

# DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON

---

---

Hilfsmittel zur Schnittgrößenermittlung und  
zu besonderen Detailnachweisen bei  
Stahlbetontragwerken

Herausgeber:

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V.  
Budapester Straße 31  
10787 Berlin  
info@dafstb.de

**© 2019 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V.**

Budapester Straße 31  
10787 Berlin

Telefon: +49 30 2693-1320  
Telefax: +49 30 2693-1319  
Internet: [www.dafstb.de](http://www.dafstb.de)  
Email: [info@dafstb.de](mailto:info@dafstb.de)

Das Werk einschließlich aller seiner Teile ist urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung außerhalb der Grenzen des Urheberrechts ist ohne schriftliche Zustimmung des Verlages unzulässig und strafbar. Das gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen und die Einspeicherung in elektronischen Systemen.

Die im Werk enthaltenen Inhalte wurden vom Verfasser und Verlag sorgfältig erarbeitet und geprüft. Eine Gewährleistung für die Richtigkeit des Inhalts wird gleichwohl nicht übernommen. Der Verlag haftet nur für Schäden, die auf Vorsatz oder grobe Fahrlässigkeit seitens des Verlages zurückzuführen sind. Im Übrigen ist die Haftung ausgeschlossen.

Druck: medienhaus Plump, Rheinbreitbach  
Gedruckt auf säurefreiem, alterungsbeständigem Papier nach DIN EN ISO 9706

ISSN 0171-7197  
ISBN 978-3-410-65795-8

# DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON

---

---

## Hilfsmittel zur Schnittgrößenermittlung und zu besonderen Detailnachweisen bei Stahlbetontragwerken

1. Auflage 2019

Herausgeber:  
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V. – DAfStb

---

Beuth Verlag GmbH · Berlin · Wien · Zürich



## Inhaltsverzeichnis

ZU DIESEM HEFT .....	5
1 GRUNDLAGEN DER SCHNITTGRÖßENERMITTLUNG .....	7
1.1 Bemessungsrelevante Einwirkungskombinationen im Hochbau .....	7
1.2 Verfahren für die Schnittgrößenermittlung .....	11
1.3 Schnittgrößenermittlung nach Elastizitätstheorie .....	12
1.4 Schnittgrößen nach Plastizitätstheorie .....	14
1.5 Schnittgrößenermittlung unter Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens .....	14
1.6 Softwaregestützte Schnittgrößenermittlung .....	21
1.6.1 Einführung .....	21
1.6.2 Geometriekontrolle .....	22
1.6.3 Modellannahmen - Elementierung .....	22
1.6.4 Auflager - Festhaltungen .....	23
1.6.5 Einwirkungen .....	24
1.6.6 Materialmodelle .....	24
1.6.7 Bemessung .....	26
1.6.8 Konstruktive Durchbildung .....	27
1.6.9 Dokumentation .....	27
1.7 Literatur .....	28
2 LINIENFÖRMIG GESTÜTZTE PLATTEN .....	30
2.1 Allgemeines .....	30
2.1.1 Definition und Abmessungen .....	30
2.1.2 Verfahren der Schnittgrößenermittlung .....	30
2.1.3 Steifigkeiten, Randbedingungen, Stützungen .....	30
2.1.4 Stützweite .....	31
2.1.5 Platten aus Fertigteilen .....	31
2.2 Einachsig gespannte Platten .....	32
2.2.1 Übersicht .....	32
2.2.2 Mittragende Breiten einachsig gespannter Platten unter Sonderlasten .....	32
2.2.3 Ergänzungen bei Platten aus Fertigteilen oder Halbfertigteilen mit nachträglicher Ortbetonergänzung .....	35
2.2.4 Hinweise zur konstruktiven Durchbildung .....	36
2.3 Zweiachsig gespannte Platten .....	37
2.3.1 Übersicht .....	37
2.3.2 Lasteinflussflächen und Lastweiterleitung .....	38
2.3.3 Ergänzungen bei Platten aus Fertigteilen oder Halbfertigteilen mit nachträglicher Ortbetonergänzung .....	38
2.3.4 Hinweise zur konstruktiven Durchbildung .....	39
2.4 Unterbrochene Deckenlagerungen .....	39
2.4.1 Übersicht .....	39
2.4.2 Begrenzte Öffnungsbereiche .....	40
2.4.3 Verstärkter Tragstreifen .....	40
2.5 Literatur .....	42

---

3	PUNKTFÖRMIG GESTÜTZTE PLATTEN .....	44
3.1	Flachdecken .....	44
3.1.1	Allgemeines .....	44
3.1.2	Ermittlung der Schnittgrößen .....	44
3.1.3	Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung .....	53
3.1.4	Grenzzustand der Tragfähigkeit gegen Durchstanzen .....	55
3.2	Flachgründungen .....	58
3.2.1	Allgemeines .....	58
3.2.2	Ermittlung der Sohlnormalspannungen .....	58
3.2.3	Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung .....	60
3.2.4	Grenzzustand der Tragfähigkeit für Querkraft .....	62
3.2.5	Grenzzustand der Tragfähigkeit gegen Durchstanzen .....	63
3.3	Literatur .....	72
4	WANDARTIGE TRÄGER .....	73
4.1	Allgemeines .....	73
4.2	Bemessungsmodell .....	76
4.2.1	Resultierende der Hauptzugspannungen .....	76
4.2.2	Aufhängebewehrung für am unteren Rand angreifende Lasten .....	81
4.2.3	Indirekte Lagerung und Auflagerverstärkungen .....	82
4.2.4	Begrenzung der Hauptdruckspannungen .....	84
4.3	Bewehrungsanordnung .....	84
4.4	Hinweise zur FE-Modellierung von wandartigen Trägern .....	86
4.5	Literatur .....	87
5	SPALT- UND RANDZUGKRÄFTE BEI TEILFLÄCHENBELASTUNGEN .....	88
5.1	Allgemeines .....	88
5.2	Bemessungsmodelle .....	89
5.2.1	Mittig angreifende Längsdruckkraft .....	89
5.2.2	Ausmittig angreifende Längsdruckkraft .....	89
5.2.3	Mehrere nach Größe und Angriffspunkt symmetrisch zur Mittellinie angreifende Längsdruckkräfte .....	90
5.3	Literatur .....	92

## Zu diesem Heft

Das DAfStb-Heft 631 „Hilfsmittel zur Schnittgrößenermittlung und zu besonderen Detailnachweisen bei Stahlbetontragwerken“ entstand zusammen mit dem Heft 630 „Bemessung nach DIN EN 1992 in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit“ aus der vollständigen Überarbeitung der beiden DAfStb-Hefte 240 und 220.

Die in diesem Heft enthaltenen Hilfsmittel basieren auf den Grundlagen von DIN EN 1992 (Eurocode 2) sowie den Nationalen Anhängen (NA) einschließlich aller Änderungen bis zum Jahr 2016. Aufgrund der geänderten Normengrundlage, wesentlicher neuer Inhalte und mit Blick auf die eindeutige Zitierbarkeit wurden die alten Heftnummern nicht beibehalten. Die neuen Hefte sollen, wie bei den Vorgängerheften, zu einer einheitlichen Verfahrensweise bei der Anwendung der DIN EN 1992 beitragen und den Ingenieuren anerkannte Hilfsmittel zur Verfügung stellen. Zudem werden neue Erkenntnisse möglichst schnell für die praktische Anwendung verfügbar gemacht.

Die beiden Hefte 630 und 631 wurden durch eine DAfStb-Arbeitsgruppe<sup>1)</sup> unter Leitung von Herrn Prof. Fischer (Technische Universität München) in mehrjähriger Arbeit erstellt. Ausgangspunkt waren inhaltlicher Bedarf und Anregungen zu neuen Themen sowohl innerhalb der Arbeitsgruppe als auch ausgewählter Dritter, wie z. B. Koordinierungsausschuss der Prüfingenieure in Bayern und einige Ingenieurbüros. Zum einen wurden zum Teil bewährte Inhalte der DAfStb-Hefte 220 und 240, deren Aktualität weiterhin gegeben ist, übernommen. Zum anderen wurde der Umfang von Tafeln und Nomogrammen reduziert, wenn umfangreiche Sekundärliteratur vorhanden ist.

Zudem sollten Wiederholungen zur Norm sowie zu bereits bestehenden DAfStb-Heften (z. B. Hefte 599 und 600) weitestgehend vermieden werden.

Das neue Heft 631 konzentriert sich auf Hilfsmittel und Hinweise zur Schnittgrößenermittlung sowie die Bewehrungsermittlung und Nachweisführung für besondere Bauteile und Detailbereiche wie wandartige Träger oder Spalt- und Randzugkräfte unter konzentrierter Teilflächenbelastung. Das im bisherigen Heft 240 enthaltene Kapitel zur Verformungsbegrenzung unter Gebrauchsbelasten findet sich aufgrund der Neustrukturierung der beiden Hefte zusammen mit einem dort für GZG-Nachweise neu aufgenommenen Kapitel zur Rissbreitenbegrenzung in Heft 630. Sämtliche Abschnitte wurden vollständig überarbeitet und um neue Inhalte ergänzt. Dabei wurde auch ein allgemeiner Unterabschnitt zur softwaregestützten Ermittlung von Schnittgrößen (einschließlich nichtlinearer Verfahren) eingefügt und es wurden in den einzelnen Kapiteln themenspezifisch Hinweise zur Modellbildung und Auswertung von numerischen Berechnungen ergänzt. In einigen Abschnitten sind darüber hinaus auch ausgewählte Ergebnisse von Arbeiten im Rahmen der derzeit laufenden Überarbeitung der DIN EN 1992 eingeflossen.

Die wesentlichen Inhalte der einzelnen Kapitel des Heftes 631 wurden durch folgende Bearbeiter erarbeitet und dann innerhalb der DAfStb-Arbeitsgruppe abgestimmt:

Kapitel 1: Prof. Carl-Alexander Graubner; Dominik Müller, M.Sc.; Prof. Günter Rombach; Dipl.-Ing. Jochen Zeier

Kapitel 2: Dr.-Ing. Michael Hansen; Prof. Steffen Marx

Kapitel 3: Prof. Josef Hegger; Dr.-Ing. Dominik Kueres; Phillip Schmidt, M.Sc.

Kapitel 4: Prof. Oliver Fischer; Prof. Manfred Keuser

Kapitel 5: Prof. Manfred Curbach; Prof. Oliver Fischer; Dipl.-Ing. Gerald Schmidt-Thrö; Dr.-Ing. Kerstin Speck.

<sup>1)</sup> Arbeitsgruppe DAfStb-Hefte 630/631:

Dr.-Ing. M. A. Ahrens, Ruhr-Universität Bochum (RUB); J. Cramer, M.Sc., Technische Universität Braunschweig (TUBS); Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. M. Curbach, Technische Universität Dresden (TUD); Prof. Dr.-Ing. M. Empelmann, TUBS; Prof. Dr.-Ing. O. Fischer, Technische Universität München (TUM); Prof. Dr.-Ing. C.-A. Graubner, Technische Universität Darmstadt (TUDS); Dr.-Ing. habil. M. Hansen, Leibniz Universität Hannover (LUH); Dr.-Ing. P. Heek, RUB; Prof. Dr.-Ing. J. Hegger, RWTH Aachen; M. Henke, M.Sc., TUM; Dr.-Ing. M. Herbrand, RWTH Aachen; Dr.-Ing. E. Hiller, Universität der Bundeswehr München (UniBwM); C. Kämper, M.Sc., RUB; Prof. Dr.-Ing. M. Keuser, UniBwM; Dr.-Ing. D. Kueres, M.Sc., RWTH Aachen; Prof. Dr.-Ing. habil. P. Mark, RUB; Prof. Dr.-Ing. S. Marx, LUH; D. Müller, M.Sc., TUDS; T. Oberndorfer, M.Sc., TUM; Dr.-Ing. V. Oettel, TUBS; Dipl.-Ing. R. Post, RUB; Dr.-Ing. K. Reißben, RWTH Aachen; J. Remitz, M.Sc., TUBS; Dr.-Ing. E. Richter, TUBS; Prof. Dr.-Ing. G. Rombach, Technische Universität Hamburg (TUH); P. Schmidt, M.Sc., RWTH Aachen; Dipl.-Ing. (FH) S. Schmidt, M.Sc., TUM; Dipl.-Ing. G. Schmidt-Thrö, TUM; B. Schütte, M.Sc., TUH; Prof. Dr. sc. Techn. V. Sigrist, Hochschule Luzern, früher TUH; Dr.-Ing. K. Speck, TUD; K. Wieneke, M.Sc., RWTH Aachen; Prof. Dr.-Ing. J. Zehfuß, TUBS; Dipl.-Ing. J. Zeier, TUDS.

Das vorliegende Heft 631 wurde anschließend durch Mitarbeiter<sup>2)</sup> des Technischen Ausschusses „Bemessung und Konstruktion“ des DAfStb, der personengleich mit dem zuständigen Arbeitsausschuss 005-07-01 „Bemessung und Konstruktion“ des Normenausschusses Bauwesen (NABau) im DIN Deutsches Institut für Normung e.V. besetzt ist, geprüft und in einem normenähnlichen Verfahren, d. h. im Konsens zwischen allen beteiligten Gruppen, verabschiedet.

Die einzelnen Kapitel wurden schließlich jeweils von anerkannten Prüfingenieuren für Baustatik<sup>3)</sup> auf Tauglichkeit als Hilfsmittel für die Praxis durchgesehen und die Bemessungstafeln und -diagramme durch unabhängige Vergleichsrechnungen im baustatischen Sinne geprüft und für richtig befunden.

Das Verfahren zur Erarbeitung der Hefte – Beratung in einem normgemäß zusammengesetzten Arbeitsausschuss, unabhängige Prüfung durch Prüfingenieure für Baustatik – stellt sicher, dass es sich um „anerkannte Berechnungshilfsmittel“ handelt, die keiner weiteren Nachprüfung bedürfen. Die Weiterentwicklung der Methoden soll dadurch nicht unterbunden werden, vielmehr können auch andere Verfahren und Hilfsmittel in Betracht gezogen werden, sofern sie auf den Grundlagen von DIN EN 1992 basieren und durch unabhängige Prüfung festgestellt wird, dass die Prinzipien nach DIN EN 1992 eingehalten sind.

Den Verfassern, Prüfern und allen weiteren Beteiligten sei an dieser Stelle noch einmal ausdrücklich für die aufgewendete Zeit bei der Bearbeitung des Heftes 631 gedankt. Möge das vorliegende Heft zu einer sicheren und wirtschaftlichen Bemessung von Stahlbetontragwerken in der Praxis beitragen. Für eine praxisorientierte Weiterentwicklung der Hilfsmittel sind alle Anregungen zur Verbesserung oder Erweiterung stets willkommen.

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer  
Leiter der Arbeitsgruppe „DAfStb-Hefte 630/631“

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger  
Obmann Technischer Ausschuss „Bemessung und Konstruktion“

<sup>2)</sup> Für den Technischen Ausschuss „Bemessung und Konstruktion“: Prof. Dr.-Ing. F. Fingerloos, Deutscher Beton- und Bautechnikverein E.V.; Dr.-Ing. J. Furche, Filigran Trägersysteme GmbH & Co. KG; Dr.-Ing. R. Grzeschkowitz, WK Consult Hamburg; Prof. Dr.-Ing. Hofmann, Universität Stuttgart; Dipl.-Ing. A. Ignatiadis, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e. V.; Prof. Dr.-Ing. R. Maurer, Technische Universität Dortmund; B. Ziems, Frilo Software GmbH.

<sup>3)</sup> An der Prüfung beteiligte Prüfingenieure (DAfStb-Heft 631): Dr.-Ing. N. Kerkeni, H+P Ingenieure GmbH; Dr.-Ing. W. Roeser, H+P Ingenieure GmbH; Dr.-Ing. J. Göhlmann, grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG; Dr.-Ing. D. Tuchlinski, Tuchlinski Trippel Neff - Prüfingenieure & Sachverständige; Dr.-Ing. P. Henke, henke rapolder frühe Ingenieurgesellschaft mbH; Dr.-Ing. R. Mang, Büchting + Streit AG.

# 1 Grundlagen der Schnittgrößenermittlung

## 1.1 Bemessungsrelevante Einwirkungskombinationen im Hochbau

Die Bemessung und die konstruktive Durchbildung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken basiert nach DIN EN 1992-1-1 auf dem Teilsicherheitskonzept. Dementsprechend sind Sicherheitselemente (Teilsicherheitsbeiwerte) sowohl auf der Einwirkungsseite (siehe DIN EN 1990) als auch auf der Widerstandsseite zu berücksichtigen. Bei den Einwirkungen ist darüber hinaus zwischen ständigen Einwirkungen und veränderlichen Einwirkungen zu differenzieren.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (1.1)$$

Dabei sind:

$\gamma_G$	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen
$\gamma_p$	Teilsicherheitsbeiwert für Vorspannung
$\gamma_{Q,1}$	Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Leiteinwirkung
$\gamma_{Q,i}$	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Begleiteinwirkungen
$\psi_{0,i}$	Kombinationsbeiwert für veränderliche Begleiteinwirkungen
$G_{k,j}$	ständige Einwirkungen
$P_k$	Einwirkungen aus Vorspannung
$Q_{k,1}$	veränderliche Leiteinwirkung
$Q_{k,i}$	veränderliche Begleiteinwirkung

Veränderliche Einwirkungen (Nutzlasten) sind durch eine nicht vernachlässigbare Änderung des Wertes der Einwirkung über die Zeit gekennzeichnet. Bei Einwirkungskombinationen mit mehreren, voneinander unabhängigen veränderlichen Einwirkungen kann die (Un-)Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens der Maximalwerte durch sogenannte Kombinationsbeiwerte  $\psi$  berücksichtigt werden. Dies gilt sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Auf der sicheren Seite liegend können bei der Schnittgrößenermittlung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit selbstverständlich auch alle Kombinationsbeiwerte

stets mit  $\psi = 1,0$  angenommen werden, was jedoch zu mehr oder weniger unwirtschaftlichen Ergebnissen führt.

Werden alle Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte bei der Bemessung mehrgeschossiger Hochbauten formal vollständig berücksichtigt, so ergibt sich eine Vielzahl von Kombinationsmöglichkeiten mit entsprechendem Berechnungsaufwand für die Schnittgrößenermittlung. Durch ingenieurtechnische Vorüberlegungen lässt sich bei „üblichen Hochbauten“ (Definition nach DIN EN 1992-1-1/NA, NA.1.5.2.5) die Anzahl bemessungsrelevanter Einwirkungskombinationen jedoch drastisch reduzieren (vgl. Kohoutek et al. (2014)), worauf nachfolgend eingegangen wird.

Es werden ausschließlich die Tragsicherheitsnachweise des Typs STR (structure) gemäß Definition nach DIN EN 1990 berücksichtigt. Dies bedeutet, dass keine Nachweise der Lagesicherheit betrachtet werden.

Das Eigengewicht aller Bauteile eines Tragwerks sollte nach DIN EN 1991-1-1, 3.2 (1) als eine gemeinsam wirkende Beanspruchung berücksichtigt werden. In DIN EN 1992-1-1/NA, 5.1.3 (NA.2) ist darüber hinaus geregelt, dass bei durchlaufenden Platten und Balken für ständige Einwirkungen in allen Feldern entweder nur der obere Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_{G,up} = 1,35$  oder nur der untere  $\gamma_{G,inf} = 1,00$  angesetzt werden muss; eine feldweise wechselnde Berücksichtigung unterschiedlicher Werte für  $\gamma_G$  ist also nicht erforderlich. Für mehrfeldrige Biegebauteile des üblichen Hochbaus darf nach DIN EN 1992-1-1/NA, 5.1.3 (NA.4) bei Anordnung einer Mindestbewehrung zudem auf die Berücksichtigung von Einwirkungskombinationen mit günstig wirkendem Eigengewicht verzichtet werden. Zusammenfassend bedeuten die dargestellten Regelungen, dass bei den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Stahlbetonbauteile unter überwiegender Biegebeanspruchung (Balken, Decken, Dächer) nur Einwirkungskombinationen mit maximalem Bemessungswert des Eigengewichts ( $\gamma_{G,up} = 1,35$ ) zu berücksichtigen sind.

Die Nutzlasten nach DIN EN 1991-1-1/NA, Tabelle 6.1DE beziehen sich auf eine Lasteinzugsfläche von  $A_0 = 20 \text{ m}^2$ . Bei größeren Lasteinzugsflächen können Nutzlasten auf Decken für die Bemessung lastweiterleitender Bauteile (z. B. Unterzüge, Stützen, Wände, Fundamente) mit dem Beiwert  $\alpha_A$  abgemindert werden. Bei der Bemessung vertikaler Tragglieder kann über den Beiwert  $\alpha_n$  der Sachverhalt erfasst

werden, dass die veränderlichen Nutzlasten mit ihrem Höchstwert nicht gleichzeitig in mehreren Geschossen auftreten werden. Sofern die Nutzlast entsprechend DIN EN 1990 als Begleiteinwirkung erfasst wird, darf diese allerdings entweder nur mit dem Kombinationsbeiwert  $\psi_0$  oder nur mit  $\alpha_n$  abgemindert werden. Obwohl normativ nicht explizit ausgeschlossen, wird auch eine Kombination der Beiwerte  $\psi_0$  und  $\alpha_A$  ausdrücklich nicht empfohlen.

Bei biegesteif mit den angrenzenden Bauteilen verbundenen Innenstützen in Rahmentragwerken des üblichen Hochbaus war es nach DIN 1045-1:2008-08, 7.3.2 (6) gestattet, die aus der Rahmenwirkung entstehenden Biegemomente zu vernachlässigen, wenn unter Gebrauchslast alle horizontalen Kräfte von austiefenden Scheiben aufgenommen werden und das Stützweitenverhältnis benachbarter Felder mit annähernd gleicher Steifigkeit  $0,5 \leq l_1/l_2 \leq 2,0$  beträgt. In DIN EN 1992-1-1/NA ist diese Vereinfachung nicht mehr enthalten. Aufgrund der langjährigen erfolgreichen Anwendung in der Praxis bestehen keine Bedenken, diese Regelung auch weiterhin anzuwenden und damit die möglichen Einwirkungskombinationen bei Innenstützen stark zu reduzieren (siehe DAfStb-Heft 600). Für Randstützen in biegesteifer Verbindung mit Balken oder Platten und für Stahlbetonwände in Verbindung mit Platten sind die Biegemomente stets zu berechnen.

Die dargestellten Regelungen verdeutlichen eine mögliche Vorgehensweise, wie die bemessungsrelevanten Einwirkungskombinationen eingegrenzt werden können. Wissenschaftliche Untersuchungen (vgl. *Graubner et al. (2013)*) haben gezeigt, dass unter definierten Randbedingungen die Anzahl der im Grenzzustand der Tragfähigkeit möglichen Kombinationen für die Bemessung unverschieblicher Tragwerke des üblichen Hochbaus auf einige wenige stets bemesungsrelevante Einwirkungskombinationen zurückgeführt werden können. Bild 1.1 zeigt die Ergebnisse der durchgeführten Analysen (vgl. *Kohoutek et al. (2014)*) in einer für die praktische Anwendung aufbereiteten Form. Die zugehörigen Randbedingungen sind ebenfalls in Bild 1.1 dokumentiert. Des Weiteren wird eine linear-elastische Ermittlung der Schnittgrößen für die Überlagerung der Schnittgrößen vorausgesetzt. Einflüsse von Verformungen am Gesamtsystem nach Theorie II. Ordnung sind nicht berücksichtigt, daher beschränken sich die dargestellten Ergebnisse auf unverschiebliche Tragwerke, die die Bedingungen gemäß DIN EN 1992-1-1, 5.8.3.3 erfüllen.

Aus Bild 1.1 sind folgende allgemeine Regeln zur Festlegung der bemessungsrelevanten Einwirkungskombinationen erkennbar:

- Bei Biegebalken, Decken und Dächern aus Stahlbeton genügt die Einwirkungskombination:

$$E_d = \sum \left\{ \begin{array}{l} 1,35 \cdot G_k \\ (+) 1,5 \cdot Q_{k,Nutzlast} \end{array} \right\} \quad (1.2)$$

Das Zeichen (+) steht hierbei für „ist zu kombinieren mit“. Die Nutzlast ist in ungünstigster Stellung anzuordnen.

- Bei Dächern ist ergänzend zu Gleichung (1.2) unter der auf der sicheren Seite liegenden Annahme  $\psi_0 = 1,0$  zusätzlich die Kombination

$$E_d = \sum \left\{ \begin{array}{l} 1,35 \cdot G_k \\ (+) 1,5 \cdot Q_{k,Schnee} \\ (+) 1,5 \cdot Q_{k,Wind} \end{array} \right\} \quad (1.3)$$

zu überprüfen. Auf Dächern müssen Schnee- und Windlasten nach DIN EN 1991-1-1, 3.3.2 (1) nicht mit Nutzlasten kombiniert werden.

- Bei Innenstützen ist die Einwirkungskombination maßgebend, der die maximale Normalkraft ( $\max N_{Ed}$ ) und die zugehörige Biegebeanspruchung (zug.  $M_{Ed}$ ) zu Grunde liegen. Dabei ist nach DIN EN 1992-1-1, 6.1 (4) für druckbelastete Querschnitte eine Mindestausmitte von  $e_0 = h/30 \geq 20 \text{ mm}$  anzusetzen. In Gleichung (1.4) ist  $\alpha$  entweder  $\alpha_n$  oder  $\alpha_A$  entsprechend Bild 1.1 und der Index  $o$  wird für die Nutzlast aus den oberen Geschossen verwendet.

$$E_d = \sum \left\{ \begin{array}{l} 1,35 \cdot G_k \\ (+) 1,35 \cdot G_{k,o} \\ (+) 1,5 \cdot \alpha \cdot Q_{k,1,Nutzlast} \\ (+) 1,5 \cdot \alpha \cdot Q_{k,o,Nutzlast} \\ (+) 1,5 \cdot Q_{k,o,Schnee} \end{array} \right\} \quad (1.4)$$

- Für druckbeanspruchte Bauteile, zu denen Außen- und Innenwände sowie Randstützen zählen, sind in aller Regel nur diejenigen Einwirkungskombinationen bemessungsrelevant, die zu einer maximalen Biegebeanspruchung ( $\max M_{Ed}$ ) des Bemessungsquerschnitts führen. Die zugehörige Normalkraftbeanspruchung ist nach Gleichung (1.5) mit ihrem Maximalwert (zug.  $\max N_{Ed}$ ) anzusetzen. Bei Innenwänden sind zusätzlich Mindestwerte der zugehörigen Normalkräfte (zug.  $\min N_{Ed}$ ) zu betrachten.

Grundsätzlich – außer bei Kellerwänden – ist es ausreichend, bei der Ermittlung der aus Auflast aus über der Bemessungsstelle liegenden Geschossen das Eigengewicht stets mit seinem Maximalwert ( $\gamma_G = 1,35$ ) anzusetzen. Die Nutzlasten auf den dem Druckglied angrenzenden Geschossdecken sind stets so anzuordnen, dass diese zu  $\max M_{Ed}$  am betrachteten Querschnitt (z. B. Wandkopf, Wandmitte, Wandfuß) führen. Bei Außenwänden und Randstützen ist zudem eine Windlast als Begleiteinwirkung anzusetzen, wenn diese zu einer Erhöhung des Moments am betrachteten Querschnitt führt. Da Schneelasten im Regelfall nahezu keine Momente in druckbeanspruchten Bauteilen erzeugen, sind Einwirkungen infolge Schnee ebenfalls nur als Begleiteinwirkung zu betrachten. Lediglich bei Randstützen und Außenwänden im obersten Geschoss ist zusätzlich eine Einwirkungskombination zu untersuchen, bei der die Schneelast Leiteinwirkung ist, siehe Bild 1.1.

$$E_d = \sum \left\{ \begin{array}{l} 1,35 \cdot G_k (+) 1,35 \cdot G_{k,o} \\ (+) 1,5 \cdot \alpha \cdot Q_{k,1,Nutzlast} \\ (+) 1,5 \cdot \alpha \cdot Q_{k,o,Nutzlast} \\ (+) 1,5 \cdot \psi_0 \cdot Q_{k,o,Schnee} \end{array} \right\} \quad (1.5)$$

- Bei der Bemessung erddruckbeanspruchter Kellerwände im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist entweder die Einwirkungskombination mit  $\max M_{Ed} + \text{zug. } \max N_{Ed}$  (Gleichung (1.6)) oder  $\max M_{Ed} + \text{zug. } \min N_{Ed}$  (Gleichung (1.7)) bemessungsrelevant.

$$E_d = \sum \left\{ \begin{array}{l} 1,35 \cdot G_{k,o} \\ (+) 1,35 \cdot G_{k,Erddruck} \\ (+) 1,5 \cdot Q_{k,Erddruck} \\ (+) 1,5 \cdot \alpha \cdot Q_{k,1,Nutzlast} \\ (+) 1,5 \cdot \alpha \cdot Q_{k,o,Nutzlast} \\ (+) 1,5 \cdot Q_{k,o,Schnee} \end{array} \right\} \quad (1.6)$$

$$E_d = \sum \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \cdot G_{k,o} \\ (+) 1,35 \cdot G_{k,Erddruck} \\ (+) 1,5 \cdot Q_{k,Erddruck} \end{array} \right\} \quad (1.7)$$

- Aus Gründen der Vollständigkeit sei angemerkt, dass für Fundamente ohne Einspannwirkung die Einwirkungskombination, die zur maximalen Normalkraft führt, bemessungsrelevant ist.

- Für den Nachweis horizontal aussteifender Bauteile (Wandscheiben etc.) werden in aller Regel diejenigen Einwirkungskombinationen für die Bemessung maßgebend, die am betrachteten Querschnitt zu minimaler Normalkraftbeanspruchung ( $\min N_{Ed}$ ) mit zugehörigem maximalem Moment (zug.  $\max M_{Ed}$ ) gemäß Gleichung (1.8) führen.

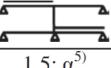
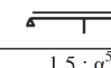
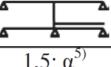
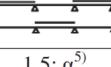
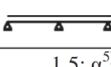
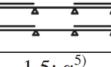
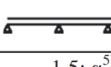
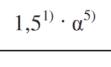
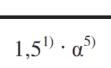
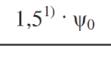
$$E_d = \sum \{ 1,0 \cdot G_k (+) 1,5 \cdot Q_{k,Wind} \} \quad (1.8)$$

Die Einwirkungskombination nach Gleichung (1.8) kann in seltenen Fällen auch bei Außenwänden mit sehr geringer Auflast (z. B. im Dachgeschoss) und einer Windbeanspruchung in Plattenrichtung bemessungsrelevant werden.

- Ferner kann auch die Einwirkungskombination mit maximaler Biegebeanspruchung und zugehöriger maximaler Normalkraftbeanspruchung ( $\max M_{Ed} + \text{zug. } \max N_{Ed}$ ) nach Gleichung (1.9) bemessungsrelevant werden.

$$E_d = \sum \left\{ \begin{array}{l} 1,35 \cdot G_k (+) 1,5 \cdot Q_{k,Wind} \\ (+) 1,5 \cdot \psi_0 \cdot Q_{k,Nutzlast} \\ (+) 1,5 \cdot \psi_0 \cdot Q_{k,Schnee} \end{array} \right\} \quad (1.9)$$

Für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann zur Reduzierung möglicher Einwirkungskombinationen auf der sicheren Seite liegend auf eine Berücksichtigung des Kombinationsbeiwertes für die Schneelast als Begleiteinwirkung verzichtet werden ( $\psi_{0,S} = 1,0$ ). Diese Vereinfachung kann bei hohen Schneelasten bei der Bemessung von niedrigen Bauwerken oder in den obersten Geschossen hoher Gebäude zu unwirtschaftlichen Ergebnissen führen. Um wirtschaftlicher zu bemessen, ist in diesem Fall zu prüfen, welche Einwirkung (Nutzlast oder Schneelast) als Leiteinwirkung und welche als mit dem Beiwert  $\psi_0$  abgeminderte Begleiteinwirkung zu berücksichtigen ist.

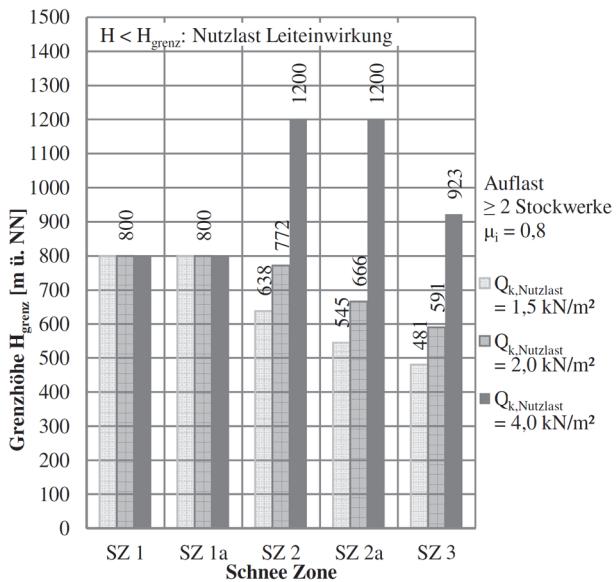
Bauteil	Maßgebende Einwirkungskombination	Eigengewicht $\gamma_{G,sup} \cdot G_k / \gamma_{G,int} \cdot G_k$	Nutzlast am betrachteten/angrenzenden Bauteil $\gamma_Q \cdot Q_{k,Nutzlast} / \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k,Nutzlast}$	Nutzlast aus anderen Geschossen $\gamma_Q \cdot Q_{k,o,Nutzlast} / \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k,o,Nutzlast}$	Einwirkung aus Schnee	Einwirkung aus Wind
					$\gamma_Q \cdot Q_{k,Schnee} / \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k,Schnee}$	$\gamma_Q \cdot Q_{k,Wind} / \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_{k,Wind}$
Dächer	max $M_{Ed}$ bzw. max $ V_{Ed} $	1,35	1,5 <sup>1)</sup>	-	-	-
	max $M_{Ed}$ bzw. max $ V_{Ed} $	1,35	-	-	1,5 <sup>2)</sup>	1,5 <sup>2,3)</sup>
Balken/Decken	max $M_{Ed}$ bzw. max $ V_{Ed} $	1,35	1,5 <sup>1)</sup>	-	-	-
Innenstützen	max $ N_{Ed}  + \text{zug. } M_{Ed}$ <sup>4)</sup>	1,35	$1,5^{1)} \cdot \alpha^{5)}$	$1,5 \cdot \alpha^{5)}$	1,5 <sup>2)</sup>	-
Innenwände	max $M_{Ed} + \text{zug. } \max  N_{Ed} $	1,35	 1,5 · $\alpha^{5)}$	 1,5 · $\alpha^{5)}$	1,5 · $\psi_0$	-
	max $M_{Ed} + \text{zug. } \min  N_{Ed} $	1,35	 1,5 · $\alpha^{5)}$	-	-	-
Randstützen <sup>6)</sup> /Außenwände	max $M_{Ed} + \text{zug. } \max  N_{Ed} $ Stützen-/ Wandmitte	1,35	 1,5 · $\alpha^{5)}$	 1,5 · $\alpha^{5)}$	1,5 · $\psi_0$	1,5 · $\psi_0$
	max $M_{Ed} + \text{zug. } \max  N_{Ed} $ Kopf / Fuß	1,35	 1,5 · $\alpha^{5)}$	 1,5 · $\alpha^{5)}$	1,5 · $\psi_0$	1,5 · $\psi_0^{3)}$
Kellerwände <sup>7)</sup>	max $M_{Ed} + \max  N_{Ed} $	1,35	$1,5^{1)} \cdot \alpha^{5)}$	 1,5 · $\alpha^{5)}$	1,5 <sup>2)</sup>	-
	max $M_{Ed} + \min  N_{Ed} $	1,00	-	-	-	-
Fundamente ohne Einspannwirkung	max $ N_{Ed} $	1,35	$1,5^{1)} \cdot \alpha^{5)}$	 1,5 · $\alpha^{5)}$	1,5 <sup>2)</sup>	-
Aussteifungselemente	max $M_{Ed} + \text{zug. } \max  N_{Ed} $	1,35	$1,5^{1)} \cdot \psi_0$	$1,5 \cdot \psi_0$ (Abtriebskräfte)	$1,5 \cdot \psi_0$ incl. (Abtriebskräfte)	1,5
	min $ N_{Ed}  + \text{zug. } \max M_{Ed}$	1,00	-	$1,5 \cdot \psi_0$ (Abtriebskräfte)	-	1,5
Abfangende Konstruktionen	max $M_{Ed}$ bzw. max $ V_{Ed} $	1,35	1,5 <sup>1)</sup>	 1,5 · $\alpha^{5)}$	1,5 <sup>2)</sup>	-

<sup>1)</sup> Die Nutzlast ist in ungünstigster Stellung anzutragen.  
<sup>2)</sup> Auf der sicheren Seite liegend wird  $\psi_0 = 1,0$  angesetzt.  
<sup>3)</sup> Die Einwirkung ist nur anzusetzen, falls sie ungünstig wirkt.  
<sup>4)</sup>  $M_{Ed} = \max |N_{Ed}| \cdot h_{st}/30 \geq \max |N_{Ed}| \cdot 20 \text{ mm}; h_{st} = \text{Stützenabmessung in der betrachteten Richtung}$   
<sup>5)</sup> Die Nutzlast darf mit einem der folgenden Beiwerte  $\alpha$  abgemindert werden:  
 $\alpha_n = 0,7 + 0,6/n$  oder  
 $\alpha_A = 0,5 + 10/A$  für Nutzungskategorien A, B und Z oder  
 $\alpha_A = 0,7 + 10/A$  für Nutzungskategorien C bis E1.1  
mit  $n = \text{Anzahl der Geschosse mit } n \geq 2; A = \text{Lasteinzuflussfläche } [\text{m}^2]$ .  
Auf der sicheren Seite liegend kann  $\alpha = 1$  angesetzt werden.  
<sup>6)</sup> Bei Stützen und Wänden im Dachgeschoss ist zusätzlich die EK  $1,35 \cdot G_k (+) 1,5 \cdot Q_{k,Schnee} (+) 1,5 \cdot \psi_0 \cdot Q_{k,Wind}$  zu berücksichtigen.  
<sup>7)</sup> Zusätzlich ist Erddruck aus Bodeneigengewicht mit  $\gamma_E = 1,35$  sowie Erddruck aus Auflast mit  $\gamma_E = 1,5$  anzusetzen.

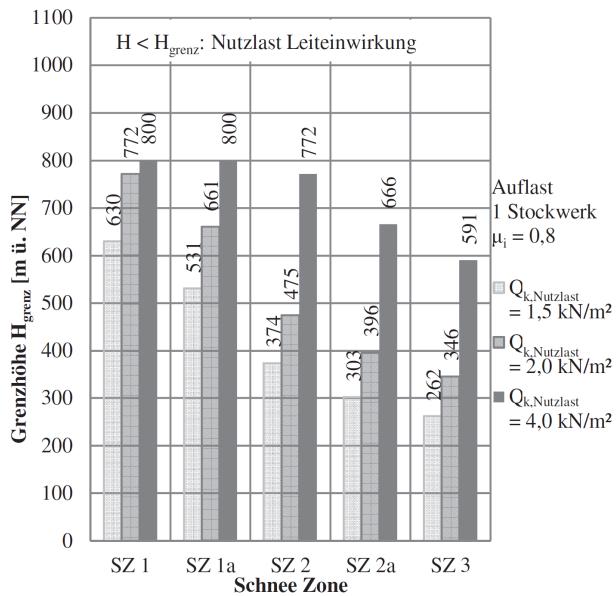
Die angegebenen Einwirkungskombinationen gelten für Deutschland unter Einhaltung folgender **Randbedingungen**:

- Regelmäßiger Grund- und Aufriss
- Geschoss Höhen  $2,50 \text{ m} \leq h_1 \leq 4,00 \text{ m}$
- unverschiebliches System
- Nutzlast(en)  $Q_{k,Nutzlast} \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$
- Stützweitenverhältnis Randfeld/1.Innenfeld  $0,5 \leq l_1/l_2 \leq 2$  bzw. linkes Feld/rechtes Feld  $0,5 \leq l_3/l_4 \leq 2$
- Beton  $\leq \text{C50/60}$  (Normalbeton)
- Schnittgrößenermittlung linear-elastisch ohne Umlagerung der Schnittgrößen

**Bild 1.1:** Maßgebende Einwirkungskombinationen für Stahlbetonbauteile in unverschieblichen Systemen im Grenzzustand der Tragfähigkeit



a Auflast aus mehr als einem Stockwerk über der Bemessungsstelle



b Auflast aus einem Stockwerk über der Bemessungsstelle

**Bild 1.2:** Grenzhöhen zur Bestimmung der bemesungsrelevanten Leiteinwirkung (Nutz- und Schneelasten) abhängig von der Auflast

Mit den Bildern 1.2a und 1.2b kann sehr einfach abgeschätzt werden, ob Schneelasten oder Nutzlasten als Leiteinwirkung anzusetzen sind, um die betragsmäßig größte Normalkraft vertikaler Tragglieder zu bestimmen. Wenn die Geländehöhe (m ü. NN) größer ist als die in den Bildern 1.2a und 1.2b angegebene Grenzhöhe, dann ist die Schneelast als Leiteinwirkung und die Nutzlast als abgeminderte Begleiteinwirkung zu berücksichtigen. Die Diagramme wurden

in Abhängigkeit der über der Bemessungsstelle angeordneten Stockwerke für alle in Deutschland gültigen Schneelastzonen unter Berücksichtigung des Formbeiwertes für Schnee  $\mu = 0,8$  sowie Nutzlasten des üblichen Hochbaus ( $q_k = 1,5 \text{ kN/m}^2$ ;  $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$ ;  $q_k = 4,0 \text{ kN/m}^2$ ) entwickelt (Kohoutek et al. (2014)). Zwischenwerte der Grenzhöhen können interpoliert werden. Es wird deutlich, dass bei einer Auflast aus mehr als einem Stockwerk über der Bemessungsstelle und Geländehöhen  $\leq 800 \text{ m ü. NN}$  in den Schneezonen 1, 1a sowie 2 (falls  $q_k > 2,0 \text{ kN/m}^2$ ) stets die Nutzlast als Leiteinwirkung zu berücksichtigen ist und daher die Schneelast mit dem Kombinationsbeiwert  $\psi_{0,S} = 0,5$  abgemindert werden darf. Bei einer Auflast aus einem Stockwerk und niedrigen Verkehrslasten ( $q_k \leq 2,0 \text{ kN/m}^2$ ) oder höherer Schneelast (Schneelastzonen 2a und 3) ist schon bei niedrigerer Geländehöhe des Bauwerkstandortes die Schneelast als Leiteinwirkung anzusetzen.

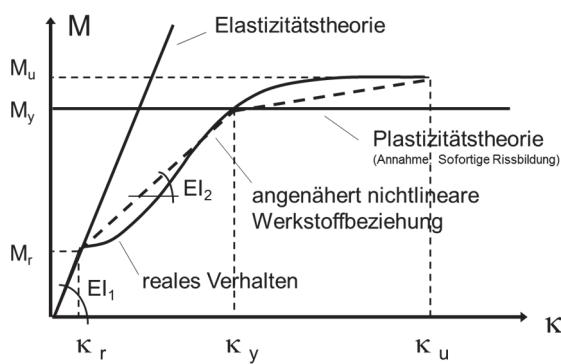
## 1.2 Verfahren für die Schnittgrößenermittlung

Die DIN EN 1992-1-1 beinhaltet vier verschiedene Vorgehensweisen, die üblicherweise für die Ermittlung von Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit angewendet werden:

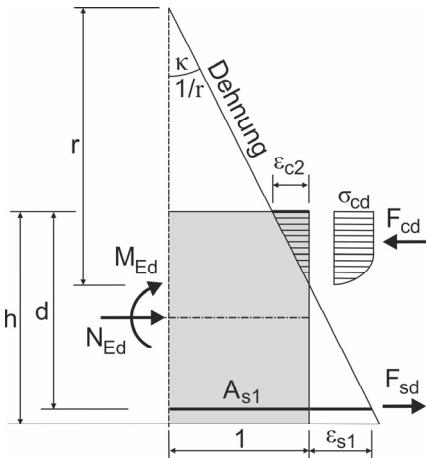
- Linear-elastische Berechnung
- Linear-elastische Berechnung mit anschließender begrenzter Umlagerung
- Verfahren nach der Plastizitätstheorie
- Nichtlineare Verfahren

In praxisüblichen Fällen ist die Schnittgrößenermittlung für Tragwerke aus Stahlbeton oder Spannbeton auf Basis der Elastizitätstheorie zu empfehlen. Die beiden genannten Verfahren (mit und ohne Umlagerung) sind mit geringem Rechenaufwand anwendbar. Bei der Berechnung der Schnittgrößen mit Umlagerung wird über die linear-elastische Ermittlung hinaus in gewissen Grenzen die plastische Verformbarkeit (Rotationsfähigkeit) von Betonbauteilen im Bereich der extremalen Biegemomente erfasst.

Zur Veranschaulichung der verschiedenen Berechnungsverfahren zur Schnittgrößenermittlung wird auf Bild 1.3 verwiesen. In diesem sind die Momenten-Krümmungs-Beziehungen nach Elastizitätstheorie, nach Plastizitätstheorie, für eine angenäherte nichtlineare Werkstoffbeziehung und für reales Verhalten dargestellt. Die Krümmung des Querschnitts  $\kappa = 1/r = (\varepsilon_{c2} + \varepsilon_{s1}) / d$  ergibt sich nach Bild 1.4.



**Bild 1.3:** Momenten-Krümmungs-Beziehung



**Bild 1.4:** Definition der Krümmung  $\kappa$

### 1.3 Schnittgrößenermittlung nach Elastizitätstheorie

Der Vorteil einer linear-elastischen Schnittgrößenermittlung besteht vor allem in deren Praktikabilität: Im Gegensatz zu nichtlinearen Verfahren ist eine lineare Schnittgrößenermittlung auch ohne Softwareunterstützung durchführbar. Hinzu kommt, dass bei einer linear-elastischen Berechnung nach Theorie I. Ordnung eine Superposition der Schnittgrößen unterschiedlicher Lastfälle möglich ist. Die Schnittgrößen der bemessungsrelevanten Einwirkungskombinationen lassen sich somit durch eine Lastfallüberlagerung bestimmen. Die linear-elastische Berechnung erfolgt nach DIN EN 1992-1-1 unter folgenden Annahmen:

- Ungerissene Querschnitte
- Lineare Spannungs-Dehnungs-Linien
- Mittelwert des Elastizitätsmoduls

Die Querschnitte werden dabei als Bruttoquerschnitte, also ohne den Ansatz einer Bewehrung modelliert. Bei linear-elastischer Berechnung der

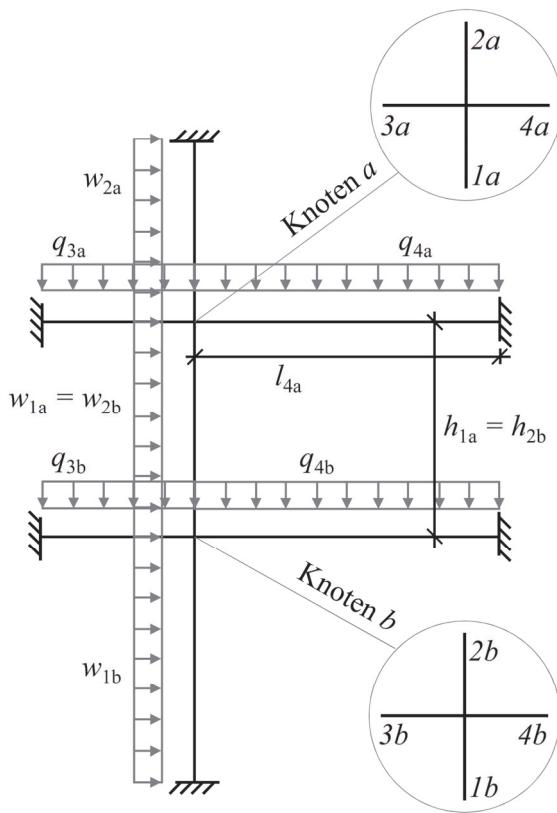
Schnittgrößen muss somit die Bewehrung nicht vorab bekannt sein. Die nachfolgende Bemessung auf Querschnittsebene erfolgt dann mit den für den Grenzzustand der Tragfähigkeit definierten Materialeigenschaften (Parabel-Rechteck-Diagramm für Beton, bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie für Betonstahl).

