0.79	OK	0.93	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Load	6	19	36	5	18	33	17	35	58	15	33	53			
	6	21	39	5	19	36	19	40	64	17	37	60			
Load	6	24	45	5	22	42	21	46	75	20	43	70			
	6	24	45	5	22	42	21	46	75	20	43	70			

Notes:

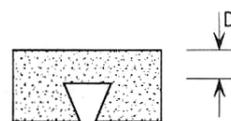
**Mesh** indicates the minimum required mesh size.

**Beam** indicates the maximum beam design factor or utilisation for the internal beams. If, in fire, the beam strength is adequate, 'OK' is shown. In other cases, the factor represents the maximum beam utilisation at the ultimate limit state which ensures adequate performance in fire.

**Load** indicates the additional distributed load that must be applied to each of the boundary beams parallel to the internal beams at the fire limit state. The additional load from adjacent zones must be combined.



## 150x150 mesh reinforcement Reinforcement strength 460 N/mm<sup>2</sup>



$D_c \sim 60 \text{ to } 80 \text{ mm}$

Design Table 4			Mesh size, beam design factor and additional beam load (kN) for fire resistance, concrete type and span 1												
			30 minutes fire resistance						60 minutes fire resistance						
			Normal weight concrete			Lightweight concrete			Normal weight concrete			Lightweight concrete			
Span 2 (m)	Imposed Load (kN/m <sup>2</sup> )	Span 1 (m)	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	
6.0	2.5 + 1.7	Mesh	150/5	150/6	150/6	150/5	150/6	150/6	150/6	150/6	150/7	150/7	150/6	150/7	150/8
		Beam	0.95	OK	0.85	0.81	OK	0.78	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	0	2	10	0	2	9	2	10	20	1	9	19	
	3.5 + 1.7	Mesh	150/5	150/6	150/7	150/6	150/6	150/7	150/6	150/7	150/8	150/8	150/7	150/7	150/8
		Beam	0.78	OK	OK	OK	0.91	OK	0.99	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	0	2	10	0	2	9	2	11	23	1	10	21	
5.0 + 1.7	Mesh	150/6	150/6	150/7	150/6	150/7	150/7	150/7	150/7	150/8	150/8	150/7	150/8	150/10	
	Beam	OK	0.80	OK	OK	OK	OK	0.88	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
	Load	0	2	11	0	1	10	2	13	26	2	12	24		
7.5	2.5 + 1.7	Mesh	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/7	150/7	150/7	150/7	150/7	150/7	150/7
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	0.83	OK	OK	OK	OK	OK	OK	0.90
		Load	0	8	19	0	7	17	7	19	33	7	18	30	
	3.5 + 1.7	Mesh	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/7	150/7	150/7	150/7	150/7	150/7	150/7	150/8
		Beam	OK	OK	0.82	0.91	0.94	OK	OK	OK	0.82	OK	OK	OK	OK
		Load	0	9	20	0	8	19	8	22	37	7	20	34	
5.0 + 1.7	Mesh	150/6	150/6	150/7	150/7	150/7	150/7	150/7	150/8	150/7	150/8	150/8	150/8	150/8	
	Beam	0.80	0.91	OK	OK	OK	0.95	OK	OK	OK	OK	OK	OK	0.92	
	Load	0	9	23	0	9	21	9	25	43	9	23	40		
9.0	2.5 + 1.7	Mesh	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/7	150/7	150/7	150/8	150/7	150/7	
		Beam	0.85	OK	OK	0.78	0.83	0.90	OK	OK	OK	OK	0.90	OK	
		Load	2	13	26	2	12	24	12	27	44	11	24	40	
	3.5 + 1.7	Mesh	150/7	150/6	150/6	150/7	150/7	150/7	150/8	150/7	150/7	150/8	150/8	150/8	
		Beam	OK	0.82	0.97	OK	OK	OK	OK	0.82	OK	OK	OK	OK	
		Load	2	14	29	2	13	26	13	30	49	12	27	45	
5.0 + 1.7	Mesh	150/7	150/7	150/6	150/7	150/7	150/7	150/8	150/8	150/8	150/10	150/8	150/8		
	Beam	OK	OK	0.75	0.88	0.95	OK	OK	OK	OK	OK	0.92	OK		
	Load	2	16	32	1	15	30	15	34	57	14	32	53		
12.0	2.5 + 1.7	Mesh	150/8	150/7	150/7	150/8	150/7	150/7	150/10	150/8	150/8	150/10	150/10	150/8	
		Beam	OK	0.98	OK	OK	0.84	0.97	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
		Load	6	21	38	5	19	35	18	37	61	16	34	56	
	3.5 + 1.7	Mesh	150/8	150/7	150/7	150/8	150/8	150/7	150/10	150/10	150/8	150/10	150/10	150/10	
		Beam	0.97	0.80	0.99	0.88	OK	0.78	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
		Load	6	22	42	6	20	38	19	42	68	18	38	63	
5.0 + 1.7	Mesh	150/8	150/8	150/7	150/10	150/8	150/8	150/10	150/10	150/10	150/10	150/10	150/10		
	Beam	0.75	OK	0.76	OK	0.89	OK	OK	OK	OK	0.94	OK	OK		
	Load	6	25	47	6	23	43	22	48	78	21	45	73		

Notes:

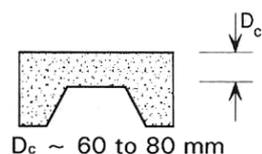
**Mesh** indicates the minimum required mesh size.

**Beam** indicates the maximum beam design factor or utilisation for the internal beams. If, in fire, the beam strength is adequate, 'OK' is shown. In other cases, the factor represents the maximum beam utilisation at the ultimate limit state which ensures adequate performance in fire.

**Load** indicates the additional distributed load that must be applied to each of the boundary beams parallel to the internal beams at the fire limit state. The additional load from adjacent zones must be combined.