Der Ansatz der ungerissenen Querschnittsteifigkeiten stellt eine grobe Vereinfachung dar. Die hiermit ermittelten Schnittgrößen liegen im Allgemeinen auf der sicheren Seite. Insbesondere bei Zwangsbeanspruchungen führt dieser Ansatz jedoch zu unrealistisch großen und damit unwirtschaftlichen Schnittgrößen. In solchen Fällen sollte die Steifigkeit in den gerissenen Bereichen reduziert werden. Gleches gilt auch bei einer Torsionsbeanspruchung.

In den meisten Fällen liefert eine linear-elastische Schnittgrößenermittlung ausreichend genaue Ergebnisse, obwohl die Bauteilstifigkeiten durch die Verwendung linearer Materialgesetze überschätzt werden. Dies lässt sich durch die folgenden Sachverhalte erklären: In statisch bestimmt gelagerten Systemen sind die Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung unabhängig von den Bauteilstifigkeiten, weshalb die linear-elastische Berechnung präzise Ergebnisse liefert. Bei statisch unbestimmten Systemen sind die Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung nicht von den absoluten Werten der Stifigkeiten abhängig, sondern nur vom Verhältnis der Querschnittsteifigkeiten. Kleinere Abweichungen zu realistischeren Verhältnissen der Querschnittssteifigkeiten, welche sich durch Modellierung mit nichtlinearen Materialgesetzen ergeben, werden im realen Tragwerk durch Schnittgrößenumlagerungen ausgeglichen.

Eine Ermittlung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung ist bei Verwendung linear-elastischer Materialgesetze nicht ohne Weiteres möglich. Dies liegt daran, dass auf Grund der überschätzten Stifigkeit die Tragwerksverformungen und somit die sich daraus ergebenden Zusatzschnittgrößen nicht korrekt abgebildet werden können.

Vereinfachend kann jedoch bei unverschieblichen rahmenartigen Tragwerken eine Ermittlung der Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung wie nachfolgend dargestellt erfolgen und die Auswirkung der Zusatzbeanspruchungen nach Theorie II. Ordnung im Zuge der Bemessung erfasst werden, z. B. mit Hilfe des Nennkrümmungsverfahrens nach DIN EN 1992-1-1, 5.8.8.



**Bild 1.5:** Stabendmomente

DIN EN 1996-1-1/NA, Anhang NA.C zur Bemessung von Mauerwerk beinhaltet ein vereinfachtes Verfahren zur Berechnung der Deckeneinspannung der auf Wänden aufgelagerten Stahlbetondecken. Dieses ist auf den Stahlbetonbau übertragbar und ebenfalls für Stützen-Balken-Konstruktionen anwendbar. Das Stabendmoment  $M_1$  am Knoten 1 darf nach Gleichung (1.10) berechnet werden. Das Stabendmoment  $M_2$  kann mit Gleichung (1.11) bestimmt werden. Die in DIN EN 1996-1-1/NA vorgesehene Abminderung der Stabendmomente mit dem Faktor  $\eta$  zur Berücksichtigung der Steifigkeitsabminderung von Mauerwerk infolge Rissbildung im Grenzzustand der Tragfähigkeit sollte jedoch nicht angewendet werden, da bei rahmenartigen Tragwerken aus Stahlbeton der Einfluss der Steifigkeitsänderung auf die Schnittgrößenverteilung deutlich geringer ist und somit die ermittelten Stabendmomente auf der unsicheren Seite liegen würden. In prEN 1996-1-1 (2017), einem Entwurf für die nächste Generation der entsprechenden Norm, werden die Gleichungen zur Ermittlung der Stabendmomente durch eine horizontal angreifende Windlast ergänzt, siehe Gleichungen (1.10) und (1.11) sowie Bild 1.5. Die Gleichungen zur Bestimmung der Stabendmomente  $M_3$  und  $M_4$ , welche im Mauerwerksbau nicht relevant sind, sind in prEN 1996-1-1 (2017) nicht angegeben.

Diese ergeben sich jedoch analog zu  $M_1$  und  $M_2$ , siehe Gleichung (1.12) und (1.13).

$$M_1 = -\frac{w_1 h_1^2}{4(n_1-1)} + \frac{\frac{n_1 E_1 l_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 l_1}{h_1} + \frac{n_1 E_2 l_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 l_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 l_4}{l_4}} \cdot \left[ \frac{w_1 h_1^2}{4(n_1-1)} - \frac{w_2 h_2^2}{4(n_2-1)} + \frac{q_3 l_3^2}{4(n_3-1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4-1)} \right] \quad (1.10)$$

$$M_2 = -\frac{w_2 h_2^2}{4(n_2-1)} - \frac{\frac{n_2 E_2 I_2}{h_2}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_1 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{h_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{h_4}} \\ \cdot \left[ \frac{w_1 h_1^2}{4(n_1-1)} - \frac{w_2 h_2^2}{4(n_2-1)} + \frac{q_3 l_3^2}{4(n_3-1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4-1)} \right] \quad (1.11)$$

$$M_3 = -\frac{q_3 l_3^2}{4(n_3-1)} + \frac{\frac{n_3 E_3 l_3}{l_3}}{\frac{n_1 E_1 l_1}{h_1} + \frac{n_1 E_2 l_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 l_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 l_4}{l_4}} \quad (1.12)$$

$$M_4 = -\frac{q_4 l_4^2}{4(n_4-1)} - \frac{\frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_1 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \quad (1.13)$$

Mit:

$n_i$	der Steifigkeitsfaktor des Stabes; $n_i = 4$ bei an beiden Enden eingespannten Stäben und $n_i = 3$ in anderen Fällen
$E_i$	der Elastizitätsmodul des Stabes $i$ , mit $i = 1, 2, 3$ oder $4$
$I_i$	das Flächenträgheitsmoment des Stabes $i$ , mit $i = 1, 2, 3$ oder $4$
$h_{1/2}$	die lichte Geschoss Höhe $1/2$
$l_{3/4}$	die lichte Spannweite des Stabes $3/4$
$q_{3/4}$	die gleichmäßig verteilte vertikale Bemessungslast des Stabes $3/4$
$w_{1/2}$	die gleichmäßig verteilte horizontale Bemessungslast des Stabes $1/2$
$M_{1/2}$	Stabendmoment $1/2$

Alternativ zum vorangehend dargestellten Verfahren kann zur Schnittgrößenermittlung in rahmenartigen Tragwerken auch auf das  $c_o$ - $c_u$ -Verfahren zurückgegriffen werden. Weitere Hinweise zu diesem Verfahren enthält Kapitel 3 dieses Heftes. Die Gleichungen (1.10) – (1.13) und das  $c_o$ - $c_u$ -Verfahren liefern nur realistische Schnittgrößen, wenn die Randbedingungen des Rechenmodells zutreffen. Dies gilt insbesondere für die Einspannung der Stützen und Riegel sowie der Unverschieblichkeit des Systems.

In der Praxis werden die Schnittgrößen in rahmenartigen Tragwerken häufig auch softwaregestützt am Gesamtsystem ermittelt. Dabei werden meist alle theoretisch möglichen Einwirkungskombinationen betrachtet, was zu umfangreichen und häufig in ihrer Komplexität nicht mehr zu überschauenden Berechnungsergebnissen führt. Hier kann abgeholfen werden, wenn die in Abschnitt 1.1 vorgestellten Vereinfachungen für die bemessungsrelevanten Einwirkungskombinationen beachtet werden.

#### 1.4 Schnittgrößen nach Plastizitätstheorie

Die Verfahren zur Schnittgrößenermittlung auf Grundlage der Plastizitätstheorie basieren auf der Annahme ausgeprägter Fließgelenke und setzen eine weitgehend unbegrenzte plastische Verformbarkeit des Werkstoffs voraus. Als Berechnungsgrundlage werden daher starr-plastische Materialgesetze verwendet. Die gesamten Tragwerksverformungen entstehen durch plastische Verformungen in den nach Überschreiten der Fließgrenze entstehenden Fließgelenken oder Fließzonen. Eine Schnittgrößenermittlung nach der Plastizitätstheorie darf nach DIN EN 1992-1-1/NA – ausschließlich für den Grenzzustand der Tragfähigkeit – entweder unter Verwendung des statischen oder des kinematischen Grenzwertsatzes erfolgen. Die plastische Deformationsfähigkeit beziehungsweise die Duktilität von Stahlbetonbauteilen muss nach DIN EN 1992-1-1, 5.6.1 (2)P ausreichend sein, um die auftretenden Rotationen sicherzustellen. Bei zweiachsig gespannten Platten (DIN EN 1992-1-1/NA, NCI zu 5.6.2 (2)) kann ohne direkten Nachweis von einer ausreichenden Duktilität ausgegangen werden, wenn die Druckzonenhöhe gemäß DIN EN 1992-1-1, 5.6.2 (2) begrenzt wird, der verwendete Betonstahl der Klasse B oder C entspricht und das Verhältnis von Stütz- zu Feldmomenten zwischen 0,5 und 2 liegt. Bei stabförmigen Bauteilen ist stets ein „vereinfachter“ Nachweis der plastischen Rotation nach DIN EN 1992-1-1, 5.6.3 zu führen. Dieser ist allerdings meist so rechenaufwendig, dass sich a priori eine rechnergestützte nichtlineare Ermittlung der Schnittgrößen anbietet. Bei Scheiben ist ein Rotationsnachweis nach DIN EN 1992-1-1, 5.6.1 (NA.5) nicht erforderlich. Unabhängig von der Art des Bauteils ist zu beachten, dass für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Spannungsbegrenzungen, Rissbreitennachweis) stets eine Schnittgrößenermittlung auf linear-elastischer Grundlage erforderlich ist.

#### 1.5 Schnittgrößenermittlung unter Berücksichtigung nichtlinearen Materialverhaltens

In der Norm als „nichtlineare Verfahren“ bezeichnete Methoden beschreiben die Ermittlung der Traglasten eines vorgegebenen Systems. Damit beinhalten sie sowohl die Bestimmung der Schnittgrößenverteilung innerhalb des Systems als auch die Bemessung aller Querschnitte des Tragwerks. Die erforderliche Bewehrungsmenge wird somit implizit nachgewiesen. (Üblicherweise ist jedoch nur die Bemessung für Biegung und Normalkraft enthalten.) Auf Grund der Vielzahl der Parameter, welche das Berechnungsergebnis beeinflussen, sollte eine nichtlineare Berechnung nur von Ingenieuren mit großem Erfahrungsschatz und vertieften Kenntnissen in der softwaregestützten Tragwerksmodellierung durchgeführt werden. In aller Regel sind die linear-elastischen Verfahren zur Schnittgrößenermittlung (gegebenenfalls mit anschließender Umlagerung) ausreichend.

Grundsätzlich ist bei der Schnittgrößenermittlung zwischen den Auswirkungen geometrischer und physikalischer Nichtlinearitäten zu unterscheiden. Unter der geometrischen Nichtlinearität wird die Berücksichtigung der verformungsbedingten Zusatzschnittgrößen bei überwiegend druckbeanspruchten, stabilitätsgefährdeten Bauteilen verstanden. In der Baupraxis hat die Berücksichtigung geometrischer Nichtlinearitäten unter dem Begriff Theorie II. Ordnung Einzug in die Bemessung gehalten. Die Berechnung von Bauteilen unter Normalkraft nach Theorie II. Ordnung ist in DIN EN 1992-1-1, 5.8 geregelt.

Verfahren der Schnittgrößenermittlung, welche physikalische Nichtlinearitäten in Form nichtlinearer  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linien der Werkstoffeigenschaften von Beton und Stahl berücksichtigen, können sowohl im Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit verwendet werden. Sie erfassen das Deformationsverhalten des Baustoffes wirklichkeitsnäher und erfüllen alle Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen in jedem Querschnitt des Bauteils. Neben den genannten nichtlinearen Materialeigenschaften beeinflusst eine Vielzahl weiterer Parameter die Schnittgrößenverteilung in statisch unbestimmt gelagerten Bauteilen, die in Tabelle 1.1 dargestellt sind (vgl. *Graubner (1988)*). Aus Vereinfachungsgründen werden in aller Regel viele dieser Einflussgrößen bei der Schnittgrößenermittlung vernachlässigt und im Wesentlichen nur die nichtlinearen Materialeigenschaften erfasst.

**Tabelle 1.1:** Übersicht möglicher Einflussparameter auf die nichtlineare Berechnung

Material	Stoffgesetze (Spannungs-Dehnungs-Beziehungen), Betonzusammensetzung und Betonfestigkeit, Stahlsorte und Stahlfestigkeit, Verbund zwischen Stahl und Beton, Mitwirkung des Betons auf Zug (Tension Stiffening)
Querschnitt	Querschnittsgeometrie, Querschnittsabmessungen, Längsbewehrungsprozentsatz, Druckbewehrungsanteil, Stababstand, Stabdurchmesser, Betondeckung, Bügelabstand, Bügeldurchmesser, Normalkraftbeanspruchung, Zeiteinflüsse, Dauerbeanspruchung
System	Systemabmessungen, Trägerschlankheit, Schub schlankheit und Versatzmaß, Art der Einwirkung, Lastanordnung, Breite der Lastübertragungsbereiche, Verhältnis Verkehrslast zu Gesamtlast, Belastungsgeschwindigkeit
Modellbildung	Sicherheitskonzept, Versagenskriterium, Iterationsverfahren, Modellbildung

Bei statisch unbestimmt gelagerten Biegebauteilen kann eine nichtlineare Schnittgrößenermittlung durch die Aktivierung von Systemreserven zu Bewehrungseinsparungen gegenüber einer linear-elastischen Schnittgrößenermittlung führen. Dies setzt voraus, dass veränderliche Nutzlasten vorliegen, die aufgrund ihrer feldweisen Anordnung eine Spreizung der Momentenlinie in den verschiedenen Einwirkungskombinationen bewirken. Wegen des hohen Berechnungsaufwands lohnt sich eine nichtlineare Schnittgrößenermittlung unter dem Gesichtspunkt einer möglichen Bewehrungseinsparung jedoch nur bei hohen Nutzlasten und hochbewehrten Bauteilen.

Für schlanke Druckglieder innerhalb von Rahmentragwerken führt eine nichtlineare Schnittgrößenermittlung unter Verwendung wirklichkeitsnaher Materialgesetze zu realistischen Verformungen nach Theorie II. Ordnung. Eine nichtlineare Berechnung kann hierbei zu wirtschaftlicheren Ergebnissen gegenüber einer linear-elastischen Berechnung mit anschließender Anwendung des Nennkrümmungsverfahrens nach DIN EN 1992-1-1, 5.8.8 führen, da letzteres unter bestimmten Randbedingungen sehr konservative Ergebnisse liefert. Dies ist beispielsweise bei geringen Lastausmitten von weniger als 10 % der Querschnittshöhe der Fall.

Bei einer nichtlinearen Berechnung der Schnittgrößen sind folgende Gesichtspunkte zu beachten:

- Das nichtlineare Last-Verformungs-Verhalten wird von vielen Eingangsgrößen beeinflusst, u. a. wird für jeden Lastschritt die aktuelle Bauteilsteifigkeit benötigt. Aus diesem Grund müssen für eine nichtlineare Berechnung im Vorfeld die Bauteilabmessungen einschließlich der im Querschnitt angeordneten Bewehrung bekannt sein. Daher ist eine Vorbemessung – gegebenenfalls unter Ermittlung der Schnittgrößen nach der Elastizitätstheorie – erforderlich. Darauf aufbauend kann im Anschluss eine nichtlineare Berechnung mit iterativer Anpassung der Bewehrung erfolgen. Der sich ergebende hohe Berechnungsaufwand ist nur mit dem Einsatz von Computern zu bewerkstelligen.
- Für jede Einwirkungskombination sind die Schnittgrößen getrennt zu ermitteln, da das Superpositionsprinzip in aller Regel nicht mehr gültig ist.
- Die der Bemessung zu Grunde liegenden Werkstoffgesetze und das verwendete Sicherheitsformat müssen aufeinander abgestimmt sein.
- Bei Stab- oder Plattentragwerken können Schubverformungen in der Regel vernachlässigt werden. Gegebenenfalls ist der Einfluss von Schubverformungen auf die Schnittgrößenverteilung zu kontrollieren. Dies gilt insbesondere für scheibenartige Bauteile, bei denen die Schubverzerrungen die Spannungsverteilung und somit die Bemessung maßgeblich beeinflussen.
- Das nichtlineare Berechnungsmodell deckt in der Regel nur die Bemessung auf Biegung und Normalkraft sowie den Stabilitätsnachweis ab. Weitere erforderliche Nachweise, wie z. B. Querkraft- und Durchstanznachweise, sind im Anschluss an die nichtlineare Berechnung separat zu erbringen. Die erforderlichen Schnittgrößen können jedoch der nichtlinearen Berechnung bei Ansatz von Bemessungswerten der Einwirkungen entnommen werden.
- Bei vorwiegend ruhender Belastung dürfen die Auswirkungen der vorausgegangenen Lastgeschichte nach DIN EN 1992-1-1, 5.7 (3) im Allgemeinen vernachlässigt werden.
- Das Kriechen des Betons kann einen signifikanten Einfluss auf das Berechnungsergebnis haben. Kriechverformungen sind daher angemessen zu berücksichtigen.
- Die Aufnahmefähigkeit nichtelastischer Verformungen bzw. die Rotationsfähigkeit in örtlichen

Bereichen ist zu überprüfen, siehe DIN EN 1992-1-1, 5.7 (2).

Durch den Ansatz nichtlinearer Werkstoffgesetze, die Berücksichtigung einer Rissbildung und die Erfassung der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen kann die nichtlineare Schnittgrößenermittlung im Vergleich zu den anderen Verfahren die tatsächlich im Bauteil vorhandenen Schnittgrößen am besten modellieren. Als Grundlage der physikalisch nichtlinearen Berechnung wird ein realistischer Spannungs-Dehnungs-Verlauf des Betons gemäß DIN EN 1992-1-1, Bild 3.2 (siehe Bild 1.6), der Spannungs-Dehnungs-Verlauf für kalt- und warmverformten Betonstahl gemäß DIN EN 1992-1-1/NA, Bild NA.3.8.1 und der Spannungs-Dehnungs-Verlauf für Spannstahl gemäß DIN EN 1992-1-1/NA, Bild NA.3.10.1 für die Berechnung verwendet. Somit sind im Gegensatz zu den anderen drei in DIN EN 1992-1-1 enthaltenen Vorgehensweisen zur Ermittlung von Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei einer nichtlinearen Ermittlung der Schnittgrößen die verwendeten Stoffgesetze mit den in der Bemessung verwendeten Stoffgesetzen konsistent.

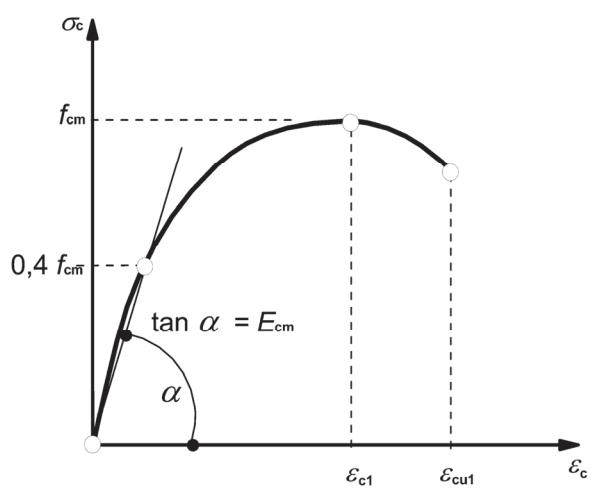
Die in Bild 1.6 dargestellte Spannungs-Dehnungs-Linie lässt sich nach DIN EN 1992-1-1 mathematisch folgendermaßen beschreiben:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \quad (1.14)$$

Dabei ist  $\eta$  die bezogene Dehnung  $\varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$  und  $k$  ist ein Wert, der die Völligkeit bzw. Nichtlinearität der Spannungs-Dehnungs-Linie definiert:

$$k = \frac{1,05 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}} \quad (1.15)$$

Bei linear-elastischem Verhalten ergäbe sich  $k = 1$ . Lässt sich die Spannungs-Dehnungs-Linie durch eine quadratische Parabel beschreiben, so ist  $k = 2$ .



**Bild 1.6:** Spannungs-Dehnungs-Linie für die Schnittgrößenermittlung mit nichtlinearen Verfahren (DIN EN 1992-1-1, Bild 3.2)

Zur Berücksichtigung von Kriechverformungen kann bei allen nachfolgend dargestellten Verfahren die Spannungs-Dehnungs-Linie wie folgt modifiziert werden, siehe DAfStb-Heft 600: Die Dehnungswerte  $\varepsilon_{c1}$  und  $\varepsilon_{cu1}$  werden mit dem Faktor  $(1 + \varphi_{ef})$  multipliziert und der Wert des Elastizitätsmoduls wird durch den Faktor  $(1 + \varphi_{ef})$  geteilt. Hierbei ist  $\varphi_{ef}$  die effektive Kriechzahl nach DIN EN 1992-1-1, 5.8.4 (2), welche berücksichtigt, dass nur die quasi-ständigen Beanspruchungen Kriechverformungen erzeugen. Der Parameter  $k$  nach Gleichung (1.15) wird durch diese Modifikation nicht beeinflusst.

Bei einer Bemessung unter Berücksichtigung nichtlinearer Werkstoffeigenschaften muss nachgewiesen werden, dass das Tragwerk die einwirkenden Lasten mit einer ausreichenden Zuverlässigkeit aufnehmen kann. Die rechnerische Versagenswahrscheinlichkeit darf somit den zulässigen Wert nicht überschreiten. Da voll probabilistische Berechnungen (bspw. Monte-Carlo-Simulationen) aufgrund des Aufwandes und der größtenteils fehlenden statistischen Daten in der Baupraxis nicht möglich sind, muss auf vereinfachte Verfahren zurückgegriffen werden. Hierbei ist zu beachten, dass realistische Verformungen nur dann bestimmt werden, wenn „echte“ Mittelwerte der Materialeigenschaften zu Grunde gelegt werden. Dies bedeutet, dass die Verwendung der reduzierten Bemessungswerte der Materialeigenschaften zu einer rechnerischen Überschätzung der auftretenden Verformungen führt. Bei statisch unbestimmt gelagerten Biegebauteilen ist der Einfluss der absoluten Verformungen auf die Schnittgrößenverteilung von unterge-

ordneter Bedeutung. Bei Rahmentragwerken mit integrierten Druckgliedern hängen die nach Theorie II. Ordnung entstehenden Schnittgrößen jedoch signifikant von der Bauteilverformung ab. Bei Verwendung „echter“ Mittelwerte für die Materialeigenschaften ist zusätzlich zu beachten, dass die berechnete Systemtraglast mit einem globalen Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite zu versehen ist, der von der Versagensart (Betonversagen, Stahlversagen, Stabilitätsversagen) abhängt. Bei einer iterativen, softwaregestützten Traglastberechnung ist die maßgebende Versagensart a priori aber nicht eindeutig festlegbar. Um dieses Problem zu umgehen, wurden verschiedene Nachweisverfahren entwickelt, die letzteren Sachverhalt berücksichtigen, siehe auch *Zilch/Tecusan (2017)*. Diese werden nachfolgend dargestellt:

a) Allgemeines Verfahren nach DIN EN 1992-1-1, 5.8.6

Gemäß DIN EN 1992-1-1, 5.8.6 (3) darf der Bemessungswert der Tragfähigkeit ermittelt werden, indem der Berechnung die nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Diagramme von Beton und Stahl unter Ansatz von Bemessungswerten der Materialeigenschaften zu Grunde gelegt werden. In Gleichung (1.14) zur Beschreibung der Spannungs-Dehnungs-Linie von Beton sowie bei der Bestimmung des zugehörigen  $k$ -Wertes nach Gleichung (1.15) werden  $f_{cm}$  durch  $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$  und  $E_{cm}$  durch  $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE}$  ersetzt. Daraus folgt ein höherer  $k$ -Wert und dadurch eine größere Völligkeit der Spannungs-Dehnungs-Linie im Vergleich zu jener auf Basis von Mittelwerten. Der bei Verwendung von Bemessungswerten resultierende Wert  $k_d$  ergibt sich mit  $\gamma_{CE} = 1,5$  zu:

$$\begin{aligned} k_d &= \frac{1,05 \cdot E_{cd} \cdot \varepsilon_{c1}}{f_{cd}} \\ &= \frac{1,05 \cdot \frac{E_{cm}}{1,5} \cdot \varepsilon_{c1}}{\frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{1,5}} \quad (1.16) \\ &= k \cdot \frac{f_{cm}}{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}} \end{aligned}$$

b) Modifiziertes allgemeines Verfahren nach DIN EN 1992-1-1, 5.8.6/NA

Durch DIN EN 1992-1-1/NA, NDP zu 5.8.6 (3) wird die Vorgehensweise derart angepasst, dass zur Ermittlung

der Formänderungen (und somit zur nichtlinearen Schnittgrößenermittlung) Bemessungswerte verwendet werden dürfen, „die auf den Mittelwerten der Baustoffkennwerte beruhen“. Anstatt des Bemessungswertes  $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$  darf demnach  $f_{cm} / \gamma_c$  zur Schnittgrößenermittlung verwendet werden. Weil nach deutschem Nationalen Anhang beide Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_c$  und  $\gamma_{CE}$  1,5 betragen, ergibt sich der gleiche  $k$ -Wert wie bei einer Verwendung „echter“ Mittelwerte der Betoneigenschaften. Die Tragfähigkeit im kritischen Querschnitt ist im Anschluss an die nichtlineare Schnittgrößenermittlung mit den Bemessungswerten der Baustofffestigkeiten nachzuweisen („doppelte Buchführung“). Der zu Beginn dieses Unterkapitels beschriebene Grundsatz, dass eine nichtlineare Schnittgrößenermittlung bereits eine Bemessung in allen Querschnitten des Tragwerks beinhaltet, gilt somit nicht für diese Vorgehensweise.

c) Nichtlineares Verfahren nach DIN EN 1992-1-1/NA, 5.7 ( $\gamma_R$ -Verfahren mit „rechnerischen“ Mittelwerten)

Ein weiteres Verfahren zur nichtlinearen Schnittgrößenermittlung ist in DIN EN 1992-1-1/NA, 5.7 (NA.7)–(NA.15) beschrieben. Hierbei ist die Verwendung eines einheitlichen Teilsicherheitsbeiwertes  $\gamma_R$  auf der Widerstandsseite vorgesehen. Dieser wird auf eine Systemtragfähigkeit  $R_{sys}$  angewendet, die unter Verwendung „rechnerischer“ Mittelwerte bestimmt wird. Nach DIN EN 1992-1-1/NA, 5.7 (NA.12) gilt der Grenzzustand der Tragfähigkeit als erreicht, „wenn in einem beliebigen Querschnitt des Tragwerks die kritische Stahldehnung oder die kritische Betondehnung oder am Gesamtsystem oder Teilen davon der kritische Zustand des indifferenten Gleichgewichts erreicht ist“. Das Verfahren beinhaltet somit den Nachweis hinreichender Tragfähigkeit, welcher gemäß DIN EN 1992-1-1/NA, 5.7 (NA.7) mit nachstehendem Ansatz erfolgt:

$$\frac{\sum \gamma_F \cdot F_k = F_d \leq R_d}{= \frac{R_{sys}(f_{cR}; f_{yR}; f_{tR}; f_{p0,1R}; f_{pR})}{\gamma_R}} \quad (1.17)$$

Dabei sind:

$f_{cR}$  rechnerischer Mittelwert der Festigkeit des Betons  
 $f_{yR}; f_{tR}$  rechnerischer Mittelwert der Streckgrenze bzw. der Zugfestigkeit des Betonstahls

$f_{p0,1R}$ ; $f_{pR}$	rechnerischer Mittelwert der 0,1 %-Dehngrenze bzw. der Zugfestigkeit des Spannstahls
$\gamma_R$	Teilsicherheitsbeiwert für den Systemwiderstand

Nach DIN EN 1992-1-1/NA, 5.7 (NA.10) gilt für die rechnerischen Mittelwerte der Baustoffeigenschaften:

$$\begin{aligned} f_{cR} &= 0,85 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck} \\ f_{yR} &= 1,1 \cdot f_{yk} \\ f_{tR} &= 1,05 \cdot f_{yR} \text{ (für B500A)} \\ f_{tr} &= 1,08 \cdot f_{yR} \text{ (für B500B)} \\ f_{p0,1R} &= 1,1 \cdot f_{p0,1k} \end{aligned}$$

Die von *König/Tue* (1997) vorgeschlagene Verwendung eines „rechnerischen Mittelwertes“ für die Bетondruckfestigkeit ( $f_{cR}$ ) bei gleichzeitigem Ansatz eines wirklichkeitsnahen Mittelwertes für die Stahlstreckgrenze ( $f_{yR}$ ,  $f_{tr}$ ) umgeht die Berücksichtigung der Versagensart beim Tragfähigkeitsnachweis und ermöglicht die Anwendung eines einheitlichen Teilsicherheitsbeiwertes  $\gamma_R$ . Für den Teilsicherheitsbeiwert kann nach DIN EN 1992-1-1/NA, 5.7 (NA.10) für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen ein einheitlicher Wert von  $\gamma_R = 1,3$  verwendet werden. Für außergewöhnliche Bemessungssituationen kann der Teilsicherheitsbeiwert auf  $\gamma_R = 1,1$  vermindert werden. Aus den nachfolgend dargestellten Gleichungen (1.18) und (1.19) wird ersichtlich, dass damit bei Verwendung der rechnerischen Mittelwerte der Baustoffeigenschaften sowohl für Beton- als auch Stahlversagen ein einheitliches Zuverlässigkeitseiveau erreicht wird.

Betonversagen:

$$\begin{aligned} \frac{f_{cR}}{f_{cd}} &= \frac{0,85 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c} = 1,275 \\ &\approx 1,3 = \gamma_R \end{aligned} \quad (1.18)$$

Stahlversagen:

$$\frac{f_{yR}}{f_{yd}} = \frac{1,1 \cdot f_{yk}}{f_{yk} / \gamma_s} = 1,265 \approx 1,3 = \gamma_R \quad (1.19)$$

Das  $\gamma_R$ -Verfahren wurde zunächst für Biegebauteile entwickelt. Bei der Anwendung auf schlanke Druckglieder oder Rahmentragwerke ist zu beachten, dass auch ein rechnerischer Mittelwert des Elastizitätsmoduls von  $E_{cR} = 0,85 \cdot E_{cm}$  verwendet werden sollte, um die Streuung des Elastizitätsmoduls angemessen zu

berücksichtigen, siehe DAFStb-Heft 600. Der einheitliche Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_R = 1,3$  gilt damit auch für den Fall des Stabilitätsversagens:

$$\begin{aligned} \frac{E_{cR}}{E_{cd}} &= \frac{0,85 \cdot E_{cm}}{E_{cm} / \gamma_{cE}} = 1,275 \\ &\approx 1,3 = \gamma_R \end{aligned} \quad (1.20)$$

Zur mathematischen Beschreibung der nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Linie gemäß Gleichung (1.14) müssen bei gegebenem Elastizitätsmodul und gegebener Betonfestigkeit entweder der  $k$ -Wert oder die Dehnungen  $\varepsilon_{c1}$  und  $\varepsilon_{cu1}$  gegenüber den Werten bei Verwendung „echter“ Mittelwerte angepasst werden. Soll die Völligkeit und somit der  $k$ -Wert dem wahren Materialverhalten entsprechen, so müssen die Dehnungen reduziert werden:

$$\varepsilon_{c1,R} = \varepsilon_{c1} \cdot \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{f_{cm}} \quad (1.21)$$

$$\varepsilon_{cu1,R} = \varepsilon_{cu1} \cdot \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{f_{cm}} \quad (1.22)$$

Nachteilig bei dieser Vorgehensweise ist, dass auf Grund der verringerten Betondehnung der Bewehrungsstahl in einigen Fällen nicht die Streckgrenze erreicht, obwohl nach anderen Verfahren die Fließspannung angesetzt werden könnte. Werden die Dehnungen nicht modifiziert, hat dies analog zu Verfahren a) eine Vergrößerung der Völligkeit zur Folge:

$$k_R = k \cdot \frac{f_{cm}}{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}} \quad (1.23)$$

Durch die vergrößerte Völligkeit ergeben sich im Vergleich zur Variante mit modifizierter Dehnung teilweise geringfügig erhöhte Querschnittstragfähigkeiten. Bei normalfesten Betonen fällt die Tragfähigkeitserhöhung jedoch sehr gering aus, sodass diese als unproblematisch zu betrachten ist.

d) Method of Estimation of a Coefficient of Variation of Resistance nach *fib Model Code 2010* (ECOV-Verfahren)

Das ECOV-Verfahren gehört zu den Verfahren mit einem globalen Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite. Die Methode ist derzeit im *fib Model Code 2010* dargestellt und wird möglicherweise in die neue Generation von EN 1992-1-1 übernommen. Der Grundgedanke des ECOV-Verfahrens liegt darin, die

nichtlineare Berechnung auf Basis „echter“ Mittelwerten durchzuführen und anschließend über einen geeigneten globalen Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_R$  auf der Widerstandsseite zu reduzieren. Dadurch, dass „echte“ Mittelwerte der Materialparameter verwendet werden, ist der erforderliche Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_R$  jedoch von der Versagensart abhängig. Innerhalb des ECOV-Verfahrens wird der Teilsicherheitsbeiwert daher über eine näherungsweise Bestimmung des Variationskoeffizienten (engl. coefficient of variation) ermittelt. Hierzu sind zunächst zwei nichtlineare Berechnungen notwendig, von denen die erste auf Basis von Mittelwerten und die zweite auf Basis von charakteristischen Werten zu erfolgen hat. Anschließend wird der Variationskoeffizienten der Tragfähigkeit  $V_R$  näherungsweise berechnet:

$$V_R = \frac{1}{1,65} \cdot \ln \left( \frac{R_m}{R_k} \right) \quad (1.24)$$

Über den Variationskoeffizienten kann dann der Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_R$  bestimmt werden:

$$\gamma_R = e^{\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R} \quad (1.25)$$

Für den Sensitivitätsbeiwert  $\alpha_R$  und den Ziel-Zuverlässigkeitsexponent  $\beta$  sind die in DIN EN 1990 definierten Werte  $\alpha_R = 0,8$  und  $\beta = 3,8$  anzusetzen. Der so berechnete globale Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_R$  berücksichtigt noch keine Modellunsicherheiten, weswegen er mit einem Faktor  $\gamma_{Rd}$  multipliziert werden muss. Dieser liegt bei  $\gamma_{Rd} = 1,06$  für gut validierte numerische Modelle mit geringer und bei  $\gamma_{Rd} = 1,1$  für gut validierte Modelle mit höherer Streuung, siehe *fib Model Code 2010*. Der Bemessungswert der Tragfähigkeit  $R_d$  ergibt sich schließlich zu:

$$R_d = \frac{R_m}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}} \quad (1.26)$$

Um dieses Verfahren auch für schlanke Druckglieder mit Einflüssen aus Theorie II. Ordnung oder Stabilitätsversagen anwenden zu können, ist die Definition eines charakteristischen Wertes des Elastizitätsmoduls zur Berechnung von  $R_k$  erforderlich. Wenn der Elastizitätsmodul der entscheidende Materialparameter für die Tragfähigkeit ist (Stabilitätsversagen),

ergäbe sich ansonsten  $R_m \approx R_k$  und somit ein Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_R \approx 1,0$ . In üblichen Fällen kann zur Berechnung von  $R_k$  näherungsweise ein charakteristischer Elastizitätsmodul von  $E_{ck} \approx 0,85 E_{cm}$  angesetzt werden. Bei alleiniger, linearer Abhängigkeit der Traglast vom Beton-Elastizitätsmodul und  $\gamma_{Rd} = 1,1$  ergäbe sich hierdurch ein Teilsicherheitsbeiwert von  $\gamma_R \cdot \gamma_{Rd} \approx 1,5 = \gamma_{ce}$ .

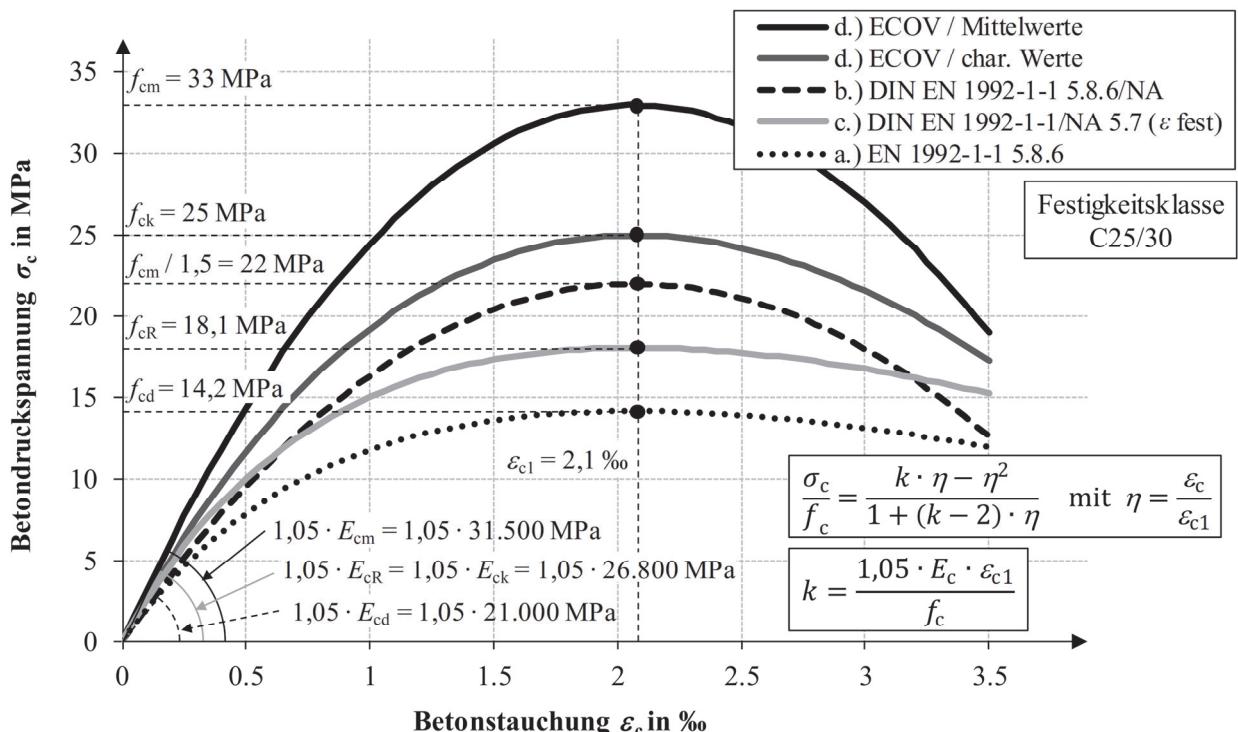
Es ist festzustellen, dass die vier dargestellten Verfahren im Regelfall zu ähnlichen Bemessungsergebnissen führen. Die nichtlineare Berechnung findet bei den Verfahren c) und d) auf dem Niveau der  $\gamma_R$ -fachen Bemessungswerte der Einwirkungen statt. Bei Verwendung der Verfahren a) und b) erfolgt die nichtlineare Berechnung der Traglast jedoch auf dem geringeren Niveau der Bemessungswerte der Einwirkungen. Hierdurch werden die Auswirkungen der geringer angesetzten Materialsteifigkeiten auf die Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung ausgeglichen.

Eine Übersicht der vier zuvor beschriebenen Verfahren ist in Tabelle 1.2 gegeben, wobei für die Materialeigenschaften exemplarisch die Betondruck- und -zugfestigkeit, der Betonelastizitätsmodul sowie die Streckgrenze des Bewehrungsstahls angegeben sind. Die Betonzugfestigkeit  $f_{ct}$ , welche bei einer nichtlinearen Berechnung benötigt wird, normativ für die nichtlineare Berechnung aber nicht definiert ist, kann analog zur Druckfestigkeit angesetzt werden. Für den charakteristischen Wert der Zugfestigkeit ist der untere Quantilwert  $f_{ctk;0,05}$  zu verwenden, um die Sensitivität der Zugfestigkeit angemessen zu berücksichtigen. Die bei der nichtlinearen Berechnung in den verschiedenen Verfahren für den Beton anzusetzenden Spannungs-Dehnungs-Beziehungen sind in Bild 1.7 beispielhaft für einen Beton der Festigkeitsklasse C25/30 dargestellt. Für den charakteristischen Wert des Beton-Elastizitätsmoduls, welcher innerhalb des ECOV-Verfahrens benötigt wird, liegt in erster Näherung  $E_{ck} = 0,85 E_{cm}$  zu Grunde.

Der Elastizitätsmodul des Betonstahls ist bei allen Verfahren mit  $E_{sd} = E_{sr} = E_{sm} = 200\,000 \text{ N/mm}^2$  anzusetzen.

**Tabelle 1.2:** Übersicht der Verfahren für die nichtlineare Schnittgrößenermittlung und Bemessung

Verfahren	a) Allgemeines Verfahren	b) Modifiziertes allgemeines Verfahren	c) $\gamma$ -Verfahren	d) ECOV-Verfahren
Normverweis	DIN EN 1992-1-1, 5.8.6	DIN EN 1992-1-1, 5.8.6/NA	DIN EN 1992-1-1, 5.7/NA	fib Model Code 2010
Eingangsparameter der nichtlinearen Berechnung  * $\gamma_{CE}$ gemäß deutschem NA	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/1,5$ $f_{ctd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ctk}/1,5$ $E_{cd} = E_{cm}/1,5^*$ $f_{yd} = f_{yk}/1,15$  * $\gamma_{CE}$ gemäß deutschem NA	$f_{cd}^* = f_{cm}/1,5$ $f_{ctd}^* = f_{ctm}/1,5$ $E_{cd} = E_{cm}/1,5$ $f_{yd}^* = f_{ym}/1,15$	$f_{cR} = 0,85 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ck}$ $f_{ctR} = 0,85 \cdot \alpha_{cc} \cdot f_{ctk}$ $E_{cR} = 0,85 \cdot E_{cm}$ $f_{yR} = 1,1 \cdot f_{yk}$	$f_{cm}; f_{ctm}; E_{cm}; f_{ym}$ (zur Berechnung von $R_m$ ) $f_{ck}; f_{ctk}; E_{ck}; f_{yk}$ (zur Berechnung von $R_k$ )
Bemessungswert der Tragfähigkeit $R_d =$	$R(f_{cd}; E_{cd}; f_{yd})$	Nur zur Schnittgrößenermittlung geeignet, anschließende Querschnittsbemessung erforderlich!	$\frac{R(f_{cR}; E_{cR}; f_{yR})}{1,3}$	$\frac{R(f_{cm}; E_{cm}; f_{ym})}{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_R}$ $\gamma_R = e^{\alpha_R \cdot \beta \cdot V_R}$ $V_R = \frac{1}{1,65} \cdot \ln \left( \frac{R_m}{R_k} \right)$ $\alpha_R$ und $\beta$ gemäß EN 1990, $\gamma_{Rd}$ in Abhängigkeit der Modellunsicherheit

**Bild 1.7:** Spannungs-Dehnungs-Linien für die nichtlineare Berechnung bei verschiedenen Sicherheitsformaten für Beton der Festigkeitsklasse C25/30

## 1.6 Softwaregestützte Schnittgrößenermittlung

### 1.6.1 Einführung

Die heutzutage zur Verfügung stehende Hardware und die leistungsfähigen Computerprogramme ermöglichen den Entwurf und die Berechnung komplexer Tragsysteme und entbinden den Tragwerksplaner weitgehend von monotoner Rechenarbeit (bspw. Lastfallüberlagerungen, Bemessung in verschiedenen Schnitten). Die grafische Eingabe des Systems oder die automatische Generierung komplexer Strukturen ist sehr einfach und schnell. Diese Entwicklung ist sehr zu begrüßen, da sie Freiheiten für den Tragwerksentwurf schafft. Andererseits ist zu befürchten, dass mit der Einführung des Building Information Modeling (BIM) zunehmend komplexe 3-dimensionale Gebäudemodelle von Personen in der Tragwerksberechnung angewandt werden, welche nicht über das entsprechende Fachwissen verfügen. Diesbezüglich sei auf DIN EN 1992-1-1, 1.3 (1) hingewiesen. Hiernach gehen die in der Norm enthaltenen Bemessungsverfahren und Vorgaben davon aus, dass das Tragwerk von entsprechend qualifizierten und erfahrenen Personen geplant und errichtet wird. Die VDI-Richtlinie 6201 weist im Blatt 1 darauf hin, dass numerische Verfahren nur von Bauingenieuren mit eingehender Erfahrung in der Tragwerksberechnung und in der numerischen Berechnung angewandt werden sollen. Hierfür ist ein universitäres Studium mit dem Abschluss Dipl.-Ing., M.Eng. und M.Sc. und entsprechender Vertiefung sowie eine mindestens 2-jährige einschlägige Berufserfahrung erforderlich.

Die räumliche Darstellung des Tragsystems einschließlich der Querschnitte und Lagerungsbedingungen auf dem Computerbildschirm und die Ähnlichkeit zum realen Tragwerk suggerieren dem Anwender einer Software, dass sein Rechenmodell das Tragverhalten des realen Bauteils bzw. Bauwerks richtig wiedergibt. Dabei können drei wichtige Aspekte übersehen werden:

1. Das verwendete numerische Rechenmodell basiert, wie auch eine Handrechnung, auf Annahmen und Vereinfachungen.
2. Die Finite Elemente Methode ist ein Näherungsverfahren.
3. Die Softwarehersteller garantieren nicht die Fehlerfreiheit der ausgelieferten Software (bspw. bei der Bemessung). Sie können im Allgemeinen nur

bei nachgewiesenem fahrlässigen Verhalten haftbar gemacht werden. Dies trifft beispielsweise zu, wenn die Software vor der Auslieferung nicht getestet wurde oder wenn auftretende gravierende, d. h. sicherheitsrelevante Softwarefehler dem Anwender nicht unverzüglich mitgeteilt werden.

Es ist daher unabdingbar, dass sich der Softwareanwender von der Richtigkeit des Rechenmodells und den Ergebnissen durch unabhängige Kontrollen überzeugt, da er für die Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks weitgehend allein verantwortlich ist. Überprüft er seine Berechnungen nicht und vertraut auf die Prüfinstanz, verletzt er seine Sorgfaltspflicht.

Die automatische Generierung von Gebäudemodellen führt dazu, dass sich das Tätigkeitsfeld von Tragwerksplanern von der Aufstellung des FE-Models auf die Kontrollen der Rechenergebnisse verlagert. Die fachlichen Anforderungen nehmen hierbei erheblich zu, da neben den ingenieurspezifischen Kenntnissen (Baustatik, Bemessung, ...) noch Fachwissen über die Software sowie die darin implementierten mechanischen Modelle und numerischen Algorithmen erforderlich ist.