## 100x100 mesh reinforcement Reinforcement strength 460 N/mm<sup>2</sup>



Design Table 5			Mesh size, beam design factor and additional beam load (kN) for fire resistance, concrete type and span 1												
			30 minutes fire resistance						60 minutes fire resistance						
			Normal weight concrete			Lightweight concrete			Normal weight concrete			Lightweight concrete			
Span 2 (m)	Imposed Load (kN/m <sup>2</sup> )	Span 1 (m)	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	
6.0	2.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/6	100/6	100/5	100/6	100/6
		Beam	OK	OK	1.00	OK	OK	0.90	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	0	2	9	0	2	8	1	10	19	1	9	18	
	3.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/6	100/5	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6	100/7
		Beam	OK	OK	0.80	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	0	2	10	0	1	9	2	11	22	1	10	20	
5.0 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/6	100/5	100/5	100/6	100/6	100/6	100/6	100/7	100/6	100/6	100/7	
	Beam	OK	0.89	OK	OK	0.78	OK	OK	OK	OK	OK	OK	0.76	OK	
	Load	0	1	11	0	1	10	2	12	25	2	12	23		
7.5	2.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/6	100/5	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	0.94	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	0	8	18	0	7	16	7	18	31	6	17	29	
	3.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6
		Beam	OK	OK	0.91	OK	OK	0.76	OK	OK	OK	OK	OK	OK	0.79
		Load	0	8	19	0	7	18	8	20	35	7	19	33	
5.0 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/6	100/5	100/5	100/6	100/6	100/6	100/6	100/7	100/6	100/6	100/7	
	Beam	0.89	OK	OK	0.78	0.79	OK	OK	OK	OK	OK	0.76	0.83	OK	
	Load	0	9	22	0	8	20	9	24	41	8	22	38		
9.0	2.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6
		Beam	1.00	OK	OK	0.90	0.94	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	2	13	25	2	11	23	11	25	42	10	23	38	
	3.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/6	100/5	100/5	100/6	100/6	100/6	100/7	100/6	100/6	100/6
		Beam	0.80	0.91	OK	OK	0.76	0.80	OK	OK	OK	OK	0.79	OK	OK
		Load	2	14	27	2	12	25	12	28	47	11	26	43	
5.0 + 1.7	Mesh	100/6	100/6	100/5	100/6	100/6	100/6	100/7	100/7	100/6	100/7	100/7	100/7	100/7	
	Beam	OK	OK	0.81	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
	Load	2	15	31	1	14	29	14	33	54	13	31	51		
12.0	2.5 + 1.7	Mesh	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6	100/7	100/7	100/7	100/7	100/7	100/7	100/7
		Beam	0.88	OK	OK	0.82	OK	OK	OK	OK	OK	OK	0.77	OK	OK
		Load	6	19	36	5	18	33	17	35	58	15	33	53	
	3.5 + 1.7	Mesh	100/7	100/6	100/6	100/7	100/6	100/6	100/8	100/7	100/7	100/8	100/7	100/7	100/7
		Beam	OK	OK	OK	OK	0.85	0.95	OK	OK	OK	OK	0.87	OK	OK
		Load	6	21	39	5	19	36	19	40	64	17	37	60	
5.0 + 1.7	Mesh	100/7	100/6	100/6	100/7	100/7	100/7	100/8	100/8	100/7	100/10	100/8	100/8	100/8	
	Beam	OK	0.77	0.91	0.89	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
	Load	6	24	45	5	22	42	21	46	75	20	43	70		

Notes:

**Mesh** indicates the minimum required mesh size.

**Beam** indicates the maximum beam design factor or utilisation for the internal beams. If, in fire, the beam strength is adequate, 'OK' is shown. In other cases, the factor represents the maximum beam utilisation at the ultimate limit state which ensures adequate performance in fire.

**Load** indicates the additional distributed load that must be applied to each of the boundary beams parallel to the internal beams at the fire limit state. The additional load from adjacent zones must be combined.



## 100x100 mesh reinforcement Reinforcement strength 460 N/mm<sup>2</sup>



$D_c \sim 60$  to  $80$  mm

Design Table 6			Mesh size, beam design factor and additional beam load (kN) for fire resistance, concrete type and span 1												
			30 minutes fire resistance						60 minutes fire resistance						
			Normal weight concrete			Lightweight concrete			Normal weight concrete			Lightweight concrete			
Span 2 (m)	Imposed Load (kN/m <sup>2</sup> )	Span 1 (m)	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	
6.0	2.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/6	100/6	100/5	100/6	100/6
		Beam	OK	OK	0.91	OK	OK	0.84	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	3.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/6	100/6	100/5	100/6	100/6	100/6	100/6	100/7
		Beam	OK	OK	0.75	OK	0.98	OK	OK	OK	OK	0.83	OK	OK	OK
	5.0 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/6	100/5	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6	100/7	100/6	100/7	100/7
		Beam	OK	0.85	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
7.5	2.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/6	100/5	100/6	100/6	100/6	100/6
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	0.88	OK	0.85	OK	OK	OK	OK	OK
	3.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6	100/7
		Beam	OK	OK	0.86	0.98	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	5.0 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/6	100/6	100/5	100/6	100/6	100/6	100/6	100/7	100/7	100/7	100/7
		Beam	0.85	0.97	OK	OK	0.76	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
9.0	2.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6
		Beam	0.91	OK	OK	0.84	0.88	0.96	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	3.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/6	100/6	100/5	100/6	100/6	100/6	100/6	100/7	100/7	100/6
		Beam	0.75	0.86	OK	OK	OK	0.78	0.83	OK	OK	OK	OK	OK	0.96
	5.0 + 1.7	Mesh	100/6	100/6	100/5	100/6	100/6	100/6	100/6	100/7	100/7	100/6	100/7	100/7	100/7
		Beam	OK	OK	0.79	OK	OK	OK	OK	OK	OK	0.98	OK	OK	OK
12.0	2.5 + 1.7	Mesh	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6	100/7	100/7	100/7	100/8	100/7	100/7
		Beam	0.81	OK	OK	0.77	OK	OK	0.78	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	3.5 + 1.7	Mesh	100/7	100/6	100/6	100/7	100/6	100/6	100/6	100/8	100/7	100/7	100/8	100/8	100/7
		Beam	OK	0.94	OK	OK	0.81	0.91	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	5.0 + 1.7	Mesh	100/7	100/7	100/6	100/7	100/7	100/7	100/7	100/8	100/8	100/7	100/10	100/8	100/8
		Beam	0.95	OK	0.88	0.85	OK	OK	0.90	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Load			6	21	38	5	19	35	18	37	61	16	34	56	
Load			6	22	42	6	20	38	19	42	68	18	38	63	
Load			6	25	47	6	23	43	22	48	78	21	45	73	

Notes:

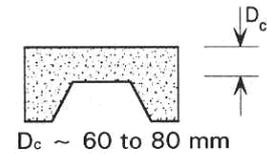
**Mesh** indicates the minimum required mesh size.