Nachfolgend werden Hinweise zur Kontrolle einer numerischen Tragwerksanalyse sowie mögliche Fehlerquellen gegeben. Die Ausführungen beschränken sich auf Berechnungen, welche auf der Finite-Elemente Methode beruhen, wobei die meisten Aussagen auch für andere Rechenverfahren gelten. Weitere Informationen können der Literatur entnommen werden (z. B. *Rombach (2007)*, *Hartmann (2002)*).

Die Grundlage jeder Kontrolle sollten Berechnungen an einfachen statischen Ersatzsystemen sowie die Veranschaulichung des Kraftflusses bilden. Nur hiermit lassen sich prinzipielle Fehler in der numerischen Berechnung erkennen.

Die verwendeten Computerprogramme sollten speziell bei Updates eingehend überprüft werden. Für die Verifizierung der Software, d. h. die Kontrolle, ob das Rechenprogramm mit den zugrundeliegenden Annahmen und Vereinfachungen die korrekte Lösung liefert, sind Beispiele in der VDI Richtlinie 6201, Blatt 2 zu finden. Weiterhin sollten die Softwarehersteller im Rahmen ihrer Eigenüberwachung entsprechende Unterlagen zur Verfügung stellen. Die Verifizierung garantiert nicht, dass das Ergebnis einer Berechnung der Realität entspricht. Wenn in einem Rechenprogramm ein unzutreffendes Verfahren zur Berücksichtigung

der Steifigkeit des Betons im Zustand II implementiert ist, würde die Verifizierung gelingen. Lediglich mit einer Validierung, bspw. durch Nachrechnung von Versuchen, kann man die Richtigkeit einer Berechnung überprüfen.

### 1.6.2 Geometriekontrolle

Die Kontrolle eines Strukturmodells sollte weitgehend auf der Basis von maßstäblichen grafischen Darstellungen erfolgen. Hierzu sind entsprechende zweidimensionale Schnittbilder des Bauwerks anzufertigen, auf denen die Abmessungen und die Lage einzelner Bauteile durch einfaches Abmessen mit der erforderlichen Genauigkeit entnommen werden kann. Sinnvoll sind auch vom Rechenprogramm automatisch erzeugte Maßketten. Die festgehaltenen Verformungs- und Verdrehungsfreiheitsgrade von Lagerungen sollten eindeutig auf dem Ausdruck erkennbar sein. Stabquerschnitte sind einschließlich der Lage der Bewehrung sowie der Schwer- und Schubmittelpunkte grafisch darzustellen. Zur Kontrolle sind die Querschnittswerte ( $A, I_y, \dots$ ) numerisch auszugeben.

### 1.6.3 Modellannahmen - Elementierung

Ein Tragwerk kann mit Stab-, Platten-, Scheiben-, Schalen- und Volumenelementen idealisiert werden (Bild 1.8). Die einzelnen Finiten Elemente basieren auf verschiedenen Annahmen und Vereinfachungen, welche Auswirkungen auf die Rechenergebnisse haben. Wie bei der Handrechnung, so setzen auch die meisten Finiten Elemente einen linearen Dehnungs- und Spannungsverlauf über die Balkenhöhe bzw. die Platten- oder Schalendicke an. Diese Annahme trifft bei Stäben in den Diskontinuitätsbereichen (Auflager, Rahmenecken, Trägeröffnungen, Punktlasten etc.) und bei Flächentragwerken in den Singularitätsbereichen (Stützenlagerung, Wandenden, Öffnungen, spitze Ecken, Punktlasten etc.) nicht zu. Es ergeben sich abhängig von der Elementierung sehr große Schnittgrößen. Hierbei handelt sich um einen prinzipiellen Fehler des Rechenmodells, welcher sich auch durch spezielle Elemente, Knotenkopplungen oder stofflich nichtlineare Materialansätze nicht beseitigen lässt. Mittels geeigneter Modelle (Kopplungen, Ersatzstäbe, starre Scheibe) sollte die Steifigkeit der Unstetigkeitsbereiche möglichst realitätsnah erfasst werden, um damit genauere Verformungswerte und damit realistische Schnittgrößen in den übrigen Tragwerksbereichen zu erhalten. D-Bereiche sind mit Stabwerkmodellen oder Spannungsfelder händisch zu bemessen.

Die *Elementierung* sollte so fein sein, dass der Verformungs- und Schnittgrößenverlauf zutreffend erfasst wird. Die Rechenergebnisse dürfen sich bei einer weiteren Verkleinerung der Elemente in den relevanten Bereichen nicht ändern. Die maximale Elementgröße wird weiterhin durch die Einwirkung, z. B. die Größe der Aufstandsfläche einer Blocklast, bestimmt. Die FE-Methode basiert auf Knotenlasten. Einzel-, Linien- oder Flächenlasten werden programmintern auf die lastnahen Elementknoten verteilt. Hierdurch kann sich die rechnerische Lastfläche vergrößern. Daher sollte bspw. bei Flächentragwerken die Diskretisierung im Bereich von Blocklasten (Radlasten auf Brücken) ausreichend fein sein.

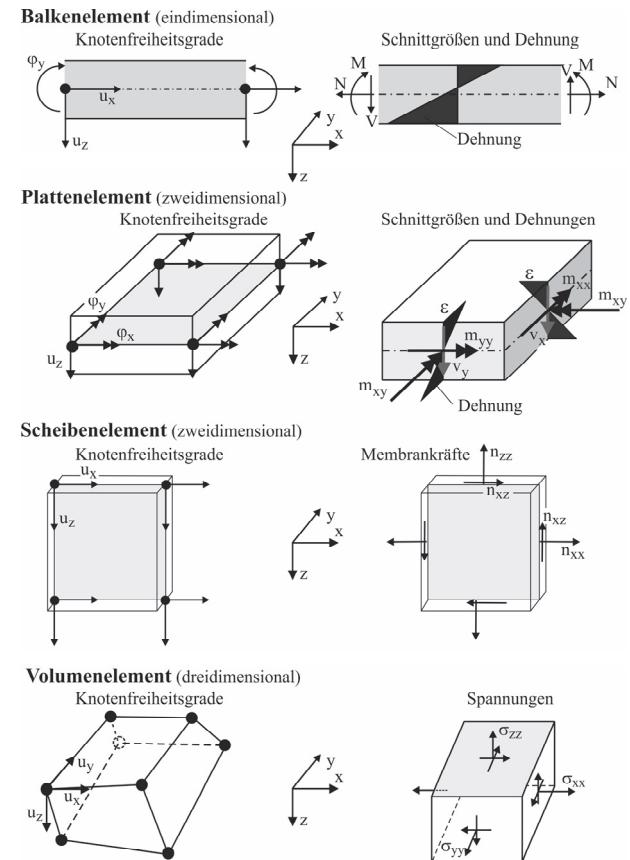


Bild 1.8: Typen von Finiten Elementen

Die Elementierung sollte auch so gewählt werden, dass das Rechenprogramm im bemessungsrelevanten Schnitt die erforderlichen Nachweise führt. Die programmgesteuerte Bemessung erfolgt oftmals nicht in den Knoten, sondern in der Mitte eines Elementes.

*Inkompatible Elemente:* Ein numerisches Tragwerkmodell kann aus unterschiedlichen Elementen bestehen. Hierbei ist darauf zu achten, dass die Freiheitsgrade zusammenstoßender Elemente übereinstimmen (Bild 1.9). Ansonsten werden Verformungen bzw.

Verdrehungen nicht richtig übertragen, wodurch sich vollkommen unzutreffende Schnittgrößen ergeben können. Ein Beispiel hierfür ist die Verbindung von Balken- mit Flächenelementen. Ein „reines“ Platten- element besitzt keine Verformungsfreiheitsgrade in der Plattenebene und keine Rotationsfreiheitsgrade senkrecht dazu. In einer Scheibe treten nur Membran- kräfte auf. Bei der Verbindung eines Balken- mit einem Scheibenelement ist das Biegemoment am Stützenkopf immer gleich Null. Mit Hilfe einer steifen Verbindung des Stabendknotens mit mehreren Knoten an der Scheibenunterkante kann man versuchen, das Problem ingeniermäßig zu lösen. Hierbei soll erreicht werden, dass im Verbindungsknoten die Schwerachse des Stabelements immer senkrecht zur Plattenmittelfläche ist.

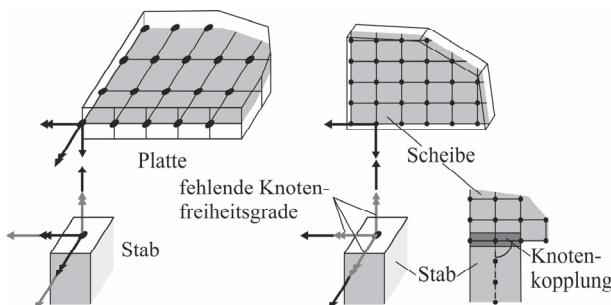


Bild 1.9: Inkompatible Elemente

#### 1.6.4 Auflager - Festhaltungen

Auch bei der Modellierung von realen Lagerungsbedingungen müssen Vereinfachungen und Annahmen getroffen werden. Beispielsweise werden bei Durchlaufträgern oder Flachdecken oftmals starre Punkt- lager angesetzt, wobei die Rotationssteifigkeit des flächigen Auflagers und mögliche Auflagerverschiebungen vernachlässigt werden. Letzteres kann bei sehr steifen, statisch unbestimmt gelagerten Tragwerken, wie z. B. bei mehrfeldrigen wandartigen Trägern, zu unsicheren Schnittgrößen führen.

Meistens werden die Festhaltungen vereinfachend in die Schwerachse eines Stabes bzw. in die Mittelfläche von Platten- und Schalenelementen angeordnet und nicht, wie in der Realität, an die Unterkante des Bau- teils. Diese Vereinfachung ist nur bei einer verschieblichen Lagerung und geringen Bauteilhöhen zulässig.

Der Einfluss einer Steifigkeitsabnahme infolge lokaler Rissbildung auf die Schnittgrößen und Verformungen ist zu überprüfen. Eine starre Einspannung bzw. Verbindung zweier Bauteile liegt bei Stahlbetonbau- teilen sehr selten vor, da der Betonquerschnitt im Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Regel aufreißt.

Beispielhaft sei dies an zwei Tragwerken erläutert. Bei Rahmentragwerken ist, falls relevant, die Biegesteifigkeit der Riegel zu reduzieren, da sich sonst ein unrealistisch großer Einspanngrad der schlanken Stützen ergeben kann (Nachweis nach Theorie II. Ordnung). Bei der Aussteifungsberechnung von Hochbauten am Gesamtmodell werden die Horizontalverformungen beim Ansatz eines elastischen Materialmodells unterschätzt. Die Steifigkeit der Stützen und Kerne ist gegebenenfalls sinnvoll abzuschätzen.

Zur Abbildung des Baugrundes werden meistens Feder- oder Kontakt- elemente verwendet. Diese als Bettungsmodulverfahren bezeichnete Methode vernachlässigt die Schubsteifigkeit des Bodens. Daher ergeben sich hiermit unzutreffenderweise keine Schnittgrößen in einer Fundamentplatte, wenn diese durch Gleichlasten belastet wird. Die Bodenkenngrößen unterliegen naturgemäß größeren Streuungen. Gegebenenfalls sind Parameterstudien durchzuführen.

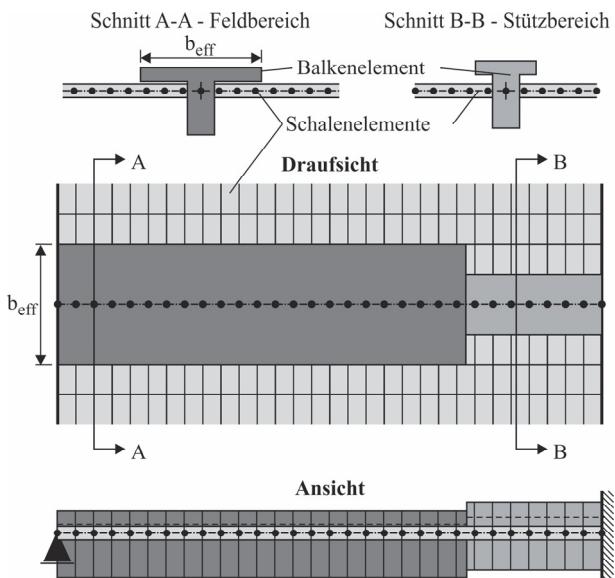


Bild 1.10: FE-Modell einer Unterzugsdecke

Unterzüge von Platten lassen sich vereinfachend durch Balkenelemente abbilden, welche in der Mittelfläche der Platte angeordnet sind (siehe Bild 1.10). Die Längssteifigkeit der Schalenelemente im Bereich des Flansches sollte vernachlässigt werden, wobei dies oftmals einen geringen Einfluss auf die Schnittgrößen und die Verformungen hat. Dieses Rechenmodell gilt nur, solange ein linearer Dehnungszustand im Plattenbalken (Stabelement) vorliegt.

### 1.6.5 Einwirkungen

Größe und Anordnung der Einwirkungen lassen sich am einfachsten grafisch kontrollieren. Weiterhin sollte man vor allem bei der netzfreien Eingabe der Einwirkungen die Summe der Kräfte in den einzelnen Lastfällen händisch bestimmen und mit den programmintern ermittelten Werten vergleichen.

Es wurde bereits darauf hingewiesen, dass die FE-Methode auf Knotenverformungen und -kräften basiert. Die Elementierung ist somit bei konzentrierten Einwirkungen (z. B. Blocklasten) so fein zu wählen, dass die Lastfläche und gegebenenfalls die Steifigkeit des Lasteinleitungsbereiches zutreffend abgebildet werden.

Mit der Wahl eines Elementtyps werden auch die zulässigen Einwirkungen festgelegt. So sind z. B. bei reinen Plattenelementen keine Lasten in der Plattenebene zulässig.

Eine Stahl- und Spannbetonkonstruktion ist verschiedenen Zwängen bspw. aus Temperaturänderungen, abfließender Hydratationswärme und behinderten Schwindverformungen ausgesetzt. Eine rechnerische Erfassung der hieraus resultierenden Beanspruchungen erfordert aufgrund des komplexen nichtlinearen Betonverhaltens viel Erfahrung. Berechnungen auf der Grundlage eines elastischen Materialverhaltens sind in Bereichen, in welchen Betonzugspannungen auftreten, nicht sinnvoll, da sich hiermit unrealistisch große Schnittgrößen ergeben. Die Steifigkeit des Betonquerschnitts im Zustand II ist daher sinnvoll abzuschätzen. Alternativ sind auch Berechnungen mit einem stofflich nichtlinearen Materialverhalten möglich. Hierbei sollte die Steifigkeit des gerissenen Betons nicht zu stark abgemindert werden.

Bei der Tragwerksberechnung sind verschiedene Herstellungs- oder Bauungenaugkeiten zu berücksichtigen. Die unplanmäßige Schiefstellung von Tragwerken nach DIN EN 1992-1-1, 5.2 lässt sich durch eine Eingabe des geneigten Systems oder durch Ersatzlasten berücksichtigen. Bei größeren FE-Modellen ist es sinnvoll, den Nachweis an kleinen Ersatzmodellen (Substrukturen) zu führen. Weiterhin sind bspw. bei Bohrpfählen Ungenauigkeiten der Lage zu beachten (DIN EN 1536, 8.1.1).

Die programminterne Überlagerung der einzelnen Lastfälle sollte stichprobenhaft kontrolliert werden. Insbesondere ist zu überprüfen, ob die angesetzten

Kombinationsbeiwerte den normativen Vorgaben für das betrachtete Bauwerk entsprechen.

Die zeitabhängigen Betonverformungen infolge Kriechen und Schwinden des Betons können signifikante Schnittgrößenänderungen hervorrufen und zu einer großen Zunahme der Verformungen führen. Letzteres lässt sich vereinfachend durch die Multiplikation des Elastizitätsmoduls mit  $1/(1 + \varphi_{ef})$  erfassen. Dies gilt jedoch lediglich bei elastischem Materialverhalten. Bei stofflich nichtlinearen Berechnungen ergibt sich die Verformung eines Balkens in gerissenen Bereichen aus der Integration des Dehnungsverlaufes bzw. der Verkrümmungen in den Querschnitten. Die Verformung ist daher nicht mehr proportional zum E-Modul des Betons. Wird für den Beton die Spannungs-Dehnungs-Linie für nichtlineare Verfahren und Verformungsberechnungen nach DIN EN 1992-1-1, Bild 3.2 (siehe Bild 1.6) verwendet, so ist  $E_{cm}$  durch  $(1 + \varphi_{ef})$  zu dividieren und  $\varepsilon_{cl}$  und  $\varepsilon_{cu}$  mit  $(1 + \varphi_{ef})$  zu multiplizieren. Bei Bauteilen, bei welchen sich die unvermeidlichen Streuungen des E-Moduls des Betons signifikant auf das Tragverhalten auswirken, sollten abgeminderte Werte angesetzt werden (DAfStb-Heft 600).

Bauzustände müssen nicht nur bei Brücken, sondern teilweise auch bei einfacheren Tragwerken berücksichtigt werden, wie das folgende Beispiel eines Hochhauses zeigt. Bei einer FE-Berechnung wird oftmals das gesamte Eigengewicht auf das Gesamtmodell in einem Schritt (Lastfall) angesetzt. In der Realität treten bei einem Gebäude die Lasten der einzelnen Bauteile und damit die hieraus entstehenden Verformungen der Stützen und Wände entsprechend dem Baufortschritt geschossweise auf. Eine Vernachlässigung der Herstellung des Tragwerks kann unter Umständen zu einer erheblichen Überschätzung der Biegebeanspruchung der Decken und der Stützenlasten führen.

### 1.6.6 Materialmodelle

Im Rahmen einer Tragwerksplanung wird man die Materialparameter des Betons ( $E_c, f_c, f_{ct}, \dots$ ) sowie die Schwinddehnungen  $\varepsilon_{cs}(t)$  und die Kriechzahl  $\varphi(t, t_0)$  der entsprechenden Norm (DIN EN 1992-1-1) entnehmen, wenn keine Versuchswerte vorliegen. Dabei ist zu beachten, dass die Baustoffkennwerte in der Praxis teilweise große Streuungen aufweisen.

Bei Flächentragwerken hängen die Schnittgrößen von der Querdehnung ab. Die Poisson'sche Zahl  $\mu$  liegt bei Beton im elastischen Bereich zwischen 0,15 und 0,25. In gerissenen Bereichen ist die Querdehnung vernachlässigbar, da in der Zugzone theoretisch keine Querdehnbehinderung vorliegt. Vereinfachend kann bei biegebeanspruchten Platten ein Wert von  $\mu = 0,2$  angesetzt werden.

Obwohl Stahlbeton ein Verbundwerkstoff mit hochgradig nichtlinearem Verhalten ist, basieren die meisten Tragwerksberechnungen auf einem linear elastischen Materialansatz. Auch bei einer elastischen Berechnung ist der Einfluss von Steifigkeitsänderungen einzelner Tragelemente infolge Rissbildung zu untersuchen. Dies darf im Allgemeinen vereinfachend durch eine Abminderung der Biegesteifigkeit in stark gerissenen Bauteilbereichen auf den 0,4-fachen elastischen Wert erfolgen (DIN EN 1992-2, 2.3.1.2 (NA.102)). Die Torsionssteifigkeit ( $G \cdot J_t$ ) ist infolge Mikrorissbildung auch ohne äußere Einwirkungen ca. 20 % kleiner als der elastische Wert. Bei zunehmender Belastung fällt die Torsionssteifigkeit auf sehr kleine Werte ab. Näherungsweise können im gerissenen Zustand 30 % des elastischen Wertes angesetzt werden.

Tragwerksberechnungen mit stofflich nichtlinearen Materialmodellen werden u. a. für die Ermittlung der Durchbiegung von Platten und für den Tragfähigkeitsnachweis von schlanken Stützen benötigt. Trotz umfangreicher Forschungsarbeiten auf dem Gebiet der numerischen Simulation von Betonbauteilen zeigen die in den letzten Jahren durchgeführten Benchmarks einen erheblichen Verbesserungsbedarf auf. Probleme bereitet die Vorhersage (Prognose) des Tragverhaltens eines Betonbauteils und nicht die nachträgliche Bestimmung einer Last-Verformungskurve (Versuchsnachrechnung).

Die einfache Durchführung von softwarebasierten physikalisch und geometrischen nichtlinearen Berechnungen sollte nicht darüber hinwegtäuschen, dass derartige Tragwerksanalysen eingehende Kenntnisse des nichtlinearen Materialverhaltens von Stahlbeton als auch der vom Rechenprogramm verwendeten Algorithmen (bspw. Iterationsverfahren, Konvergenzkontrolle) erfordert. Details der Berechnung sind gegebenenfalls mit den am Projekt beteiligten Personen und Institutionen (bspw. Bauherrn, Bauaufsichtsbehörde) abzustimmen, da sie nicht allgemein regelbar sind. Dies gilt insbesondere auch bei außergewöhnlichen Einwirkungen, wie bspw. Brandbeanspruchungen oder Anpralllasten.

Nachfolgend werden einige Hinweise für die Kontrolle und Durchführung von stofflich nichtlinearen Berechnungen gegeben:

Für die physikalisch nichtlineare Tragwerksanalyse sollten nur Programme eingesetzt werden, welche ausreichend überprüft wurden. Hierzu sind vom Softwarehersteller Verifizierungs- bzw. Validierungsbeispiele zur Verfügung zu stellen, welche das Anwendungsgebiet und die Genauigkeit der implementierten Materialmodelle und Rechenverfahren abdecken (VDI Richtlinie 6201, Blatt 1 und 2).

Physikalisch nichtlineare Tragwerksanalysen basierend auf der Finite-Elemente-Methode zeigen unter anderem aufgrund des lokalen Versagens von Betonbauteilen eine Netzabhängigkeit der Ergebnisse. Das Elementnetz ist daher soweit zu verfeinern, bis dieser Einfluss vernachlässigbar ist.

Die angesetzte *Betonzugfestigkeit* hat oftmals einen signifikanten Einfluss auf das rechnerische Tragverhalten und den Versagensmodus eines Bauteils. Sie unterliegt großen Streuungen. Mikrorisse, welche  $f_{ct}$  abmindern, entstehen bspw. bereits beim Abfließen der Hydratationswärme. Hinzu kommen größere Risse infolge von inneren Zwängen und äußeren Einwirkungen. Daher ist die Betonzugfestigkeit bei der Bestimmung der Biegetragfähigkeit nicht zu berücksichtigen (DIN EN 1992-1-1, 6.1 (2)). Bei Flächentragwerken sollten sehr kleine Werte für  $f_{ct}$  angesetzt werden. Bei der Bestimmung der Mindest- bzw. Robustheitsbewehrung liegt andererseits der Ansatz einer großen Betonzugfestigkeit auf der sicheren Seite. Wenn  $f_{ct}$  einen signifikanten Einfluss auf die Rechenergebnisse hat, sind Grenzbetrachtungen mit einem minimalen und maximalen Wert durchzuführen.

Den Berechnungen sollten Materialmodelle zugrunde liegen, welche auch das Riss- und Nachrissverhaltens zutreffend abbilden können. Diese sind an Versuchen zu validieren. Weiterhin ist erforderlichenfalls das Verbundverhalten zwischen Bewehrung und Beton sowie das zeitabhängige Materialverhalten (Schwinden und Kriechen) zu berücksichtigen.

Bei der nichtlinearen Berechnung von Tragwerken, deren Schnittgrößen signifikant (Zunahme größer 10 %) von den Verformungen des Systems abhängen, sind geeignete Vorverformungen anzusetzen.

Alle Materialkenngrößen unterliegen Streuungen. Diese sind in jeder Berechnung geeignet zu berücksichtigen. Wie man anhand der Zug- und Druckfestigkeit des Betons einfach zeigen kann, beeinflussen die

angesetzten Werte nicht nur die rechnerische Traglast, sondern insbesondere auch den Versagensmodus.

*Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen:* Die Steifigkeit eines Stahlbetonbauteils wird wesentlich von den ungestörten Bereichen zwischen den Rissen beeinflusst. Bei Stabtragwerken kann dieser Effekt durch den Ansatz einer spannungs- bzw. dehnungsabhängigen Betonzugfestigkeit oder durch eine Modifikation der Arbeitslinie des Betonstahls erfolgen. Beide Modelle liefern teilweise sehr unterschiedliche Ergebnisse. Das in einem Rechenprogramm implementierte Materialmodell sollte anhand von Nachrechnungen realer Bauteilversuche validiert werden.

*Duktilität:* Nichtlineare Verfahren setzen eine ausreichende Verformbarkeit des Verbundwerkstoffes Stahlbeton in hoch beanspruchten Bereichen voraus. Um diese sicherzustellen, ist auch bei nichtlinearen Berechnungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Regel die Aufnahmefähigkeit nichtelastischer Formänderungen (z. B. Rotationsfähigkeit) in örtlich kritischen Bereichen nachzuweisen (DIN EN 1992-1-1, 5.7 (2)).

### 1.6.7 Bemessung

Der Bemessung von Betonbauteilen liegen verschiedene Annahmen und Modelle zu Grunde. Daher sind die Verfahren nur in gewissen Grenzen zulässig. Für die Biegebemessung eines Stabes werden andere Verfahren als für ein Flächentragwerk verwendet. Der Querkraftbemessung von Betonbauteilen mit Schubbewehrung liegt ein vollkommen gerissener Biegestab (Fachwerkmodell) zu Grunde. Wie man an einem wandartigen Träger zeigen kann, lässt sich dieses Tragverhalten mit Scheiben- bzw. Schalenmodellen und elastischem Materialverhalten nicht abbilden. Gleichermaßen gilt auch für Torsion. Es ist daher unabdingbar, die programminterne Bemessung stichprobenhaft zu überprüfen.

Bei der Biegebemessung sind sowohl die zulässigen Dehnungen im Beton und in der Bewehrung als auch die nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Linien der Baustoffe zu beachten. Die Erfüllung dieser beiden Kriterien ist nur iterativ möglich. Es ist zu kontrollieren, ob das Versatzmaß bei der lokal erforderlichen Längsbewehrung berücksichtigt wird.

Die Querkraft- und Torsionsbemessung basiert auf einem Fachwerkmodell, d. h. einem vollkommen gerissenen Bauteil. Mit einem Scheibenmodell, welches auf einer elementweisen Bemessung beruht, kann

man den Kraftfluss somit nur in Sonderfällen zutreffend abbilden.

Bei der Querkraftbemessung sind unter anderem die angesetzte Stegbreite  $b_w$ , die bei der Ermittlung des Bewehrungsgrades  $\rho_l$  berücksichtigte Längsbewehrung sowie der Ansatz von  $V_{cd}$  bzw.  $V_{td}$  (DIN EN 1992-1-1, Gleichung 6.1) zu kontrollieren. Außerdem ist zu prüfen, ob auflagernahen Einzellasten gemäß DIN EN 1992-1-1, 6.2.2 (6) richtig berücksichtigt werden.

Bei der Querkraftbemessung von Platten und Schalen ist die Querkraft anzusetzen, welche über den Schubriss übertragen wird. Diese entspricht näherungsweise der sogenannten Hauptquerkraft (Gleichung 1.27).

$$v_l = \sqrt{v_x^2 + v_y^2} \quad (1.27)$$

Der Bewehrungsgrad  $\rho_l$  kann analog dem Durchstanznachweis (DIN EN 1992-1-1, 6.4.4 (1)) angesetzt werden, d. h.:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \quad (1.28)$$

Ein Torsionsnachweis ist nur bei Gleichgewichtstorsion erforderlich. Ein Rechenprogramm wird in der Regel jedoch nicht unterscheiden können, ob die Torsionssteifigkeit eines Bauteils für die Stabilität des Tragsystems notwendig ist oder ob Torsionsmomente nur wegen der Verträglichkeit der Verformungen auftreten.

Bei planmäßig zentrisch beanspruchten Stützen und Wänden ist nach DIN EN 1992-1-1, 6.1 (4) eine Mindestausmitte von  $e_0 = h/30 \geq 20 \text{ mm}$  anzusetzen. Es ist zu überprüfen, ob diese vom Rechenprogramm bei der Bemessung berücksichtigt wird.

Die elementweise Bemessung von Scheiben- und Schalenelementen führt oftmals zu keiner sinnvollen Bewehrungsmenge und -anordnung, wie man z. B. an einem wandartigen Träger oder dem 3D-FE-Modell einer Hohlkastenbrücke mit dünnen Schalenelementen zeigen kann. Mit einem elastischen Materialverhalten lässt sich der Kraftverlauf in einem gerissenen Träger im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht bestimmen (Fachwerkmodell). Es ist daher erforderlich, bei einem Balken integrale Schnittgrößen bzw. bei einer Scheibe resultierende Zug- und Druckkräfte zu bestimmen und den Kraftfluss im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch ein Stabwerkmodell oder mittels Spannungsfelder anzunähern.

Auch bei Stabtragwerken kann eine elementweise Bemessung zu unzutreffenden Werten führen, wie das folgende Beispiel zeigt. Die konstruktive Durchbildung (Mindestbewehrung, Bewehrungsanordnung) einer Stütze unterscheidet sich von der eines Balkens. Ein Rechenprogramm wird in der Regel ein Tragglied anhand der Definition in DIN EN 1992-1-1, 1.5.2.18 einordnen. Hiernach ist eine Stütze ein vorwiegend auf Druck beanspruchtes Bauteil, dessen bezogene Lastausmitte  $e_d/h$  im Grenzzustand der Tragfähigkeit kleiner als 3,5 ist. Ein Rechenprogramm wird daher unter Umständen eine Stütze in Bereichen mit betragsmäßig großen Biegemomenten bzw.  $M_{Ed} / (N_{Ed} \cdot h) \geq 3,5$  als Biegebauteil wie einen Balken nachweisen.

### 1.6.8 Konstruktive Durchbildung

Wie zuvor dargelegt, darf eine Zugfestigkeit des Betons im Allgemeinen bei der Biegebemessung nicht angesetzt werden. Die numerische Tragwerksberechnung basiert jedoch meistens auf einem elastischen Materialverhalten, d. h. dem Beton werden unzulässigerweise Zugkräfte zugewiesen. Daher ist es wichtig, den Kraftfluss in einem Tragwerk genauer zu verfolgen. Das folgende Beispiel einer Rahmenecke soll die Problematik verdeutlichen. Eine Verankerung der Bewehrung ab dem Punkt, an welchem das Rechenprogramm keine Bewehrung mehr für notwendig hält, ist nicht ausreichend. Wie verschiedene experimentelle Untersuchungen gezeigt haben, ist eine Übergreifung der Biegezugbewehrung des Riegels mit der Stütze erforderlich. Eine Verankerung der beiden Stäbe innerhalb der Rahmenecke, was bei entsprechenden Abmessungen möglich ist, weist weniger als 50 % der Biegetragfähigkeit am Anschnitt auf (siehe Bild 1.11), da die Betonzugspannungen infolge der Umlenkung der Biegedruck- und der Biegezugkraft nicht durch Bewehrung abgedeckt sind. Die höchste Tragfähigkeit erreicht der Schlaufenstoß mit einem Schrägstab.

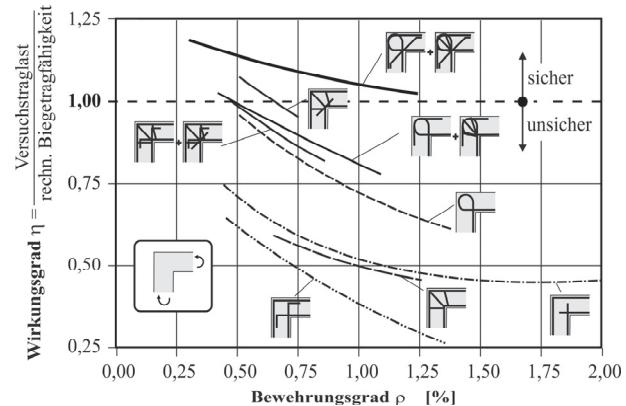


Bild 1.11: Einfluss der Bewehrungsführung in einer Rahmenecke (Kordina (1984))

### 1.6.9 Dokumentation

Die Ausgabe aller von einem Rechenprogramm erzeugten Ein- und Ausgabedaten ist aufgrund der großen und damit unübersichtlichen Datenmenge nur bei sehr einfachen Tragwerken sinnvoll. Vielmehr sollten die Unterlagen, die zur Prüfung eingereicht werden, nur das enthalten, was zur eigenen und fremden Kontrolle der Berechnung notwendig ist.

Die unabdingbar notwendigen Kontrollen der numerischen Tragwerksberechnung sollten den statischen Unterlagen beigefügt werden.

Auf den Plots sollte klar erkennbar sein, in welche Richtung die positiven Normal- und Querkräfte zeigen sowie um welche Achse das dargestellte positive Biegemoment dreht, da die Schnittgrößen oftmals auf die lokalen Achsen bezogen sind. Auch die Lage und die Richtung der Bewehrung müssen unzweifelhaft erkennbar sein.

## 1.7 Literatur

DAfStb-Heft 600: Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2). Berlin, Beuth Verlag, 2012.

DIN 1045-1:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Berlin, Beuth Verlag.

DIN EN 1990:2010-12: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Berlin, Beuth Verlag.

DIN EN 1990/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung. Berlin, Beuth Verlag.  
Mit: DIN EN 1990/NA/A1:2012-08.

DIN EN 1991-1-1:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau. Berlin, Beuth Verlag.

DIN EN 1991-1-1/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau. Berlin, Beuth Verlag.  
Mit: DIN EN 1991-1-1/NA/A1:2015-05.

DIN EN 1991-1-3:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten. Berlin, Beuth Verlag.  
Mit: DIN EN 1991-1-3/A1:2015-12.

DIN EN 1991-1-3/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten. Berlin, Beuth Verlag.

DIN EN 1991-1-4:2010-12: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten. Berlin, Beuth Verlag, 2010.

DIN EN 1991-1-4/2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten. Berlin, Beuth Verlag.

DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin, Beuth Verlag.  
Mit: DIN EN 1992-1-1/A1:2015-03.

DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin, Beuth Verlag.  
Mit: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12.

DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für beehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Berlin, Beuth Verlag.  
Mit: DIN EN 1996-1-1/NA/A1:2014-03 und mit: DIN EN 1996-1-1/NA/A2:2015-01.

Graubner, C.-A.: Schnittgrößenverteilung in statisch unbestimmten Stahlbetonbalken unter Berücksichtigung wirklichkeitsnaher Stoffgesetze. Dissertation. TU München, 1988.

fib: Model Code for Concrete Structures 2010. Berlin, Verlag Ernst & Sohn, 2013.

Graubner, C.-A.; Kohoutek, J.; Tran, L.: Forschungsbericht F12-6-2012 – Bestimmung der maßgebenden Einwirkungskombinationen nach DIN EN 1990 zur rationellen Bemessung von Stahlbetonbauteilen im üblichen Hochbau. DIBt Deutsches Institut für Bautechnik, 2013.

Hartmann, F.; Katz, C.: Statik mit finiten Elementen. Heidelberg: Springer Verlag, 2002.

Kohoutek, J.; Tran, L.; Graubner, C.-A.: Bemessungsrelevante Einwirkungskombinationen im Hochbau. In: Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 9, S. 606-617.

König, G.; Tue, N. V.: Consistent safety format. In: CEB-Bulletin d'Information No. 239 – Non-linear Analysis. Lausanne: Comité Euro-International du Béton, 1997, S. 1-16.

Kordina, K.: Bewehrungsführung in Ecken und Rahmenendknoten. Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 354, 1984.

prEN 1996-1-1: Eurocode 6: Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. Final draft by Project Team SC6.T1 of CEN/TC 250, 2017.

Rombach, G.: Anwendung der Finite-Elemente-Methode im Betonbau. 2. Auflage. Berlin: Verlag Ernst & Sohn, 2007.

Verein Deutscher Ingenieure (VDI): Softwaregestützte Tragwerksberechnung. Grundlagen, Anforderungen, Modellbildung. VDI-Richtlinie 6201, Blatt 1, 2015.

Verein Deutscher Ingenieure (VDI): Softwaregestützte Tragwerksberechnung. Verifikationsbeispiele. VDI-Richtlinie 6201, Blatt 2, 2015.

Zilch, K.; Tecusan, R.: Sicherheitsaspekte bei nicht-linearen FEM Berechnungen. In: Bauingenieur 92 (2017), Heft 12, S. 518-527.

## 2 Linienförmig gestützte Platten

### 2.1 Allgemeines

#### 2.1.1 Definition und Abmessungen

Platten sind ebene Flächentragwerke, die normal zu ihrer Ebene beansprucht werden und deren kleinste Dimension in der Ebene nach DIN EN 1992-1-1, 5.3.1 (4) mindestens der fünffachen Gesamtdicke entspricht. Diese Definition entspricht den klassischen Regeln der DIN 1045 (1988), jedoch bleibt ein fließender Übergang bei der Festlegung der Mindestquerkraftbewehrung in DIN EN 1992-1-1/NA, NCI zu 9.3.2 (2).

Die Mindestdicke einer Vollplatte aus Orthobeton beträgt in der Regel 70 mm (DIN EN 1992-1-1/NA, 9.3.1.1 (NA.5)). Falls Querkraftbewehrung erforderlich wird, so erhöht sich diese Mindestdicke bei aufgebogener Querkraftbewehrung auf 160 mm und bei Bügelbewehrung auf 200 mm (DIN EN 1992-1-1/NA NCI zu 9.3.2 (1)), da bei zu geringer Dicke der relative Verankerungsschlupf so groß wird, dass die Querkraft- bzw. Durchstanzbewehrung im Bruchzustand nicht ausreichend wirksam werden kann. Für Gitterträger als Schubbewehrung gilt die Mindestdicke wie für aufgebogene Längsstäbe.

Linienförmig gestützte Platten werden hinsichtlich ihrer Lastabtragung nach einachsig oder zweiachsig gespannten Platten unterschieden.

#### 2.1.2 Verfahren der Schnittgrößenermittlung

Für die Schnittgrößenermittlung durchlaufender Platten gelten analoge Beziehungen wie für Balken. Entsprechend ist neben der linear-elastischen Berechnung nach DIN EN 1992-1-1, 5.4 auch eine linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung nach DIN EN 1992-1-1, 5.5 für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit zulässig. Für Platten im üblichen Hochbau sind dabei die Querkräfte, Drillmomente und Auflagerreaktionen entsprechend dem Momentenverlauf nach Umlagerung zu bestimmen (DIN EN 1992-1-1, 5.5 (3)). Falls keine genauere Gleichgewichtsbetrachtung durchgeführt wird, darf hierbei eine lineare Interpolation zwischen den Beanspruchungen eines voll eingespannten und eines gelenkig gelagerten Systems vorgenommen werden. Der zulässige Umlagerungsgrad der Platten kann durch den Nachweis der plastischen Rotation oder in eingeschränkter Weise in Abhängigkeit der Druckzonenhöhe und der Duktilität der verwendeten

Bewehrung in der Zugzone des plastifizierten Querschnitts nach DIN EN 1992-1-1, 5.5 (4) ermittelt werden.

Darüber hinaus sind auch Verfahren der Plastizitätstheorie nach DIN EN 1992-1-1, 5.6 für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit zulässig, sofern Betonstahl B500B verwendet wird.

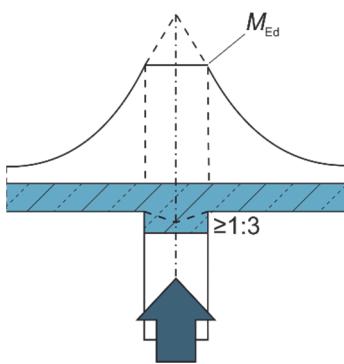
Da für zweiachsig gespannte Platten derzeit keine geeigneten bzw. anerkannten Verfahren zur Ermittlung der erforderlichen Rotation existieren, darf für derartige Platten auf einen rechnerischen Nachweis verzichtet werden, sofern Grenzwerte für die bezogene Druckzonenhöhe und für das Verhältnis von Stütz- zu Feldmoment eingehalten werden (vgl. *Stolze (1993)*). Danach wird die erforderliche Duktilität vereinfacht über die Druckzonenhöhe für hochduktile Bewehrungsstäbe und Stützweitenverhältnisse benachbarter Felder zwischen 0,5 und 2,0 nach DIN EN 1992-1-1, 5.6.2 (2) festgelegt. Die Druckzonenhöhe wird in diesem Fall mit den Bemessungswerten der Einwirkungen und Baustofffestigkeiten bestimmt. Bei der Schnittgrößenermittlung nach der Plastizitätstheorie sind in der Regel gestaffelte Bewehrungen, Eckverankerungskräfte sowie die Torsion an freien Rändern zu berücksichtigen, wobei jedoch Bewehrungsstäbe in den plastischen Zonen unzulässig sind. Werden diese Grenzen nicht eingehalten, ist die Rotationsfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1, 5.6.3 nachzuweisen (*Fingerloos et al. (2012)*).

#### 2.1.3 Steifigkeiten, Randbedingungen, Stützungen

Die Schnittgrößen in Platten dürfen unter Annahme ungerissener Querschnitte, linearer Spannungs-Dehnungs-Beziehungen sowie des Mittelwertes des Elastizitätsmoduls auf Grundlage der Elastizitätstheorie bestimmt werden. Dies gilt für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit (DIN EN 1992-1-1, 5.4). Jedoch dürfen auch die Steifigkeiten gerissener Querschnitte (Zustand II) verwendet werden. Insbesondere darf bei der Ermittlung der Schnittgrößen infolge Zwang (infolge von Temperatureinwirkungen, Setzungen, Schwinden) im Grenzzustand der Tragfähigkeit von einer verminderter Steifigkeit des gerissenen Querschnitts ausgegangen werden (DIN EN 1992-1-1, 5.4 (3)). Dabei darf die Mitwirkung des Betons auf Zug (Tension Stiffening) vernachlässigt werden, hingegen sind Auswirkung des Kriechens zu berücksichtigen. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist in der Regel keine Rissbildung zu berücksichtigen.

Die Querdehnzahl  $\mu$  liegt im Allgemeinen zwischen 0,14 und 0,26 und nimmt mit wachsender Druckfestigkeit zu. Eine Berechnung von Stahlbetonplatten mit  $\mu = 0$  führt in den meisten Fällen zu Schnittgrößen, die für die Ermittlung der Bewehrung auf der sicheren Seite liegen. In Fällen, bei denen wegen geringer Zugbeanspruchung eine Rissbildung nicht zu erwarten oder diese nicht zulässig ist, sollte die Querdehnung mit  $\mu = 0,20$  angesetzt werden. In der Regel darf für die Querdehnung  $\mu = 0,2$  angesetzt werden, d. h. vorhandene Hilfsmittel für die Schnittgrößenermittlung bei Platten, die auf dieser Annahme beruhen, sind auch weiterhin anwendbar (DAfStb-Heft 600).

In ausgesteiften Bauwerken dürfen die Schnittgrößen durchlaufender Platten an den Mittelauflagern für Stützweitenverhältnisse  $0,5 < l_1/l_2 < 2,0$  benachbarter Felder unter Annahme frei drehbarer Lagerung ermittelt werden (DIN EN 1992-1-1, 5.3.2.2). An allen anderen Mittelauflagern sowie bei Endauflagern sind biegesteif angeschlossene Bauteile zu berücksichtigen. Dies gilt als genauerer Nachweis und macht die Einhaltung von Mindestmomenten entbehrlich. Bei monolithischer Lagerung darf der Bemessungswert des Stützmomentes am Auflagerrand ermittelt werden. Falls eine indirekte Lagerung vorliegt, ist dies nur zulässig, wenn die statische Nutzhöhe des gestützten Bauteils sich mit einer Neigung von mindestens 1:3 vergrößern kann, vgl. Bild 2.1. Hierbei ist die linear-elastische Berechnung mit oder ohne Umlagerung zulässig. Jedoch sollte das Moment am Auflagerrand mindestens 65 % des Volleinspannmoments betragen, falls mit frei drehbar gelagerten Mittelauflagern gerechnet wird (DIN EN 1992-1-1, 5.3.2.2 (3)).



**Bild 2.1:** Bemessungsmoment und Ausbreitung der statischen Nutzhöhe bei indirekter Lagerung nach DAfStb-Heft 600

Die Vertikalverformungen der unterstützenden Bauteile sind für die Schnittgrößenermittlung realitätsnah zu berücksichtigen. Für linienförmige Unterstützungen wie Wände oder Balken sollten deren elastische Formänderungen beachtet werden (Rombach (2007)).

Vereinfachend dürfen in der Regel alle vertikalen Unterstützungen auch als vertikal unverschiebbliche Auflagerungen angesetzt werden. Mischsysteme aus teilweise starren und teilweise durch Wegfedern modellierten Lagerungen sind zu vermeiden.

Falls unterbrochene Stützungen von Platten vorhanden sind, ist die gegenüber einer durchgängigen Stützung veränderte Tragwirkung zu berücksichtigen, siehe hierzu Abschnitt 2.4. Falls der Öffnungsbereich durch einen Balken überbrückt wird, dessen Biegesteifigkeit wesentlich größer ist als die Biegesteifigkeit der Platte im mitwirkenden Bereich, darf die Lastverteilung nach Abschnitt 2.3.2 durchgeführt werden.

## 2.1.4 Stützweite

Die effektive Stützweite  $l_{\text{eff}}$  wird durch Addition von effektiven Auflagertiefen  $a_i$  und der lichten Weite zwischen den Auflagern  $l_n$  bestimmt, wobei die effektiven Auflagertiefen  $a_i$  sowohl von der tatsächlichen Lagertiefe  $t$  als auch von der Dicke  $h$  des aufliegenden Bauteils abhängen. Dies kann bspw. bei dünnen Decken auf breiten Innenaufplatten ( $h < t$ ) dazu führen, dass zwei Auflagerlinien für die Ermittlung der effektiven Deckenstützweiten zulässig sind. In der Regel sollte die effektive Stützweite auch in diesen Fällen auf die Auflagermitten bezogen werden (DIN EN 1992-1-1, 5.3.2.2 (1)). Im Fall einer sehr großen Lagertiefe  $t$  darf eine erforderliche effektive Auflagertiefe  $a_i$  auch aus der zulässigen Auflagerpression abgeleitet werden (Fingerloos et al. (2016)).

## 2.1.5 Platten aus Fertigteilen

Rippen- und Kassettendecken, deren Gurtplatte zusammen mit den Rippen eine ausreichende Torsionssteifigkeit aufweist, müssen im Rahmen der Schnittgrößenermittlung nicht als diskrete Bauteile behandelt werden (DIN EN 1992-1-1, 5.3.1 (6)). Davon kann ausgegangen werden, wenn der Rippenabstand  $\leq 1500$  mm, die Rippenhöhe unter der Gurtplatte kleiner als die vierfache Rippenbreite, die Gurtplattendicke größer als 1/10 des lichten Abstands zwischen den Rippen und größer als 50 mm ist und Querrippen angeordnet werden, deren lichter Abstand kleiner als die zehnfache Plattendicke ist.

Einspannmomente können durch eine obere Bewehrung aufgenommen werden, die im Aufbeton verlegt oder mit Betondübeln in Öffnungen von Hohlbauteilen verankert wird. Im ersten Fall ist in der Regel die horizontale Schubkraft in der Verbundfuge nachzu-

weisen. Im zweiten Fall ist in der Regel die Kraftübertragung zwischen dem Betondübel und dem Hohlbau teil zu prüfen (DIN EN 1992-1-1, 10.9.1 (1)).

Falls eine Querverteilung der Lasten zwischen nebeneinander liegenden Deckenelementen angesetzt wird, sind geeignete Verbindungen zur Querkraftübertragung vorzusehen (DIN EN 1992-1-1, 10.9.3 (2)). Wenn keine genauere Berechnung durchgeführt wird, sind diese Verbindungen für eine entlang der Fuge wirkende Querkraft pro Längeneinheit nach Gleichung (2.1) zu dimensionieren (DIN EN 1992-1-1, 10.9.3 (5)).

$$V_{Ed} = q_{Ed} \cdot b_e / 3 \quad (2.1)$$

Mit:

$q_{Ed}$	Bemessungswert der Nutzlast ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )
$b_e$	Breite des Bauteils

Auf weitere Besonderheiten bei Platten aus Fertigteilen mit nachträglicher Ort beton ergänzung wird in den Abschnitten 2.2.3 und 2.3.3 eingegangen.

## 2.2 Einachsig gespannte Platten

### 2.2.1 Übersicht

Einachsig gespannte Platten tragen ihre Einwirkungen im Wesentlichen in einer Richtung ab (Spannrichtung). Dies setzt nach DIN EN 1992-1-1, 5.3.1 (5) voraus, dass entweder zwei freie (ungelagerte), nahezu parallele Ränder vorhanden sind oder der mittlere Bereich einer rechteckigen, allseitig gestützten Platte betrachtet wird, deren Stützweitenverhältnis der längeren zur kürzeren Seite größer als zwei ist. Die Querbewehrung dient bei einachsig gespannten Platten der Lastverteilung von im gleichmäßig verteilten Flächenlastmodell nur indirekt berücksichtigten Einzel- und Streckenlasten. Zudem werden durch sie die gegebenenfalls vorhandenen Querbiegemomente und Querdehnungen sowie Zwangsspannungen in Querrichtung infolge Schwinden und Temperatur aufgenommen (DIN EN 1992-1-1, 9.3.1.1 (2)).

### 2.2.2 Mittragende Breiten einachsig gespannter Platten unter Sonderlasten

#### 2.2.2.1 Allgemeines

Werden einachsig gespannte Platten durch Sonderlasten wie Punkt-, Linien- oder Rechtecklasten sowie Einzelmomente beansprucht, sollten die Schnitt-

größen mithilfe einer EDV-gestützten Berechnung ermittelt werden. Die Schnittgrößen infolge der Sonderlasten können näherungsweise an einem Plattenstreifen der Breite  $b_m$  mit in Querrichtung konstanter Beanspruchung bestimmt werden. Dafür können die nachstehend beschriebenen mittragenden Breiten  $b_m$  (Lastverteilungsbreiten) für Punkt-, Linien- und Rechtecklasten angesetzt werden. Einzellastmomente werden an dieser Stelle nicht betrachtet, siehe auch Hansen (2019).

Die aus Sonderlasten resultierenden Schnittgrößen werden auf die mittragende Breite verteilt und anschließend zu den Schnittgrößen infolge Flächenlasten addiert.

#### 2.2.2.2 Mittragende Breite für Biegung

Für die Ermittlung der mittragenden Breite  $b_{m,M}$  für Biegung ist die Lasteintragungsbreite  $t$  erforderlich, die bezogen auf die Plattenmittelfläche für eine Lastausbreitung unter  $45^\circ$  ermittelt werden darf. Damit wird für den in Bild 2.2 dargestellten Deckenaufbau unter einer Rechtecklast der Breite  $b_0$  senkrecht zur Deckenspannrichtung, einer lastverteilenden Deckschicht der Dicke  $h_1$  und der Plattendicke  $h$  die Lasteintragungsbreite  $t$  mit Gleichung (2.2) berechnet.

$$t = b_0 + 2 \cdot h_1 + h \quad (2.2)$$

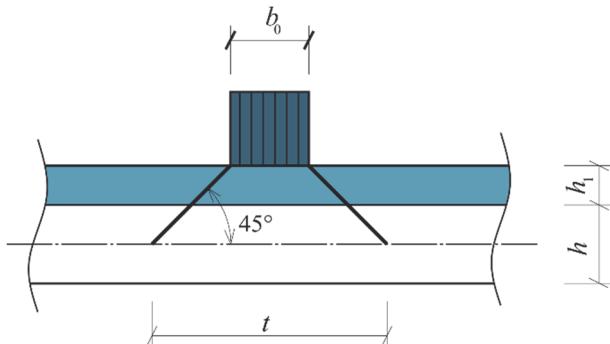
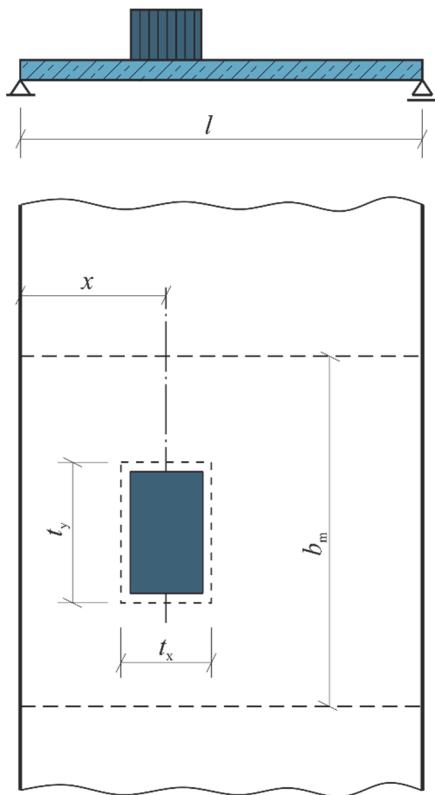


Bild 2.2: Lasteintragungsbreite  $t$

Die mittragende Breite  $b_{m,M}$  für Biegung hängt vom statischen System, der Art der Beanspruchung sowie der gesuchten Schnittgröße Feldmoment oder Stützmoment ab. Sie wird auf Grundlage der Lasteintragungsbreite  $t$  bestimmt und ist in Bild 2.3 exemplarisch für das Feldmoment dargestellt.

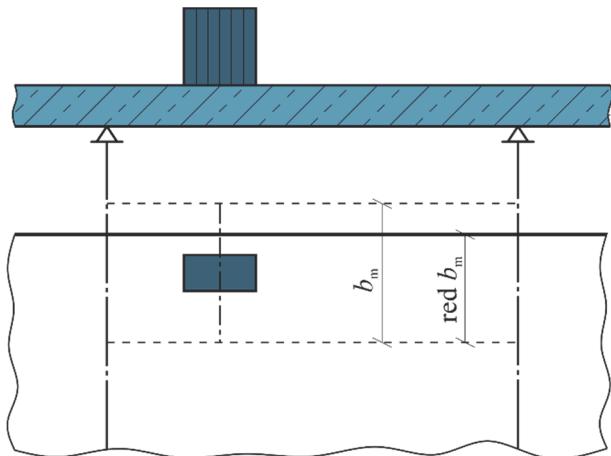
Die mittragende Breite  $b_m$  ist nicht größer als die vorhandene Plattenbreite und in der Regel rechtwinklig zur Deckenspannrichtung sowie symmetrisch zum Schwerpunkt der Sonderlast anzusetzen. Eine Aus-

nahme hiervon bilden randnahe Sonderlasten, bei denen nur eine reduzierte mittragende Breite  $red\ b_m$  nach Bild 2.4 möglich ist.



**Bild 2.3:** Mittragende Breite  $b_m$  für das Feldmoment

In Tabelle 2.1 sind verschiedene Anwendungsfälle für die mittragende Breite  $b_{m,M}$  enthalten. In Spalte 1 werden die statischen Systeme sowie die zu untersuchende Schnittgröße Feld- oder Stützmoment unterschieden. Für diese Fälle sind in Spalte 2 die teilweise sehr konservativen mittragenden Breiten angegeben. In *Hansen (2019)* und *Hansen et al. (2019)* wird auf die mittragenden Breiten vertieft eingegangen.



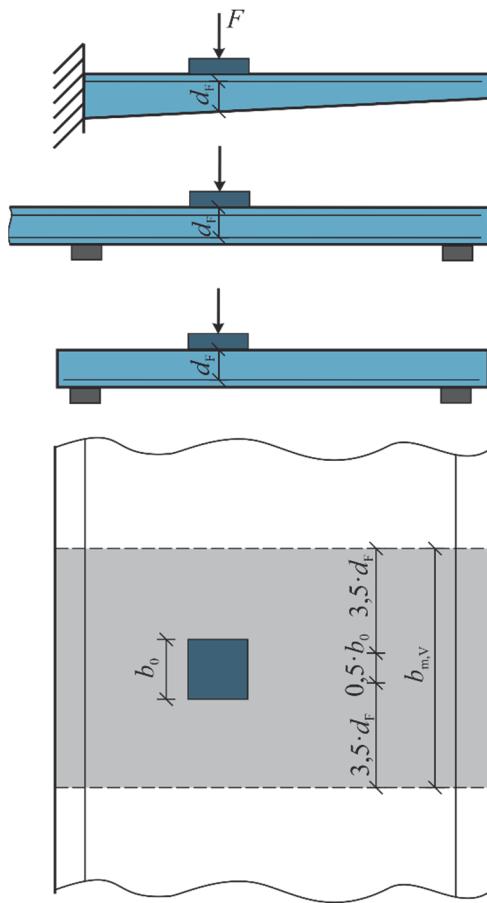
**Bild 2.4:** Reduzierte mittragende Breite  $red\ b_m$  bei randnahen Sonderlasten

**Tabelle 2.1:** Mittragende Breite  $b_{m,M}$  von einachsig gespannten Platten unter Sonderlasten nach DAfStb-Heft 240

1	2	3		
Statisches System Schnittgröße	Mittragende Breite $b_{m,M}$	Gültigkeitsgrenzen		
1	$b_{m,MF} = t_y + 2,5 \cdot x \cdot (1 - x/l)$	$0 < x < l$	$t_y \leq 0,8 \cdot l$	$t_x \leq l$
2	$b_{m,MF} = t_y + 1,5 \cdot x \cdot (1 - x/l)$	$0 < x < l$	$t_y \leq 0,8 \cdot l$	$t_x \leq l$
3	$b_{m,MS} = t_y + 0,5 \cdot x \cdot (2 - x/l)$	$0 < x < l$	$t_y \leq 0,8 \cdot l$	$t_x \leq l$
5	$b_{m,MF} = t_y + x \cdot (1 - x/l)$	$0 < x < l$	$t_y \leq 0,8 \cdot l$	$t_x \leq l$
6	$b_{m,MS} = t_y + 0,5 \cdot x \cdot (2 - x/l)$	$0 < x < l$	$t_y \leq 0,8 \cdot l$	$t_x \leq l$
7	$b_{m,MS} = 0,2 \cdot l_k + 1,5 \cdot x$ $b_{m,MS} = t_y + 1,5 \cdot x$	$0 < x < l_k$ $0 < x < l_k$	$t_y \leq 0,2 \cdot l_k$ $0,2 \cdot l_k \leq t_y < 0,8 \cdot l_k$	$t_x \leq l_k$ $t_x \leq l_k$

### 2.2.2.3 Mittragende Breite für Querkraft

Die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten unter Einzellasten war in den letzten Jahren Gegenstand nationaler und internationaler Forschung, z. B. in *Rombach/Velasco (2005)*, *Latte (2010)*, *Hegger/Reißen (2013)*, *Lantsoght (2013)*, *Natário (2015)*, *Reißen (2016)*, *Rombach/Henze (2017)*. Basierend auf zahlreichen Querkraftversuchen und numerischen Untersuchungen wurde in *Reißen (2016)* mit Gleichung (2.3) ein Ansatz für die mittragende Breite für Querkraft  $b_{m,V}$  hergeleitet, der unabhängig vom verwendeten Bemessungsansatz für die Querkrafttragfähigkeit ist, vgl. auch Bild 2.5.



**Bild 2.5:** Mittragende Breite  $b_{m,V}$  für Querkraft

Für auflagernahen Einzellasten, die zu einem direkten Lastabtrag führen ( $x \leq 2,5 \cdot d$ ), darf in Gleichung (2.3) statt der halben Lastbreite die volle Lastbreite  $b_0$  quer zur Spannrichtung der Platte berücksichtigt werden.

Entgegen den bisherigen Ansätzen im DAfStb-Heft 240 hängt damit die mittragende Breite  $b_{m,V}$  für Querkraft nicht mehr vom statischen System ab und wird auch bei zunehmendem Abstand der Last zum Auflager nicht mehr größer.

Analog zu den Bildern 2.3 und 2.4 wird die mittragende Breite für Querkraft ebenfalls nicht größer als die vorhandene Plattenbreite.

$$b_{m,V} = 7 \cdot d_F + 0,5 \cdot b_0 \quad \text{allgemein} \quad (2.3a)$$

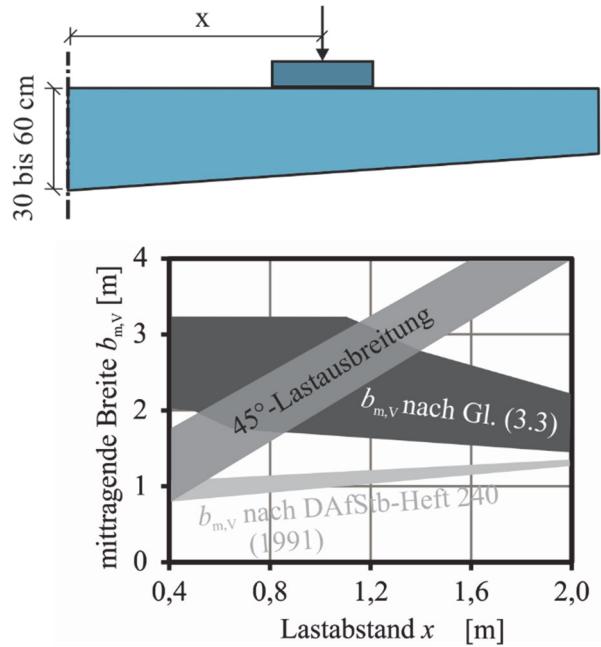
$$b_{m,V} = 7 \cdot d_F + 1,0 \cdot b_0 \quad \text{auflagernah} \quad (2.3b)$$

Mit:

$d_F$  statische Nutzhöhe im Bereich der Einzellast mit  $d_F \leq 0,4$  m

$b_0$  Breite der Last senkrecht zur Lastabtragsrichtung

In Bild 2.6 ist die mittragende Breite  $b_{m,V}$  nach Gleichung (2.3) im Vergleich zu den mittragenden Breiten nach DAfStb-Heft 240 sowie unter der praxisnahen Annahme einer Lastausbreitung zum Auflager unter  $45^\circ$  für eine gevoutete Kragplatte mit Plattendicken am Anschluss zwischen 30 cm und 60 cm in Abhängigkeit des Lastabstandes  $x$  aufgetragen.



**Bild 2.6:** Vergleich der mittragenden Breite  $b_{m,V}$  für Querkraft nach Gleichung (2.3) in Abhängigkeit des Lastabstandes  $x$  für einen gevouteten Kragarm

Im Unterschied zu den bisherigen Ansätzen wird  $b_{m,V}$  nach Gleichung (2.3) für gevoutete Kragarme mit zunehmendem Lastabstand durch die abnehmende statische Nutzhöhe im Bereich der Last kleiner. Für Platten mit konstanter Höhe ergibt sich mit verringertem Lastabstand eine geringfügige Zunahme der mittragenden Breite, da bei auflagernahen Lasten mit direktem Lastabtrag die volle Lastbreite  $b_0$  berücksichtigt werden darf.

Bedingt durch die fehlenden Untersuchungen von dicken Platten darf die statische Nutzhöhe im Bereich der Einzellast bei der Ermittlung der mittragenden Breite nach Gleichung (2.3) mit maximal  $d_F \leq 0,4$  m berücksichtigt werden, so dass  $b_{m,V}$  damit nach oben begrenzt wird. Für praxisübliche Anwendungsfälle wird die Bemessung mit Gleichung (2.3) generell für geringe Abstände  $x$  zwischen Last und Auflager und vor allem im Vergleich zum bisherigen Ansatz nach DAfStb-Heft 240 deutlich wirtschaftlicher, hingegen ergeben sich für große Abstände  $x$  – anders als bei Annahme einer Lastausbreitung von  $45^\circ$  – keine unsicheren Bemessungsergebnisse. Der in Gleichung (2.3) beschriebene Ansatz wurde anhand einer umfangreichen Querkraftdatenbank statistisch validiert, wobei die nach DIN EN 1992-1-1 bestimmte Querkrafttragfähigkeit für Bauteile ohne Querkraftbewehrung mit dem Vorfaktor  $C_{RK,c} = 0,18$  berücksichtigt wurde.

Durch den Ansatz der mittragenden Breite wird die Querkraft infolge einer Einzellast in eine äquivalente Querkraft je Meter mittragender Breite  $b_{m,V}$  umgerechnet. Falls mehrere Einzellasten mit einem seitlichen Achsabstand  $c_y \leq b_{m,V}$  nebeneinander angeordnet sind, entsteht eine Konzentration der Querkraft im Überschneidungsbereich. Für die in Bild 2.7 dargestellten zwei konzentrierten Lasten der Breite  $b_0$  ist die gesamte mittragende Breite  $b_{m,V,ges} \leq b_{m,V} + c_y$ .

Die gesamte mittragende Breite wird bei Überlappung der einzelnen mittragenden Breiten mit den Gleichungen (2.4) bis (2.6) ermittelt. Da die Querkrafttragfähigkeit für auflagernaher Einzellasten ( $x \leq 2,5 \cdot d$  vom Auflagerrand) grundsätzlich unterschätzt wird, ist in diesen Fällen eine Abminderung der mittragenden Breite unnötig.

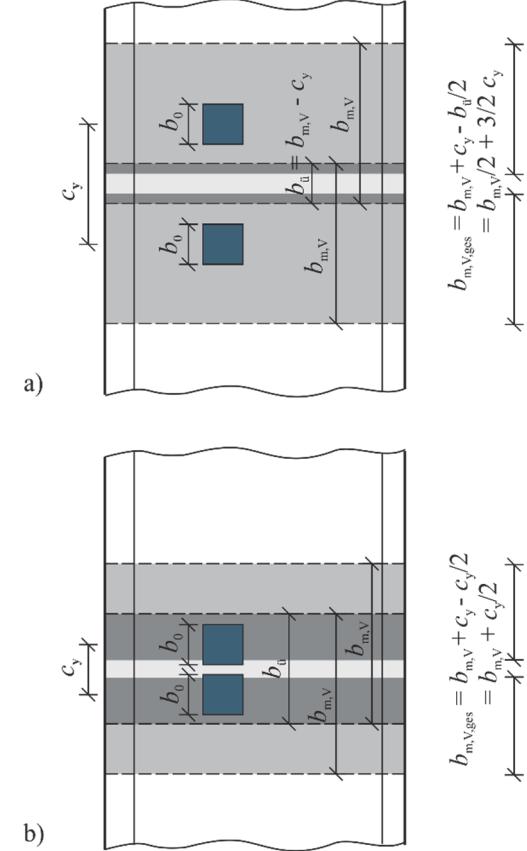
$$b_{m,V,ges} = b_{m,V,i} + c_y - \min\left\{\frac{b_{\bar{u}}}{2}; \frac{c_y}{2}\right\} \quad (2.4)$$

$$\frac{b_{m,V,i}}{2} \leq c_y \leq b_{m,V,i} : b_{m,V,ges} = \frac{b_{m,V,i}}{2} + \frac{3}{2}c_y \quad (2.5)$$

$$\frac{b_{m,V,i}}{2} > c_y : b_{m,V,ges} = b_{m,V,i} + \frac{c_y}{2} \quad (2.6)$$

Mit:

- $b_{m,V,ges}$  gesamte mittragende Breite zweier nebeneinander liegender Einzellasten
- $b_{m,V,i}$  mittragende Breite der Einzellast  $i$
- $c_y$  seitlicher Achsabstand zwischen den Einzellasten
- $b_{\bar{u}}$  Überschneidungsbereich der mittragenden Breiten



**Bild 2.7:** Überlagerung der mittragenden Breiten von nebeneinanderliegenden Lasten für a)  $c_y > b_{\bar{u}}$ ; b)  $c_y \leq b_{\bar{u}}$

### 2.2.3 Ergänzungen bei Platten aus Fertigteilen oder Halbfertigteilen mit nachträglicher Ortbetonergänzung

Elementdecken mit Gitterträgern werden aufgrund noch unzureichender Erfahrungen nicht nach Plastizitätstheorie bemessen. Jedoch ist für diese Decken eine linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung zulässig. Wenn die Stützbewehrung aus hochduktilem Betonstahl B500B besteht, dürfen bis zu 30 % der Stützmomente in das Feld umgelagert werden. Die Gitterträger dürfen in diesem Fall auch aus normalduktilem Stahl sein (Beutel et al. (2006)).

Für die Schnittgrößenermittlung bei Hohl- und Füllkörperdecken gelten die gleichen Annahmen wie für Ortbetondecken, sofern die Ortbeton-Querrippen mit einer durch die Fertigteil-Längsrippen durchlaufenden Bewehrung ausgeführt und die Querrippenabstände nach DIN EN 1992-1-1, Tabelle 10.1 eingehalten werden (DIN EN 1992-1-1, 10.9.3 (11)).

Bei Ortbetonergänzungen sollten gemäß DIN EN 1992-1-1/NA, NCI zu 6.2.5 (3) für die Verbundbewehrung im Allgemeinen die Konstruktionsregeln für

die Querkraftbewehrung eingehalten werden. Für Platten ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung betragen die maximalen Abstände der Verbundbewehrung in Spannrichtung  $2,5 \cdot h \leq 300$  mm und quer zur Spannrichtung  $5 \cdot h \leq 750$  mm bzw.  $\leq 375$  mm zum Rand. Für Platten mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung und Deckendicken bis 400 mm beträgt dieser maximale Abstand quer zur Spannrichtung  $\leq 400$  mm. Für größere Deckendicken gilt DIN EN 1992-1-1/NA, NCI zu 9.3.2 (4). Bei der Addition von Gitterträgern und sonstiger Verbundbewehrung sind die gegebenenfalls abweichenden Randbedingungen in den Zulassungen der Gitterträger zu beachten (z. B. Bemessungskonzept, Fugenrauhigkeit) (DIN EN 1992-1-1, 6.2.5 (3)).

#### 2.2.4 Hinweise zur konstruktiven Durchbildung

Die Anordnung der Bewehrung ist für einachsig und zweiachsig gespannte Vollplatten in DIN EN 1992-1-1, 9.3 geregelt. Die **Biegezugbewehrung** von Platten kann aus Stabstahl oder Matten bestehen, deren Stababstand  $s_{\text{slabs}}$  nachstehende Werte nicht überschreiten darf (DIN EN 1992-1-1/NA, NDP zu 9.3.1.1 (3)):

- Hauptbewehrung:

$$\begin{aligned} s_{\text{max,slabs}} &= 150 \text{ mm für } h \leq 150 \text{ mm} & (2.7) \\ s_{\text{max,slabs}} &= 250 \text{ mm für } h \geq 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

Zwischenwerte sind linear zu interpolieren.

- Querbewehrung

$$s_{\text{max,slabs}} \leq 250 \text{ mm} \quad (2.8)$$

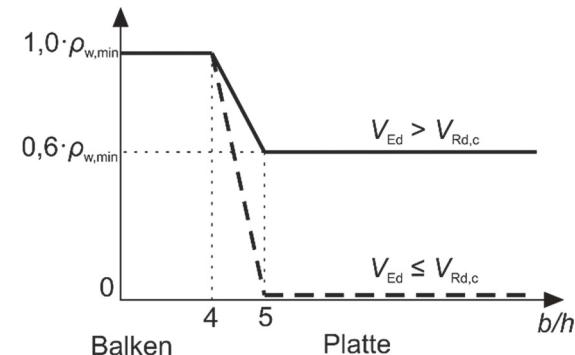
Mindestens 50 % der maximalen Feldbewehrung sind über das Auflager zu führen und zu verankern (DIN EN 1992-1-1, 9.3.1.2 (1) und NCI zu 9.3.1.2 (1)). Bei einer planmäßigen Randeinspannung in eine Stahlbetonwand sind die Schnittgrößen in der Regel zu berechnen und die erforderliche Einspannbewehrung zu ermitteln. Falls stattdessen in der Berechnung vereinfachend eine gelenkige Lagerung angesetzt wird, ist an der rechnerisch vernachlässigten Einspannung 60 % der maximalen Feldbewehrung als obere Bewehrung einzulegen. Liegt eine teilweise rechnerisch nicht berücksichtigte Randeinspannung vor, wie beispielsweise im Fall eines Plattenendaufagers auf Mauerwerk mit aufgehender belasteter Wand oder bei einer monolithischen Verbindung mit einem torsionsweichen Unterzug, so sind 25 % der maximalen Feldbewehrung des benachbarten Feldes auf einer Länge von 20 % dieses Endfeldes als obere Bewehrung einzulegen (Abreißbewehrung nach DIN EN 1992-1-1, 9.3.1.2 (2)).

Bei einachsig gespannten Platten darf die **Querbewehrung** bedingt durch die in der Regel mit  $\mu = 0,20$  angesetzte Querdehnung nicht weniger als 20 % der Hauptbewehrung betragen (DIN EN 1992-1-1, 9.3.1.1 (2)). Jedoch darf diese Querbewehrung für Vollplatten aus Fertigteilen mit einer Breite kleiner 1,20 m entfallen (DIN EN 1992-1-1/NA, 10.9.8 (2)).

Bei durchlaufenden, einachsig gespannten Platten ist in auflagernahen Bereichen keine Querbewehrung für die oben liegende Zugbewehrung erforderlich, wenn kein Biegemoment in Querrichtung vorliegt. Abweichend hiervon wird jedoch empfohlen, eine Querbewehrung in der Größe von 10 % der Stützbewehrung einzulegen, da ein Teil der Querzugspannungen durch die Querdehnungsbehinderung bei direkter Auflagerung aufgenommen wird (Leonhardt/Mönnig (1974)).

Sofern keine genaueren Nachweise geführt werden, sollte eine zusätzliche Querbewehrung unter den bei der Schnittgrößenermittlung berücksichtigten Einzel- und Streckenlasten vorgesehen werden. Der Querschnitt je Meter der Querbewehrung sollte mindestens 60 % des durch die Einzel- oder Streckenlast bedingten Anteils der Hauptbewehrung betragen und außerhalb des Lastausbreitungsbereichs verankert werden.

Die **Mindestquerkraftbewehrung** darf nach Bild 2.8 zwischen Balken und Platten im Bereich  $4 \leq b/h \leq 5$  interpoliert werden, wobei für Platten infolge des duktileren Bauteilverhaltens die geringeren Werte gelten. Bei Platten wird zudem zwischen Bereichen mit rechnerisch erforderlicher und nicht erforderlicher Querkraftbewehrung unterschieden (DIN EN 1992-1-1/NA NCI zu 9.3.2 (2)).

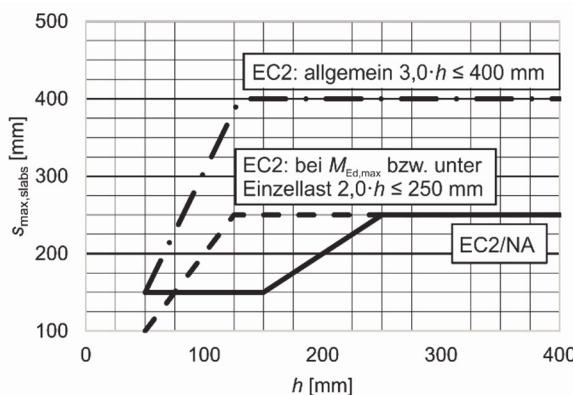


**Bild 2.8:** Mindestquerkraftbewehrung für Balken und Platten

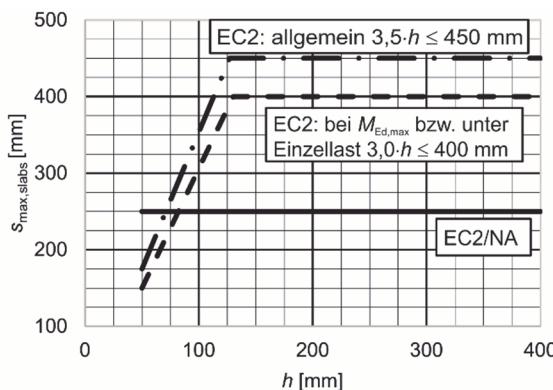
Die **Querkraftbewehrung** darf in Platten mit  $|V_{\text{Ed}}| \leq 1/3 \cdot V_{\text{Rd,max}}$  vollständig aus aufgebogenen Stäben oder Querkraftzulagen bestehen. Generell muss die Querkraftbewehrung in der Druck- und Zugzone

ausreichend verankert sein. Falls die Querkraftbewehrung in Platten mit Bügeln ausgeführt wird, müssen diese Bügel mindestens 50 % der Stäbe der äußeren Längsbewehrungslage umfassen (DIN EN 1992-1-1, 9.3.2 (3)).

Die **Randbewehrung** an den freien Rändern von Platten hat die Aufgabe, die aus einer ungleichmäßigen Temperaturbeanspruchung des Querschnitts entstehenden Zugkräfte aufzunehmen. Diese konstruktive Randeinfassung nach DIN EN 1992-1-1, 9.3.1.4 wird in der Regel mit einer Längsbewehrung (z. B.  $2\varnothing 10$ ) und Steckbügeln (z. B.  $\varnothing 8/20$  cm) ausgeführt und ist bei dicken Platten ab ca. 25 cm zu vergrößern, siehe auch DAfStb-Heft 300. Bei Fundamenten und innenliegenden Bauteilen des üblichen Hochbaus ist diese Bewehrung nicht erforderlich. Bei teilvorgefertigten Decken mit Gitterträgern empfiehlt sich die Anordnung eines Gitterträgers am Rand.



**Bild 2.9:** Vergleich der Maximalabstände  $s_{\max, \text{slabs}}$  für die Biegelängsbewehrung bei Platten nach DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (nach Fingerloos et al. (2016))



**Bild 2.10:** Vergleich der Maximalabstände  $s_{\max, \text{slabs}}$  für die Biegequerbewehrung bei Platten nach DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (nach Fingerloos et al. (2016))

Durch die mit Gleichung (2.7) und (2.8) begrenzten maximalen Stababstände wird indirekt auch der Stabdurchmesser begrenzt, was zu einer günstigeren Rissverteilung führt. Die in DIN EN 1992-1-1/NA eingeführten Werte entstammen DIN 1045 (1988) und sind konservativer als nach DIN EN 1992-1-1 (vgl. Bild 2.9 und 2.10).

## 2.3 Zweiachsige gespannte Platten

### 2.3.1 Übersicht

Zweiachsige gespannte Platten, bei denen das Stützweitenverhältnis der längeren zur kürzeren Seite kleiner als zwei ist, tragen ihre Einwirkungen in beide Spannrichtungen ab. Entsprechendes gilt für dreiseitig gelagerte oder an zwei benachbarten Rändern gelagerte Rechteckplatten.

Linienförmig gelagerte, zweiachsige gespannte Platten haben in jedem Punkt die gleiche Durchbiegung in x- und y-Richtung, so dass die Krümmung der Plattenebene in der kurzen Spannrichtung größer ist als in der langen Richtung. Dadurch liegen in der kürzeren Spannrichtung größere Schnittgrößen vor, so dass auch der Traganteil in dieser Richtung größer ist.

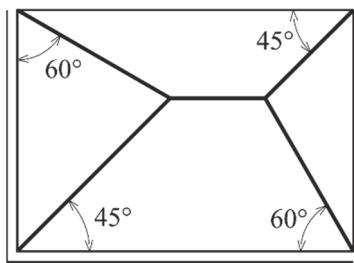
Die Durchbiegung einer zweiachsigen gespannten frei aufliegenden Rechteckplatte infolge einer auf sie wirkenden gleichmäßigen Flächenlast führt aufgrund der geometrischen Unverträglichkeit von Plattendurchbiegung und linienförmiger Lagerung zu einem Abheben der Ecken, was als Aufschüsseln bezeichnet wird. Die Drillsteifigkeit ist eine Bauteileigenschaft und eine normale Stahlbetonplatte wird durch eine fehlende Eckverankerung nicht automatisch drillweich. Bei fehlender Eckverankerung ist entweder diese fehlende Verankerung im Rahmen der Schnittgrößenermittlung zu berücksichtigen oder die Plattenfeldmomente sind nach Stiglat/Wippel (1973) um 15 % zu erhöhen. Dies gilt jedoch nicht für die leichteren Rippendecken oder Hohlkörperdecken, da diese nicht drillsteif sind.

Für verschiedene Plattengeometrien wurden Tabellewerke für die Schnittgrößenermittlung entwickelt (z. B. Czerny (1996), Stiglat/Wippel (1973), Pieper-Martens (1966), Homberg/Ropers (1965), Pucher (1964) u. a.), die zwischen drillweichen und drillsteinen Platten unterscheiden. Für zweiseitig gespannte, durchlaufende Platten ist das sogenannte Belastungsordnungsverfahren in der bekannten Form unzureichend, da sich durch die Teilsicherheitsbeiwerte für günstige und ungünstige ständige Einwirkungen an-

dere Momentenverteilungen ergeben. Genauere Berechnungen ergeben betragsmäßig größere minimale Feldmomente und weiter in die Felder hineinreichende Momenten-Nulldurchgänge.

### 2.3.2 Lasteinzugsflächen und Lastweiterleitung

Für vierseitig gelagerte Rechteckplatten mit konstanter Flächenlast können Lasteinzugsflächen in Abhängigkeit der Lagerbedingungen gebildet werden. Die Lasteinzugsflächen dienen der Lastbildermittlung für die Linienlager der Platte. Falls Unterzüge diese Lagerung übernehmen, können die Balkenschnittgrößen auf Basis der resultierenden Plattenlagerkräfte nach Bild 2.11 in Form von Dreieck- oder Trapezlasten ermittelt werden.



**Bild 2.11:** Lastverteilung einer vierseitig gelagerten Platte mit eingespannten und gelenkig gelagerten Rändern

Bei gleichartiger Stützung benachbarter Ränder (gelenkig/gelenkig oder eingespannt/eingespannt) verteilt sich die Flächenlast der Platte zu gleichen Teilen auf diese und die Lastaufteilung wird durch eine Winkelhalbierende unter  $45^\circ$  beschrieben. Bei ungleicher Stützung zieht die steifere Lagerung einen größeren Lastanteil an. Im Falle einer eingespannten/gelenkigen Lagerung folgt somit eine Lastaufteilung unter  $60^\circ/30^\circ$ , wobei der größere Winkel an der Einspannung liegt. Für Teileinspannungen dürfen Zwischenwerte linear interpoliert werden.

Die mit diesem Lastbild bestimmten vereinfachten Plattenlagerkräfte vernachlässigen die nach oben gerichteten Auflagerkräfte aus dem Aufschütteln in den Plattencken, an denen zwei frei drehbar gelagerte Ränder aneinanderstoßen. Die damit verbundene Beanspruchungserhöhung für die Randbalken kann näherungsweise erfasst werden, indem für die gelenkig gelagerten Plattenränder statt der nach Bild 2.11 vorhandenen Trapez- oder Dreiecklast ein rechteckförmiges Ersatzlastbild (Gleichlast) angesetzt wird, das in der Größe dem Maximalwert der ursprünglichen Trapez- oder Dreiecklast entspricht.

### 2.3.3 Ergänzungen bei Platten aus Fertigteilen oder Halbfertigteilen mit nachträglicher Ortbetonergänzung

Die üblichen Berechnungsverfahren für Plattschnittgrößen mit Ansatz gleicher Steifigkeiten in beiden Richtungen gelten nur, wenn die Höhendifferenz zwischen der Längsbewehrung und der zugehörigen Querbewehrung 50 mm nicht überschreitet (DIN EN 1992-1-1/NA, 5.1.1 (NA.13)). So werden auch zweiachsig gespannte Elementdecken als orthotrope Platten berechnet.

Bei nachträglich mit Ortbeton ergänzten zweiachsig gespannten Deckenplatten darf für die Beanspruchung rechtwinklig zur Stoßfuge der Fertigteilplatten nur die Bewehrung berücksichtigt werden, die durchläuft oder mit ausreichender Übergreifungslänge gestoßen wird (DIN EN 1992-1-1/NA, 10.9.3 (NA.14)). Für die Berücksichtigung dieser gestoßenen Bewehrung gelten folgende Voraussetzungen:

- Durchmesser der Bewehrungsstäbe  $\leq 14$  mm
- Bewehrungsquerschnitt  $a_s \leq 10 \text{ cm}^2/\text{m}$
- $V_{Ed} \leq 0,3 \cdot V_{Rd,max}$

Bei diesen Platten darf die günstige Wirkung der Drillsteifigkeit im Rahmen der Schnittgrößenermittlung nach DIN EN 1992-1-1/NA, 10.9.3 (NA.15)P nur berücksichtigt werden, wenn sich keine Stoßfuge der Fertigteilplatten innerhalb des Drillbereichs von  $0,3 \cdot l$  ab der Ecke befindet oder wenn die Fuge durch eine Verbundbewehrung im Abstand  $\leq 100$  mm vom Fugenrand gesichert wird, siehe auch *Bechert/Furche (1993)*, *Schießl (1996)* und *Gröning (2012)*. Der Nachweis der Drillmomentenaufnahme ist nicht erforderlich, falls die Platte mit den Randbalken oder den benachbarten Deckenfeldern biegesteif verbunden ist (DIN EN 1992-1-1/NA, 10.9.3 (NA.16)).

Bei Endauflagern von Fertigteilplatten mit Ortbetonergänzung ohne Wandauflast ist eine Verbundsicherungsbewehrung  $\geq 6 \text{ cm}^2/\text{m}$  entlang der Auflagerlinie auf einer Breite von 0,75 m anzugeben (DIN EN 1992-1-1/NA, 10.9.3 (NA.17)). Bei Elementdecken, die üblicherweise eine durchgehende Gitterträgerbewehrung enthalten, ist diese Verbundbewehrung bereits vorhanden (DAfStb-Heft 600). Bei diesen Platten sollte die Verbundsicherung im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich nachgewiesen werden, wenn planmäßig und dauerhaft Lasten angehängt werden (DIN EN 1992-1-1/NA, 10.9.3 (NA.18)).

### 2.3.4 Hinweise zur konstruktiven Durchbildung

Die Anordnung der Bewehrung ist für zweiachsig gespannte Vollplatten in DIN EN 1992-1-1, 9.3 geregelt. In Abschnitt 2.2.4 sind Hinweise für einachsig gespannte Platten enthalten, die in gleicher Weise auch für zweiachsig gespannte Platten gültig sind.

Bei zweiachsig gespannten Platten darf die Bewehrung in der weniger beanspruchten Richtung nicht weniger als 20 % der in der höherbeanspruchten Richtung betragen. Bei diesen Platten ist die **Mindestbewehrung** nur in der Hauptspannrichtung anzuordnen (DIN EN 1992-1-1/NA, NCI zu 9.3.1.1 (1)).

Werden die Schnittgrößen in einer Platte unter Ansatz der Drillsteifigkeit ermittelt, so ist die Bewehrung in den Plattenecken unter Berücksichtigung des **Drillmoments** zu bemessen (DIN EN 1992-1-1/NA, NCI zu 9.3.1.3 (NA.2)). Auf eine Berechnung kann verzichtet werden, wenn die maximale Feldbewehrung bei Ecken mit zwei frei aufliegenden Rändern in jede Richtung parallel zu den Seiten oben und unten auf einer Länge von ca.  $0,3 \cdot l_{\text{eff},\text{min}}$  eingelegt wird. Der Querschnitt der Drillbewehrung darf alternativ auch als Schrägbewehrung verlegt werden, wobei die Bewehrung auf der Oberseite in Richtung der Winkelhalbierenden und auf der Unterseite rechtwinklig dazu ausgerichtet sein muss.

Falls in den Plattenecken ein frei aufliegender und ein eingespannter Rand zusammenstoßen, ist die Hälfte der üblichen Drillbewehrung rechtwinklig zum freien Rand ausreichend (DIN EN 1992-1-1/NA, NCI zu 9.3.1.3 (NA.4)). Eingespannte Ränder benötigen keine Drillbewehrung, da bereits eine Einspannbewehrung vorhanden ist. So ist in einer Platte mit Randbalken oder in einer Platte, die biegesteif mit benachbarten Deckenfeldern verbunden ist, kein Nachweis der Drillmomente und auch keine Drillbewehrung erforderlich (DIN EN 1992-1-1/NA, NCI zu 9.3.1.3 (NA.6)).

Bei vierseitig gelagerten Platten, deren Schnittgrößen als einachsig gespannt oder unter Vernachlässigung der Drillsteifigkeit ermittelt werden, sollte zur Begrenzung der Rissbildung in den Ecken ebenfalls eine Drillbewehrung angeordnet werden (DIN EN 1992-1-1/NA, NCI zu 9.3.1.3 (NA.5)).

Bei dreiseitig gelagerten Platten wachsen die maßgebenden Drillmomente nach der Elastizitätstheorie gegenüber vierseitig gelagerten Platten erheblich an. Dadurch wird eine erhöhte Eckbewehrung erforderlich, deren ausreichende Verankerung besonders beachtet werden muss. Dies gilt in gleicher Weise für zweiseitig über Eck gelagerte Platten, vgl. hierzu DAfStb-Heft 400.

Bei zweiachsig gespannten Platten dürfen die Querkraftnachweise in den beiden Spannrichtungen mit den jeweiligen Einwirkungs- und Widerstandskomponenten getrennt geführt werden. Eine eventuell erforderliche **Querkraftbewehrung** kann als Summe der in beiden Richtungen ermittelten Anteile gebildet werden. Bei genauerer Betrachtung kann diese Bewehrung auch auf Grundlage der vektoriell addierten Querkräfte ermittelt werden (DIN EN 1992-1-1/NA, NCI zu 6.2.1 (NA.10)).

## 2.4 Unterbrochene Deckenlagerungen

### 2.4.1 Übersicht

Das Tragverhalten linienförmig gelagerter Decken ändert sich deutlich, wenn Teilbereiche der Stützungen beispielsweise bei Tür- und Fensteröffnungen wegfallen. Im Bereich der fehlenden Stützung werden abhängig von der Größenordnung der Öffnungsbereiche verstärkte Tragstreifen (deckengleiche Balken) angeordnet. Die Steifigkeit dieser verstärkten Tragstreifen ist jedoch geringer als bei einer kontinuierlichen Stützung, was im Vergleich zu dieser zu Veränderungen des Schnittgrößenverlaufes in beiden Achsenrichtungen führt. Die Schnittgrößen in diesen Bereichen sollten in der Regel mit einer EDV-gestützten Plattenberechnung ermittelt werden.

Die Öffnungsbereiche werden hinsichtlich des Verhältnisses  $l_n/h$  ( $l_n$  = Länge des Öffnungsbereichs ohne Auflagerung und  $h$  = Plattendicke) unterschieden. Platten sollten genauer betrachtet werden, falls das Verhältnis  $l_n/h > 15$  ist oder ihre Öffnungsbereiche über die Hälfte der Länge einer Plattenseite reichen.

Für begrenzte Öffnungsbereiche, deren Längen kleiner  $15 \cdot h$  bzw. die Hälfte einer Plattenseite sind, kann die veränderte Tragwirkung in Abhängigkeit des Verhältnisses  $l_n/h$  näherungsweise mit den in Abschnitt 2.4.2 genannten Ansätzen erfasst werden.

### 2.4.2 Begrenzte Öffnungsbereiche

Die folgenden Regelungen gelten nur für Platten mit vorwiegend ruhender Beanspruchung.

- Für kleine Öffnungsbereiche ( $l_n/h \leq 7$ ) mit üblichen Einwirkungen sind konstruktive Bewehrungszulagen ohne rechnerischen Nachweis ausreichend.
- Für größere Öffnungsbereiche ( $7 < l_n/h \leq 15$ ) wird eine EDV-gestützte Plattenberechnung und Bemessung mit den vorhandenen Geometrien empfohlen. Falls darauf verzichtet wird, muss längs der fehlenden Stützung ein verstärkter Tragstreifen (deckengleicher Balken) ausgebildet werden, vgl. Abschnitt 2.4.3.

### 2.4.3 Verstärkter Tragstreifen

Für größere Öffnungsbereiche ( $7 < l_n/h \leq 15$ ) ist ein verstärkter Tragstreifen auszubilden, der auch als deckengleicher Balken bezeichnet wird. Die Auswirkungen der fehlenden Stützungen auf die Plattenbemessung und die Dimensionierung des deckengleichen Balkens werden getrennt in Längs- und Querrichtung betrachtet.

Die in Richtung der unterbrochenen Stützung wirkenden Plattenbiegemomente dürfen einem deckengleichen Balken zugewiesen werden, dessen statisches System aus der vorhandenen Auflagersituation abzuleiten ist. Der Lasteinzungsbereich des deckengleichen Balkens setzt sich entsprechend Bild 2.12 zusammen. Als Grenze für den Lasteinzungsbereich dient die Querkraftnulllinie der Platte. Vereinfachend darf auch die halbe Stützweite der angrenzenden Plattenfelder angesetzt werden. Für den Nachweis der Auflagerpressung unter dem deckengleichen Balken ist generell die vereinfachte Lasteinzungsfäche anzusetzen.

Im Rahmen der Biegebemessung wird der deckengleiche Balken im Endauflagerbereich einer Platte mit einer mittragenden Breite nach Gleichung (2.9) für den Feldbereich und nach Gleichung (2.10) für den Stützbereich angesetzt. Für die Biegebemessung im Zwischenauflagerbereich einer Platte wird diese mittragende Breite des deckengleichen Balkens verdoppelt.

$$b_{M,F} \leq 0,25 \cdot l_B \quad (2.9)$$

$$b_{M,S} \leq 0,125 \cdot l_B \quad (2.10)$$

Mit:

$b_{M,F}$  mittragende Breite für die Biegebemessung im Feldbereich

$b_{M,S}$  mittragende Breite für die Biegebemessung im Stützbereich

$l_B$  Stützweite des deckengleichen Balkens, üblicherweise  $l_B = 1,05 l_n$

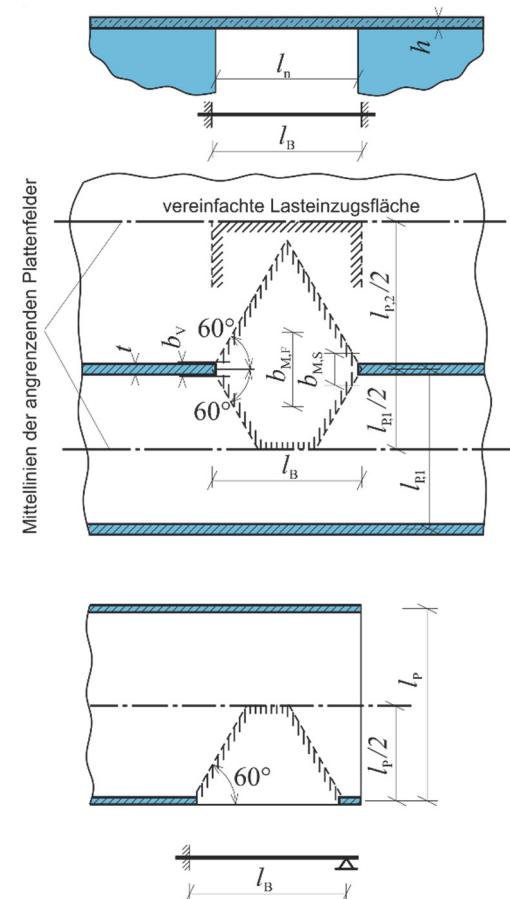
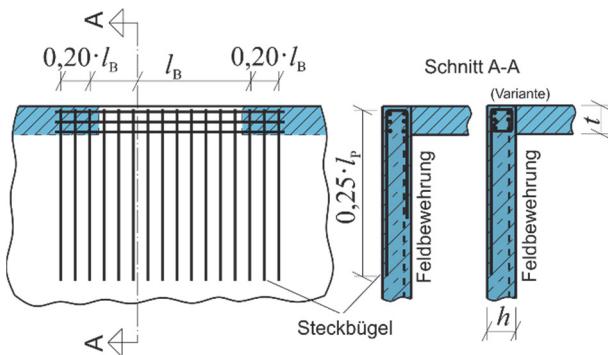


Bild 2.12: Lasteinzungsfäche und Abmessungen für die Berechnung deckengleicher Balken

Anstelle einer Querkraftbemessung des deckengleichen Balkens sollte grundsätzlich am Wandende ein Durchstanznachweis geführt werden (DAfStb-Heft 599). Da der deckengleiche Balken Bestandteil einer Platte ist, gelten auch für die konstruktive Durchbildung des deckengleichen Balkens sinngemäß die Ausführungen für Platten. Daher darf auf eine Mindestquerkraftbewehrung bei  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$  verzichtet werden, vgl. Bild 2.8.