**Beam** indicates the maximum beam design factor or utilisation for the internal beams. If, in fire, the beam strength is adequate, 'OK' is shown. In other cases, the factor represents the maximum beam utilisation at the ultimate limit state which ensures adequate performance in fire.

**Load** indicates the additional distributed load that must be applied to each of the boundary beams parallel to the internal beams at the fire limit state. The additional load from adjacent zones must be combined.



## Standard A-series mesh reinforcement Reinforcement strength 600 N/mm<sup>2</sup>



Design Table 7			Mesh size, beam design factor and additional beam load (kN) for fire resistance, concrete type and span 1											
			30 minutes fire resistance						60 minutes fire resistance					
			Normal weight concrete			Lightweight concrete			Normal weight concrete			Lightweight concrete		
Span 2 (m)	Imposed Load (kN/m <sup>2</sup> )	Span 1 (m)	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0
6.0	2.5 + 1.7	Mesh	A142	A142	A142	A142	A142	A142	A142	A142	A142	A193	A193	A193
		Beam	OK	OK	0.96	OK	OK	0.87	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	0	2	9	0	2	8	1	10	19	1	9	18
	3.5 + 1.7	Mesh	A142	A142	A142	A142	A142	A193	A142	A193	A252	A193	A193	A252
		Beam	OK	OK	0.78	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	0	2	10	0	1	9	2	11	22	1	10	20
5.0 + 1.7	Mesh	A142	A142	A193	A142	A142	A193	A193	A193	A252	A193	A252	A252	
	Beam	OK	0.89	OK	OK	0.78	0.97	OK	OK	OK	OK	OK	0.96	
	Load	0	1	11	0	1	10	2	12	25	2	12	23	
7.5	2.5 + 1.7	Mesh	A142	A142	A142	A142	A142	A142	A193	A142	A193	A193	A193	
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	0.95	OK	OK	OK	OK	OK	
		Load	0	8	18	0	7	16	7	18	31	6	17	29
	3.5 + 1.7	Mesh	A142	A142	A142	A142	A142	A142	A193	A193	A193	A193	A193	A252
		Beam	OK	OK	0.91	OK	OK	0.76	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	0	8	19	0	7	18	8	20	35	7	19	33
5.0 + 1.7	Mesh	A142	A142	A193	A142	A142	A193	A193	A193	A252	A252	A252	A252	
	Beam	0.89	0.99	OK	0.78	0.78	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
	Load	0	9	22	0	8	20	9	24	41	8	22	38	
9.0	2.5 + 1.7	Mesh	A142	A142	A142	A142	A142	A142	A193	A193	A193	A193	A193	
		Beam	0.96	OK	OK	0.87	0.95	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
		Load	2	13	25	2	11	23	11	25	42	10	23	38
	3.5 + 1.7	Mesh	A142	A142	A142	A193	A142	A142	A252	A193	A193	A252	A252	
		Beam	0.78	0.91	OK	OK	0.76	0.80	OK	OK	OK	OK	OK	
		Load	2	14	27	2	12	25	12	28	47	11	26	43
5.0 + 1.7	Mesh	A193	A193	A142	A193	A193	A193	A252	A252	A252	A252	A252		
	Beam	OK	OK	0.80	0.97	OK	OK	OK	OK	OK	0.96	OK		
	Load	2	15	31	1	14	29	14	33	54	13	31	51	
12.0	2.5 + 1.7	Mesh	A252	A193	A193	A252	A193	A193	A393	A252	A252	A393	A252	
		Beam	OK	OK	OK	OK	0.88	OK	OK	OK	OK	OK	0.83	
		Load	6	19	36	5	18	33	17	35	58	15	33	53
	3.5 + 1.7	Mesh	A252	A193	A193	A252	A252	A193	A393	A393	A252	A393	A393	
		Beam	1.00	0.82	OK	0.90	OK	0.86	OK	OK	OK	OK	OK	
		Load	6	21	39	5	19	36	19	40	64	17	37	60
5.0 + 1.7	Mesh	A252	A252	A193	A393	A252	A252	A393	A393	A393	A393	A393		
	Beam	0.76	OK	0.82	OK	0.91	OK	OK	OK	OK	0.95	OK		
	Load	6	24	45	5	22	42	21	46	75	20	43	70	

Notes:

**Mesh** indicates the minimum required mesh size.

**Beam** indicates the maximum beam design factor or utilisation for the internal beams. If, in fire, the beam strength is adequate, 'OK' is shown. In other cases, the factor represents the maximum beam utilisation at the ultimate limit state which ensures adequate performance in fire.

**Load** indicates the additional distributed load that must be applied to each of the boundary beams parallel to the internal beams at the fire limit state. The additional load from adjacent zones must be combined.