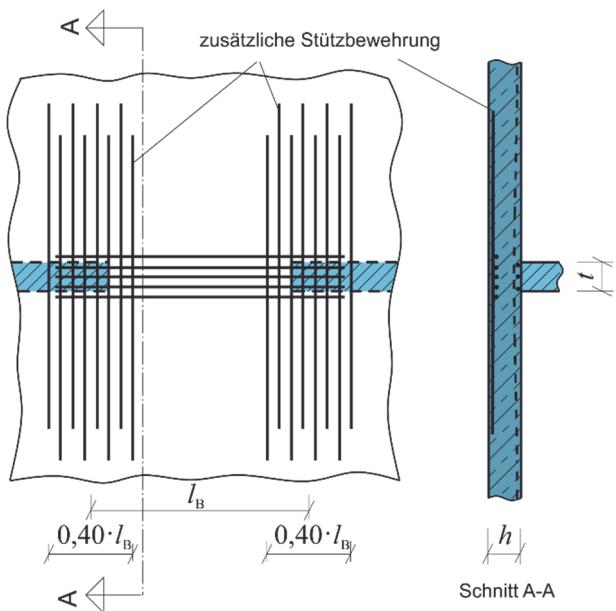
Bei unterbrochenen Stützungen an Plattenendauflagern ist die rechtwinklig zur Richtung der unterbrochenen Lagerung vorhandene Feldbewehrung voll auf die deckengleichen Balken zu führen. Für die dort wirksamen positiven oder negativen Plattenmomente sollte eine Randbewehrung (z. B. Steckbügel als Randbewehrung nach Abschnitt 2.2.4) angeordnet werden, welche an die Feldbewehrung mit der Übergreifungslänge anschließen, vgl. auch DIN EN 1992-1-1, 9.3.1.4 Bild 9.8. Der obere Steckbügelschenkel ist in der Regel mit einer Länge von 25 % der Plattenstützweite als Abreißbewehrung auszubilden, vgl. DIN EN 1992-1-1, 9.3.1.2 (2) mit NDP. Mögliche Ausführungen werden mit Bild 2.13 gegeben.



**Bild 2.13:** Zusätzliche Querbewehrung von deckengleichen Balken an Plattenendauflagern

Für eine unterbrochene Lagerung an einem Zwischenauflager mehrfeldriger Platten ist die sich aus einer durchgehenden Lagerung der Platte ergebende Stützbewehrung auch im Bereich des deckengleichen Balkens ungeschwächt durchzuführen.

Als Bemessungsmoment ist hierbei das ausgerundete Stützmoment anzusetzen. Der bis zum Auflager durchgehende Anteil der Feldbewehrung ist ebenfalls ungeschwächt bis auf den deckengleichen Balken zu führen. Diese gleichmäßig verteilte Stütz- und Feldbewehrung ist in der Regel ausreichend, solange der deckengleiche Balken kürzer als die 10-fache Plattendicke ist. Für deckengleiche Balken mit Abmessungen zwischen  $10 \leq l_B/h \leq 15$  ist die Plattenstützbewehrung linear bis maximal 40 % zu verstärken. Diese Zusatzbewehrung ist gleichmäßig in einem Bereich von  $0,4 \cdot l_B$  zentrisch zur Auflagerlinie des deckengleichen Balkens anzutragen, vgl. Bild 2.14.



**Bild 2.14:** Zusätzliche Plattenstützbewehrung im Bereich von deckengleichen Balken an Innenauflagern durchlaufender Platten mit  $10 \leq l_B/h \leq 15$

## 2.5 Literatur

Bechert, H.: Furche, J.: Bemessung von Elementdecken mit der Methode der Finite-Elemente. Betonwerk + Fertigteiltechnik 59, 1993, Nr. 5, S. 47-51.

Beck, H.: Über die Lastverteilungsbreite von Einzel- und Streckenlasten auf zweiseitig gelagerten Platten. Der Bauingenieur (1959), Heft 3, S. 94-101.

Beutel, R.; Furche, J.; Hegger, J.; Häusler, F.: Zur Momentenumlagerung in Elementdecken mit Gitterträgern. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), Heft 12, S. 985-992.

Czerny, D.: Tafeln für Rechteckplatten. Beton-Kalender 1996, Teil 1, 277-339 und Betonkalender 1974, Band 1, S. 147-219.

DAfStb-Heft 240: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. Berlin, Beuth Verlag, 3. überarbeitete Auflage, 1991.

DAfStb-Heft 300: Erläuterung der Bewehrungsrichtlinien. Berlin, Verlag Ernst & Sohn, 1979.

DAfStb-Heft 400: Erläuterungen zu DIN 1045 Beton- und Stahlbeton, Ausgabe 07.88. Berlin, Köln: Beuth Verlag, 3. Berichtigter Nachdruck 1994.

DAfStb-Heft 599: Bewehren nach EC2. Berlin, Beuth Verlag, 2013.

DAfStb-Heft 600: Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2). Berlin, Beuth Verlag, 2012.

DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin, Beuth Verlag.  
Mit: DIN EN 1992-1-1/A1:2015-03.

DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin, Beuth Verlag.  
Mit: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12.

DIN 1045 (1988): Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. Deutsches Institut für Normung, Juli 1988.

Fingerloos, F.; Hegger, J.; Zilch, K.: Eurocode 2 für Deutschland. Kommentar. 2. Auflage, Beuth Verlag, Berlin, 2016.

Gröning, M.: Zum Tragverhalten von Stahlbetonfertigteilen mit Ortbetonergänzung – dreidimensionale Modellierung, numerische Simulation und experimentelle Untersuchung. Dissertation, TU Kaiserslautern, 2012.

Hansen, M.: Historische Entwicklung der Bemessungshilfsmittel. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019).

Hansen, M.; Teklenburg, J.; Vogelsang, D.; Marx, S.: Sonderlasten auf einachsig gespannten, linienlagerten Platten. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019).

Hegger, J.; Reiß, K.: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten – Anpassung des DIN-Fachberichtes „Betonbrücken“ an endgültige Eurocodes und nationale Anhänge einschließlich Vergleichsrechnungen. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau Heft B 93, 2013.

Homberg, H.; Ropers, W.: Fahrbahnplatten mit veränderlicher Dicke. Springer-Verlag, 1965.

Lantsoght, E. O. L.: Shear in Reinforced Concrete Slabs under Concentrated Loads close to Supports. Dissertation, Delft, 2013.

Latte, S.: Zur Tragfähigkeit von Stahlbeton-Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung. Dissertation. TU Hamburg-Harburg, 2010.

Leonhardt, F.; Mönnig, E.: Vorlesungen über Massivbau – Dritter Teil: Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau. Berlin, Springer-Verlag, 1974.

Natário, F.: Static and Fatigue Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs under Concentrated Loads near Linear Supports. Dissertation, Lausanne, Schweiz, 2015.

Pieper, K.; Martens, P.: Durchlaufende vierseitig gestützte Platten im Hochbau. Beton- und Stahlbetonbau 61 (1966), Heft 6, S. 158-162.

Pucher, A.: Einflußfelder elastischer Platten. Springer-Verlag, 1964.

Reiß, K.; Hegger, J.: Experimentelle Untersuchungen zur mitwirkenden Breite für Querkraft von einfeldrigen Fahrbahnplatten. Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), Heft 2, S. 96-103.

Reißen, K.; Hegger, J.: Experimentelle Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten von auskragenden Fahrbahnplatten unter Radlasten. *Beton- und Stahlbetonbau* 108 (2013), Heft 5, S. 315-324.

Reißen, K.: Zum Querkrafttragverhalten von einachsig gespannten Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter Einzellasten. Dissertation, RWTH Aachen, 2016.

Rombach, G.: Anwendung der Finite-Elemente-Methode im Betonbau. 2. Auflage. Berlin: Verlag Ernst & Sohn, 2007.

Rombach, G.; Velasco, R. R.: Schnittgrößen auskragender Fahrbahnplatten infolge von Radlasten nach DIN-Fachbericht. *Beton- und Stahlbetonbau* 100 (2005), Heft 5, S. 376-389.

Rombach, G.; Latte, S.: Querkrafttragfähigkeit von Fahrbahnplatten ohne Querkraftbewehrung. *Beton- und Stahlbetonbau* 104 (2009), Heft 10, S. 642-656.

Rombach, G.; Henze, L.: Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter konzentrierten Einzellasten: Teil 1: Versuche. *Beton- und Stahlbetonbau* 112 (2017), Heft 9, S. 568-578.

Schießl, P.: Drillsteifigkeit von Fertigteilplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht. *Beton- und Stahlbetonbau* 91 (1996), Heft 3, S. 62-67 und Heft 4, S. 86-89.

Schmaus, W.: Zur mittragenden Breite bei Linien- und Einzellasten. *Bautechnik* 50 (1973), Heft 5, S. 145-149.

Stiglat, K.; Wippel, H.: Massive Platten. In: *Betonkalender 1973*, Band 1, S. 147-219.

Stolze, R.: Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit von den Bruchlinien abweichender Bewehrungsrichtung – Bruchlinien-Rotationskapazität. *Schriftenreihe des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie*, Heft 21, Universität Karlsruhe, 1993.

### 3 Punktformig gestützte Platten

#### 3.1 Flachdecken

##### 3.1.1 Allgemeines

Flachdecken sind unterzugslose Decken, die direkt auf Stützen punktförmig gelagert und mit diesen gelenkig oder biegesteif verbunden sind. Die Vorteile von Flachdecken sind geringere Konstruktionshöhen im Vergleich zu Unterzugsdecken, von der Konstruktion unabhängige Leitungsführungen der Haustechnik sowie eine größtmögliche Flexibilität in der späteren Raumeinteilung.

Zur Berechnung der Biegemomente in Flachdecken werden im Folgenden zwei Näherungsverfahren angegeben. Abschnitt 3.1.2.1 stellt den Berechnungsablauf des Gurtstreifenverfahrens mit Ersatzrahmen oder -durchlaufträgern vor. In Abschnitt 3.1.2.2 werden zusätzlich aus der Plattentheorie abgeleitete Beiwerthe für die Biegemomente in Flachdecken mit rechteckigem Stützenraster angegeben, die näherungsweise auch für Flachdecken mit nur annähernd rechteckigem Raster angewendet werden dürfen. Besonders die Momente im Stützbereich von Flachdecken können mit Hilfe dieser Beiwerthe wirklichkeitsnäher als mit dem Näherungsverfahren gemäß Abschnitt 3.1.2.1 bestimmt werden.

Sofern unter Gebrauchslast alle horizontalen Kräfte von aussteifenden Scheiben aufgenommen werden können, dürfen bei Hochbauten die aus lotrechter Last resultierenden Biegemomente infolge Rahmenwirkung bei Innenstützen, die biegefest mit Stahlbetonplatten verbunden sind, im Allgemeinen vernachlässigt werden. Randstützen sind jedoch stets als Rahmenstiele in biegefester Verbindung mit Platten zu berechnen. Daher enthält Abschnitt 3.1.2.3 Angaben zur näherungsweisen Berechnung dieser Momente in den Rand- und Eckstützen von Flachdecken.

In den Abschnitten 3.1.3 und 3.1.4 sind die Anforderungen für die Grenzzustände der Tragfähigkeit für Biegung und Durchstanzen gemäß DIN EN 1992-1-1 wiedergegeben.

Es wird darauf hingewiesen, dass die Durchbiegung von punktförmig gestützten Flachdecken unter sonst gleichen Verhältnissen (Spannweite, Plattendicke, Belastung etc.) wesentlich größer ist als von linienförmig auf unnachgiebigen Wänden oder steifen Unterzügen gestützten Platten. Eine Flachdecke auf

quadratischem Raster unter Gleichlast (Volllast) weist z. B. im Innenfeld eine elastische Durchbiegung in Feldmitte auf, die um etwa 30 % größer ist als die einer linienförmig gestützten, sonst jedoch gleichen Platte.

Im Folgenden werden die Biegemomente nach der Richtung benannt, in der sie Spannungen erzeugen. Diese Richtung verläuft demnach rechtwinklig zur Richtung des zugehörigen Momentenvektors.

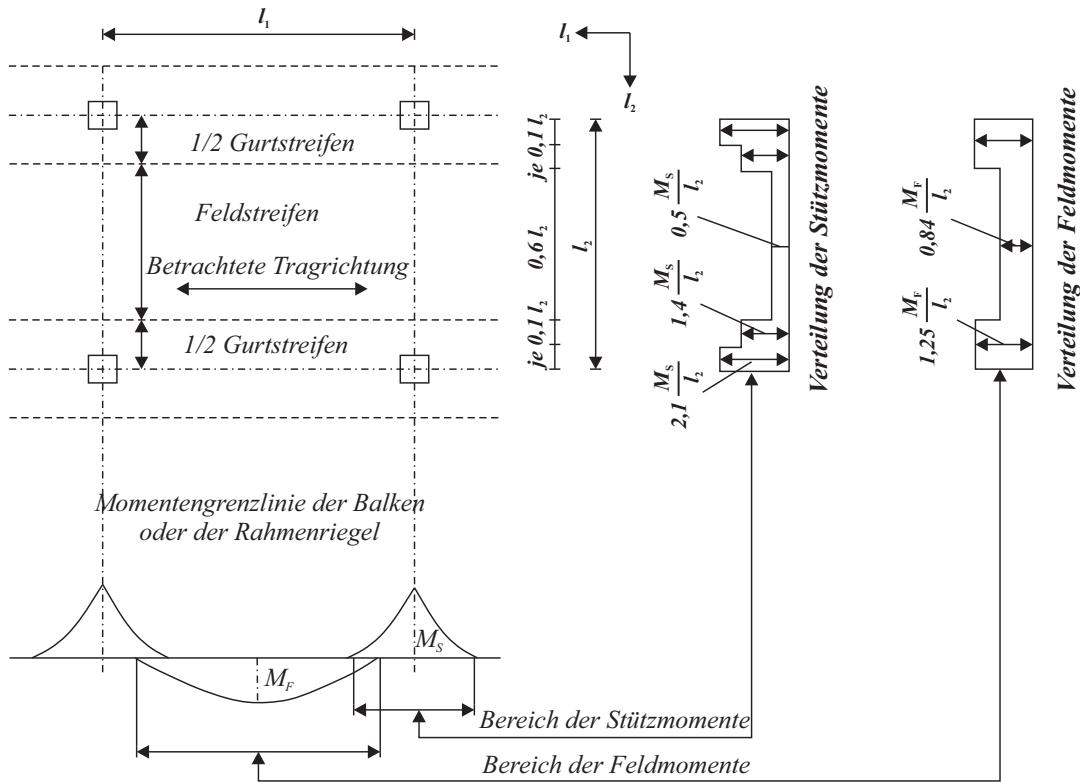
##### 3.1.2 Ermittlung der Schnittgrößen

Die Schnittgrößen in Flachdecken können entweder nach der Elastizitätstheorie oder nach der Plastizitätstheorie ermittelt werden. Obwohl eine exakte Beurteilung des tatsächlichen Tragvermögens nur mittels des Traglastverfahrens auf Basis der Plastizitätstheorie möglich ist, stellt die elastische Schnittkraftermittlung bis heute in der Praxis den Normalfall dar. Allerdings können Spannungskonzentrationen über der Stütze bereits unter ständigen Lasten zu erheblichen Rissbildungen führen. Die Folge sind Umlagerungen in der Schnittkraftverteilung, sodass die tatsächlichen Schnittgrößen im Vergleich zu den auf Basis der Elastizitätstheorie ermittelten Werten abweichen. Dennoch ist eine zu hohe Genauigkeit bei der Ermittlung der Momentenverteilung in Flachdecken aufgrund der stark idealisierenden Modellannahmen meist nicht erforderlich.

##### 3.1.2.1 Näherungsverfahren zur Ermittlung der Momente mit Ersatzdurchlaufträgern oder -rahmen (Gurtstreifenverfahren)

Nach der Elastizitätstheorie entstehen in Feldmitte positive Hauptmomente, die in x- und y-Richtung verlaufen und im Stützbereich negative Hauptmomente, die um die Stütze in konzentrischen Kreisen und radial verlaufen. Zur näherungsweisen Abbildung dieses Momentenverlaufs können die Schnittgrößen in Flachdecken mit Hilfe von Gurt- und Feldstreifen berechnet werden. Das Streifenverfahren ist vergleichsweise einfach und nur anwendbar für Flachdecken mit gleichmäßig verteilter, vorwiegend lotrechter Belastung (keine Einzellasten) bei einem rechteckigen Stützenraster. Das Spannweitenverhältnis muss innerhalb der Grenzen  $0,80 \leq l_x/l_y \leq 1,25$  liegen.

Die Deckenplatten werden durch zwei sich kreuzende Scharen von Längs- und Querbalken ersetzt, die als durchlaufende Balken oder als Riegel von Rahmen so zu behandeln sind, als ob sie in den querlaufenden Stützenfluchten stetig unterstützt wären. Als Breite



**Bild 3.1:** Verteilung der mit dem Näherungsverfahren der Ersatzdurchlaufträger (nach Abschnitt 3.1.2.1) ermittelten Momente  $M_F$  und  $M_S$  in der Querrichtung  $l_2$

der Balken oder Riegel ist der Achsabstand der Stützenreihe rechtwinklig zur jeweiligen Spannrichtung anzusetzen. Für die Ermittlung der Schnittgrößen der stellvertretenden Durchlaufträger oder Rahmen ist zur Erfüllung der Gleichgewichtsbedingungen die gesamte Last in jede der beiden Hauptrichtungen in feldweise ungünstigster Stellung vorzusehen.

Die am stellvertretenden Rahmen ermittelten Momente werden über der Stütze und im Feld gemäß Bild 3.1 verteilt. Hierfür wird jedes Deckenfeld in beide Richtungen in einen inneren Streifen mit einer Breite von  $0,6 l_2$  (Feldstreifen) und zwei äußere Streifen mit einer Breite von je  $0,2 l_2$  (1/2 Gurtstreifen) aufgeteilt. Mit  $l_2$  wird hier die Stützweite rechtwinklig zur betrachteten Richtung bezeichnet. Für die Bemessung sind letztendlich die in Bild 3.1 angegebenen Ordinaten für die Feld- und Stützmomente auf der entsprechenden Breite maßgebend.

Wird eine Flachdecke an einem Rand stetig unterstützt, so darf bei Anwendung dieses Näherungsverfahrens in dem unmittelbar an diesem Rand liegenden halben Gurtstreifen und in dem benachbarten Feldstreifen die Bewehrung parallel zum stetig unterstützten Rand gegenüber derjenigen des Feldstreifens eines Innenfeldes um 25 % vermindert werden.

### 3.1.2.2 Näherungsverfahren zur Ermittlung der Momente nach der Plattentheorie

Die Momente in den Gurt- und Feldstreifen der Innen-, Rand- und Eckfelder von Flachdecken mit vorwiegend rechteckigem Stützenraster unter überwiegender Gleichlast dürfen näherungsweise nach den Gleichungen 3.1 bis 3.7 mit Hilfe der in den Tabellen 3.1 bis 3.5 angegebenen Momentenbeiwerte berechnet werden. Dieses Näherungsverfahren ist zulässig, wenn das Seitenverhältnis eines jeden Plattenfeldes und das Verhältnis benachbarter Stützweiten in einer Richtung der Bedingung  $0,67 \leq l_1/l_2 \leq 1,50$  genügt.

Die Momentenbeiwerte sind unter Berücksichtigung einer Querdehnzahl  $\mu = 0,20$  mit Hilfe der Theorie dünner elastischer Platten ermittelt und durch Modellversuche an Flachdecken mit quadratischem Raster abgesichert.

Zur Berechnung der Momentenverteilung wird die Flachdecke, wie bei dem Näherungsverfahren nach Abschnitt 3.1.2.1, in eine Schar sich kreuzender Gurt- und Feldstreifen zerlegt (siehe Bild 3.2).

Für die Ermittlung der Momente in den beiden Richtungen ist jeweils die gesamte Last vorzusehen. Die jeweils untersuchte Richtung, im Folgenden als „be-

trachtete Tragrichtung“ bezeichnet, wird mit dem Index 1 gekennzeichnet; die Richtung rechtwinklig dazu erhält den Index 2. Die Momentenbeiwerte in den Tabellen 3.1 bis 3.5 für den Verkehrslastanteil berücksichtigen bereits die jeweiligen maßgebenden Laststellungen.

Die nach den folgenden Gleichungen 3.1 bis 3.7 berechneten maßgebenden Momente in den Gurt- und Feldstreifen (Ordinaten der Momentengrenzlinien gemäß Bild 3.2) sind rechtwinklig zur betrachteten Richtung entsprechend Bild 3.2 zu verteilen. Weiterhin enthält Bild 3.2 die Bezeichnungen der Felder und der Plattenstreifen.

### Berechnung der Stützmomente

Im Gurtstreifen über der Stütze:

$$m_{SS} = k_{SS}^g \cdot c \cdot g \cdot l_{m1}^2 + k_{SS}^q \cdot c \cdot q \cdot l_{m1}^2 \quad (3.1)$$

Am Stützenanschnitt von Randstützen für die Richtung rechtwinklig zum Rand:

$$m_{SS} = \frac{M_{Su} - M_{So}}{d_s \cdot (2,2 + 8 \cdot d_s/l)} \quad (3.2)$$

Am Anschnitt von Eckstützen für beide Richtungen:

$$m_{SS} = \frac{M_{Su} - M_{So}}{1,5 \cdot d_s} \quad (3.3)$$

Im restlichen Gurtstreifen:

$$m_{SG} = 0,7 \cdot m_{SS} \quad (3.4)$$

Im Feldstreifen:

$$m_{SF} = k_{SF}^g \cdot g \cdot l_{m1}^2 + k_{SF}^q \cdot q \cdot l_{m1}^2 \quad (3.5)$$

### Berechnung der Feldmomente

Im Gurtstreifen:

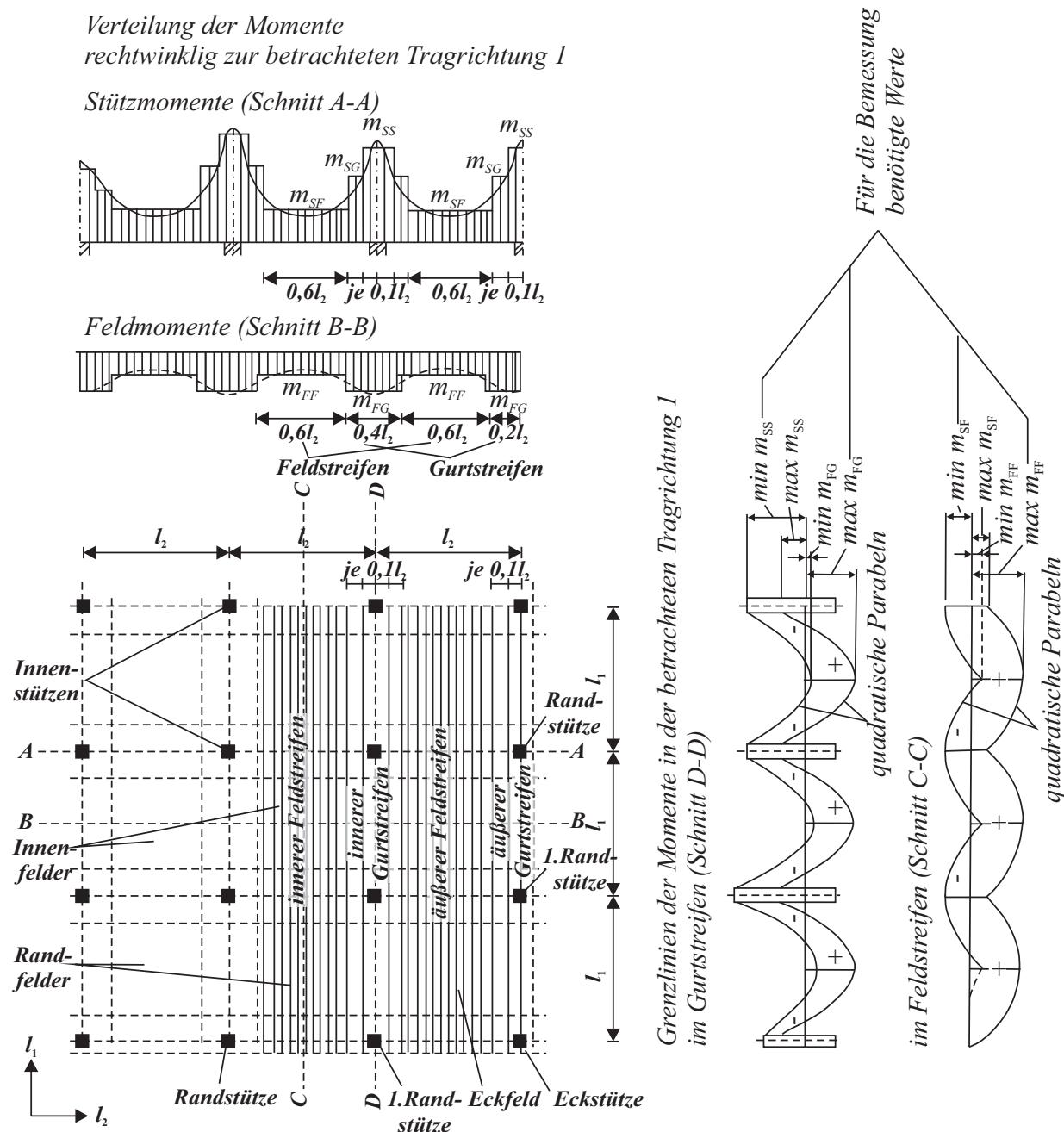
$$m_{FG} = k_{FG}^g \cdot g \cdot l_1^2 + k_{FG}^q \cdot q \cdot l_1^2 \quad (3.6)$$

Im Feldstreifen:

$$m_{FF} = k_{FF}^g \cdot g \cdot l_1^2 + k_{FF}^q \cdot q \cdot l_1^2 \quad (3.7)$$

In den Gleichungen (3.1) bis (3.7) bedeuten:

$m$	Bemessungsmomente für die Platte (mit den Indizes F, G, S)
$F$	Index für Feld bzw. Feldstreifen
$G$	Index für Gurtstreifen
$S$	Index für Stütze bzw. Stützenanschnitt
$k$	Momentenbeiwerte (mit den tiefgestellten Indizes F, G, S und den hochgestellten Indizes g, q), für Innenfelder aus Tabelle 3.1 und Tabelle 3.5, für Randfelder aus Tabelle 3.2 und Tabelle 3.5, für Eckfelder aus Tabelle 3.3 und Tabelle 3.5
$g$	Eigenlast
$q$	Verkehrslast
$c$	Korrekturfaktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Stützdicke $d_s$ und des Stützweitenverhältnisses $\varepsilon$ auf das Moment $m_{SS}$ (siehe Tabelle 3.4)
$l_{m1}$	mittlere Stützweite benachbarter Felder der betrachteten Richtung
$l_{m2}$	mittlere Stützweite benachbarter Felder rechtwinklig zur betrachteten Richtung
$l_1$	Stützweite in der betrachteten Richtung
$l_2$	Stützweite rechtwinklig zur betrachteten Richtung
$\min l_1$	kleinere Stützweite in der betrachteten Richtung
$d_s$	bei Stützen mit quadratischem Querschnitt die Kantenlänge, bei Rechteck- und Kreisstützen die Kantenlänge des flächengleichen Quadrats
$M_{So}, M_{Su}$	Kopf- bzw. Fußmomente in den Rand- und Eckstützen entsprechend Abschnitt 3.1.2.3, Gleichungen (3.9) und (3.10); diese Momente sind mit Vorzeichen einzuführen

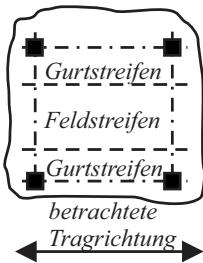


**Bild 3.2:** Bezeichnung der Felder und der Plattenstreifen, Verlauf der Momentengrenzlinien und Verteilung der Momente rechtwinklig zur betrachteten Tragrichtung (in der Darstellung Richtung 1)

**Tabelle 3.1:** Momentenbeiwerte für ein Innenfeld, nach DAfStb-Heft 240

		Feldmoment		Stütz-moment
		Feld-streifen	Gurt-streifen	
$\varepsilon$	Lastfall	$m_{FF}$	$m_{FG}$	$m_{SF}$
0,67	$g$	0,042	0,060	-0,020
	max $q$	0,091	0,096	0,058
	min $q$	-0,049	-0,036	-0,049
0,80	$g$	0,039	0,057	-0,020
	max $q$	0,084	0,093	0,032
	min $q$	-0,045	-0,036	-0,045
1,00	$g$	0,041	0,052	-0,030
	max $q$	0,083	0,089	0,020
	min $q$	-0,042	-0,037	-0,050
1,25	$g$	0,043	0,049	-0,040
	max $q$	0,083	0,086	0,023
	min $q$	-0,040	-0,037	-0,063
1,50	$g$	0,044	0,047	-0,047
	max $q$	0,083	0,084	0,024
	min $q$	-0,039	-0,037	-0,071

$$\varepsilon = \frac{\text{Stützweite in der betracht. Tragrichtung}}{\text{Stützweite } 90^\circ \text{ zur betracht. Tragrichtung}} = \frac{l_1}{l_2}$$



**Tabelle 3.2:** Momentenbeiwerte für ein Randfeld, nach DAFStb-Heft 240

Tragrichtung in Richtung des freien Randes						Tragrichtung rechtwinklig zum freien Rand					
		Feldmoment			Stütz-moment			Feldmoment			Stütz-moment
$\varepsilon$	Lastfall	$k_{FG}$	$k_{FF}$	$k_{FG}$	$k_{SF}$	$\varepsilon$	Lastfall	$k_{FF}$	$k_{FG}$	$k_{SF}$	
0,67	$g$	0,088	0,054	0,064	-0,020	0,67	$g$	0,069	0,093	-0,020	
	max $q$	0,115	0,099	0,097	0,060		max $q$	0,095	0,117	0,059	
	min $q$	-0,027	-0,045	-0,033	-0,047		min $q$	-0,026	-0,024	-0,051	
0,80	$g$	0,076	0,050	0,061	-0,025	0,80	$g$	0,068	0,086	-0,034	
	max $q$	0,107	0,090	0,094	0,032		max $q$	0,093	0,109	0,020	
	min $q$	-0,031	-0,040	-0,033	-0,042		min $q$	-0,025	-0,023	-0,050	
1,00	$g$	0,063	0,045	0,055	-0,033	1,00	$g$	0,069	0,080	-0,047	
	max $q$	0,097	0,086	0,090	0,012		max $q$	0,095	0,104	0,011	
	min $q$	-0,034	-0,041	-0,035	-0,045		min $q$	-0,026	-0,024	-0,058	
1,25	$g$	0,056	0,045	0,052	-0,042	1,25	$g$	0,070	0,075	-0,060	
	max $q$	0,094	0,086	0,088	0,019		max $q$	0,095	0,099	0,011	
	min $q$	-0,038	-0,041	-0,036	-0,061		min $q$	-0,025	-0,024	-0,071	
1,50	$g$	0,053	0,046	0,049	-0,048	1,50	$g$	0,070	0,073	-0,067	
	max $q$	0,091	0,085	0,086	0,023		max $q$	0,095	0,097	0,011	
	min $q$	-0,038	-0,039	-0,037	-0,071		min $q$	-0,025	-0,024	-0,078	

$$\varepsilon = \frac{\text{Stützweite in der betracht. Tragrichtung}}{\text{Stützweite } 90^\circ \text{ zur betracht. Tragrichtung}} = \frac{l_1}{l_2}$$

**Tabelle 3.3:** Momentenbeiwerte für ein Eckfeld, nach DAfStb-Heft 240

		Feldmoment			Stützmoment
		äußerer Gurtstreifen	Feldstreifen	innerer Gurtstreifen	
$\varepsilon$	Lastfall	$k_{FG}$	$k_{FF}$	$k_{FG}$	$k_{SF}$
0,67	$g$	0,104	0,072	0,098	-0,030
	max $q$	0,117	0,093	0,115	0,042
	min $q$	-0,013	-0,021	-0,017	-0,043
0,80	$g$	0,094	0,069	0,090	-0,030
	max $q$	0,110	0,090	0,109	0,021
	min $q$	-0,016	-0,021	-0,019	-0,043
1,00	$g$	0,085	0,070	0,082	-0,042
	max $q$	0,105	0,094	0,102	0,007
	min $q$	-0,020	-0,024	-0,020	-0,049
1,25	$g$	0,078	0,071	0,072	-0,054
	max $q$	0,100	0,097	0,095	0,009
	min $q$	-0,022	-0,026	-0,023	-0,063
1,50	$g$	0,074	0,070	0,072	-0,063
	max $q$	0,098	0,096	0,094	0,011
	min $q$	-0,024	-0,026	-0,022	-0,074

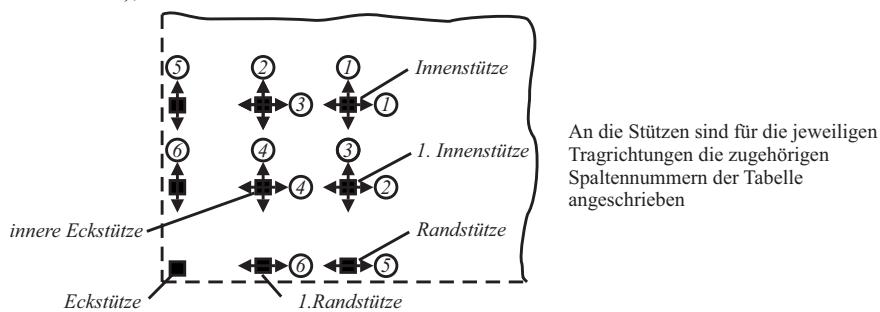
$$\varepsilon = \frac{\text{Stützweite in der betracht. Tragrichtung}}{\text{Stützweite } 90^\circ \text{ zur betracht. Tragrichtung}} = \frac{l_1}{l_2}$$

**Tabelle 3.4:** Korrekturbeiwert  $c$  zur Berücksichtigung der Einflüsse der Stützdicke  $d_s$  und des Stützweitenverhältnisses  $\varepsilon$  auf das größte Stützmoment  $m_{SS}$  nach Tabelle 3.5, nach DAfStb-Heft 240

$\varepsilon$	d <sub>S</sub> /min l <sub>1</sub>					
	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
0,6	1,77	1,81	1,85	1,90	1,94	1,98
0,7	1,48	1,50	1,52	1,55	1,57	1,59
0,8	1,28	1,29	1,30	1,30	1,31	1,32
0,9	1,13	1,13	1,13	1,14	1,14	1,14
1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,1	0,96	0,97	0,98	1,00	1,01	1,02
1,2	0,92	0,94	0,97	0,99	1,02	1,04
1,3	0,89	0,93	0,97	1,00	1,04	1,08
1,4	0,86	0,91	0,96	1,02	1,07	1,12
1,5	0,84	0,90	0,96	1,03	1,09	1,15

$$\varepsilon = \frac{\text{mittl. Stützw. in der betracht. Tragricht.}}{\text{mittl. Stützw. } 90^\circ \text{ zur betracht. Tragricht.}} = \frac{l_{m1}}{l_{m2}}$$

**Tabelle 3.5:** Momentenbeiwerte für die Stützmomente  $m_{SS}$  (Gurtstreifen über der Stütze) bei Innen- und Randstützen\*), nach DAfStb-Heft 240



$\frac{d_s}{\min l_1}$	Lastfall	1	2	3	4	5	6
		Innenstütze, für beide Tragrich- tungen	1. Innen- stütze, Tragrichtung parallel zum näher liegenden Rand	1. Innen- stütze, Tragrichtung rektwinklig zum näher liegenden Rand	innere Eckstütze, für beide Tragrich- tungen	Randstütze, Tragrichtung parallel zum freien Rand **)	1. Randstütze, Tragrichtung parallel zum freien Rand **)
		$k_{SS}$	$k_{SS}$	$k_{SS}$	$k_{SS}$	$k_{SS}$	$k_{SS}$
0,05	$g$	-0,224	-0,272	-0,301	-0,301	-0,171	-0,205
	$\max q$	0,081	0,054	0,033	0,033	0,052	0,030
	$\min q$	-0,305	-0,326	-0,334	-0,334	-0,223	-0,235
0,10	$g$	-0,160	-0,197	-0,218	-0,218	-0,153	-0,183
	$\max q$	0,061	0,040	0,024	0,024	0,035	0,022
	$\min q$	-0,221	-0,237	-0,242	-0,242	-0,188	-0,205
0,15	$g$	-0,123	-0,154	-0,170	-0,170	-0,116	-0,140
	$\max q$	0,049	0,031	0,019	0,019	0,026	0,016
	$\min q$	-0,172	-0,185	-0,189	-0,189	-0,142	-0,156
0,20	$g$	-0,098	-0,123	-0,136	-0,136	-0,091	-0,111
	$\max q$	0,040	0,025	0,015	0,015	0,020	0,012
	$\min q$	-0,138	-0,148	-0,151	-0,151	-0,111	-0,123
0,25	$g$	-0,078	-0,099	-0,110	-0,110	-0,074	-0,090
	$\max q$	0,034	0,021	0,012	0,012	0,015	0,009
	$\min q$	-0,112	-0,120	-0,122	-0,122	-0,089	-0,099
0,30	$g$	-0,063	-0,081	-0,091	-0,091	-0,060	-0,074
	$\max q$	0,029	0,016	0,010	0,010	0,012	0,007
	$\min q$	-0,092	-0,097	-0,101	-0,101	-0,072	-0,081

\*) Stützmomente im restlichen Gurtstreifen:  $m_{SG} = 0,7 m_{SS}$

\*\*) Das Stützmoment rechtwinklig zum freien Rand ist für Rand- und Eckstützen nach Gleichung (3.2) bzw. (3.3) zu bestimmen.

Es werden lediglich die größten Feldmomente ( $\max m_{FG}$  und  $\max m_{FF}$ ) und die größten Stützmomente ( $\min m_{SS}$  und  $\min m_{SF}$ ) für die Bemessung in den maßgebenden Schnitten benötigt. Die entsprechenden Ordinaten der Momentengrenzlinie können den Tabellen 3.1 bis 3.5 entnommen werden (Vorzeichen der Momentenbeiwerte für  $g$  und  $q$  beachten). Die übrigen bei den Grenzlinien in Bild 3.2 angegebenen Momente ( $\min m_{FG}$ ,  $\min m_{FF}$ ,  $\max m_{SS}$  und  $\max m_{SF}$ ) werden nur für die Darstellung der Momentengrenzlinien und damit für die Deckung der Zugkraftlinie benötigt.

Für den Fall, dass keine monolithische Verbindung zwischen Platte und Stütze besteht, müssen, sofern kein genauerer Nachweis erfolgt, die Momente  $m_{SS}$  für den kleinsten in den Tabellen angegebenen Wert  $d_s/\min l_1 = 0,05$  unabhängig von der vorhandenen Stützdicke ermittelt werden.

Bei einer Flachdecke mit nur zwei Feldern in der betrachteten Richtung sind die Stützmomente  $m_{SF}$  in den Feldstreifen, die mit den  $k$ -Beiwerten der Tafeln 3.2 bzw. 3.3 ermittelt werden, um 20 % zu erhöhen.

Bei Platten, die über die Randstützen auskragen, muss das statisch bestimmte Kragmoment zusätzlich ermittelt werden. Es darf näherungsweise entsprechend der Stützmomentenverteilung (siehe Bild 3.1) verteilt werden.

In den Tabellen 3.1 bis 3.3 ist für die Momentenbeiwerte  $k$  die naheliegende Bedingung  $k^g = k^{\max q} + k^{\min q}$  nicht immer erfüllt, weil der Momentenverlauf quer zur betrachteten Richtung (vgl. Bild 3.2) stufenweise abgedeckt und damit das Gleichgewicht übererfüllt wird.

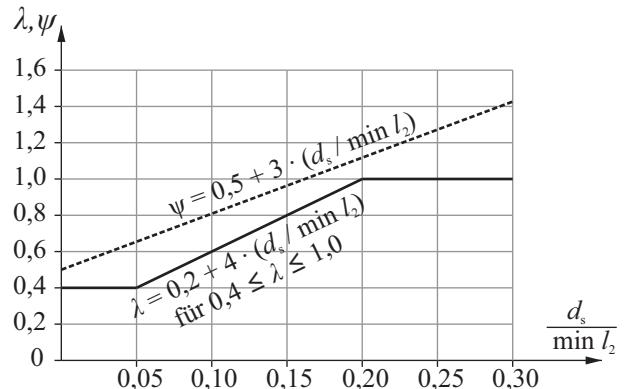
Zur Bemessung der Platte für Biegung darf der Verlauf der Momentengrenzlinien zwischen den angegebenen Ordinaten sowohl im Feld- als auch im Stützbereich in Form von quadratischen Parabeln angenommen werden (siehe Bild 3.2).

### 3.1.2.3 Momente in Rand- und Eckstützen

Näherungsweise können die Einspannmomente in den Rand- bzw. Eckstützen wie für einen Ersatzrahmen in der betrachteten Richtung berechnet werden. Zur Abschätzung der Riegelsteifigkeit darf als mitwirkende Breite  $b_m$  der Platte folgende Beziehung angesetzt werden:

$$b_m = \lambda \cdot \min l_2 \quad (3.8)$$

Der Beiwert  $\lambda$  hängt vom Verhältnis  $d_s/\min l_2$  ab und kann Bild 3.3 entnommen werden. Die mitwirkende Breite  $b_m$  nach Gleichung (3.8) gilt allerdings nicht für die Ermittlung von Verformungen.



**Bild 3.3:** Beiwert  $\lambda$  für die mitwirkende Breite des Riegels des Ersatzrahmens und Beiwert  $\psi$  für das Volleinspannmoment des Rahmenriegels

Die Kopf- und Fußmomente dürfen mit folgenden Gleichungen berechnet werden:

$$M_{So} = -\frac{c_o}{1 + c_o + c_u} \cdot M_R^{(o)} \quad (3.9)$$

$$M_{Su} = \frac{c_u}{1 + c_o + c_u} \cdot M_R^{(o)} \quad (3.10)$$

Diese Kopf- und Fußmomente müssen bei Randstützen nur rechtwinklig zum Plattenrand und bei Eckstützen in beiden Richtungen wirkend berücksichtigt werden.

In den Gleichungen (3.9) und (3.10) bedeuten:

$M_{So}$	Einspannmoment des oberen Rahmenstiels am Rahmenriegel
$M_{Su}$	Einspannmoment des unteren Rahmenstiels am Rahmenriegel
$c_o, c_u$	Faktoren gemäß $c_o-c_u$ -Verfahren; siehe Gleichungen (3.11) und (3.12)
$M_R^{(o)}$	Stützmoment des beidseitig voll eingespannten Rahmenriegels; siehe Gleichung (3.13)

Die Faktoren des  $c_o-c_u$ -Verfahrens berechnen sich wie folgt:

$$c_o = \frac{l_1 \cdot I_{So}}{h_o \cdot I_R} \quad (3.11)$$

$$c_u = \frac{l_1 \cdot I_{Su}}{h_u \cdot I_R} \quad (3.12)$$

In den Gleichungen (3.11) und (3.12) bedeuten:

- $h$  Länge des oberen Rahmenstiels ( $h_o$ ) bzw. des unteren Rahmenstiels ( $h_u$ ), gemessen als Achsmaß
- $I_s$  Trägheitsmoment des oberen ( $I_{so}$ ) bzw. des unteren ( $I_{su}$ ) Rahmenstiels
- $I_R$  Trägheitsmoment des Rahmenriegels mit der mitwirkenden Breite  $b_m$  gemäß Gleichung (3.8)

Das Stützmoment des beidseitig voll eingespannten Rahmenriegels berechnet sich folgendermaßen:

$$M_R^{(o)} = -\psi \cdot (g + q) \cdot b_L \cdot \frac{l_1^2}{12} \quad (3.13)$$

In der Gleichung (3.13) bedeuten:

- $\psi$  Korrekturbeiwert; kann in Abhängigkeit von  $d_s/\min l_2$  Bild 3.3 entnommen werden
- $l_1$  Stützweite des Rand- bzw. Eckfeldes in der betrachteten Richtung
- $\min l_2$  bei Randstützen die kleinere Stützweite der benachbarten Randfelder rechtwinklig zur betrachteten Richtung; bei Eckstützen die halbe Stützweite rechtwinklig zur betrachteten Richtung
- $b_L$  Lasteinzugsbreite rechtwinklig zur betrachteten Richtung:  
bei Randstützen das Mittel der entsprechenden Stützweiten der benachbarten Randfelder;  
bei Eckstützen die Hälfte der entsprechenden Stützweite des Eckfeldes

Kragt die Platte über den Rand- bzw. Eckstützen aus, ist dies bei der Ermittlung von  $M_R^{(o)}$  zusätzlich zu berücksichtigen.

### 3.1.3 Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung

Die Biegebemessung von Flachdecken erfolgt analog zu der Biegebemessung von zweiachsig gespannten Platten. Allerdings wird bei der Ermittlung der Durchstanztragfähigkeit punktförmig gestützter Platten nach DIN EN 1992-1-1 mit DIN EN 1992-1-1/NA ein räumlicher Tragmechanismus unterstellt, der höhere Querkraftwiderstände als bei linienförmig gelagerten Platten ermöglicht. Zur Sicherstellung dieses räumlichen Tragmechanismus ist ein Grundmaß an

Biegetragfähigkeit erforderlich. Daher ist in Platten und Fundamenten im Durchstanzbereich nach DIN EN 1992-1-1 mit DIN EN 1992-1-1/NA eine Biegelängsbewehrung vorzusehen, die bestimmte Mindestmomente  $m_{Ed}$  abdeckt, sofern die Schnittgrößenermittlung nicht zu größeren Bemessungsmomenten führt. Dies gilt sowohl für die Tragfähigkeit ohne als auch mit Durchstanzbewehrung. Um unter anderem bereits bei der Erstrissbildung eine Beanspruchung der Biegezugbewehrung über die Streckgrenze hinaus zu vermeiden, sind in DIN EN 1992-1-1/NA, 6.4.5 (NA.6) folgende Mindestmomente je Längeneinheit definiert:

$$m_{Ed,z} = \eta_z \cdot V_{Ed} \text{ bzw. } m_{Ed,y} = \eta_y \cdot V_{Ed} \quad (3.14)$$

Hierbei bedeuten in Gleichung (3.14):

- $\eta_z / \eta_y$  Momentenbeiwert auf Grundlage der Plastizitätstheorie; kann Tabelle 3.6 entnommen werden
- $V_{Ed}$  aufzunehmende Querkraft

Während die Momentenbeiwerte  $\eta_z$  bzw.  $\eta_y$  für die Ermittlung der Mindestmomente sowie die anzusetzenden Breiten bei Innen-, Rand- und Eckstützen in DIN EN 1992-1-1/NA, 6.4.5 (NA.6) angegeben sind, fehlen Regelungen für die Berechnung bei Wandenden und Wanddecken. Die fehlenden Angaben zur Ermittlung und Verteilung der Mindestmomente bei Wandenden und Wanddecken werden in *Kueres et al. (2016)* angegeben und basieren auf Grundlage von DIN EN 1992-1-1 mit DIN EN 1992-1-1/NA.

Tabelle 3.6 enthält somit alle erforderlichen Momentenbeiwerte und die jeweils entsprechende Verteilungsbreite der Mindestbewehrung auf Grundlage von DIN EN 1992-1-1 mit DIN EN 1992-1-1/NA. Bild 3.4 liefert eine zusammenfassende Darstellung der jeweiligen Verteilungsbreite der Mindestlängsbewehrung für Innen-, Rand- und Eckstützen nach DIN EN 1992-1-1/NA sowie die empfohlene Erweiterung für Wanddecken und Wandenden auf Basis von *Kueres et al. (2016)*.

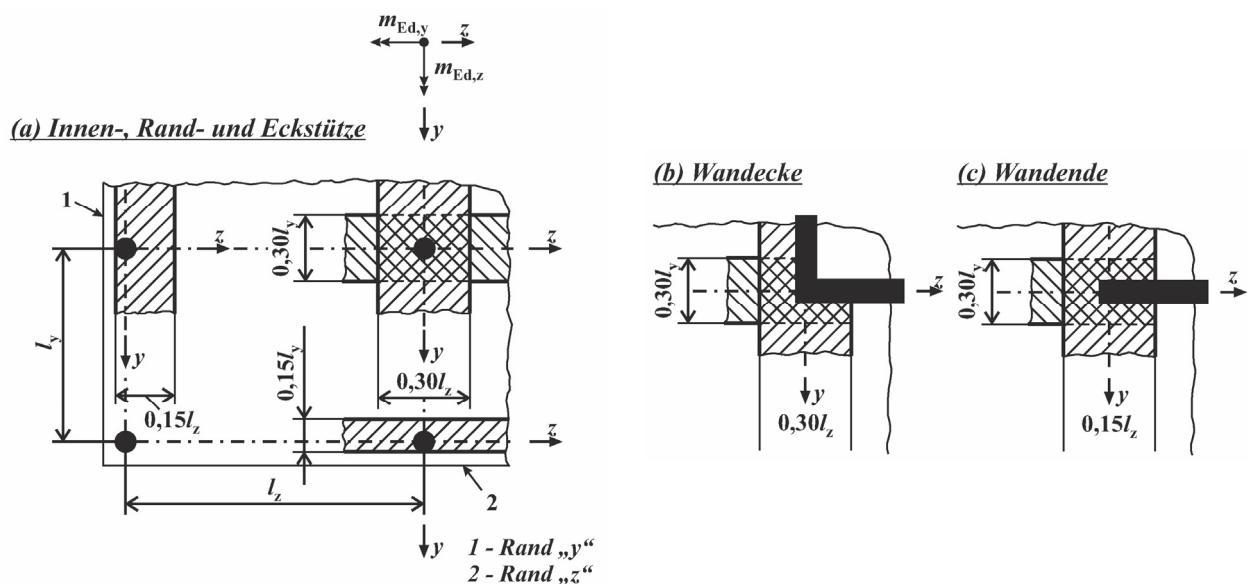
**Tabelle 3.6:** Momentenbeiwerte und Verteilungsbreite der Mindestlängsbewehrung nach DIN EN 1992-1-1 mit DIN EN 1992-1-1/NA, Tabelle NA.6.1.1 inklusive der Ergänzung um Wanddecken und Wandenden nach Kueres et al. (2016)

		1	2	3	4	5	6
Lage der Stütze	$\eta_z$		anzusetzende Breite <sup>b</sup>	$\eta_y$		anzusetzende Breite <sup>b</sup>	
	Zug an der Plattenoberseite <sup>c</sup>	Zug an der Plattenunterseite <sup>c</sup>		Zug an der Plattenoberseite <sup>c</sup>	Zug an der Plattenunterseite <sup>c</sup>		
1	Innenstütze	0,125	0	$0,30l_y$	0,125	0	$0,30l_z$
2	Randstütze Rand „z“ <sup>a</sup>	0,25	0	$0,15l_y$	0,125	0,125	je m Plattenbreite
3	Randstütze Rand „y“ <sup>a</sup>	0,125	0,125	je m Plattenbreite	0,25	0	$0,15l_z$
4	Eckstütze	0,5	0,5	je m Plattenbreite	0,5	0,5	je m Plattenbreite
5	Wanddecke	0,125	0	$0,30l_y$	0,125	0	$0,30l_z$
6	Wandende in „z“-Richtung	0,125	0	$0,30l_y$	0,25	0	$0,15l_z$
7	Wandende in „y“-Richtung	0,25	0	$0,15l_y$	0,125	0	$0,30l_z$

a Definition der Ränder und der Stützenabstände  $l_x$  und  $l_y$  siehe Bild 3.4.

b Siehe Bild 3.4.

c Die Plattenoberseite bezeichnet die der Lasteinleitungsfläche gegenüberliegende Seite der Platte; die Plattenunterseite diejenige Seite, auf der die Lasteinleitungsfläche liegt.



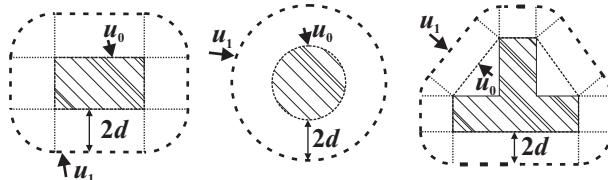
**Bild 3.4:** Verteilungsbreite der Mindestlängsbewehrung nach DIN EN 1992-1-1 mit DIN EN 1992-1-1/NA (a) und Ergänzung für Wanddecken (b) und Wandenden (c) nach Kueres et al. (2016)

### 3.1.4 Grenzzustand der Tragfähigkeit gegen Durchstanzen

#### 3.1.4.1 Allgemeines

Beim Durchstanzen punktförmig gestützter Platten sind unterschiedliche Versagensmechanismen zu beobachten, die sich grundsätzlich in ein Versagen ohne und mit Durchstanzbewehrung einteilen lassen. Mit Durchstanzbewehrung ist zwischen einem Versagen innerhalb und außerhalb des durchstanzbewehrten Bereiches sowie auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit am Stützenanschnitt zu unterscheiden. Jeder Versagensart wird in DIN EN 1992-1-1 eine eigene Bemessungsgleichung zugeordnet.

Der Nachweis der aufnehmbaren Querkraft erfolgt nach DIN EN 1992-1-1 längs festgelegter Rundschnitte über Schubspannungen. Grundsätzlich ist nachzuweisen, dass die einwirkende Schubspannung  $v_{Ed}$  den Widerstand  $v_{Rd}$  nicht überschreitet. Der kritische Rundschnitt  $u_1$  für runde oder rechteckige Lasteinleitungsflächen, die sich nicht in der unmittelbaren Nähe von freien Rändern befinden, umfahren die Lasteinleitungsfläche in einem Abstand von  $2,0d$  (Bild 3.5), wobei  $d$  der statischen Nutzhöhe der Platte entspricht. Der Rundschnitt  $u_0$  entspricht dem kürzesten Rundschnitt um die Lasteinleitungsfläche (Bild 3.5), deren Verhältnis von Länge zu Breite nicht größer als 2,0 sein darf.



**Bild 3.5:** Rundschnitte  $u_0$  und  $u_1$  bei unterschiedlicher Stützgeometrie

Nach DIN EN 1992-1-1 wird die maßgebende Einwirkung  $V_{Ed}$  entlang des betrachteten Rundschnitts  $u_i$  in eine Querkraft je Flächeneinheit (Schubspannung) umgerechnet:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_i \cdot d} \quad (3.15)$$

In Gleichung (3.15) bedeuten:

$\beta$	Lasterhöhungsbeiwert zur Berücksichtigung ausmittiger Beanspruchungen
$V_{Ed}$	aufzunehmende Querkraft
$u_i$	betrachteter Rundschnitt
$d$	statische Nutzhöhe

Für unverschiebbliche Systeme mit Stützweitenverhältnissen zwischen  $0,8 \leq l_1/l_2 \leq 1,25$  dürfen gemäß DIN EN 1992-1-1 mit DIN EN 1992-1-1/NA vereinfachend konstante Werte für  $\beta$  angenommen werden (siehe Tabelle 3.7). DIN EN 1992-1-1 enthält darüber hinaus einen rechnerischen Ansatz, der eine vollplastische Schubspannungsverteilung entlang des kritischen Rundschnitts zu Grunde legt. Weitere Erläuterungen zu dieser Vorgehensweise sowie alternative Verfahren sind unter anderem in *Siburg et al. (2012)* und im DAfStb-Heft 600 zu finden.

**Tabelle 3.7:** Lasterhöhungsbeiwert  $\beta$  zur Berücksichtigung ausmittiger Beanspruchungen nach DIN EN 1992-1-1 mit DIN EN 1992-1-1/NA

	Lasterhöhungsbeiwert $\beta$ nach DIN EN 1992-1-1/NA
Innenstütze	1,10
Randstütze	1,40
Eckstütze	1,50
Wandende	1,35
Wandecke	1,20

#### 3.1.4.2 Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung

In DIN EN 1992-1-1, 6.4.4 wird die Durchstanztragfähigkeit für Platten ohne Durchstanzbewehrung geregelt:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_i f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \quad (3.16)$$

In Gleichung (3.16) bedeuten:

$C_{Rd,c}$	empirischer Vorfaktor gemäß Gleichungen (3.17) und (3.18)
$k$	$= 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2,0$ ; $d$ in [mm]; Maßstabsfaktor
$\rho_i$	$\leq \min (0,02; 0,5f_{cd}/f_{vd})$ ; Längsbewehrungsgrad auf einer Plattenbreite entsprechend der Stützenabmessung zuzüglich $3d$ je Seite
$f_{ck}$	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit in $[N/mm^2]$
$k_1$	$= 0,10$ ; empirischer Beiwert
$\sigma_{cp}$	$\leq 2,0 [N/mm^2]$ ; anrechenbare Druckspannung (Druckspannungen positiv anzusetzen)
$v_{min}$	Mindestquerkrafttragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1/NA, Gl. (6.3DE)

Durch den im Abstand  $2,0d$  angeordneten kritischen Rundschnitt ergeben sich besonders bei kleinen Stützenumfängen sehr große Beanspruchungen am Stützenrand. Daher ist nach DIN EN 1992-1-1/NA eine zusätzliche Beschränkung der Tragfähigkeit bei Innenstützen von Flachdecken bei kleinen  $u_0/d$ -Verhältnissen erforderlich:

$$\frac{u_0}{d} \geq 4,0 : C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c \quad (3.17)$$

$$\frac{u_0}{d} < 4,0 : C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot \left( 0,1 \cdot \frac{u_0}{d} + 0,6 \right) \geq \frac{0,15}{\gamma_c} \quad (3.18)$$

### 3.1.4.3 Flachdecken mit Durchstanzbewehrung

In DIN EN 1992-1-1 wird die erforderliche Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung einmal im Rundschnitt  $u_1$  (im Abstand  $2,0d$ ) bestimmt und dann in allen weiteren Rundschnitten angeordnet, bis der Nachweis ohne Querkraftbewehrung außerhalb der Durchstanzbewehrung erfüllt ist. Die Tragfähigkeit mit Durchstanzbewehrung ergibt sich hierfür aus der Summe eines Betontraganteils ( $0,75 v_{Rd,c}$ ) und eines Stahltraganteils:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot \left( \frac{d}{s_r} \right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left( \frac{1}{(u_1 \cdot d)} \right) \cdot \sin \alpha \quad (3.19)$$

In Gleichung (3.19) bedeuten:

$s_r$	radialer Abstand der Durchstanzbewehrungsreihen
$A_{sw}$	Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung je Bewehrungsreihe um die Stütze
$f_{ywd,ef}$	$= 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$ ; wirksamer Bemessungswert der Streckgrenze der Durchstanzbewehrung
$\alpha$	Winkel zwischen Durchstanzbewehrung und Plattenebene

Durch Umstellen der Gleichung (3.19) ergibt sich die erforderliche Durchstanzbewehrung je Bewehrungsreihe entlang des Rundschnitts zu:

$$A_{sw} = \frac{(v_{Ed} - 0,75 \cdot v_{Rd,c}) \cdot d \cdot u_1}{1,5 \cdot \left( \frac{d}{s_r} \right) \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha} \quad (3.20)$$

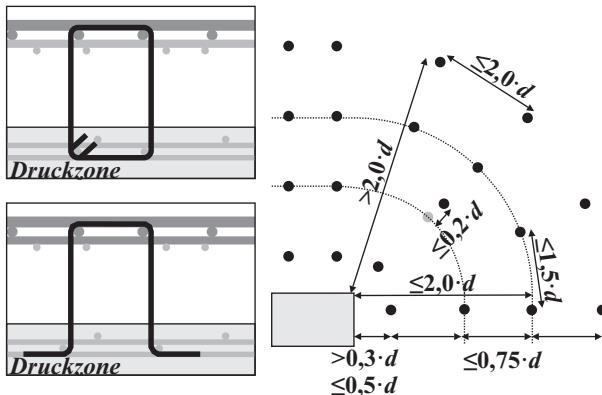
Da der Rundschnitt  $u_1$  unverändert bleibt, ist nach DIN EN 1992-1-1 in jeder Reihe die gleiche Durchstanzbewehrungsmenge vorzusehen. Der Bügeldurchmesser ist dabei auf  $d_s \leq 0,05d$  zu begrenzen. Der Betontraganteil für die Durchstanzbewehrung in Flachdecken  $v_{Rd,c}$  wird nach Gleichung (3.16) bestimmt. Da der Einfluss einer Vorspannung auf die Durchstanztragfähigkeit mit Durchstanzbewehrung jedoch noch nicht abschließend geklärt ist, sollte der Vorwert abweichend zu  $k_1 = 0,05$  angenommen werden.

Um das Sicherheitsniveau der früheren DIN 1045-1 weiterhin zu gewährleisten, fordert DIN EN 1992-1-1/NA eine zusätzliche Erhöhung der Durchstanzbewehrungsmengen in den ersten beiden Reihen. Daher ist die nach Gleichung (3.20) erforderliche Durchstanzbewehrungsmenge in der ersten Reihe (im Abstand  $0,3d$  bis  $0,5d$  zum Rand der Lasteinleitungsfläche) mit dem Faktor  $\kappa_{sw,1} = 2,5$  und in der zweiten Reihe im maximalen Abstand  $0,75d$  zur ersten Reihe um den Faktor  $\kappa_{sw,2} = 1,4$  zu erhöhen. Ab der dritten Reihe darf  $\kappa_{sw} = 1,0$  gesetzt werden.

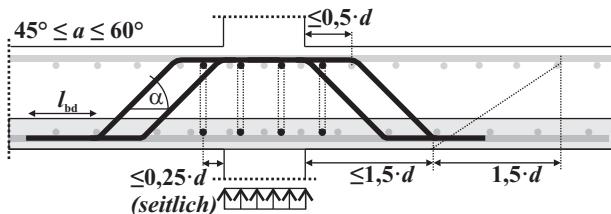
Die Verwendung von Schrägstäben führt zu einer geringfügigen Änderung der Bemessungsgleichung. Außerdem erreichen Schrägstäbe aufgrund der besseren Verankerung auch bereits bei dünnen Platten die Streckgrenze:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 0,80 \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left( \frac{1}{(u_1 \cdot d)} \right) \cdot \sin \alpha \quad (3.21)$$

Grundsätzlich gilt, dass mindestens 50 % der Längsbewehrung in radialer oder tangentialer Richtung von der Durchstanzbewehrung umschlossen werden müssen. Querkraftzulagen sind als Durchstanzbewehrung nicht zugelassen. Für Durchstanzbewehrung zulässige Bügelformen und die maximalen Abstände können den Bildern 3.6 und 3.7 entnommen werden. Gemäß DAfStb-Heft 600 ist aus baupraktischen Gründen zulässig, dass einzelne Durchstanzbewehrungselemente ab der zweiten Bewehrungsreihe radial bis zu  $\pm 0,2d$  von der theoretischen Reihenlinie abweichen dürfen.



**Bild 3.6:** Zulässige Durchstanzbewehrungsformen und maximale Abstände für Bügel nach DIN EN 1992-1-1 mit DIN EN 1992-1-1/NA



**Bild 3.7:** Zulässige Durchstanzbewehrungsformen und maximale Abstände für Schrägstäbe nach DIN EN 1992-1-1 mit DIN EN 1992-1-1/NA

Die maximale Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken ist durch ein Versagen der Betondruckzone infolge mehraxialer Beanspruchung und gleichzeitig großer Rotation am Anschnitt Stütze-Platte begrenzt (*Hegger et al. (2007)*). Daher wird nach DIN EN 1992-1-1/NA die maximale Tragfähigkeit als Vielfaches der Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung bestimmt und im kritischen Rundschnitt  $u_1$  im Abstand  $2,0d$  von der Stütze ermittelt:

$$v_{Rd,max} = 1,4 \cdot v_{Rd,c} \quad (3.22)$$

Der Einfluss einer günstig wirkenden Betondruckspannung  $\sigma_{cp}$  infolge Vorspannung ist nicht durch Versuche abgesichert und darf somit bei der Bestimmung der Maximaltragfähigkeit nicht in Ansatz gebracht werden ( $k_1 = 0$ ).

Die Durchstanzbewehrung ist so lange anzuordnen, bis der Nachweis außerhalb des durchstanzbewehrten Bereiches mit der Querkrafttragfähigkeit der liniengelagerten Platte erfüllt ist. Die erforderliche Länge des äußeren Rundschnittes  $u_{out}$  ermittelt sich zu:

$$u_{out} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{v_{Rd,c} \cdot d} \quad (3.23)$$

Der äußere Rundschnitt befindet sich im Abstand  $1,5d$  von der äußersten Durchstanzbewehrungsreihe. Die Tragfähigkeit  $v_{Rd,c}$  berechnet sich abweichend von Gleichung (3.16) und entspricht hierbei der Querkrafttragfähigkeit einer liniengelagerten Platte ohne Querkraftbewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1 mit DIN EN 1992-1-1/NA:

$$\begin{aligned} v_{Rd,c} &= \frac{0,15}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,12 \cdot \sigma_{cp} \\ &\geq (v_{min} + 0,12 \cdot \sigma_{cp}) \end{aligned} \quad (3.24)$$

Grundsätzlich ist eine Mindestquerkraftbewehrung im Durchstanzbereich anzuordnen, wenn Durchstanzbewehrung zur Steigerung der Tragfähigkeit erforderlich ist. Die Mindestbewehrung dient vor allem zur Begrenzung der Schubrissbreite im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. In DIN EN 1992-1-1 mit DIN EN 1992-1-1/NA wird die Mindestdurchstanzbewehrung auf den Wirkungsbereich ( $s_r \cdot s_t$ ) eines einzelnen Stabes bezogen:

$$A_{sw,min} = A_s \cdot \sin \alpha = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{1,5 \cdot f_{yk}} \cdot s_r \cdot s_t \quad (3.25)$$

Bei vertikalen Bügeln mit  $\alpha = 90^\circ$  und  $\sin \alpha = 1,0$  gilt  $A_{sw,min} = A_s$ . Bei Schrägstäben ist zu beachten, dass der vertikal wirksame Anteil in Gleichung (3.25) mit  $A_s \cdot \sin \alpha$  berücksichtigt wird und als radialer Abstand  $s_r = 1,0d$  anzusetzen ist.

Für ergänzende Informationen zum Durchstanznachweis von Flachdecken sowie Regelungen zur baulichen Durchbildung wird an dieser Stelle auf DIN EN 1992-1-1/NA, DAfStb-Heft 600 und *Siburg et al. (2012)* verwiesen.

## 3.2 Flachgründungen

### 3.2.1 Allgemeines

Die Gründung überträgt die Bauwerkslasten auf den tragfähigen Baugrund. Da die Materialfestigkeit der verwendeten Baustoffe in der Regel deutlich größer ist als die Festigkeit des Baugrundes, werden die Bauwerkslasten über die Gründung auf eine größere Fläche verteilt. Abhängig von der Beschaffenheit und der Lage der tragfähigen Bodenschicht werden Gründungen als Flachgründungen oder Tiefgründungen ausgeführt. Bei hohen Bauwerkslasten und ungünstigen Baugrundverhältnissen kann auch eine Kombination von beiden Gründungsarten sinnvoll sein. Auf die Bemessung von Tiefgründungen wird in diesem Kapitel nicht weiter eingegangen.

Ist die Bodenschicht unmittelbar unter dem Bauwerk tragfähig und ausreichend dick, so stellt eine Flachgründung die einfachste und wirtschaftlichste Art der Gründung dar. Flachgründungen werden unterschieden in Einzelfundamente, Streifenfundamente und Plattenfundamente. Einzelfundamente werden angeordnet, wenn konzentrierte Einzellasten, z. B. aus Stützen, in den Baugrund abgetragen werden sollen. Bei geringen Lasten und gleichmäßigen Bodenverhältnissen dürfen Einzelfundamente unter Ausnutzung der Betonzugfestigkeit unbewehrt ausgeführt werden. Bei höheren Lasten führt dies allerdings zu unwirtschaftlichen Abmessungen, sodass in diesen Fällen in der Regel bewehrte Einzelfundamente ausgeführt werden. Eine andere Art der Flachgründung sind Streifenfundamente, die wie Einzelfundamente unbewehrt und bewehrt ausgeführt werden können. Streifenfundamente werden angeordnet, wenn Einzelfundamente nicht mehr zweckmäßig sind, weil die erforderlichen Fundamentflächen im Vergleich zum Stützenabstand groß sind. Weiterhin eignen sich Streifenfundamente, wenn Horizontallasten in den Baugrund abzutragen sind und daher Zugbänder zwischen den Einzelfundamenten notwendig wären oder wenn Wände zu gründen sind. Unter einem Plattenfundament versteht man eine unter dem gesamten Bauwerk oder Teilen davon durchgehende Sohlplatte, die entweder mit konstanter Dicke oder mit vergrößerter Dicke im Bereich von Stützen ausgeführt werden kann. Plattenfundamente werden notwendig, wenn die Bauwerkslast sehr groß oder der Baugrund wenig tragfähig ist, sodass der gesamte Bauwerksgrundriss oder eine Teilfläche als Fundamentfläche für den Lastabtrag herangezogen werden kann. Darüber hinaus eignen sich Plattengründungen zur Abdichtung des Bauwerks gegen Grundwasser oder um

große Horizontallasten in der Gründungsohle zu übertragen.

Die Abmessungen der Fundamente werden nach folgenden Kriterien festgelegt:

- (1) Die Grundfläche und die Gründungstiefe des Fundaments werden durch die Tragfähigkeit des Baugrunds bestimmt. Durch eine Begrenzung der Sohllastungen (Bodenpressungen) werden übermäßige Setzungen ausgeschlossen.
- (2) Der Gründungskörper muss die inneren Schnittgrößen mit ausreichender Sicherheit aufnehmen. Aus der Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit für Biegung und Durchstanzen ergeben sich die Fundamentdicke und die erforderliche Bewehrung. Die Bewehrung kann sich dabei infolge der Anforderung an eine maximal zulässige Rissbreite noch weiter erhöhen.

In diesem Kapitel wird die Bemessung von Flachgründungen näher erläutert. Dabei soll insbesondere die Stahlbetonbemessung von Einzelfundamenten und Streifenfundamenten im Grenzzustand der Tragfähigkeit vorgestellt werden. Zusätzlich zu den Stahlbetonnachweisen sind bei Flachgründungen auch geotechnische Nachweise erforderlich, die z. B. in *Vogt (2012)* und *Ziegler et al. (2016)* ausführlich beschrieben werden. Insbesondere die Schnittstelle zwischen den geotechnischen Nachweisen und den Stahlbetonnachweisen führt aufgrund der für die verschiedenen Nachweise anzusetzenden, unterschiedlichen Einwirkungskombinationen in der Praxis immer wieder zu Irritationen. In *Ziegler et al. (2016)* werden die sich aus diesem Umstand ergebenden Konsequenzen für die Bemessung von Flachgründungen kritisch diskutiert.

### 3.2.2 Ermittlung der Sohlnormalspannungen

Die Ermittlung der maßgebenden Beanspruchung des Gründungskörpers, d. h. der Sohlnormalspannungen, erfolgt mit den Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit, wobei Effekte aus Theorie II. Ordnung aus der anschließenden Stütze zu berücksichtigen sind. Bei steifen Einzelfundamenten können die Sohlnormalspannungen mit dem Spannungstrappezverfahren bestimmt werden. Weitere Rechenverfahren zur Ermittlung der Sohldruckspannungen sind das Bettungsmodul- und das Steifemodulverfahren.

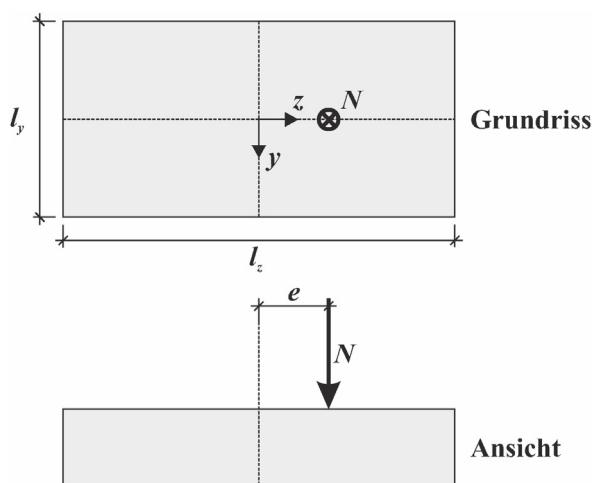
**Tabelle 3.8:** Ermittlung der Sohlnormalspannungen mithilfe des Spannungstriangelverfahrens bei einachsigen Lastausmitten

Belastungs- und Spannungsschema	Lage der resultierenden Kraft	Randspannungen
	$e = 0$ ( $N$ in der Mitte)	$\sigma = \frac{N}{l_y \cdot l_z}$
	$e < \frac{l_z}{6}$ ( $N$ innerhalb der 1. Kernweite)	$\sigma_1 = \frac{N}{l_y \cdot l_z} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{l_z}\right)$ $\sigma_2 = \frac{N}{l_y \cdot l_z} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{l_z}\right)$
	$e = \frac{l_z}{6}$ ( $N$ am Rand der 1. Kernweite)	$\sigma_1 = 0$ $\sigma_2 = \frac{2 \cdot N}{l_y \cdot l_z}$
	$\frac{l_z}{6} < e < \frac{l_z}{3}$ ( $N$ zwischen 1. und 2. Kernweite)	$\sigma = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot c \cdot l_y}$ $c = \frac{l_z}{2} - e$
	$e = \frac{l_z}{3}$ ( $N$ am Rand der 2. Kernweite)	$\sigma = \frac{4 \cdot N}{l_y \cdot l_z}$

### 3.2.2.1 Spannungstriangelverfahren

Beim Spannungstriangelverfahren werden die Sohlnormalspannungen unter dem Gründungskörper aus Gleichgewichtsbedingungen ohne Berücksichtigung der Formänderung von Bauwerk und Baugrund berechnet. Damit ergibt sich eine geradlinig begrenzte Verteilung der Bodenpressungen, während in Wirklichkeit bei biegeweichen Gründungen unter den Lastangriffspunkten eine Konzentration des Sohldrucks auftritt. Das Spannungstriangelverfahren ist einfach in der Anwendung und liefert bei starren Gründungskörpern hinreichend genaue Ergebnisse. Für rechteckige Grundrisse mit einachsiger Lastausmitte lassen sich mit Bild 3.8 und Tabelle 3.8 unter beliebiger Kombination aus Biegemoment  $M$  und Normalkraft  $N$  die Sohlnormalspannungen ermitteln. Tritt eine zweiachsige Lastausmitte auf, kann zur Ermittlung der Lage der Nulllinie nicht immer eine geschlossene Lösung angegeben werden. Gerade für

Laststellungen mit großen Ausmitten in beiden Richtungen kann die Lage der Nulllinie nur noch iterativ bestimmt werden (Graßhoff/Kany (1977)).



**Bild 3.8:** Bezeichnungen für die Ermittlung der Sohlnormalspannungen mithilfe des Spannungstriangelverfahrens

### 3.2.2.2 Bettungsmodul- und Steifemodulverfahren

Beim Bettungsmodulverfahren, das die Formänderungen sowohl des Gründungskörpers als auch des Bodens berücksichtigt, wird die Steifigkeit des Bodens durch ein System voneinander unabhängiger Federn abgebildet. Jede Feder wird nur durch den auf sie entfallenden Sohldruck belastet. Einflüsse benachbarter Felder werden nicht berücksichtigt. Zur wirklichkeitsnahen Erfassung des elastischen Halbraums müssten sich die Setzungsfedern jedoch gegenseitig beeinflussen. Beim Steifemodulverfahren wird dies erreicht, indem die Verteilung der Bodenpressungen solange variiert wird, bis die Setzungsmulde des Baugrunds und die Biegelinie des Einzelfundaments annähernd übereinstimmen. Ergänzende Informationen zu den beiden Verfahren können z. B. *Graßhoff/Kany (1977)* entnommen werden.

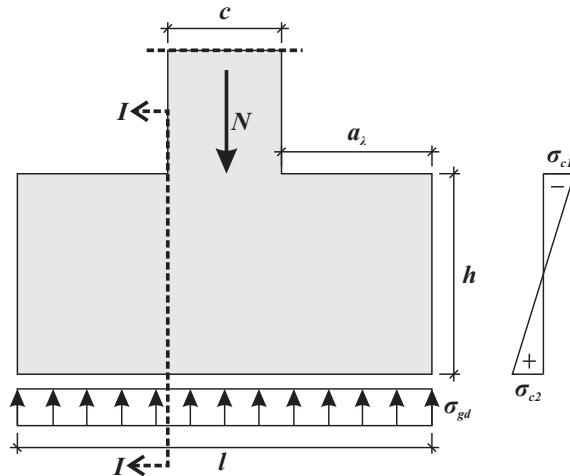
### 3.2.3 Grenzzustand der Tragfähigkeit für Biegung

### 3.2.3.1 Unbewehrte Fundamente

Der Nachweis von unbewehrten Fundamenten (Einzel- und Streifenfundamenten) kann durch eine Begrenzung der Hauptzugspannungen im Zustand I (ungerissener Zustand) erfolgen (z. B. *Goris/Müermann (2011)*). Grundlage der Bemessung unbewehrter Einzel- und Streifenfundamente ist DIN EN 1992-1-1, 12.9.3. Bei Fundamenten darf eine Betonzugspannung von  $f_{ctd} = \alpha_{ct,pl} \cdot f_{ctk;0,05}/\gamma_c$  angesetzt werden. Der Bemessungswert der Zugfestigkeit wird mit  $\alpha_{ct,pl} = 0,85$  und  $\gamma_c = 1,50$  bestimmt. Für unbewehrte Einzel- und Streifenfundamente ist der gegenüber DIN EN 1992-1-1/NA, NDP zu 12.3.1 (1) von  $\alpha_{ct,pl} = 0,7$  auf  $\alpha_{ct,pl} = 0,85$  erhöhte Wert gerechtfertigt, da die Boden-Bauwerk-Interaktion die Gefahr des spröden Versagens der Fundamente durch eine Umlagerung des Sohldrucks reduziert. Weiterhin dürfen bei der Berechnung des Bemessungswertes der Zugfestigkeit nach DIN EN 1992-1-1/NA, NCI zu 12.6 rechnerisch nur Betonfestigkeitsklassen bis C35/45 angesetzt werden.

Die Beanspruchungen für den Zustand I dürfen in den Fundamenten an keiner Stelle den Bemessungswert der Zugspannungen überschreiten. Die maßgebende Hauptzugspannung kann z. B. mit einer linear-elastischen Finite-Elemente-Berechnung bestimmt werden. In DIN EN 1992-1-1, 12.9.3 ist ein Handrechenverfahren beschrieben, dass durch eine Begrenzung der geometrischen Abmessungen eine einfache und si-

chere Bemessung erlaubt. Aus der Gleichgewichtsbe- trachtung am Stützenanschnitt kann unter Berücksich- tigung der zulässigen Zugfestigkeit bzw. der Beton- festigkeitsklasse und der Bodenpressungen ein unterer Grenzwert für das geometrische Verhältnis  $h/a_s$  für unbewehrte Fundamente (Bild 3.9) hergeleitet wer- den.



**Bild 3.9:** Tragverhalten unbewehrter Fundamente

Infolge der Sohlnormalspannung  $\sigma_{gd}$  (ground pressure design value) ergibt sich im Schnitt I-I folgende Momentenbeanspruchung:

$$M_{\text{I-I}} = \sigma_{\text{gd}} \cdot \frac{a_{\lambda}^2}{2} \quad (3.26)$$

Die Randspannungen ergeben sich zu:

$$\sigma_{c1,2} = \pm \frac{M_{I-I}}{W} \quad (3.27)$$

Da wegen des gedrungenen Kragarms das Ebenbleiben des Bemessungsquerschnitts zweifelhaft ist (Scheibenbeanspruchung), wird das Widerstandsmoment im Schnitt I-I näherungsweise auf eine reduzierte Fundamenthöhe von  $0,85h$  bezogen. Das Widerstandsmoment eines Fundaments mit einer Breite  $l = 1,0$  m ergibt sich zu:

$$W = \frac{(0,85 \cdot h)^2}{6} \quad (3.28)$$

Und die Betonspannungen betragen:

$$\sigma_{c1,2} = \pm \frac{3 \cdot \sigma_{gd} \cdot a_{\lambda}^2}{(0.85 \cdot h)^2} \quad (3.29)$$

Wird die Biegezugsspannung  $\sigma_{c2}$  an der Fundamentunterseite gemäß DIN EN 1992-1-1, 12.9.3 mit

DIN EN 1992-1-1/NA begrenzt, ergeben sich die erforderlichen Fundamentabmessungen zu:

$$\frac{h}{a_\lambda} \geq \frac{1}{0,85} \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot \sigma_{gd}}{f_{ctd}}} \quad (3.30)$$

Eine Begrenzung des Winkels der Lastausbreitung auf  $\alpha \geq 45^\circ$  ist zudem wegen der Begrenzung der Betonzugsspannungen anzustreben (Avak (2002)). Daher ist nach DIN EN 1992-1-1 mit DIN EN 1992-1-1/NA, NCI zu 12.9.3 (1) ein Verhältnis  $h/a_\lambda \geq 1,0$  immer einzuhalten.

Für den Nachweis der Tragfähigkeit des Baugrundes sind die in (Ziegler et. al. (2016)) ausführlich erläuterten Vorschriften nach DIN EN 1997-1 mit DIN EN 1997-1/NA und DIN 1054 einzuhalten. Der Sohldruck  $\sigma_{gd}$  in den Gleichungen (3.29) und (3.30) ist daher mit den Grundkombinationen (ständige und vorübergehende Bemessungssituationen) nach DIN EN 1990 zu ermitteln.

Bei unbewehrten Einzelfundamenten ergeben sich nach Gleichung (3.30) in der Regel so große Fundamenthöhen, dass auf einen Nachweis gegen Durchstanzen verzichtet werden kann.

### 3.2.3.2 Bewehrte Einzelfundamente

Zur Abtragung höherer Bauwerkslasten oder bei geringen zulässigen Bodenpressungen werden Fundamente mit Bewehrung ausgeführt. Infolge der Stützenlast ergeben sich radial und tangential verlaufende Hauptmomente und es bildet sich ein rotationssymmetrischer Spannungszustand aus. Anstelle der Hauptmomente dürfen für die Biegebemessung die Momente  $M_y$  und  $M_z$  parallel zu den Fundamentkanten verwendet werden. In diesem Abschnitt wird für die Momente eine Bezeichnung nach Plattentheorie verwendet, d. h. das Moment  $M_y$  erzeugt Bewehrung in y-Richtung und das Moment in  $M_z$  erzeugt Bewehrung in z-Richtung. Bei einer mittigen, lotrechten Stützenlast und unter der Annahme gleichmäßig verteilter Bodenpressungen ergeben sich folgende ausgerundete Biegemomente:

$$\max M_y = \frac{N \cdot l_y}{8} \cdot \left(1 - \frac{c_y}{l_y}\right)^2 \quad (3.31)$$

$$\max M_z = \frac{N \cdot l_z}{8} \cdot \left(1 - \frac{c_z}{l_z}\right)^2 \quad (3.32)$$

Es bedeuten:

$\max M_i$	Bemessungsmoment für die Biegebewehrung
$N$	einwirkende Stützenlast (ohne Fundamenteigenlast)
$l_i$	Kantenlänge des Einzelfundaments in der betrachteten Richtung
$c_i$	Kantenlänge der Stütze in der betrachteten Richtung

Ausgehend von Versuchsergebnissen wurde festgestellt, dass bei einer biegesteifen Verbindung zwischen Stütze und Einzelfundament für die Fundamentbemessung anstelle der ausgerundeten Momente die Anschnittsmomente im Schnitt zwischen Stütze und Einzelfundament verwendet werden dürfen (Dietterle/Rostásy (1987)). Dies führt zu einer wirtschaftlicheren Bemessung, die immer noch auf der sicheren Seite liegt. Die Anschnittsmomente ergeben sich bei zentrischer Belastung zu:

$$\max M_y = \frac{N \cdot l_y}{8} \cdot \left(1 - \frac{c_y}{l_y}\right)^2 \quad (3.33)$$

$$\max M_z = \frac{N \cdot l_z}{8} \cdot \left(1 - \frac{c_z}{l_z}\right)^2 \quad (3.34)$$

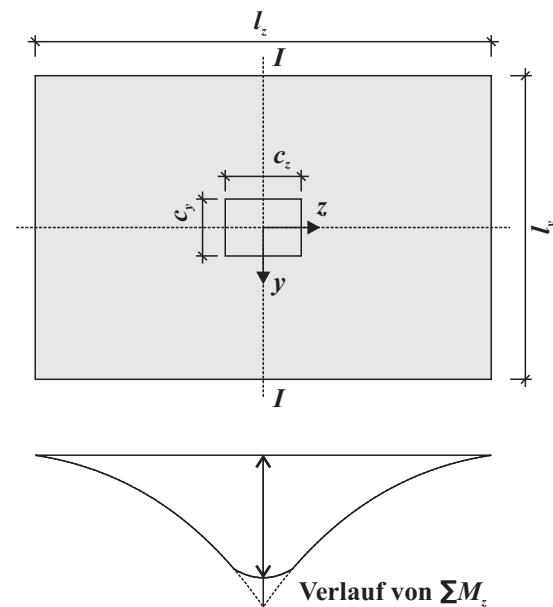
Wird ein Fundament neben der Querkraft durch ein Biegemoment beansprucht, so darf das Bemessungsmoment in entsprechender Weise aus der linear-veränderlichen Verteilung der Bodenpressungen (Spannungstrapezverfahren) ermittelt werden.

Betrachtet man die Verteilung der Momente in Querrichtung, so zeigt sich, dass sich die nach den Gleichungen (3.31) und (3.32) bzw. (3.33) und (3.34) ermittelten Biegemomente abhängig vom Verhältnis  $c/l$  unter der Stütze konzentrieren (Bild 3.10). Bei gedrungenen Fundamenten ( $c/l > 0,3$ ) darf dieser Einfluss vernachlässigt werden und das Gesamtmoment gleichmäßig über die Breite verteilt werden. Bei einem kleineren Verhältnis  $c/l$  ist das Gesamtmoment bzw. die Bewehrung entsprechend den Angaben in Bild 3.10 auf die Fundamentbreite zu verteilen. Häufig ist es bei kleinen Einzelfundamenten ausreichend, die aus dem Gesamtmoment ermittelte Bewehrung folgendermaßen anzutragen (Hahn (1985)):

- Im mittleren Streifen der Breite  $l/2$ :  $2/3 \cdot A_s$
- In den Randstreifen der Breite  $l/4$  jeweils:  $1/6 \cdot A_s$

Verteilung von  $M_z$  im Schnitt I-I

$c_y/l_y$	0,1	0,2	0,3
Anteile am Gesamtmoment in [%]	7	8	9
	10	10	11
	14	14	14
Summe	50	50	50



**Bild 3.10:** Verlauf der Biegemomente in der betrachteten Richtung und Verteilung rechtwinklig dazu für ein mittig belastetes, rechteckiges Fundament

Gemäß Dieterle/Rostásy (1987) ist die Verteilung der Bewehrung im Bruchzustand von untergeordneter Bedeutung, da alle Stäbe die Streckgrenze  $f_y$  erreichen. Es wird dann die Biegetragfähigkeit gemäß Fließlinientheorie erreicht. Dagegen ist eine Konzentration der Bewehrung im Bereich der Stütze auf Gebrauchstauglichkeitsniveau wichtig, um die Rissbreite zu begrenzen (Wommelsdorf/Albert (2012)).

Bei einachsig ausmittig belasteten Fundamenten kann die Bewehrung in Längsrichtung gemäß Bild 3.10 verteilt werden. In Querrichtung darf näherungsweise eine konstante Bodenpressung angenommen werden und das Biegemoment entsprechend Gleichung (3.31) bzw. (3.32) berechnet werden. Die sich aus dem Biegemoment ergebende Bewehrung ist direkt unter der Stütze auf einer Breite von  $b' \approx 2c_y$  bis  $3c_y$  bzw.  $b' \approx 2c_z$  bis  $3c_z$  zu verteilen (Wommelsdorf (1993)).

Es wird ferner empfohlen, die Biegebewehrung ohne Abstufung bis zum Rand durchzuführen und dort sorgfältig z. B. durch Haken zu verankern. Dadurch wird ein Abplatzen der Betondeckung durch die Spaltzugkräfte aus Verbundspannungen verhindert.

### 3.2.3.3 Bewehrte Streifenfundamente

Zentrisch oder exzentrisch belastete, bewehrte Streifenfundamente unter einer Wand sind ebenfalls auf Biegung nachzuweisen. Die Sohlnormalspannungen können dabei näherungsweise mit dem in Abschnitt 3.2.2.1 beschriebenen Spannungstrianglezverfahren ermittelt werden. Die Biegebemessung in Querrichtung (quer zur Wand) erfolgt analog zu

Einzelfundamenten. Bei einem gelenkigen Wandanschluss kann die Bemessung für das ausgerundete Biegemoment erfolgen. Bei einer biegesteifen Verbindung zwischen Streifenfundament und Wand ist es ausreichend, die Bemessung mit dem Anschnittsmoment durchzuführen.

In Längsrichtung (längs der Wand) ist das Streifenfundament durch die angeschlossene Wand sehr steif, sodass nur eine sehr geringe Biegebeanspruchung auftritt. Es ist deshalb im Allgemeinen ausreichend, eine konstruktive Bewehrung in Längsrichtung anzuordnen.

### 3.2.4 Grenzzustand der Tragfähigkeit für Querkraft

Für unbewehrte Einzel- und Streifenfundamente sind keine Nachweise der Querkrafttragfähigkeit erforderlich, wenn die Bedingungen nach DIN EN 1992-1-1, 12.9.3 und DIN EN 1992-1-1/NA, NCI zu 12.9.3 (1) eingehalten werden.

Bei bewehrten Streifenfundamenten ist ein Querkraftnachweis im Abstand  $x = d$  vom Wandanschnitt zu führen. Es kann dabei der Querkraftwiderstand einer linienförmig gelagerten Platte aktiviert werden.

Zur Ermittlung der Querkraftbeanspruchung werden die Sohlnormalspannungen im Abstand  $x = d$  vom Wandanschnitt analog zur Vorgehensweise bei der Biegebemessung ermittelt. Die maßgebende Querkraft ergibt sich aus den Gleichgewichtsbedingungen.

Die Bemessung wird für die Querkraft infolge der Einwirkungskombinationen  $\max N_{Ed}$  und  $\max M_{Ed}$  durchgeführt. Die Tragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung ergibt sich nach DIN EN 1992-1-1 mit DIN EN 1992-1-1/NA, 6.2.2 zu:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d \quad (3.35)$$

Hierbei sind  $C_{Rd,c} = 0,15/\gamma_c$  ein national festzulegender empirischer Vorfaktor,  $d$  die statische Nutzhöhe,  $k = 1 + \sqrt{200/d}$  der Maßstabsfaktor der statischen Nutzhöhe mit  $d$  in mm,  $\rho_l$  der Längsbewehrungsgrad und  $b_w$  die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts.

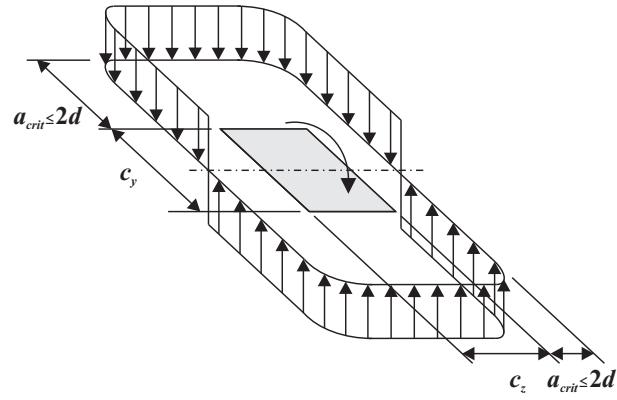
### 3.2.5 Grenzzustand der Tragfähigkeit gegen Durchstanzen

#### 3.2.5.1 Einzelfundamente ohne Durchstanzbewehrung

Die über die Stütze in das Einzelfundament eingeleitete Stützenkraft  $V_{Ed}$  erzeugt unter der Sohlfläche des Einzelfundaments Bodenpressungen. Für die Fundamentbemessung werden diese in der Regel als konstant (zentrische Belastung) bzw. linear veränderlich (exzentrische Belastung) idealisiert (Spannungstriangelverfahren). Dabei ist es zulässig, die einwirkende Stützenkraft  $V_{Ed}$  um die Summe der Bodenpressungen innerhalb des kritischen Rundschnitts  $\Delta V_{Ed}$  zu reduzieren, da sie direkt in den Baugrund abgetragen werden. Die für die Durchstanzbemessung maßgebende Einwirkung  $\beta \cdot V_{Ed}$  kann für Einzelfundamente mit vollständig überdrückter Sohlfläche wie folgt ermittelt werden:

$$\begin{aligned} \beta \cdot V_{Ed,\text{red}} &= \beta \cdot (V_{Ed} - \Delta V_{Ed}) \\ &= \beta \cdot (V_{Ed} - \sigma_{gd} \cdot A_{\text{crit}}) \end{aligned} \quad (3.36)$$

Der Abzugswert der Bodenpressung  $\Delta V_{Ed}$  berechnet sich aus der mittleren Sohldruckspannung  $\sigma_{gd}$  innerhalb der vom kritischen Rundschnitt eingeschlossenen Fläche  $A_{\text{crit}}$ . Über den Lasterhöhungsbewert  $\beta$  wird eine ungleichmäßige Verteilung der Schubspannungen entlang des kritischen Rundschnitts berücksichtigt. Diese kann nach DIN EN 1992-1-1, 6.4.3 mit DIN EN 1992-1-1/NA über den Ansatz einer vollplastischen Schubspannungsverteilung oder mithilfe konstanter Faktoren ermittelt werden. Eine weitere Alternative stellt der Nachweis mit mechanisch anschaulichen Sektormodellen (siehe DAfStb-Heft 600) dar.