## Standard A-series mesh reinforcement Reinforcement strength 600 N/mm<sup>2</sup>



$D_c \sim 60$  to  $80$  mm

Design Table 8			Mesh size, beam design factor and additional beam load (kN) for fire resistance, concrete type and span 1												
			30 minutes fire resistance						60 minutes fire resistance						
			Normal weight concrete			Lightweight concrete			Normal weight concrete			Lightweight concrete			
Span 2 (m)	Imposed Load (kN/m <sup>2</sup> )	Span 1 (m)	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	
6.0	2.5 + 1.7	Mesh	A142	A142	A142	A142	A142	A142	A142	A142	A193	A193	A142	A193	A193
		Beam	OK	OK	0.88	OK	OK	0.81	OK	OK	OK	OK	OK	OK	0.80
		Load	0	2	10	0	2	9	2	10	20	1	9	19	
3.5 + 1.7	Mesh	A142	A142	A193	A142	A142	A193	A142	A193	A252	A193	A193	A252		
		Beam	OK	OK	OK	OK	0.99	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
		Load	0	2	10	0	2	9	2	11	23	1	10	21	
5.0 + 1.7	Mesh	A142	A142	A193	A142	A142	A193	A193	A193	A252	A193	A252	A252		
		Beam	OK	0.84	OK	OK	0.75	0.92	OK	0.82	OK	OK	OK	0.79	
		Load	0	2	11	0	1	10	2	13	26	2	12	24	
7.5	2.5 + 1.7	Mesh	A142	A142	A142	A142	A142	A142	A193	A142	A193	A193	A193	A193	
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	0.89	OK	0.78	OK	OK	OK	OK	
		Load	0	8	19	0	7	17	7	19	33	7	18	30	
3.5 + 1.7	Mesh	A142	A142	A142	A142	A142	A193	A193	A193	A193	A193	A193	A193	A252	
		Beam	OK	OK	0.86	0.99	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
		Load	0	9	20	0	8	19	8	22	37	7	20	34	
5.0 + 1.7	Mesh	A142	A142	A193	A142	A142	A193	A193	A193	A193	A252	A252	A252	A252	
		Beam	0.84	0.95	OK	0.75	0.76	OK	0.82	OK	OK	OK	OK	OK	
		Load	0	9	23	0	9	21	9	25	43	9	23	40	
9.0	2.5 + 1.7	Mesh	A142	A142	A142	A142	A142	A142	A193	A193	A193	A193	A193	A193	
		Beam	0.88	OK	OK	0.81	0.89	0.96	OK	OK	OK	0.80	OK	OK	
		Load	2	13	26	2	12	24	12	27	44	11	24	40	
3.5 + 1.7	Mesh	A193	A142	A142	A193	A193	A142	A252	A193	A193	A193	A252	A252	A252	
		Beam	OK	0.86	OK	OK	OK	0.77	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
		Load	2	14	29	2	13	26	13	30	49	12	27	45	
5.0 + 1.7	Mesh	A193	A193	A142	A193	A193	A193	A252	A252	A252	A252	A252	A252		
		Beam	OK	OK	0.77	0.92	OK	OK	OK	OK	OK	0.79	OK	OK	
		Load	2	16	32	1	15	30	15	34	57	14	32	53	
12.0	2.5 + 1.7	Mesh	A252	A193	A193	A252	A193	A193	A393	A252	A252	A393	A393	A252	
		Beam	OK	0.96	OK	OK	0.83	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
		Load	6	21	38	5	19	35	18	37	61	16	34	56	
3.5 + 1.7	Mesh	A252	A193	A193	A252	A252	A193	A393	A393	A252	A393	A393	A393		
		Beam	0.92	0.78	OK	0.84	OK	0.83	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
		Load	6	22	42	6	20	38	19	42	68	18	38	63	
5.0 + 1.7	Mesh	A393	A252	A193	A393	A252	A252	A393	A393	A393	A393	A393	A393		
		Beam	OK	OK	0.79	OK	0.87	OK	OK	OK	OK	0.78	OK	OK	
		Load	6	25	47	6	23	43	22	48	78	21	45	73	

Notes:

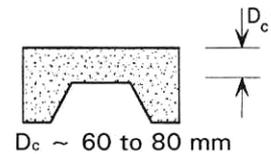
**Mesh** indicates the minimum required mesh size.

**Beam** indicates the maximum beam design factor or utilisation for the internal beams. If, in fire, the beam strength is adequate, 'OK' is shown. In other cases, the factor represents the maximum beam utilisation at the ultimate limit state which ensures adequate performance in fire.

**Load** indicates the additional distributed load that must be applied to each of the boundary beams parallel to the internal beams at the fire limit state. The additional load from adjacent zones must be combined.



## 150x150 mesh reinforcement Reinforcement strength 600 N/mm<sup>2</sup>



Design Table 9			Mesh size, beam design factor and additional beam load (kN) for fire resistance, concrete type and span 1												
			30 minutes fire resistance						60 minutes fire resistance						
			Normal weight concrete			Lightweight concrete			Normal weight concrete			Lightweight concrete			
Span 2 (m)	Imposed Load (kN/m <sup>2</sup> )	Span 1 (m)	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	
6.0	2.5 + 1.7	Mesh	150/5	150/5	150/5	150/5	150/5	150/6	150/5	150/6	150/6	150/5	150/6	150/6	
		Beam	OK	OK	0.80	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	0.83
		Load	0	2	9	0	2	8	1	10	19	1	9	18	
	3.5 + 1.7	Mesh	150/5	150/5	150/6	150/5	150/5	150/6	150/6	150/6	150/6	150/7	150/6	150/6	150/7
		Beam	OK	OK	OK	OK	0.87	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	0	2	10	0	1	9	2	11	22	1	10	20	
5.0 + 1.7	Mesh	150/5	150/5	150/6	150/5	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/7	150/6	150/7	150/7	
	Beam	OK	0.76	OK	0.96	OK	0.91	OK	OK	0.76	OK	OK	OK	OK	
	Load	0	1	11	0	1	10	2	12	25	2	12	23		
7.5	2.5 + 1.7	Mesh	150/5	150/5	150/5	150/5	150/5	150/5	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	
		Beam	OK	OK	0.94	OK	OK	0.79	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
		Load	0	8	18	0	7	16	7	18	31	6	17	29	
	3.5 + 1.7	Mesh	150/5	150/5	150/5	150/5	150/5	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/7
		Beam	OK	OK	0.77	0.87	0.88	OK	OK	OK	0.93	OK	OK	OK	
		Load	0	8	19	0	7	18	8	20	35	7	19	33	
5.0 + 1.7	Mesh	150/5	150/5	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/7	150/7	150/7	150/7	
	Beam	0.76	0.83	OK	OK	OK	0.99	0.76	OK	OK	OK	OK	OK		
	Load	0	9	22	0	8	20	9	24	41	8	22	38		
9.0	2.5 + 1.7	Mesh	150/5	150/5	150/5	150/6	150/5	150/5	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	
		Beam	0.80	0.94	OK	OK	0.79	0.83	OK	OK	OK	0.83	OK	OK	
		Load	2	13	25	2	11	23	11	25	42	10	23	38	
	3.5 + 1.7	Mesh	150/6	150/5	150/5	150/6	150/6	150/6	150/6	150/7	150/6	150/6	150/7	150/7	150/7
		Beam	OK	0.77	0.87	OK	OK	OK	OK	0.93	OK	OK	OK	OK	
		Load	2	14	27	2	12	25	12	28	47	11	26	43	
5.0 + 1.7	Mesh	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/7	150/7	150/7	150/7	150/7	150/7	
	Beam	OK	OK	OK	0.91	0.99	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK		
	Load	2	15	31	1	14	29	14	33	54	13	31	51		
12.0	2.5 + 1.7	Mesh	150/7	150/6	150/6	150/7	150/6	150/6	150/8	150/7	150/7	150/8	150/7	150/7	
		Beam	OK	0.96	OK	OK	0.83	OK	OK	OK	OK	OK	0.88	OK	
		Load	6	19	36	5	18	33	17	35	58	15	33	53	
	3.5 + 1.7	Mesh	150/7	150/6	150/6	150/7	150/7	150/6	150/8	150/8	150/7	150/8	150/8	150/8	
		Beam	OK	0.78	OK	0.92	OK	0.81	OK	OK	OK	0.82	OK	OK	
		Load	6	21	39	5	19	36	19	40	64	17	37	60	
5.0 + 1.7	Mesh	150/7	150/7	150/6	150/8	150/7	150/7	150/10	150/8	150/8	150/10	150/8	150/8		
	Beam	0.77	OK	0.77	OK	0.92	OK	OK	OK	OK	OK	0.80	OK		
	Load	6	24	45	5	22	42	21	46	75	20	43	70		

Notes:

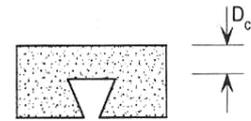
**Mesh** indicates the minimum required mesh size.

**Beam** indicates the maximum beam design factor or utilisation for the internal beams. If, in fire, the beam strength is adequate, 'OK' is shown. In other cases, the factor represents the maximum beam utilisation at the ultimate limit state which ensures adequate performance in fire.

**Load** indicates the additional distributed load that must be applied to each of the boundary beams parallel to the internal beams at the fire limit state. The additional load from adjacent zones must be combined.



## 150x150 mesh reinforcement Reinforcement strength 600 N/mm<sup>2</sup>



$D_c \sim 60$  to  $80$  mm

Design Table 10			Mesh size, beam design factor and additional beam load (kN) for fire resistance, concrete type and span 1												
			30 minutes fire resistance						60 minutes fire resistance						
			Normal weight concrete			Lightweight concrete			Normal weight concrete			Lightweight concrete			
Span 2 (m)	Imposed Load (kN/m <sup>2</sup> )	Span 1 (m)	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	
6.0	2.5 + 1.7	Mesh	150/5	150/5	150/6	150/5	150/5	150/6	150/5	150/6	150/6	150/5	150/6	150/7	
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	0.90	0.80	OK	OK
		Load	0	2	10	0	2	9	2	10	20	1	9	19	
	3.5 + 1.7	Mesh	150/5	150/5	150/6	150/5	150/5	150/6	150/6	150/6	150/6	150/7	150/6	150/6	150/7
		Beam	OK	0.93	OK	OK	0.83	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	0	2	10	0	2	9	2	11	23	1	10	21	
	5.0 + 1.7	Mesh	150/5	150/6	150/6	150/5	150/6	150/6	150/6	150/6	150/7	150/7	150/6	150/7	150/7
		Beam	OK	OK	0.98	0.92	OK	0.87	OK	OK	OK	OK	OK	OK	0.85
		Load	0	2	11	0	1	10	2	13	26	2	12	24	
7.5	2.5 + 1.7	Mesh	150/5	150/5	150/5	150/5	150/5	150/5	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	
		Beam	OK	OK	0.87	OK	OK	0.75	0.79	OK	OK	OK	OK	OK	0.90
		Load	0	8	19	0	7	17	7	19	33	7	18	30	
	3.5 + 1.7	Mesh	150/5	150/5	150/6	150/5	150/5	150/6	150/6	150/6	150/6	150/7	150/6	150/6	150/7
		Beam	0.93	OK	OK	0.83	0.84	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	0	9	20	0	8	19	8	22	37	7	20	34	
	5.0 + 1.7	Mesh	150/6	150/5	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/7	150/6	150/7	150/7	150/7	150/7
		Beam	OK	0.80	OK	OK	OK	0.95	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	0	9	23	0	9	21	9	25	43	9	23	40	
9.0	2.5 + 1.7	Mesh	150/6	150/5	150/5	150/6	150/5	150/5	150/6	150/6	150/6	150/7	150/6	150/6	
		Beam	OK	0.87	OK	OK	0.75	0.79	0.90	OK	OK	OK	OK	0.90	OK
		Load	2	13	26	2	12	24	12	27	44	11	24	40	
	3.5 + 1.7	Mesh	150/6	150/6	150/5	150/6	150/6	150/6	150/6	150/7	150/7	150/6	150/7	150/7	150/7
		Beam	OK	OK	0.83	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	2	14	29	2	13	26	13	30	49	12	27	45	
	5.0 + 1.7	Mesh	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/6	150/7	150/7	150/7	150/7	150/7	150/7
		Beam	0.98	OK	OK	0.87	0.95	OK	OK	OK	OK	OK	0.85	OK	OK
		Load	2	16	32	1	15	30	15	34	57	14	32	53	
12.0	2.5 + 1.7	Mesh	150/7	150/6	150/6	150/7	150/6	150/6	150/8	150/7	150/7	150/8	150/8	150/7	
		Beam	OK	0.88	OK	OK	0.78	0.96	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
		Load	6	21	38	5	19	35	18	37	61	16	34	56	
	3.5 + 1.7	Mesh	150/7	150/7	150/6	150/7	150/7	150/6	150/8	150/8	150/7	150/10	150/8	150/8	
		Beam	0.94	OK	0.96	0.86	OK	0.78	0.98	OK	OK	OK	OK	OK	
		Load	6	22	42	6	20	38	19	42	68	18	38	63	
	5.0 + 1.7	Mesh	150/8	150/7	150/7	150/8	150/7	150/7	150/10	150/8	150/8	150/10	150/10	150/8	
		Beam	OK	OK	OK	OK	0.88	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
		Load	6	25	47	6	23	43	22	48	78	21	45	73	

Notes:

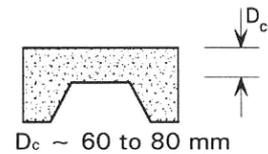
**Mesh** indicates the minimum required mesh size.

**Beam** indicates the maximum beam design factor or utilisation for the internal beams. If, in fire, the beam strength is adequate, 'OK' is shown. In other cases, the factor represents the maximum beam utilisation at the ultimate limit state which ensures adequate performance in fire.

**Load** indicates the additional distributed load that must be applied to each of the boundary beams parallel to the internal beams at the fire limit state. The additional load from adjacent zones must be combined.