**Bild 3.11:** Verlauf der vollplastischen Schubspannungsverteilung

Für eine rechteckige Lasteinleitungsfläche mit einachsiger Lastausmitte ergibt sich der Lasterhöhungsbewert  $\beta$  unter Ansatz einer vollplastischen Schubspannungsverteilung (Bild 3.11) zu:

$$\beta = 1 + k \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed,\text{red}}} \cdot \frac{u_{\text{crit}}}{W_{\text{crit}}} \geq 1,10 \quad (3.37)$$

Hierbei gibt der Beiwert  $k$  den Anteil des Momentes  $M_{Ed}$  an, der durch eine nicht rotationssymmetrische Schubspannungsverteilung übertragen wird.  $V_{Ed,\text{red}}$  beschreibt die auf die Schwerlinie des kritischen Rundschnitts bezogene, reduzierte Querkraft. Das Widerstandsmoment  $W_{\text{crit}}$  entlang des kritischen Rundschnitts  $u_{\text{crit}}$  darf wie folgt ermittelt werden:

$$W_{\text{crit}} = \int_0^{u_{\text{crit}}} |e| dl \quad (3.38)$$

Bei der Berechnung von  $W_{\text{crit}}$  ist für  $e$  die Entfernung von der Schwerlinie des kritischen Rundschnitts zum Schwerpunkt des betrachteten Abschnitts des kritischen Rundschnitts einzusetzen. Beispielrechnungen und Angaben für  $W_{\text{crit}}$  sind im DAfStb-Heft 600 enthalten.

Für eine rechteckige Lasteinleitungsfläche mit zweiachsiger Lastausmitte darf für die Berechnung des  $\beta$ -Faktors folgende Gleichung verwendet werden:

$$\beta = 1 + \sqrt{\left( k_y \cdot \frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed,\text{red}}} \cdot \frac{u_{\text{crit}}}{W_{\text{crit},y}} \right)^2 + \left( k_z \cdot \frac{M_{Ed,z}}{V_{Ed,\text{red}}} \cdot \frac{u_{\text{crit}}}{W_{\text{crit},z}} \right)^2} \geq 1,10 \quad (3.39)$$

Eine weitere, mechanisch anschauliche Möglichkeit zur Berücksichtigung ungleichmäßig verteilter Schubspannungen entlang des kritischen Rundschnitts bietet das Sektormodell. Hierbei wird die Grundfläche des Fundaments ausgehend vom Stützenmittelpunkt in Sektoren aufgeteilt. Gemäß DAfStb-Heft 600 ist eine Aufteilung in drei bis vier Sektoren ( $22,5^\circ - 30^\circ$ ) je Quadrant ausreichend.

Die Ermittlung der resultierenden Lastausmitte erfolgt für die Lastfallkombinationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Solange die Fundamentsohle vollständig überdrückt ist ( $e_y/l_y + e_z/l_z \leq 1/6$ ), kann von einem mehraxialen Spannungszustand entlang des Stützenanschnitts ausgegangen und der volle Durchstanzwiderstand unterstellt werden. Der Durchstanznachweis ist erbracht, wenn die auf den zugehörigen Teilumfang bezogenen Schubspannungen  $v_{Ed,i} = V_{Ed,i}/u_i$  kleiner sind als der Bemessungswert des Durchstanzwiderstands. Alternativ kann aus dem Verhältnis  $v_{Ed,i}/v_{Ed,m}$  ein Lasterhöhungsbeiwert  $\beta$  bestimmt werden. Mit der maximalen bezogenen Sektorquerkraft  $V_{Ed,i}$  und der mittleren, auf den kritischen Rundschnitts bezogenen reduzierten Stützenquerkraft  $V_{Ed,m} = V_{Ed,red}/u_{crit}$  gilt in diesem Zusammenhang:

$$\beta = \max \left\{ \frac{V_{Ed,i}}{V_{Ed,m}} \right\} \quad (3.40)$$

Tritt unter der maßgebenden Lastfallkombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit ein Bereich ohne Sohlnormalspannungen unter der Fundamentsohle auf (klaffende Fuge,  $e_y/l_y + e_z/l_z > 1/6$ ), kann nach DAfStb-Heft 600 nicht mehr von einem, den Stützenanschnitt umschließenden mehraxialen Spannungszustand ausgegangen werden. Da für diese Fälle nicht mehr der Mittelwert der Sohldruckspannungen  $\sigma_{gd}$  unterhalb des kritischen Rundschnitts angenommen werden kann, ist  $\Delta V_{Ed} = A_{crit} \cdot \sigma_{gd}$  nicht mehr gültig. In Kueres et. al. (2014) wurde gezeigt, dass auch bei klaffender Fuge innerhalb der Anwendungsgrenzen  $e_y/l_y + e_z/l_z \leq 1/5$  und  $e_y/l_y \leq 0,15 \cdot e_z/l_z$  noch ein mehraxialer Spannungszustand unterstellt werden kann und der Fehler bei der Ermittlung von  $\Delta V_{Ed} = A_{crit} \cdot \sigma_{gd}$  gering ist. Außerhalb dieser Anwendungsgrenzen sollte der Nachweis nach DAfStb-Heft 600 geführt werden (siehe Bild 3.12). Dabei wird auf der sicheren Seite empfohlen, anstelle des Durchstanzwiderstands den geringeren Querkraftwiderstand einer liniengelagerten Platte anzusetzen und die Querkrafttragfähigkeit entlang zweier Nachweisschnitte (Schnitte I-I und II-II) zu überprüfen.

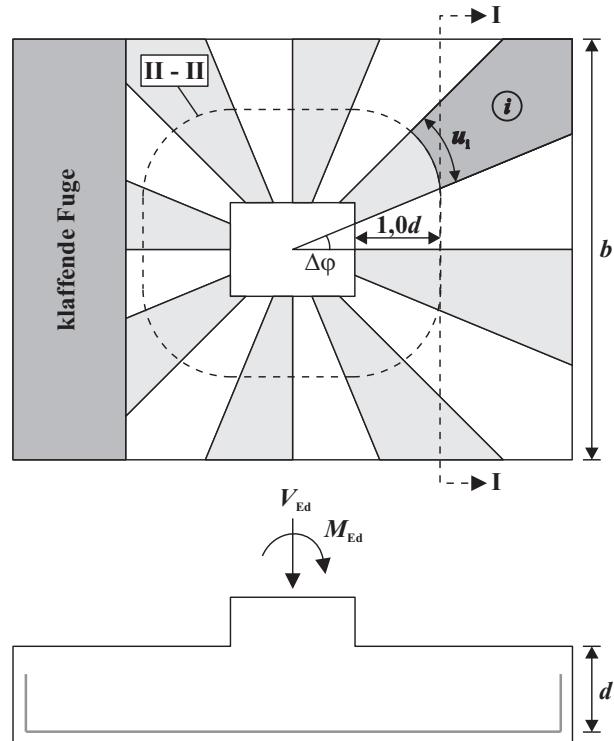


Bild 3.12: Anwendung des Sektormodells bei Einzelfundamenten mit klaffender Fuge

Der Bemessungswert der Durchstanztragfähigkeit entlang des kritischen Rundschnitts ergibt sich für ein Einzelfundament ohne Durchstanzbewehrung nach DIN EN 1992-1-1, 6.4.4 mit DIN EN 1992-1-1/NA zu:

$$v_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{2 \cdot d}{a_{crit}} \geq v_{min} \cdot \frac{2 \cdot d}{a_{crit}} \quad (3.41)$$

Der empirische Vorfaktor für Einzelfundamente wurde zu  $C_{Rd,c} = 0,15/\gamma_c$  festgelegt. Des Weiteren wird die Durchstanztragfähigkeit  $v_{Rd,c}$  durch die statische Nutzhöhe  $d$ , den Längsbewehrungsgrad  $\rho_l$  und die Betondruckfestigkeit  $f_{ck}$  beeinflusst. Der Einfluss des im Vergleich zu Flachdecken kleineren Abstands zum Rundschnitt  $a_{crit}$  und der im Vergleich zu Flachdecken größeren Durchstanztragfähigkeit wird in Gleichung (3.41) über den Faktor  $2d/a_{crit}$  berücksichtigt.

### 3.2.5.2 Maßgebender Abstand zwischen kritischem Rundschnitt und Stütze

Der Nachweis gegen Durchstanzen ist erbracht, wenn die maßgebende Einwirkung  $\beta \cdot V_{Ed,red}$  den Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung  $V_{Rd,c}$  nicht überschreitet. Dieser ergibt sich für ein Einzelfundament mit vollständig überdrückter Sohlfläche zu:

$$\begin{aligned} \beta \cdot V_{Ed,red} &= \beta \cdot \left( V_{Ed} - \frac{V_{Ed}}{A} \cdot A_{crit} \right) \\ &= \beta \cdot V_{Ed} \cdot \left( 1 - \frac{A_{crit}}{A} \right) \quad (3.42) \\ &\leq V_{Rd,c} \cdot u_{crit} \cdot d = V_{Rd,c} \end{aligned}$$

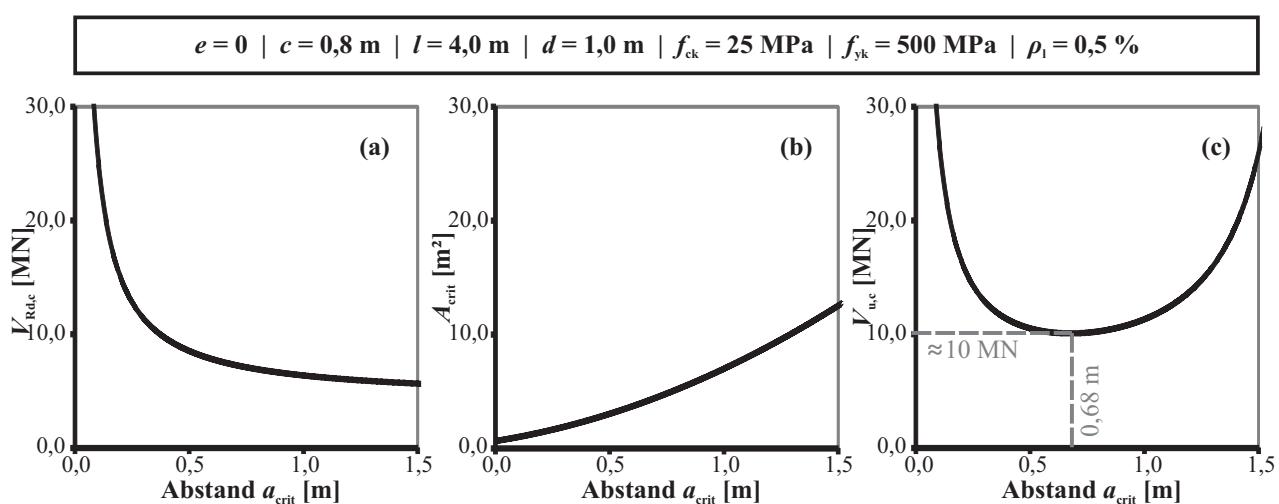
Für Einzelfundamente ist der Abstand des kritischen Rundschnitts  $a_{crit}$  in der Regel so zu bestimmen, dass aus der Kombination von Durchstanzwiderstand  $V_{Rd,c}$  und Abzugswert der Bodenpressung  $\Delta V_{Ed}$  die aufnehmbare Stützenkraft  $\beta \cdot V_{Ed,red}$  minimal wird. Dabei ist der maximal zulässige Abstand  $a_{crit}$  auf  $2,0d$  begrenzt. Aus den Gleichungen (3.41) und (3.42) lässt sich erkennen, dass mit zunehmendem Abstand  $a_{crit}$  der Durchstanzwiderstand  $V_{Rd,c}$  reduziert wird, während der Abzugswert der Bodenpressung  $\Delta V_{Ed}$  ansteigt. Bild 3.13 (a), (b) zeigt exemplarisch für ein quadratisches Einzelfundament mit zentrisch angeordneter, quadratischer Stütze die Entwicklung des Durchstanzwiderstandes  $V_{Rd,c}$  und der Fläche innerhalb des kritischen Rundschnitts  $A_{crit}$  jeweils über dem Abstand des kritischen Rundschnitts  $a_{crit}$ .

Um diese beiden gegenläufigen Effekte gemeinsam berücksichtigen zu können, kann der Abzugswert der Bodenpressung  $\Delta V_{Ed}$  auf den Durchstanzwiderstand  $V_{Rd,c}$  angerechnet werden. Durch Umstellung von Gleichung (3.42) ergibt sich der bezogene Durchstanzwiderstand  $V_{u,c}$  für Einzelfundamente mit vollständig überdrückter Sohlfläche zu:

$$V_{u,c} = \frac{V_{Rd,c}}{1 - \frac{A_{crit}}{A}} \quad (3.43)$$

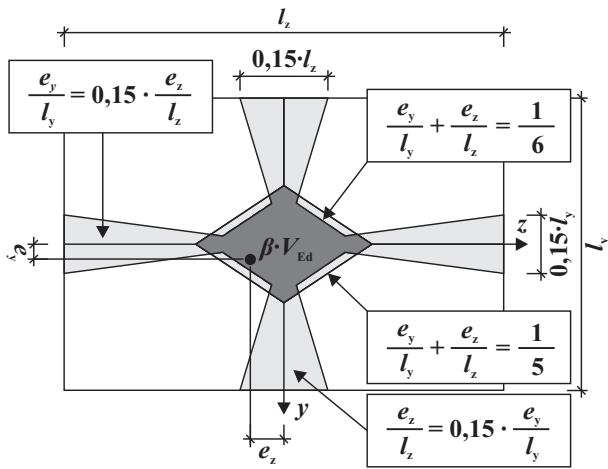
Bild 3.13 (c) zeigt die Entwicklung des bezogenen Durchstanzwiderstands  $V_{u,c}$  über dem Abstand des kritischen Rundschnitts  $a_{crit}$ . Während für kleine Abstände  $a_{crit}$  der Einfluss der aufnehmbaren Schubspannung überwiegt, ist für größere Abstände der Abzugswert der Bodenpressung  $\Delta V_{Ed}$  bestimmd. Maßgebend für die Bemessung ist der Abstand  $a_{crit}$ , für den der bezogene Durchstanzwiderstand  $V_{u,c}$  minimal wird. Im vorliegenden Beispiel ergibt sich bei einem Abstand des kritischen Rundschnitts  $a_{crit}$  von 0,68 m der minimale bezogene Durchstanzwiderstand  $V_{u,c}$  zu ca. 10 MN.

Durch Umformung der Durchstanzbemessungsgleichungen ist es möglich, durch systematische Parameterstudien Bemessungsdiagramme für Einzelfundamente (siehe Bilder 3.15 bis 3.18) herzuleiten. Aus den Diagrammen lassen sich zum einen der bezogene Abstand  $a_{crit}/d$  und zum anderen der bezogene Durchstanzwiderstand  $V_{u,c}/(k \cdot d^2)$  entnehmen.

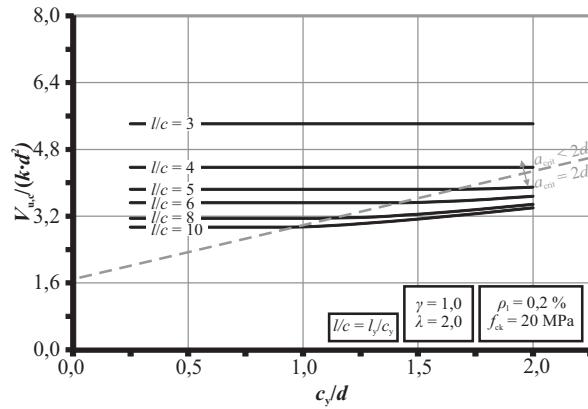
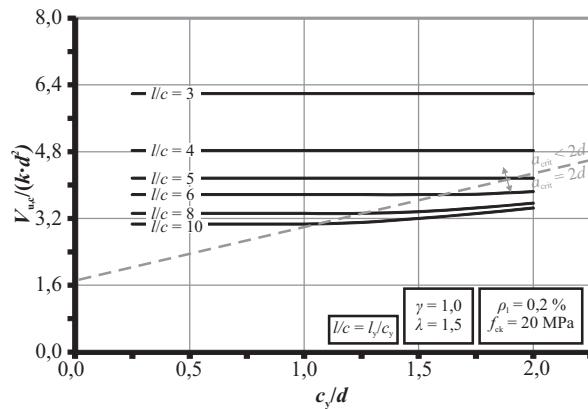
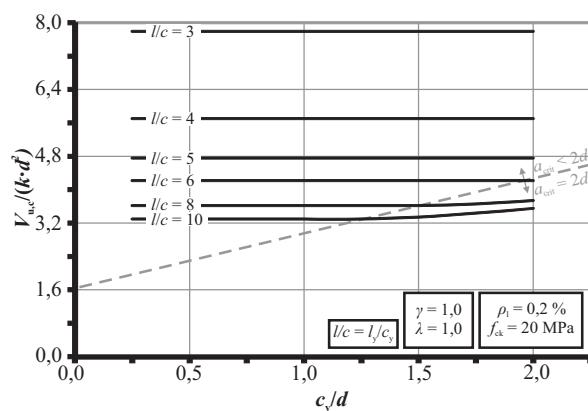
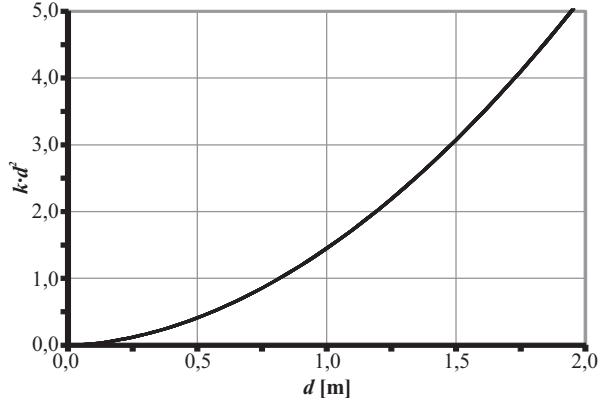
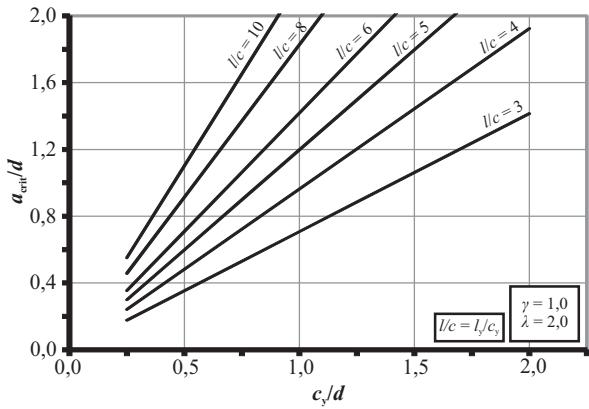
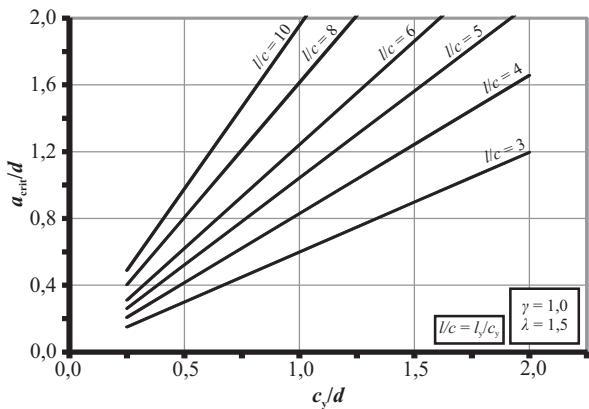
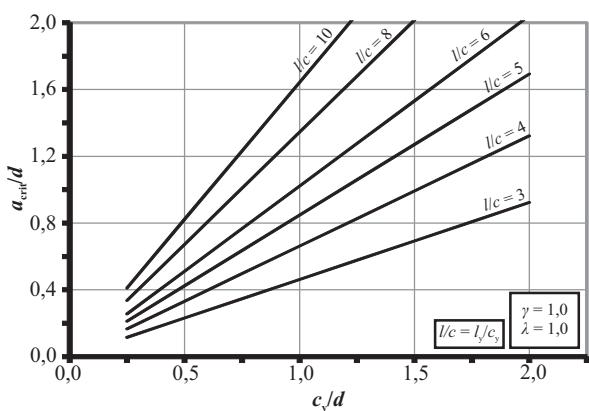
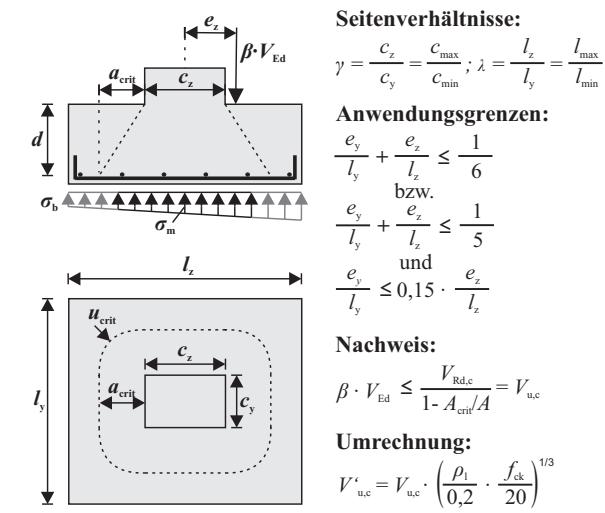


**Bild 3.13:** Entwicklung des Durchstanzwiderstands  $V_{Rd,c}$  (a), der Fläche innerhalb des kritischen Rundschnitts  $A_{crit}$  (b) und des bezogenen Durchstanzwiderstands  $V_{u,c}$  (c) jeweils über dem Abstand zwischen kritischem Rundschnitt und Stütze  $a_{crit}$

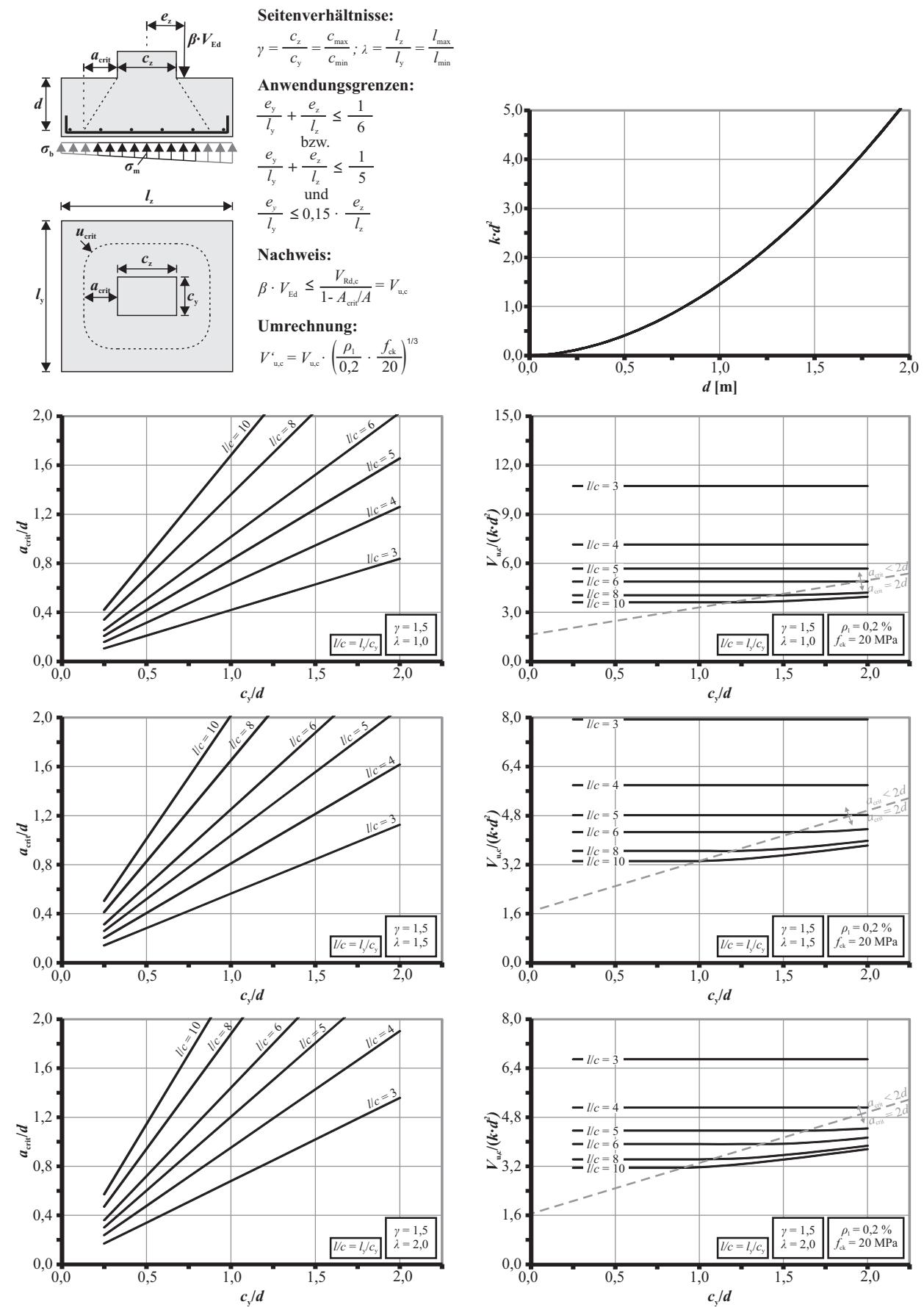
Die Diagramme wurden für Einzelfundamente mit vollständig überdrückter Sohlfläche hergeleitet ( $e_y/l_y + e_z/l_z \leq 1/6$ ). Weiterführende Untersuchungen in Kueres et. al. (2014) ergaben, dass die Diagramme auch bei geringfügig klaffenden Fugen ( $e_y/l_y + e_z/l_z \leq 1/5$ ) angewendet werden können, so lange das Verhältnis der auf die jeweiligen Fundamentkanten bezogenen Lastausmitten weniger als 15 % beträgt. Zur Veranschaulichung dieser Bedingungen ist der zugelassene Bereich für die Laststellung bei Verwendung der Bemessungsdiagramme in Bild 3.14 dargestellt.



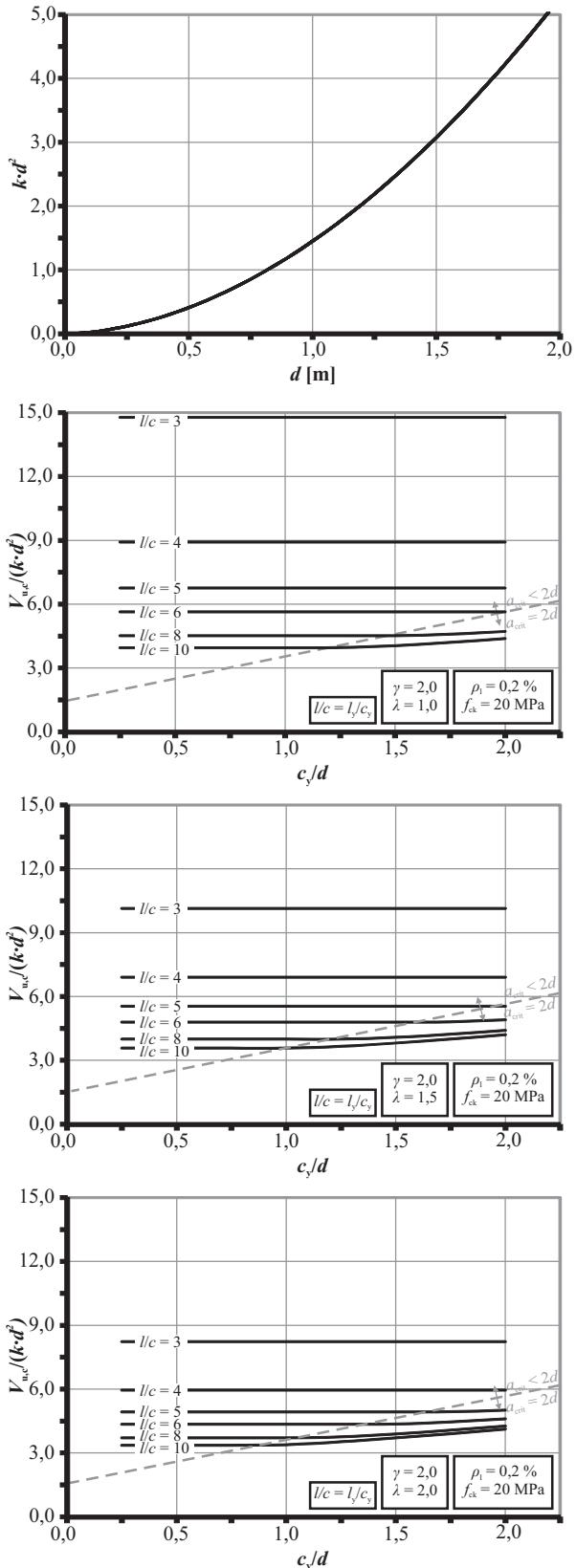
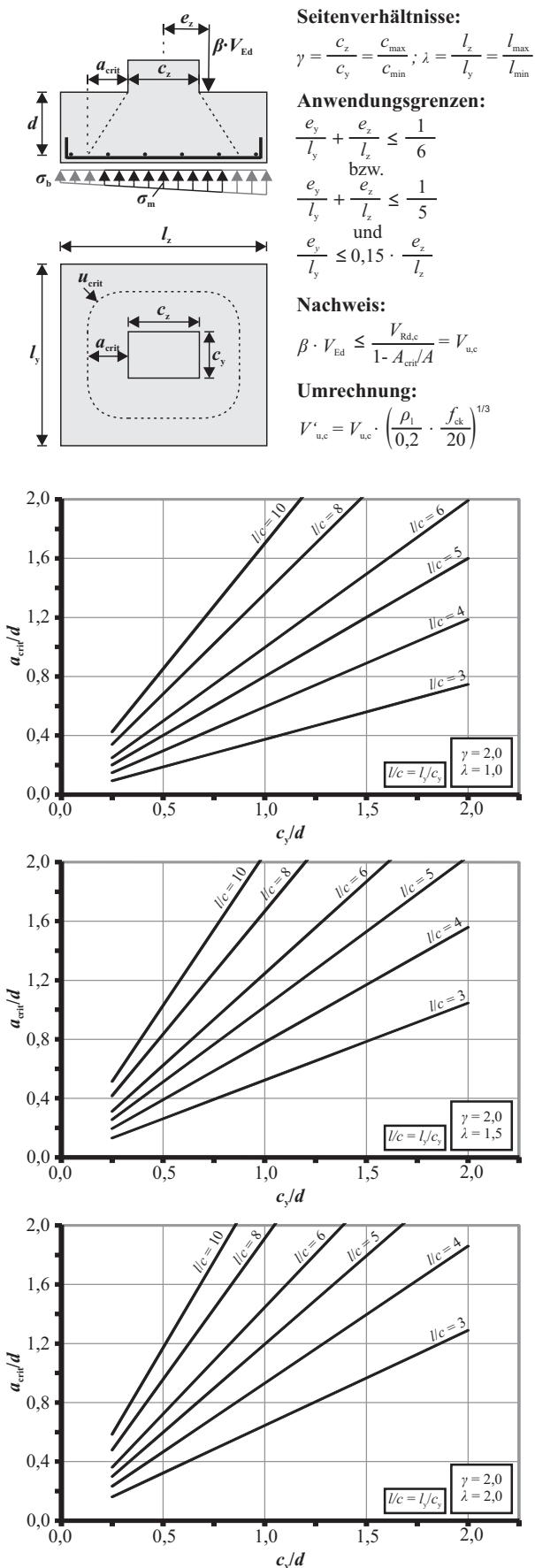
**Bild 3.14:** Zugelassener Bereich für die Laststellung bei Verwendung der Bemessungsdiagramme



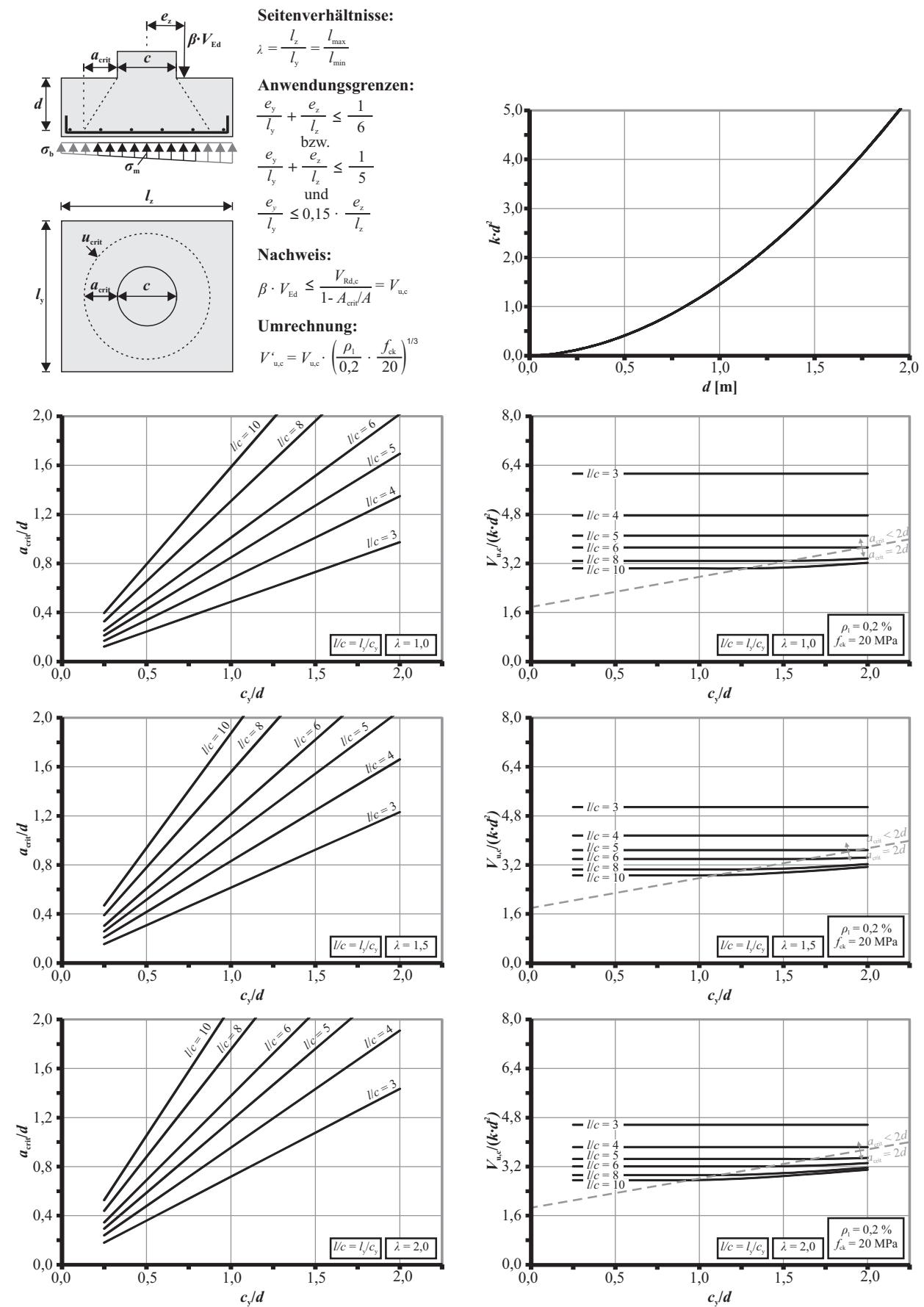
**Bild 3.15:** Bemessungsdiagramme für quadratische Stützen auf rechteckigen Einzelfundamenten ( $\gamma = 1,0$ ;  $\lambda$  variabel)



**Bild 3.16:** Bemessungsdiagramme für rechteckigen Stützen auf rechteckigen Einzelfundamenten ( $\gamma = 1,5$ ;  $\lambda$  variabel)



**Bild 3.17:** Bemessungsdiagramme für rechteckigen Stützen auf rechteckigen Einzelfundamenten ( $\gamma = 2,0$ ;  $\lambda$  variabel)



**Bild 3.18:** Bemessungsdiagramme für runde Stützen auf rechteckigen Einzelfundamenten ( $\lambda$  variabel)

### 3.2.5.3 Einzelfundamente mit Durchstanzbewehrung

Nach DIN EN 1992-1-1/NA, 6.4.5 wird die Maximaltragfähigkeit von Einzelfundamenten in Analogie zu Flachdecken als 1,4-facher Wert der Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung definiert. Die Tragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung  $v_{Rd,c}$  wird nach Gleichung (3.41) ermittelt.

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max} = 1,4 \cdot v_{Rd,c} \quad (3.44)$$

In DIN EN 1992-1-1/NA wurde zur Sicherstellung der Tragfähigkeit innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs ein modifizierter Ansatz zur Bestimmung der Durchstanzbewehrungsmenge festgelegt. Dabei ist die gesamte einwirkende Querkraft abzüglich der Summe der Bodenpressungen innerhalb von  $A_{crit}$  von den ersten beiden Bewehrungsreihen aufzunehmen. Ein Betontraganteil wird nicht angesetzt. Aufgrund der bei Einzelfundamenten steileren Neigung des Versagensrisses sollte die erste Reihe im Abstand  $0,3d$  und die zweite Reihe mit einem Abstand von nicht mehr als  $0,8d$  vom Stützenanschnitt angeordnet werden. Es ergibt sich nach DIN EN 1992-1-1/NA, 6.4.5 folgende Gleichung für die Tragfähigkeit vollständig überdrückter Einzelfundamente innerhalb der durchstanzbewehrten Zone:

$$\beta \cdot V_{Ed} \leq \frac{V_{Rd,s}}{1 - \frac{A_{crit}}{A}} = \frac{f_{ywd,ef} \cdot A_{sw,0,8d}}{1 - \frac{A_{crit}}{A}} \quad (3.45)$$

Hierin sind  $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d \leq f_{ywd}$  der wirksame Bemessungswert der Stahlspannung der Durchstanzbewehrung,  $A_{sw,0,8d}$  die Querschnittsfläche der Durchstanzbewehrung, die innerhalb eines Bereiches von  $0,8d$  vom Stützenanschnitt angeordnet ist,  $A_{crit}$  die Fläche innerhalb des kritischen Rundschnitts im Abstand  $a_{crit}$  und  $A$  die Grundrissfläche des Einzelfundaments. Die erforderliche Durchstanzbewehrung  $A_{sw,0,8d}$  ist gleichmäßig auf die ersten beiden Reihen zu verteilen.

Sind mehr als zwei Reihen Durchstanzbewehrung notwendig, ist der erforderliche Bewehrungsquerschnitt der weiteren Reihen außerhalb von  $0,8d$  für 33 % der einwirkenden Querkraft unter Berücksichtigung der effektiven Streckgrenze  $f_{ywd,ef}$  zu bemessen. Die Bodenpressung innerhalb der betrachteten Bewehrungsreihe darf dabei vollständig von der einwirkenden Querkraft abgezogen werden.

Werden Schrägstäbe als Durchstanzbewehrung verwendet, kann aufgrund der höheren Verankerungsqualität die Stahlspannung bis zur Streckgrenze  $f_{ywd}$

ausgenutzt werden. In Anlehnung an DAfStb-Heft 525 darf die effektive Querschnittsfläche des Schrägstabes mit einem Faktor von 1,3 erhöht werden. Bei Anordnung von Schrägstäben unter Ansatz einer gleichmäßig verteilten Bodenpressung ergibt sich nach DIN EN 1992-1-1/NA für die Tragfähigkeit vollständig überdrückter Einzelfundamente innerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs:

$$\begin{aligned} \beta \cdot V_{Ed} &\leq \frac{V_{Rd,s}}{1 - \frac{A_{crit}}{A}} \\ &= \frac{1,3 \cdot f_{ywd} \cdot A_{sw,schräg} \cdot \sin\alpha}{1 - \frac{A_{crit}}{A}} \end{aligned} \quad (3.46)$$

Hierin sind  $A_{sw,schräg}$  die Querschnittsfläche der Schrägstäbe und  $f_{ywd}$  die Bemessungsstreckgrenze der Durchstanzbewehrung.

Die Ermittlung der Tragfähigkeit außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs erfolgt analog zu den Regelungen für Flachdecken. Die Bodenpressungen innerhalb der äußersten Bewehrungsreihe wirken entlastend und dürfen von der einwirkenden Querkraft abgezogen werden.

Für ergänzende Informationen zum Durchstanznachweis von Einzelfundamenten sowie Regelungen zur baulichen Durchbildung wird an dieser Stelle auf DIN EN 1992-1-1 mit DIN EN 1992-1-1/NA und DAfStb-Heft 600 verwiesen.

### 3.3 Literatur

Avak, R.: Stahlbetonbau in Beispielen, DIN 1045 und europäische Normung, Teil 2: Bemessung von Flächentragwerken, Konstruktionspläne für Stahlbetonbauteile. Düsseldorf, Werner Verlag, 2002.

Dieterle, H.; Rostásy, F. S.: Tragverhalten quadratischer Einzelfundamente aus Stahlbeton. In: DAfStb-Heft 387, Berlin, Verlag Ernst & Sohn, 1987.

DIN 1054:2010-12: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1. Berlin, Beuth Verlag.  
Mit: DIN 1054/A1:2012-08 und A2:2015-11.

DAfStb-Heft 240: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. Berlin, Beuth Verlag, 3. überarbeitete Auflage, 1991.

DAfStb-Heft 525: Erläuterungen zu DIN 1045-1. Berlin, Beuth Verlag, 2003.

DAfStb-Heft 600: Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2). Berlin, Beuth Verlag, 2012.

DIN EN 1990:2010-12: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Berlin, Beuth Verlag.

DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin, Beuth Verlag.  
Mit: DIN EN 1992-1-1/A1:2015-03.

DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin, Beuth Verlag.  
Mit: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12.

DIN EN 1997-1:2014-03: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln. Berlin, Beuth Verlag.

DIN EN 1997-1/NA:2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln. Berlin, Beuth Verlag.

Goris, A.; Müermann, M.; Voigt, J.: Bemessung von Stahlbetonbauteilen nach Eurocode 2. In: Stahlbetonbau aktuell 2011. Berlin, Bauwerk Verlag, 2011.

Graßhoff, H.; Kany, M.: Berechnung von Flachgründungen. In: Grundbau-Taschenbuch, 5. Auflage, Teil 3. Berlin, Verlag Ernst & Sohn, 1977.

Hahn, J.: Durchlaufträger, Rahmen, Platten und Balken auf elastischer Bettung. 14. Auflage. Düsseldorf, Werner Verlag, 1985.

Hegger, J.; Häusler, F.; Ricker, M.: Zur maximalen Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken. In: Beton- und Stahlbetonbau 102 (2007), Heft 11, S. 770-777.

Kueres, D.; Siburg, C.; Wieneke, K.; Hegger, J.: Bemessungsdiagramme zur Ermittlung der Durchstanztragfähigkeit von Einzelfundamenten. In: Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 5, S. 322-333.

Kueres, D.; Siburg, C.; Hegger, J.; Fingerloos, F.: Berücksichtigung der Längsbewehrung beim Durchstanznachweis nach Eurocode 2 (DIN EN 1992-1-1/NA). In: Beton- und Stahlbetonbau 111 (2016), Heft 10, S. 657-662.

Siburg, C.; Häusler, F.; Hegger, J.: Durchstanzen von Flachdecken nach NA(D) zu Eurocode 2. In: Bauingenieur 87 (2012), Mai, S. 216-225.

Vogt, N.: Flächengründungen. In: Kommentar zum Handbuch Eurocode 7 – Geotechnische Bemessung: Allgemeine Regeln. Berlin, Verlag Ernst & Sohn, 2012.

Wommelsdorff, O.: Stahlbetonbau – Bemessung und Konstruktion – Teil 2: Stützen und Sondergebiete des Stahlbetonbaus. 5. neubearbeitete und erweiterte Auflage. Düsseldorf, Werner Verlag, 1993.

Wommelsdorff, O.; Albert, A.: Stahlbetonbau – Bemessung und Konstruktion – Teil 2: Stützen und Sondergebiete des Stahlbetonbaus. 9. Auflage. Düsseldorf, Werner Verlag, 2012.

Ziegler, M.; Ricker, M.; Tafur, E.: Flachgründungen nach EC7 und EC2. In: Stahlbetonbau aktuell 2016. Berlin, Bauwerk Verlag, 2016.

## 4 Wandartige Träger

### 4.1 Allgemeines

Wandartige Träger sind gemäß der Definition in DIN EN 1992-1-1, 1.5.2.23 ebene, parallel zu ihrer Mittelfläche beanspruchte, scheibenartige Bauteile. Über ebene Membranschnittgrößen tragen sie die einwirkenden Lasten zu zwei oder mehreren Auflagern ab. Im Gegensatz zu biegebeanspruchten Balken, bei denen die Bernoulli-Hypothese (Ebenbleiben der Querschnitte, d. h. ebene Dehnungsverteilung) zutreffende Ergebnisse liefert, gilt dies bei wandartigen Trägern nicht mehr, dort stellt sich eine über die Scheibenhöhe nichtlineare Dehnungsverteilung ein.

Die Abgrenzung zwischen schlanken Trägern („Balken“) und wandartigen Trägern („Scheiben“) ist in DIN EN 1992-1-1, 5.3.1 (3) geregelt. Hiernach sind Träger mit  $h/l > 1/3$  nach den Regeln für Scheiben zu behandeln. Dabei entspricht  $l$  der Stützweite, mit  $h$  wird die Trägerhöhe bezeichnet.

Um Einfeld- und Mehrfeldträger sowie auskragende Träger eindeutig zu unterscheiden, wird nachfolgend und ergänzend zu DIN EN 1992-1-1 anstelle der Stützweite  $l$  der Abstand der nach der Stabstatik ermittelten Momentennullpunkte ( $l_0$ ) als Abgrenzungsmerkmal herangezogen (Hinweis: das Maß  $l_0$  dient lediglich zur Abgrenzung, in allen weiteren Betrachtungen entspricht  $l$  stets der tatsächlichen Stützweite). Im früheren Heft 240, Ausgabe Juli 1988, erfolgte der Übergang vom Balken zur Scheibe entsprechend der damaligen normativen Regelung erst ab einem Verhältnis  $h/l_0$  von 1/2. Aufgrund der in DIN EN 1992-1-1 veränderten Grenze sind nun auch Träger mit Verhältnissen  $h/l_0$  zwischen 1/2 und 1/3 als wandartige Träger (Scheiben) zu behandeln. Vor diesem Hintergrund wurden für das vorliegende DAfStb-Heft 631 alle Gleichungen und Tabellen durch FE-Berechnungen überprüft sowie für den neuen Gültigkeitsbereich erweitert.

Unter Berücksichtigung der nach der Stabstatik ermittelten Abstände der Momentennullpunkte ergeben sich für wandartige Träger folgende Grenzen für das Verhältnis  $h/l$  von Scheibenhöhe zu Stützweite bzw.  $h/l_k$  bei auskragenden Trägern (Kraglänge  $l_k$ ):

- Einfeldträger  $h/l > 1/3$
- Zweifeldträger und Endfelder von Durchlaufträgern  $h/l > 0,3$

- Innenfelder von Durchlaufträgern  $h/l > 0,2$
- Kragträger  $h/l_k > 2/3$

Während bei gedrungenen Scheibentragwerken aufgrund der hohen Biegesteifigkeit und damit verbundenen vergleichsweise geringen Rotation die Untersuchung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ausreichend ist, kann bei schlanken Scheiben im neuen Übergangsbereich ( $1/2 < h/l_0 < 1/3$ ) zwischen Balken und Scheibe auch der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit maßgebend werden. In diesem Bereich ist daher bei der Ermittlung der erforderlichen Bewehrung zusätzlich der Nachweis der Rissbreitenbeschränkung zu führen. Da sich bei den vorliegenden geometrischen Verhältnissen aus dem einfachen Verfahren im Regelfall sehr hohe Bewehrungsmengen ergeben, wird eine direkte Berechnung der Rissbreite empfohlen. Hierzu kann näherungsweise die für Balken übliche Vorgehensweise auch für die betroffenen schlanken Scheiben angewendet werden.