## 100x100 mesh reinforcement Reinforcement strength 600 N/mm<sup>2</sup>



Design Table 11			Mesh size, beam design factor and additional beam load (kN) for fire resistance, concrete type and span 1												
			30 minutes fire resistance						60 minutes fire resistance						
			Normal weight concrete			Lightweight concrete			Normal weight concrete			Lightweight concrete			
Span 2 (m)	Imposed Load (kN/m <sup>2</sup> )	Span 1 (m)	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	
6.0	2.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	0	2	9	0	2	8	1	10	19	1	9	18	
	3.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/6	100/5	100/5	100/6
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	0	2	10	0	1	9	2	11	22	1	10	20	
	5.0 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/6	100/5	100/6	100/6
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	0.98	OK	0.99	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	0	1	11	0	1	10	2	12	25	2	12	23	
7.5	2.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	0	8	18	0	7	16	7	18	31	6	17	29	
	3.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/6
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	0	8	19	0	7	18	8	20	35	7	19	33	
	5.0 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/6	100/6	100/6	100/6
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	OK	0.99	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	0	9	22	0	8	20	9	24	41	8	22	38	
9.0	2.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	2	13	25	2	11	23	11	25	42	10	23	38	
	3.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/6	100/5	100/5	100/6	100/6	100/6
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	2	14	27	2	12	25	12	28	47	11	26	43	
	5.0 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6
		Beam	OK	OK	OK	0.98	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	2	15	31	1	14	29	14	33	54	13	31	51	
12.0	2.5 + 1.7	Mesh	100/6	100/5	100/5	100/6	100/5	100/5	100/7	100/6	100/6	100/7	100/6	100/6	100/6
		Beam	OK	OK	OK	OK	0.88	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	6	19	36	5	18	33	17	35	58	15	33	53	
	3.5 + 1.7	Mesh	100/6	100/5	100/5	100/6	100/6	100/5	100/7	100/6	100/6	100/7	100/7	100/7	100/6
		Beam	OK	0.82	OK	OK	OK	0.85	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	6	21	39	5	19	36	19	40	64	17	37	60	
	5.0 + 1.7	Mesh	100/6	100/6	100/5	100/6	100/6	100/6	100/6	100/7	100/7	100/6	100/8	100/7	100/7
		Beam	0.90	OK	0.80	0.82	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
		Load	6	24	45	5	22	42	21	46	75	20	43	70	

Notes:

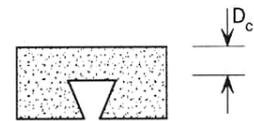
**Mesh** indicates the minimum required mesh size.

**Beam** indicates the maximum beam design factor or utilisation for the internal beams. If, in fire, the beam strength is adequate, 'OK' is shown. In other cases, the factor represents the maximum beam utilisation at the ultimate limit state which ensures adequate performance in fire.

**Load** indicates the additional distributed load that must be applied to each of the boundary beams parallel to the internal beams at the fire limit state. The additional load from adjacent zones must be combined.



## 100x100 mesh reinforcement Reinforcement strength 600 N/mm<sup>2</sup>



$D_c \sim 60$  to  $80$  mm

Design Table 12			Mesh size, beam design factor and additional beam load (kN) for fire resistance, concrete type and span 1												
			30 minutes fire resistance						60 minutes fire resistance						
			Normal weight concrete			Lightweight concrete			Normal weight concrete			Lightweight concrete			
Span 2 (m)	Imposed Load (kN/m <sup>2</sup> )	Span 1 (m)	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	6.0	7.5	9.0	
6.0	2.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	3.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/6	100/5	100/5	100/6
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	5.0 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/6	100/5	100/6	100/6
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	OK	0.93	OK	0.81	OK	OK	OK	OK
7.5	2.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	3.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/6
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	0.95	OK	OK	OK
	5.0 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/6	100/6	100/6	100/6
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	0.81	OK	OK	OK	OK	OK
9.0	2.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	0.82	OK	OK
	3.5 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/6	100/5	100/5	100/6	100/6	100/6
		Beam	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	0.95	OK	OK	OK	OK
	5.0 + 1.7	Mesh	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/5	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6	100/6
		Beam	OK	OK	OK	0.93	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
12.0	2.5 + 1.7	Mesh	100/6	100/5	100/5	100/6	100/5	100/5	100/7	100/6	100/6	100/7	100/6	100/6	100/6
		Beam	OK	0.94	OK	OK	0.82	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	3.5 + 1.7	Mesh	100/6	100/5	100/5	100/6	100/6	100/5	100/7	100/6	100/6	100/7	100/7	100/7	100/6
		Beam	OK	0.77	OK	OK	OK	0.81	OK	0.99	OK	OK	OK	OK	OK
	5.0 + 1.7	Mesh	100/6	100/6	100/5	100/6	100/6	100/6	100/7	100/7	100/6	100/8	100/7	100/7	100/7
		Beam	0.86	OK	0.78	0.78	OK	OK	0.81	OK	0.92	OK	OK	OK	OK
Load			6	25	47	6	23	43	22	48	78	21	45	73	

Notes:

**Mesh** indicates the minimum required mesh size.

**Beam** indicates the maximum beam design factor or utilisation for the internal beams. If, in fire, the beam strength is adequate, 'OK' is shown. In other cases, the factor represents the maximum beam utilisation at the ultimate limit state which ensures adequate performance in fire.

**Load** indicates the additional distributed load that must be applied to each of the boundary beams parallel to the internal beams at the fire limit state. The additional load from adjacent zones must be combined.



### A.6.3 Beispiele zur Anwendung der Bemessungstabellen

Die Eignung der Bewehrung und die Ausnutzung der Träger wird durch die Anwendung der Bemessungstabellen für jeden Bemessungsabschnitt überprüft. Die Bemessungstabellen beziehen sich auf die Spannweiten 1 und 2. Die Spannweite 1 entspricht der Spannweite der inneren Träger. Die Spannweite 2 ist die Spannweite des gesamten Bemessungsabschnitts, ohne Berücksichtigung der Stützen.

Die Anwendung der Bemessungstabellen wird an drei Beispielen verdeutlicht.

Die zu überprüfenden Bemessungsabschnitte sind in Abbildung 6.1 dargestellt. Auch wenn die Stützen in der Abbildung nicht dargestellt sind, muss darauf geachtet werden, dass bei Anwendung der Bemessungstabellen für eine geforderte Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten, jeder Bemessungsabschnitt mit dem Stützenraster übereinstimmt. Das bedeutet, dass die drei Bemessungsabschnitte für den Fall einer geforderten Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten gleichzeitig existieren.

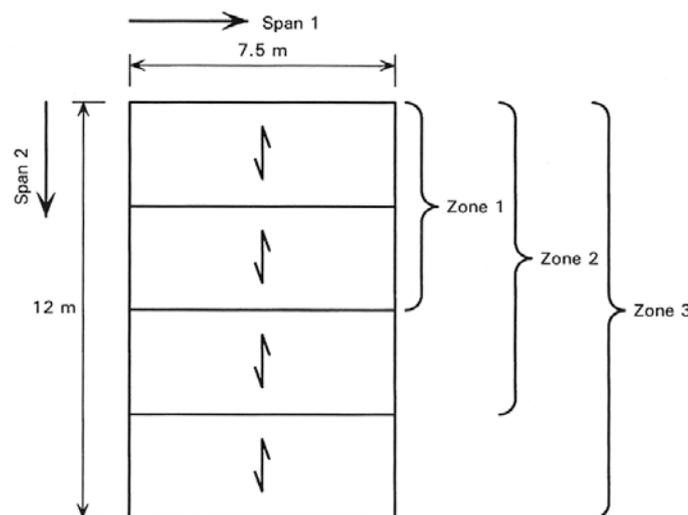


Abbildung 6.1: Den Bemessungsbeispielen zugrunde gelegtes Deckensystem [1]

Es wird angenommen, dass die Verbunddecke aus einem trapezförmigen Stahlprofil und einer Normalbetonschicht besteht. Die Dicke des Betons über dem Stahlblech wird zu 70 mm angenommen. Wie in den Bemessungstabellen dargestellt, muss die Dicke des Betons zwischen 60 und 80 mm liegen (kleine Einkerbungen im Blech werden vernachlässigt).

Jedes Beispiel wird für eine erforderliche Feuerwiderstandsdauer von 30 und 60 Minuten betrachtet. Im dritten Beispiel wird die Auswirkung der Zusatzlast auf den Ausnutzungsgrad des den Bemessungsabschnitt begrenzenden Träger untersucht.

### Bemessungsabschnitt 1

Die Belastung der Decke beträgt  $3,5 \text{ kN/m}^2$  mit einem Zuschlag für Trennwände und Ausbaulasten von  $1,7 \text{ kN/m}^2$ .

Spannweite 1 =  $7,5 \text{ m}$

Spannweite 2 =  $6 \text{ m}$

Aus Bemessungstabelle 1 ergibt sich folgendes (Standardmatte A,  $460 \text{ N/mm}^2$ ):

Span 2 (m)	Imposed load ( $\text{kN/m}^2$ )	Span 1 7.5 m	30 minutes fire resistance	60 minutes fire resistance
6.0	$3.5 + 1.7$	Mesh Beam Load	A193 OK 2	A252 OK 11

Für eine geforderte Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten können aus den Bemessungstabellen die folgenden drei für die Bemessung relevanten Werte abgelesen werden:

1. Es ist Mattenbewehrung A193 erforderlich. Diese muss zwischen 15 und 40 mm oberhalb des Stahlblechs eingebaut werden.<sup>8</sup>
2. Der innere Träger des Bemessungsabschnitts (vgl. Bemessungsabschnitt 1 in Abbildung 6.1) kann ungeschützt ausgeführt werden. Der Ausnutzungsgrad des Trägers im Kaltfall muss nicht begrenzt werden.
3. Die beiden Träger, die parallel zu dem inneren Träger angeordnet sind und den Bemessungsabschnitt begrenzen, müssen entweder brandgeschützt oder durch vertikale Fenstereinfassungen oder Zugglieder gehalten werden. Außerdem muss jeder der beiden Träger durch eine über die Länge verteilte zusätzliche Belastung von 2 kN belastet werden. Diese zusätzliche Belastung resultiert aus der Lastumlagerung von den inneren Trägern in die Deckenplatte. Für Träger, die einen Bemessungsabschnitt begrenzen und sich nicht am Rand des Gebäudes befinden, muss eine zusätzliche Belastung aus benachbarten Bemessungsabschnitten angesetzt werden.

Für eine geforderte Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten wird eine Mattenbewehrung A252 benötigt. Die zusätzliche Belastung auf die den Bemessungsabschnitt begrenzenden Träger beträgt 11 kN. Der innere Träger im Bemessungsabschnitt kann ungeschützt ausgeführt werden. Der Ausnutzungsgrad des Trägers unter Raumtemperatur muss nicht begrenzt werden.

---

<sup>8</sup> Das Ausgangsdokument liefert keinen Hinweis zur Herkunft dieser Angaben. Sie müssen aus Erfahrung festgelegt werden.

## Bemessungsabschnitt 2

Die Belastung der Decke beträgt erneut  $3,5 \text{ kN/m}^2$  mit einem Zuschlag für Trennwände und Ausbaulasten von  $1,7 \text{ kN/m}^2$ .

Spannweite 1 = 7,5 m

Spannweite 2 = 9 m

Aus Bemessungstabelle 1 ergibt sich folgendes (Standardmatte A,  $460 \text{ N/mm}^2$ ):

Span 2 (m)	Imposed load ( $\text{kN/m}^2$ )	Span 1 7.5 m	30 minutes fire resistance	60 minutes fire resistance
9	3.5 + 1.7	Mesh Beam Load	A193 0.93 14	A252 0.99 28

Für eine geforderte Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten können aus den Bemessungstabellen die folgenden drei für die Bemessung relevanten Werte abgelesen werden:

1. Es ist Mattenbewehrung A193 erforderlich. Diese muss 35 mm oberhalb des Stahlblechs eingebaut werden.
2. Die beiden inneren Träger des Bemessungsabschnitts (vgl. Bemessungsabschnitt 2 in Abbildung 6.1) können ungeschützt ausgeführt werden, sofern der Ausnutzungsgrad der Träger unter Raumtemperatur auf ein Maximum von 93% begrenzt wird.
3. Die beiden Träger, die parallel zu den inneren Trägern angeordnet sind und den Bemessungsabschnitt begrenzen, müssen entweder brandgeschützt oder durch vertikale Fenstereinfassungen oder Zugglieder gehalten werden. Außerdem muss jeder der beiden Träger durch eine über die Länge verteilte Last von 14 kN belastet werden. Diese zusätzliche Belastung resultiert aus der Lastumlagerung von den inneren Trägern in die Deckenplatte. Für Träger, die einen Bemessungsabschnitt begrenzen und sich nicht am Rand des Gebäudes befinden, muss eine zusätzliche Belastung aus benachbarten Bemessungsabschnitten angesetzt werden.

Für eine geforderte Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten wird eine Mattenbewehrung A252 benötigt. Die zusätzliche Belastung auf die den Bemessungsabschnitt begrenzenden und zu den inneren Trägern parallel liegenden Träger beträgt 28 kN. Die inneren Träger im Bemessungsabschnitt können ungeschützt ausgeführt werden, sofern der Ausnutzungsgrad des Trägers unter Raumtemperatur auf ein Maximum von 99% begrenzt wird.

### Bemessungsabschnitt 3

In diesem Beispiel wird die Verkehrslast auf  $5 \text{ kN/m}^2$  erhöht und eine zusätzliche Belastung von  $1,7 \text{ kN/m}^2$  aus Ausbaulasten aufgebracht.

Spannweite 1= 7,5 m      Spannweite 2= 12 m

Aus Bemessungstabelle 3 ergibt sich folgendes ( $150 \times 150$  Bewehrungsnetz,  $460 \text{ N/mm}^2$ ):

Span 2 (m)	Imposed load ( $\text{kN/m}^2$ )	Span 1 7.5 m	30 minutes fire resistance	60 minutes fire resistance
12	5 + 1.7	Mesh Beam Load	150/8 OK 24	150/10 OK 46

Für eine geforderte Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten können aus den Bemessungstabellen die folgenden drei für die Bemessung relevanten Werte abgelesen werden:

1. Eine Mattenbewehrung mit einem Betonstahldurchmesser von 8 mm und einem Achsabstand der Betonstähle von 150 mm ist erforderlich. Sie sollte ungefähr 35 mm oberhalb des oberen Stahlblechs angeordnet werden.
2. Die drei inneren Träger des Bemessungsabschnitts (Bereich 3 in Abbildung 6.1) können ungeschützt bleiben. Der Ausnutzungsgrad im Kaltfall muss nicht begrenzt werden.
4. Die beiden zu den inneren Stahlträgern parallelen Träger müssen entweder brandgeschützt oder, im Fall von Randträgern, durch vertikale Zugglieder oder Fenstereinfassungen unterstützt werden. Außerdem muss jeder der beiden Träger durch eine über die Länge verteilte Last von 24 kN belastet werden. Diese zusätzliche Belastung resultiert aus der Lastumlagerung von den inneren Trägern in die Deckenplatte. Für Träger, die einen Bemessungsabschnitt begrenzen und sich nicht am Rand des Gebäudes befinden, muss eine zusätzliche Belastung aus benachbarten Bemessungsabschnitten angesetzt werden.

Für eine Feuerwiderstandsdauer von 60 Minuten sind Stabdurchmesser von 10 mm erforderlich. Die zusätzliche Belastung auf die den Bemessungsabschnitt begrenzenden und zu den inneren Trägern parallel liegenden Träger beträgt in diesem Fall 46 kN. Der Ausnutzungsgrad im Kaltfall muss nicht begrenzt werden.

### Bemessungsabschnitt 3 – Auswirkung der zusätzlichen Belastung

Für den Fall einer geforderten Feuerwiderstandsdauer von 30 Minuten wird im Folgenden die Auswirkung der zusätzlichen Belastung dargestellt.

Die Träger entlang der Abschnittsgrenzen werden im Kaltfall für folgende Bemessungslast bemessen:

$$5 \times 1,6 + (1,7 + 3) \times 1,4 = 14,58 \text{ kN/m}^2,$$

wobei das Eigengewicht der Verbunddecke und der Träger zu  $3 \text{ kN/m}^2$  abgeschätzt wurde.

Das Bemessungsmoment ergibt sich bei einem angenommenen Trägerabstand von 3 m zu:

$$14,58 \times 3 \times 7,5^2 / 8 = 307,5 \text{ kNm}$$

Es wird angenommen, dass die betrachteten Verbundträger eine vollplastische Momententragfähigkeit von 350 kN besitzen.<sup>9</sup>

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Brandfall wird die übliche Lastverteilung zu Grunde gelegt. Es wird weiterhin ein Teilsicherheitsfaktor von 0,8 (BS 5950-8) für die Verkehrslast berücksichtigt. So ergibt sich für den Träger ein Bemessungsmoment im Brandfall von:  
 $(5 \times 0,8 + (1,7 + 3) \times 1,0) \times 3 \times 7,5^2 / 8 = 183,5 \text{ kNm}$

Das durch die zusätzliche Belastung (angenommen wird eine ungefähre Belastung von 24 kN aus dem angrenzenden Bemessungsabschnitt) erzeugte Biegemoment ergibt sich zu:  
 $24 \times 2 \times 7,5 / 8 = 45 \text{ kNm}$

Der Ausnutzungsgrad beträgt somit:  
Ausnutzungsgrad =  $(183,5 + 45) / 350 = 0,65$

Mit Tabelle 5.1 lässt sich für den berechneten Ausnutzungsgrad von 0,65 eine Grenztemperatur von 565°C für eine 100%ige Verdübelung bzw. von 588°C für eine 40%ige Verdübelung bestimmen. In beiden Fällen ist die Temperatur höher als 550°C, welches die normal zugrunde gelegte Temperatur für Spritzputze und plattenförmige Brandschutzbekleidungen ist. Deshalb ist keine Erhöhung der Dicke der Brandschutzbekleidung erforderlich. Da die zugrunde gelegte Temperatur für dämmschichtbildende Anstriche im Allgemeinen 620°C beträgt, ist es erforderlich die Dicke des dämmschichtbildenden Anstrichs zu erhöhen.

Anmerkung: Für Träger entlang der Bemessungsabschnittsgrenzen, die ebenfalls Randträger oberhalb von Fenstern sind, kann bei der Bestimmung der erforderlichen Brandschutzbekleidungsstärke die Grenztemperatur um 50°C erhöht werden (siehe Abschnitt A.3.2).

---

<sup>9</sup> Das Ausgangsdokument enthält an dieser Stelle einen Fehler. Die richtige Einheit ist [kNm]