Übliche Konsolen mit mäßigen Bauteilabmessungen ( $h \lesssim 100$  cm, wobei  $h$  die Konstruktionshöhe am Anschluss ist) fallen aufgrund des Fehlens einer ausgeprägten Biegetragwirkung nicht unter die hier angegebenen Definitionen für wandartige Kragträger. Sie sind entsprechend den Regeln für kompakte Konsolen gemäß DIN EN 1992-1-1 bzw. DAfStb-Heft 600 oder mit Hilfe anderer geeigneter Stabwerksmodelle zu berechnen und bemessen.

Die Berechnung der aus den Hauptzugspannungen resultierenden Zugkräfte sowie die Ermittlung der erforderlichen Bewehrung kann näherungsweise wie folgt vorgenommen werden:

Die für die Bestimmung der erforderlichen Hauptbewehrung in Trägerlängsrichtung maßgeblichen Zugkräfte sind als Resultierende der entsprechenden  $\sigma_x$ -Spannungen im Feld ( $F_{s,F}$ ) bzw. über der Stütze ( $F_{s,S}$ ) zu ermitteln. Dazu sind in Abschnitt 4.2.1 Hilfsmittel zusammengestellt. Die dort eingehende Last  $F_E$  kann zuvor über die zu untersuchende Einwirkungskombination bestimmt werden. Die resultierenden Zugkräfte sind schließlich vollständig durch Bewehrung abzudecken. Es gilt dann für die erforderliche Bewehrung im Feld ( $A_{s,F}$ ) und über den Stützungen ( $A_{s,S}$ ):

$$\operatorname{erf} A_{s,F} = \frac{F_{s,F}}{\sigma_s} \quad (4.1a)$$

$$\operatorname{erf} A_{s,S} = \frac{F_{s,S}}{\sigma_s} \quad (4.1b)$$

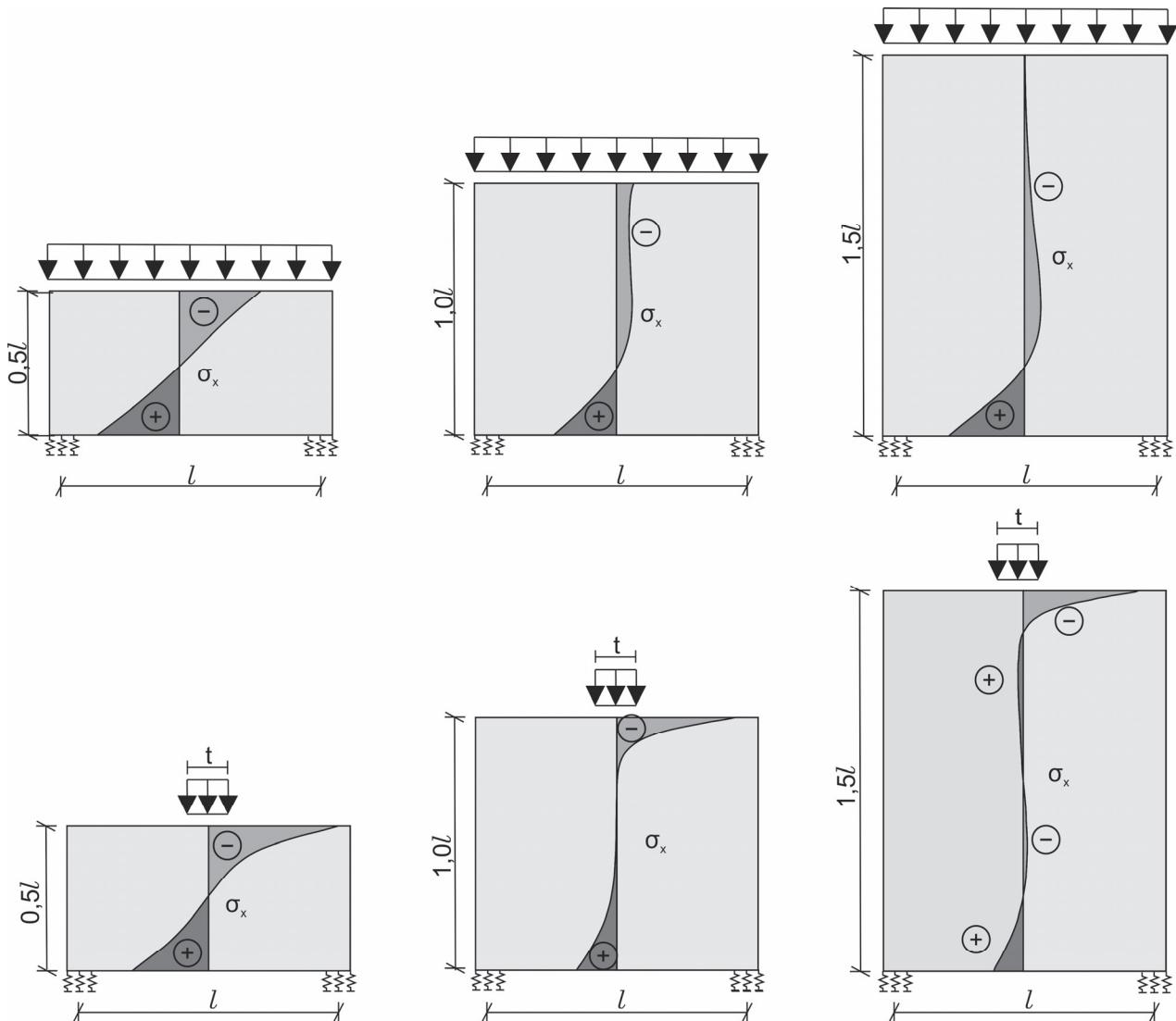
Je nach dem untersuchten Zustand, Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) oder der Gebrauchstauglichkeit (GZG) ist die maximal zulässige Stahlspannung festzulegen. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ist die Stahlspannung  $\sigma_s$  gemäß DIN EN 1992-1-1/NA, 3.2 im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach 7.3 (Rissbreitenbegrenzung) zu begrenzen. Zusätzlich sind im Grenzzustand der Tragfähigkeit die entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte auf Einwirkungsseite zur Bestimmung der eingehenden Last  $F_E$  zu berücksichtigen.

Die Festlegung der Lage und Verteilung der Bewehrung sollte dann mit Hilfe der Regeln nach Abschnitt 4.3 erfolgen. Eine zusätzliche Bemessung des wandartigen Trägers mittels eines Stabwerkmodells (vgl. DIN EN 1992-1-1, 6.5) ist grundsätzlich nicht erforderlich. In einzelnen Fällen, in denen sich eine Nachweisführung mittels Stabwerkmodell empfiehlt, wird in den nachfolgenden Abschnitten explizit darauf hingewiesen.

Anzumerken sei an dieser Stelle, dass in diesem Kapitel Verfahren zur Ermittlung der Schnittgrößen in wandartigen Trägern sowie zur Ermittlung der zugehörigen Hauptdruck- und Zugspannungen angegeben werden. Die in Abschnitt 4.2.1.2 vereinfacht unabhängig von der Laststellung berechneten inneren Hebelarme hingegen dienen lediglich für die Rückrechnung auf die resultierenden Zugkräfte und können beispielsweise zur Konstruktion eines Stabwerkmodells nur näherungsweise herangezogen werden. Am Beispiel einer einfeldrigen und quadratischen Scheibe ( $h/l = 1$ ), vgl. Bild 4.1 Mitte, soll dies veranschaulicht werden. Betrachtet man die sich im ungerissenen Zustand I einstellenden Längsnormalspannungen  $\sigma_x$  bei Belastung durch eine gleichmäßige Streckenlast (oben) und eine Einzellast (unten), so zeigen sich insbesondere in Bezug auf den Verlauf der Drucknormalspannungen – und damit auch hinsichtlich der Lage der resultierenden Druckstrebe (bzw. des inneren Hebelarms) – deutliche Unterschiede. Demgegenüber würde das Näherungsverfahren nach Abschnitt 4.2.1.2 für beide Fälle einen inneren Hebelarm von  $z_F = 0,6 l$  ergeben, siehe Gleichung (4.4b). Eine lastunabhängige Angabe des inneren Hebelarms ist daher nicht möglich. Je mehr man sich dem Balken annähert, desto geringer wird dieser Effekt (siehe Bild 4.1 links), bei zunehmender Höhe der Scheiben wird dagegen der Einfluss verstärkt (rechts).

Der gesonderte Nachweis eines ausreichenden Querkraftwiderstandes ist auch für den neuen Übergangs-

bereich zwischen Balken und Scheibe nicht erforderlich. Dies wurde durch vergleichende Stabwerkmodelle überprüft. Zudem wird mit dem Nachweis der auflagernahen Hauptdruckspannungen (siehe Kapitel 4.2.4) auch der Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit erbracht. Durch die Anordnung der ermittelten Hauptbewehrung und der konstruktiven Netzbewehrung (vgl. Abschnitt 4.3) zusammen mit der Dimensionierung der Scheibendicke ist der Tatsache, dass die Bewehrung vom Verlauf der Hauptzugspannungen etwas abweicht, ausreichend Rechnung getragen.



**Bild 4.1:** Vergleich der Längsspannungsverläufe in Feldmitte bei einer einfeldrigen Wandscheibe mit Gleichstreckenlast und bei einer Einzellast für Verhältnisse  $h/l$  von 0,5; 1,0 und 1,5.

Die Auflagerkräfte können für mehrfeldrige wandartige Träger näherungsweise nach der Stabstatik ermittelt werden. Mit abnehmender Biegeschlankheit geht jedoch die Durchlaufwirkung des Trägers verloren und die sich aus Verträglichkeitsbedingungen ergebenden Auflagerkräfte werden an den InnenaufLAGern reduziert, an den EndaufLAGern entsprechend vergrößert. Ursächlich hierfür ist der bei wandartigen Trägern zunehmende Einfluss der Schubverzerrung. Da-her müssen die sich aus der Stabstatik ergebenden Auflagerkräfte an den EndaufLAGern mit Erhöhungsfaktoren nach Tabelle 4.1 multipliziert werden. Mit Blick auf eine robuste Konstruktion dürfen die zugehörigen Auflagerkräfte an der ersten Innenstütze für den lokalen Nachweis der Scheibe und der Stützung jedoch maximal um den halben Betrag der Erhöhung der Auflagerkraft an der Endstütze reduziert werden.

**Tabelle 4.1:** Erhöhungsfaktor für die Auflagerkräfte am Endauflager in Abhängigkeit der Abmessungen, nach DAFStb-Heft 240

$h/l$	0,25	0,4	0,7	$\geq 1,0$
Erhöhungsfaktor	1,0	1,08	1,13	1,15

Die so ermittelten Auflagerkräfte gelten nur für eine starre Lagerung. Es sei darauf hingewiesen, dass wegen der hohen Biegesteifigkeit von wandartigen Trägern schon geringe Unterschiede in der Nachgiebigkeit der Stützung (Federsteifigkeit von unterstützenden Bauteilen, Setzungsdifferenzen etc.) zu erheblichen Umlagerungen der Schnittgrößen und Auflagerreaktionen führen können. So ergibt sich z. B. bei einem wandartigen Zweifeldträger bereits bei minimaler Senkung der Innenstütze eine erhebliche Reduktion der Durchlaufwirkung und der Auflagerkraft an

der Innenstütze; der Lastabtrag erfolgt dabei zunehmend wie bei einem Einfeldträger mit entsprechend vergrößerter Stützweite. Senkt sich dagegen ein Endauflager, so wird sich die Tragwirkung eines Kragarms einstellen. Daher sollte insbesondere bei nachgiebiger Stützung oder bei unsicheren Baugrundverhältnissen eine statisch unbestimmte Lagerung möglichst vermieden werden bzw. es sind entsprechende Grenzbetrachtungen durchzuführen.

Sofern Auflagersteifigkeiten mit berücksichtigt werden sollen oder auch für die Berechnung von komplexeren Tragsystemen (z. B. Trägerroste), kann die Ermittlung der Auflagerreaktionen auch auf Grundlage des Verfahrens nach *Schlaich/Schäfer (2001)* über eine näherungsweise Erfassung der Schubverzerrung erfolgen. Zudem können die sich einstellenden Auflagerkräfte auch mittels FE-Scheibenberechnung bestimmt werden. Ein entsprechendes Vorgehen ist vor allem dann ratsam, wenn über die Länge des wandartigen Trägers nicht konstante Steifigkeiten vorliegen, z. B. wegen größerer Öffnungen oder einer veränderlichen Bauhöhe, die zu berücksichtigen sind.

Alternativ zu den hier vorgestellten Verfahren können wandartige Träger auch gemäß DIN EN 1992-1-1, 6.5.1 mithilfe von Stabwerksmodellen modelliert und bemessen werden. Beispiele hierzu finden sich unter anderem in DAfStb-Heft 599, in *Fingerloos/Stenzel (2007)* oder in *Schlaich/Schäfer (2001)*. Zudem wird auf weitergehende Erläuterungen und Berechnungsempfehlungen in *Haberland/Morgen (2017)* verwiesen.

## 4.2 Bemessungsmodell

### 4.2.1 Resultierende der Hauptzugspannungen

#### 4.2.1.1 Berechnung nach der Scheibentheorie

In den Tabellen 4.2 bis 4.5 werden jeweils die Resultierenden der sich aus der Elastizitätstheorie ergebenen Längszugspannungen von wandartigen Trägern für die in Bild 4.2 dargestellten Lastbilder und statischen Systemen zusammengestellt. Dabei werden getrennt die maximalen Längszugkräfte im Feld ( $F_{s,F}$ ), die größten Längszugkräfte über der Stütze ( $F_{s,S}$ ) von durchlaufenden oder auskragenden wandartigen Trägern und bei Einzellasten die Spaltzugkräfte  $F_s$  sowie gegebenenfalls die Randzugkräfte  $F_R$  angegeben. Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die Einwirkungen mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten zu multiplizieren.

Diese resultierenden Längszugkräfte gelten für direkt gelagerte wandartige Träger ohne Randverstärkung. Näherungsweise können sie aber auch bei wandartigen Trägern mit Randverstärkung (Lisenen) und bei indirekt gelagerten wandartigen Trägern angewendet werden. Auf die Notwendigkeit, in solchen Fällen eine sorgfältig verankerte Netzbewehrung gemäß dem Abschnitt 4.2.3 anzuordnen, wird hingewiesen.

Für hier nicht dargestellte Lastbilder kann die Größe der resultierenden Zugkräfte in wandartigen Trägern durch Interpolation zwischen den Belastungskonfigurationen aus Bild 4.2 abgeschätzt werden.

Näherungsweise können die in den Tabellen angegebenen resultierenden Längszugkräfte auch bei größeren Auflagerlängen  $c$  angewendet werden, wenn die Hauptbewehrung über den Stützen entsprechend dem Abschnitt 4.4 angeordnet wird. Auf die Berücksichtigung einer möglichen Einspannwirkung bei großen Auflagerlängen (an Endauflagern) wird hingewiesen.

Lastbild $t/l = c/l$	System $c/l \leq 0,02$	Last jeweils oben oder unten angreifend	
			Tabelle 4.2
			Tabelle 4.3
			Tabelle 4.4

a Einfeldträger, Zweifeldträger (bzw. Endfelder von Durchlaufträgern) und Innenfelder von Durchlaufträgern

Lastbild $t/l_k = c/l_k$	System $c/l \leq 0,02$	Last jeweils oben oder unten angreifend	
			Tabelle 4.5

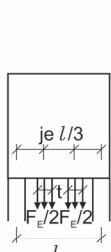
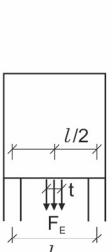
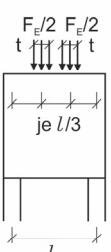
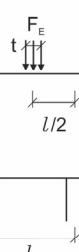
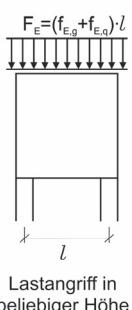
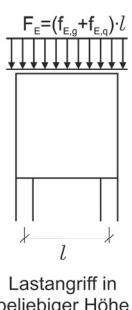
b Kragträger

**Bild 4.2:** Übersicht und Bezeichnungen zu den in Tabelle 4.2 bis 4.5 behandelten Belastungsbildern und statischen Systemen von wandartigen Trägern

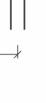
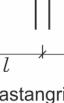
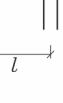
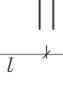
Die resultierenden Längszugkräfte in den Randbereichen von mehrfeldrigen Durchlaufträgern (Zugkraft im Endfeld und über der ersten Innenstütze) können näherungsweise wie für einen wandartigen Zweifeldträger ermittelt werden.

Tabelle 4.2: Resultierende Zugkräfte in einfeldrigen wandartigen Trägern

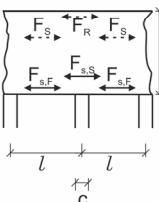
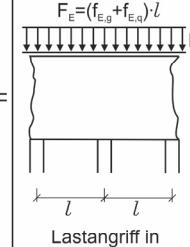
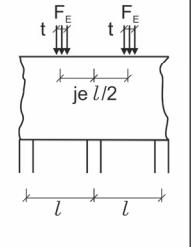
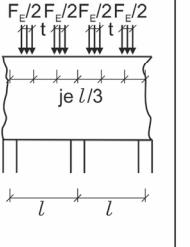
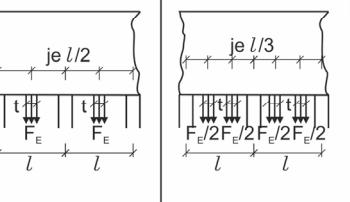
		$F_E = (f_{E,g} + f_{E,q}) \cdot l$		$F_E$		$F_E/2$					
		$l/2$		$l/3$		$l/2$		$l/3$			
		$h/l = t/l$		$0,1$		$\geq 0,2$		$0,1$		$\geq 0,2$	
		$0,1$		$\geq 0,2$		$0,1$		$0,1$		$0,1$	
1/3	-	0,62	0,45	1,14	0,98	0,82	0,67	1,14	0,98	0,82	0,67
0,4	-	0,46	0,38	0,84	0,77	0,62	0,57	0,84	0,78	0,62	0,57
0,5	-	0,37	0,33	0,66	0,64	0,50	0,50	0,66	0,65	0,50	0,50
0,6	-	0,31	0,27	0,55	0,53	0,41	0,40	0,53	0,52	0,42	0,41
0,7	-	0,27	0,23	0,45	0,44	0,35	0,34	0,46	0,45	0,36	0,35
0,8	-	0,24	0,20	0,38	0,36	0,30	0,29	0,42	0,41	0,32	0,30
0,9	-	0,22	0,18	0,32	0,29	0,26	0,25	0,41	0,39	0,30	0,28
1,0	-	0,21	0,18	0,27	0,25	0,23	0,21	0,40	0,37	0,29	0,27
1,1	-	0,21	0,17	0,24 0,04	0,23	0,22	0,20	0,40	0,36	0,29	0,27
1,2	-	0,20	0,17	0,22 0,09	0,20 0,04	0,20	0,18	0,40	0,36	0,28	0,26
1,5	-	0,20	0,17	0,20 0,12	0,16 0,10	0,19 0,02	0,16 0,02	0,40	0,36	0,28	0,26
$\geq 2,0$	-	0,20	0,17	0,20 0,25	0,15 0,17	0,19 0,07	0,16 0,07	0,40	0,36	0,28	0,26



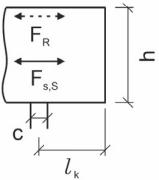
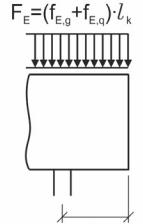
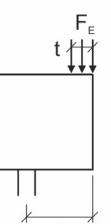
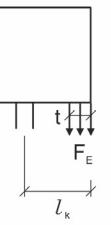
**Tabelle 4.3:** Resultierende Zugkräfte in wandartigen Zweifeldträgern bzw. in Randfeldern und an der ersten Innenstütze von mehrfeldrigen wandartigen Trägern

 $F_E = (f_{E,g} + f_{E,q}) \cdot l$		 $je \cdot l/2$		 $je \cdot l/3$		 $je \cdot l/2$		 $je \cdot l/3$			
		Lastangriff in beliebiger Höhe									
		$c/l = t/l$		$h/l$		$\geq 0,1$		$\geq 0,1$		$\geq 0,1$	
0,3	0,33		0,72		0,50		0,71		0,50		$F_{s,F}/F_E$
	0,39		0,66		0,56		0,66		0,57		$F_{s,S}/F_E$
	-		-		-		-		-		$F_S/F_E$
	-		-		-		-		-		$F_R/F_E$
0,4	0,26		0,55		0,39		0,55		0,39		$F_{s,F}/F_E$
	0,27		0,44		0,37		0,44		0,39		$F_{s,S}/F_E$
	-		-		-		-		-		$F_S/F_E$
	-		-		-		-		-		$F_R/F_E$
0,5	0,22		0,47		0,35		0,47		0,35		$F_{s,F}/F_E$
	0,24		0,31		0,29		0,32		0,32		$F_{s,S}/F_E$
	-		-		-		-		-		$F_S/F_E$
	-		-		-		-		-		$F_R/F_E$
0,6	0,19		0,41		0,31		0,43		0,32		$F_{s,F}/F_E$
	0,22		0,25		0,24		0,27		0,28		$F_{s,S}/F_E$
	-		-		-		-		-		$F_S/F_E$
	-		-		-		-		-		$F_R/F_E$
0,7	0,18		0,36		0,29		0,40		0,30		$F_{s,F}/F_E$
	0,21		0,23		0,22		0,27		0,27		$F_{s,S}/F_E$
	-		-		-		-		-		$F_S/F_E$
	-		-		-		-		-		$F_R/F_E$
0,8	0,17		0,33		0,27		0,38		0,29		$F_{s,F}/F_E$
	0,20		0,24		0,22		0,30		0,28		$F_{s,S}/F_E$
	-		-		-		-		-		$F_S/F_E$
	-		0,01		0,01		-		-		$F_R/F_E$
0,9	0,16		0,30		0,25		0,37		0,28		$F_{s,F}/F_E$
	0,19		0,25		0,22		0,32		0,30		$F_{s,S}/F_E$
	-		-		-		-		-		$F_S/F_E$
	-		0,02		0,02		-		-		$F_R/F_E$
1,0	0,15		0,28		0,23		0,36		0,27		$F_{s,F}/F_E$
	0,19		0,26		0,23		0,34		0,31		$F_{s,S}/F_E$
	-		0,01		-		-		-		$F_S/F_E$
	-		0,02		0,02		-		-		$F_R/F_E$
1,5	0,14		0,20		0,19		0,36		0,25		$F_{s,F}/F_E$
	0,19		0,27		0,24		0,34		0,32		$F_{s,S}/F_E$
	-		0,10		0,01		-		-		$F_S/F_E$
	-		0,03		0,03		-		-		$F_R/F_E$
$\geq 2,0$	0,14		0,18		0,17		0,36		0,25		$F_{s,F}/F_E$
	0,19		0,27		0,24		0,34		0,32		$F_{s,S}/F_E$
	-		0,15		0,04		-		-		$F_S/F_E$
	-		0,05		0,05		-		-		$F_R/F_E$

**Tabelle 4.4:** Resultierende Zugkräfte in Feldbereichen und an den Innenstützen von durchlaufenden wandartigen Trägern

																
		$c/l = t/l$			0,05	0,1	$\geq 0,2$	$\geq 0,1$	$\geq 0,1$	0,05	0,1	$\geq 0,2$	$\geq 0,1$	$\geq 0,1$		
h/l	0,2	0,32	0,31	0,30	0,85	0,41	0,90	0,85	0,74	0,41	0,72	-	-	$F_{s,F}/F_E$		
		0,55	0,51	0,40	0,82	0,72	0,87	0,82	0,68	-	-	-	-	$F_{s,S}/F_E$		
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$F_S/F_E$		
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$F_R/F_E$		
0,3	0,3	0,21	0,21	0,21	0,56	0,28	0,59	0,56	0,50	0,28	0,49	-	-	$F_{s,F}/F_E$		
		0,38	0,35	0,29	0,56	0,49	0,59	0,56	0,50	-	-	-	-	$F_{s,S}/F_E$		
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$F_S/F_E$		
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$F_R/F_E$		
0,4	0,4	0,16	0,16	0,16	0,37	0,17	0,44	0,42	0,37	0,17	0,30	-	-	$F_{s,F}/F_E$		
		0,29	0,27	0,22	0,37	0,29	0,44	0,42	0,37	-	-	-	-	$F_{s,S}/F_E$		
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$F_S/F_E$		
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$F_R/F_E$		
0,5	0,5	0,12	0,12	0,12	0,30	0,14	0,33	0,32	0,29	0,13	0,26	-	-	$F_{s,F}/F_E$		
		0,26	0,23	0,19	0,30	0,24	0,33	0,32	0,29	-	-	-	-	$F_{s,S}/F_E$		
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$F_S/F_E$		
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$F_R/F_E$		
0,6	0,6	0,10	0,10	0,10	0,26	0,12	0,31	0,29	0,26	0,12	0,25	-	-	$F_{s,F}/F_E$		
		0,25	0,22	0,18	0,26	0,20	0,31	0,29	0,26	-	-	-	-	$F_{s,S}/F_E$		
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$F_S/F_E$		
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$F_R/F_E$		
0,7	0,7	0,09	0,09	0,09	0,23	0,11	0,30	0,28	0,24	0,11	0,25	-	-	$F_{s,F}/F_E$		
		0,25	0,21	0,17	0,23	0,18	0,30	0,28	0,24	-	-	-	-	$F_{s,S}/F_E$		
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$F_S/F_E$		
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$F_R/F_E$		
0,8	0,8	0,09	0,09	0,09	0,21	0,10	0,30	0,28	0,24	0,10	0,25	-	-	$F_{s,F}/F_E$		
		0,25	0,21	0,16	0,21	0,10	0,30	0,28	0,24	-	-	-	-	$F_{s,S}/F_E$		
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$F_S/F_E$		
		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$F_R/F_E$		
1,0	1,0	0,09	0,09	0,09	0,10	0,09	0,30	0,28	0,24	0,10	0,25	-	-	$F_{s,F}/F_E$		
		0,25	0,21	0,16	0,11	0,14	0,30	0,28	0,24	-	-	-	-	$F_{s,S}/F_E$		
		-	-	-	0,11	0,02	-	-	-	-	-	-	-	$F_S/F_E$		
		-	-	-	0,10	0,07	-	-	-	-	-	-	-	$F_R/F_E$		
1,5	1,5	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,30	0,28	0,24	0,10	0,25	-	-	$F_{s,F}/F_E$		
		0,25	0,21	0,16	0,19	0,19	0,30	0,28	0,24	-	-	-	-	$F_{s,S}/F_E$		
		-	-	-	0,19	0,02	-	-	-	-	-	-	-	$F_S/F_E$		
		-	-	-	0,09	0,06	-	-	-	-	-	-	-	$F_R/F_E$		
≥ 2,0	≥ 2,0	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	0,30	0,28	0,24	0,10	0,25	-	-	$F_{s,F}/F_E$		
		0,25	0,21	0,16	0,20	0,20	0,30	0,28	0,24	-	-	-	-	$F_{s,S}/F_E$		
		-	-	-	0,20	0,02	-	-	-	-	-	-	-	$F_S/F_E$		
		-	-	-	0,09	0,06	-	-	-	-	-	-	-	$F_R/F_E$		

**Tabelle 4.5:** Resultierende Zugkräfte in auskragenden wandartigen Trägern

				
	$F_E = (f_{E,g} + f_{E,q}) \cdot l_k$ Lastangriff in beliebiger Höhe			
$c/l_k = t/l_k$	$\geq 0,2$	$\geq 0,2$	$\geq 0,2$	
$h/l_k$				
2/3	0,87 -	- 1,65	1,63 -	$F_{s,S}/F_E$ $F_R/F_E$
0,8	0,75 -	- 1,43	1,42 -	$F_{s,S}/F_E$ $F_R/F_E$
0,9	0,68 -	- 1,28	1,27 -	$F_{s,S}/F_E$ $F_R/F_E$
1,0	0,63 -	- 1,16	1,16 -	$F_{s,S}/F_E$ $F_R/F_F$
1,1	0,58 -	- 1,04	1,05 -	$F_{s,S}/F_E$ $F_R/F_E$
1,2	0,56 -	- 0,94	0,98 -	$F_{s,S}/F_E$ $F_R/F_E$
1,5	0,55 -	- 0,71	0,87 -	$F_{s,S}/F_E$ $F_R/F_E$
2,0	0,54 -	0,13 0,48	0,86 -	$F_{s,S}/F_E$ $F_R/F_E$
3,0	0,54 -	0,35 0,38	0,86 -	$F_{s,S}/F_E$ $F_R/F_E$
$\geq 4,0$	0,54 -	0,48 0,38	0,86 -	$F_{s,S}/F_E$ $F_R/F_E$

### 4.2.1.2 Näherungsverfahren

Näherungsweise dürfen mit Hilfe der Gleichungen (4.2) und (4.3) die resultierenden Längszugkräfte im Feld ( $F_{s,F}$ ) sowie über der Stütze ( $F_{s,S}$ ) von durchlaufenden oder auskragenden wandartigen Trägern auch aus den nach der klassischen Stabstatik (d. h. mit ebener Dehnungsverteilung, ohne Schubverzerrung) ermittelten Schnittmomenten ( $M_F$  bzw.  $M_S$ ) und den in den Gleichungen (4.4) bis (4.7) angegebenen inneren Hebelarmen ( $z_F$  bzw.  $z_S$ ) ermittelt werden.

Die Gleichungen gelten dann für beliebige Laststellungen. Um den Übergang von der schlanken Scheibe zum Balken herzustellen, wird im Bereich  $h/l < 1$  die sich einstellende Zunahme des inneren Hebelarmes beim Übergang in den Zustand II näherungsweise und auf der sicheren Seite liegend erfasst.

Resultierende Zugkräfte im Feld:

$$F_{s,F} = \frac{M_F}{z_F} \quad (4.2)$$

Resultierende Zugkräfte im Stützbereich von Durchlaufträgern bzw. bei Kragträgern:

$$F_{s,S} = \frac{M_S}{z_S} \quad (4.3)$$

Hierbei sind:

- $M_F$  Feldmoment eines entsprechenden schlanken Trägers (Balken)
- $M_S$  Stützmoment bzw. Kragmoment eines entsprechenden schlanken Trägers (Balken)
- $z_F$  Rechnerischer Hebelarm der inneren Kräfte im Feld
- $z_S$  Rechnerischer Hebelarm der inneren Kräfte im Stützbereich

Bei den Hebelarmen  $z_F$  und  $z_S$  sind folgende Fälle zu unterscheiden:

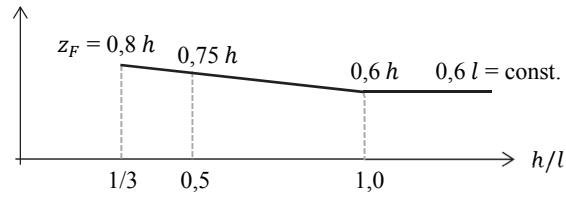
Einfeldträger:

$$z_F = 0,3 \cdot h \cdot \left( 3 - \frac{h}{l} \right) \leq 0,8 \cdot h \quad (4.4a)$$

für:  $\frac{1}{3} < \frac{h}{l} < 1,0$

$$z_F = 0,6 \cdot l \quad \text{für: } \frac{h}{l} \geq 1,0 \quad (4.4b)$$

Wie nachstehend für den Einfeldträger grafisch veranschaulicht, ergeben sich die inneren Hebelarme jeweils ausgehend von der definierten Abgrenzung zum Balken (beim Einfeldträger:  $h/l = 1/3$ ; mit  $z_F = 0,8 h$ ) zunächst linear abnehmend bis zu einem Grenzwert ( $h/l = 1,0$ ; dort:  $z_F = 0,6 h = 0,6 l$ ), ab dem eine weitere Steigerung der Trägerhöhe (und damit des Verhältnisses  $h/l$ ) keine Zunahme im inneren Hebelarm mit sich bringt ( $z_F = 0,6 l = \text{const.}$ ).



**Bild 4.3:** Veranschaulichung der Gleichungen (4.4a und 4.4b) für den Einfeldträger

Zweifeldträger und Endfelder von Durchlaufträgern:

$$z_F = z_S = 0,5 \cdot h \cdot \left( 1,9 - \frac{h}{l} \right) \quad (4.5a)$$

für:  $0,3 < \frac{h}{l} < 1,0$

$$z_F = z_S = 0,45 \cdot l \quad \text{für: } \frac{h}{l} \geq 1,0 \quad (4.5b)$$

Innenfelder von Durchlaufträgern:

$$z_F = z_S = 0,5 \cdot h \cdot \left( 1,8 - \frac{h}{l} \right) \quad (4.6a)$$

für:  $0,2 < \frac{h}{l} < 1,0$

$$z_F = z_S = 0,4 \cdot l \quad \text{für: } \frac{h}{l} \geq 1,0 \quad (4.6b)$$

Wandartige Kragträger:

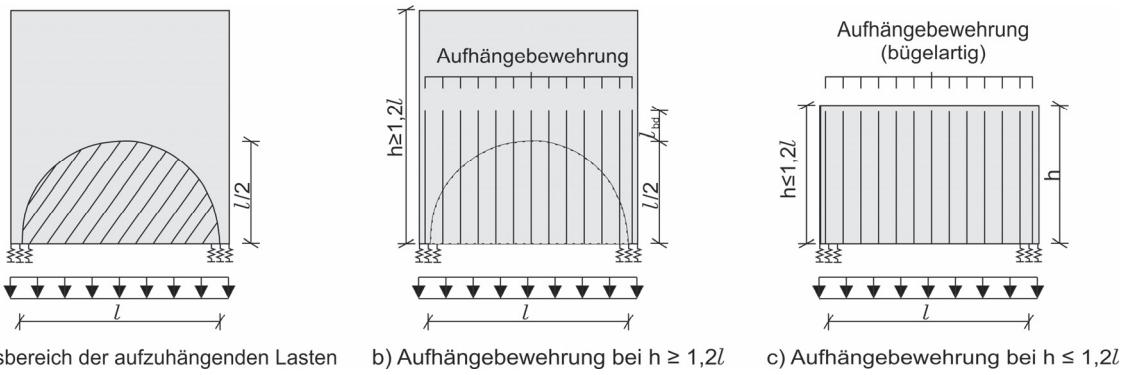
$$z_S = 0,65 \cdot l_k + 0,10 \cdot h \quad (4.7a)$$

für:  $\frac{2}{3} < \frac{h}{l_k} < 2,0$

$$z_S = 0,85 \cdot l_k \quad \text{für: } \frac{h}{l_k} \geq 2,0 \quad (4.7b)$$

### 4.2.2 Aufhängebewehrung für am unteren Rand angreifende Lasten

Am unteren Rand angreifende Lasten sind vollständig durch eine geeignete Aufhängebewehrung aufzunehmen. Als „unten angreifend“ gelten hierbei näherungsweise alle Lasten (einschließlich der Eigenlast),



**Bild 4.4:** Einflussbereich und Länge der Aufhängebewehrung bei direkt gelagerten wandartigen Trägern mit am unteren Rand angreifender gleichmäßig verteilter Last

die in einem zwischen den jeweiligen Auflagern gedachten Halbkreis mit dem Radius  $0,5 l$  ( $l \leq h$ ) angreifen, siehe Bild 4.4a. Die Mindestnetzbewehrung, vgl. Abschnitt 4.3, kann auf die ermittelte Aufhängebewehrung angerechnet werden.

Für wandartige Träger mit einem Verhältnis  $h/l \geq 1,2$  sind diese Lasten gemäß DAfStb-Heft 599 bis in das sich in der Scheibe ausbildende Druckgewölbe mit dem Radius  $l/2$  durch Bewehrung hochzuhängen und dort mit der Verankerungslänge  $l_{bd}$  zu verankern, siehe Bild 4.4b. Im Falle von  $h/l < 1,2$  sollte die Aufhängebewehrung biegelartig am oberen Scheibenrand verankert werden, siehe Bild 4.4c.

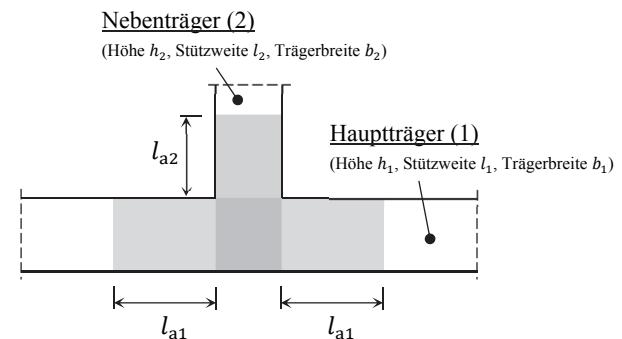
Bei unten angreifenden Einzellasten wird empfohlen, Schrägstäbe (Schrägbügel bzw. Aufbiegungen) oder ein Bewehrungsnetz vorzusehen. Zur Bemessung der Schrägstäbe bzw. des Bewehrungsnetzes ist die Neigung der Resultierenden aus den Hauptzugspannungen entsprechend dem Angriffspunkt der Einzelkraft sinnvoll abzuschätzen. In diesem Fall ist die Aufhängebewehrung mindestens bis auf eine Höhe entsprechend der Spannweite  $l \leq h$  zu führen.

Es ist darauf zu achten, dass die Aufhängebewehrung im Auflagerbereich des lastbringenden Bauteils dessen unterste Bewehrungslage biegelartig umschließt, siehe auch Leonhardt/Mönning (1977). Auf eine gegebenenfalls erforderliche verstärkte Querbewehrung in den Verankerungsbereichen der Aufhängebewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1 wird hingewiesen.

#### 4.2.3 Indirekte Lagerung und Auflagerverstärkungen

Bei einer indirekten Lagerung von wandartigen Trägern durch Querscheiben ist in letzteren für die volle Auflagerkraft des wandartigen Trägers eine Aufhängebewehrung im Anschlussbereich vorzusehen. Eine

teilweise Auslagerung der erforderlichen Aufhängebewehrung aus dem direkten Kreuzungsbereich bei der Träger ist möglich. Dabei sind mindestens 70 % der Aufhängebewehrung im lastnehmenden Träger (Hauptträger) anzugeordnen. Zusätzlich zur Regelung nach DIN EN 1992-1-1, Bild 9.7 die vor allem bei höheren wandartigen Trägern keine brauchbaren Ergebnisse mehr liefert, sollte die Länge  $l_{a2}$  des Auslagerungsbereichs im lastbringenden Nebenträger (2) auf die Breite  $b_1$  des lastabnehmenden Hauptträgers (1) begrenzt werden. Im Hauptträger selbst ist entsprechend die Auslagerungslänge  $l_{a1}$  beidseits der unmittelbaren Trägerkreuzung jeweils auf  $b_2$  (Breite des Nebenträgers) zu begrenzen. Der jeweils kleinere Wert beider Kriterien ist maßgebend.



**Bild 4.5:** Auslagerungsbereiche der Aufhängebewehrung

Im Übergangsbereich vom Balken zum wandartigen Träger (von  $h/l = 1/3$  bis 0,5) darf zwischen der Auslagerungsregelung nach DIN EN 1992-1-1, Bild 9.7, und der oben aufgeführten Regelung für wandartige Träger ( $l_{a2} = b_1$ ;  $l_{a1} = b_2$ ) linear interpoliert werden. Im Nebenträger ergibt sich dabei (nur für  $h_2 > 3 b_1$ , da andernfalls die Regelung nach DIN EN 1992-1-1 die maßgebenden Werte liefert):

$$l_{a2} = \alpha_2 \cdot (h_2/3 - b_1) \quad (4.8a)$$

mit:  $\alpha_2 = (0,5 - h_2/l_2)/6$

Im Hauptträger gilt analog (nur für  $h_1 > 3 b_2$ ):

$$l_{a1} = \alpha_1 \cdot (h_1/3 - b_2) \quad (4.8b)$$

mit:  $\alpha_1 = (0,5 - h_1/l_1)/6$

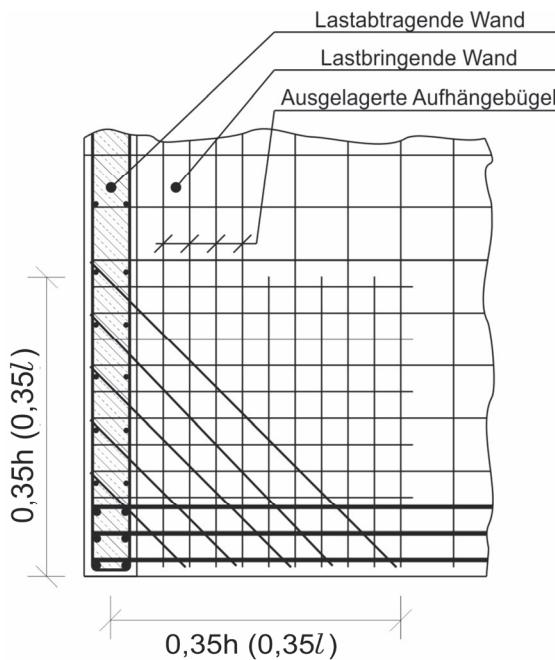
Sofern sich bei Anwendung der hier formulierten allgemeinen Regelung, z. B. bei ungünstigen geometrischen Verhältnissen und/oder bei hoher einzuleitender Auflagerkraft aus dem lastbringenden Nebenträger trotz einer teilweisen Auslagerung der Aufhängebewehrung baupraktisch unerwünschte Bewehrungskonzentrationen ergeben, wird empfohlen, den gesamten Lasteinleitungsbereich (einschließlich der im Hauptträger stattfindenden Ausbreitung in Querrichtung) auf Grundlage eines geeigneten Stabwerkmodells abzubilden und nachzuweisen, vgl. hierzu z. B. Hinweise in *Haberland/Morgen (2017)*. Dabei sind alle Nachweise gemäß DIN EN 1992-1-1, 6.5 zu führen und sämtliche Kräfte systematisch zu verfolgen (Gesamtgleichgewicht). Insbesondere ist die so ermittelte Bewehrung außerhalb der Knoten ausreichend zu verankern.

Wird der wandartige Träger indirekt über Querscheiben oder durch Lisenen gestützt, so ist am Auflager des lastbringenden Trägers näherungsweise eine quadratische Lastübertragungszone mit den Seitenlängen  $\Delta = 0,35 h$  (bzw.  $0,35 l$ ; der kleinere Wert ist maßgebend) konstruktiv verstärkt zu bewehren.

Bei mäßiger Beanspruchung ( $V_{Ed} \leq 0,5 V_{Rd}$ , mit  $V_{Rd}$  nach Gleichung (4.10)) sind in diesem Bereich Bügel oder beidseitig orthogonale Bewehrungsnetze anzutragen, die für jede Richtung (in der Summe beider Scheibenaußenflächen) für jeweils 80 % der Querkraft  $V_{Ed}$  am Auflager zu bemessen sind. Hierbei wird insbesondere auf die sorgfältige Ausbildung der Verankerung der horizontalen Netzbewehrung in der angeschlossenen Querscheibe hingewiesen.

Bei hoher Beanspruchung ( $V_{Ed} \geq 0,5 V_{Rd}$ ) sind entweder zusätzlich zum orthogonalen Bewehrungsnetz unter  $45^\circ$  geneigte Schrägbügel oder Schrägstäbe im Auflagerbereich des wandartigen Trägers vorzusehen und sorgfältig in der lastabtragenden Wand zu verankern. Jede der drei Bewehrungsrichtungen ist dabei auf jeweils 50 % der Querkraft am Auflager auszulegen. Gemäß DAfStb-Heft 600 oder *Leonhardt/Mönnig (1977)* kann alternativ (und baupraktisch günstiger) auf eine schräge Bewehrung verzichtet werden, wenn die orthogonal angeordnete Netzbewehrung jeweils für 100 % der Querkraft bemessen wird.

Hinweis: die vorstehend aufgeführten Regeln zur Bewehrung der Lastübertragungszone bei indirekter Lagerung werden in der Praxis bereits seit vielen Jahren angewendet. Versucht man diese über Stabwerkmodelle nach DIN EN 1992-1-1 zu validieren, so gelingt das nur teilweise. Insbesondere zeigt sich dabei, dass bei hoher Beanspruchung die gewünschte Tragfähigkeit nur mit Schrägbewehrung grundsätzlich nachweisbar ist, während dies bei einer ausschließlich orthogonal angeordneten Bewehrung (aufgrund der bei hoher Beanspruchung maßgebenden Betontragfähigkeit) nicht gelingt, vgl. hierzu z. B. die ausführlichen Betrachtungen in *Haberland/Morgen (2017)*. Es wird daher angeraten, im Falle einer hohen Beanspruchung (insbesondere bei Beanspruchungsniveaus  $V_{Ed} \geq 0,7 V_{Rd}$ ) entweder die Konstruktionsvariante mit Schrägbewehrung zu wählen, oder aber den gesamten Auflagerbereich mittels geeigneter Stabwerkmodelle, vgl. hierzu z. B. *Schlaich/Schäfer (2001)* und *Haberland/Morgen (2017)*, explizit zu bemessen. Die im vorliegenden Abschnitt angegebene Bewehrung ist dabei im Sinne einer konstruktiven Mindestbewehrung vorzusehen.



**Bild 4.6:** Anordnung von Schrägbügeln und verstärktem Bewehrungsnetz bei hoher Beanspruchung

Die bei mehrfeldrigen wandartigen Trägern einzulegende Hauptbewehrung über den Stützen sowie die Mindestnetzbewehrung, vgl. Abschnitt 4.3, dürfen in voller Höhe auf das im Auflagerbereich konstruktiv verstärkte Bewehrungsnetz angerechnet werden.

#### 4.2.4 Begrenzung der Hauptdruckspannungen

Maßgebend für diesen Nachweis sind die sich im Zustand II ergebenden auflagernahen Hauptdruckspannungen im Beton. Dabei sind die Bemessungswiderstände mit den  $\gamma_F$ -fachen charakteristischen Einwirkungen zu vergleichen.

Im Auflagerbereich von wandartigen Trägern liegen üblicherweise die Verhältnisse von Zug-Druck-Knoten vor, in welchen die effektive Betondruckfestigkeit durch kreuzende Bewehrung und quergerichtete Zugspannungen herabgesetzt wird. Bei direkter Auflagerung sind dabei im Regelfall gemäß DIN EN 1992-1-1, 6.5.4 die Voraussetzungen erfüllt, die eine Erhöhung der aufnehmbaren Beanspruchung um maximal 10 % zulassen. Damit ergäbe sich dort eine effektive Festigkeit von 0,825  $f_{cd}$ . Im Bereich von Innenauflagern sind die Verhältnisse wegen der sich von beiden Seiten abstützenden geneigten Druckstreben noch etwas günstiger. Bei direkt gelagerten wandartigen Trägern (ohne Randverstärkung) darf daher die Auflagerpressung durch Begrenzung der Auflagerkraft  $F_A$  auf die folgenden Werte nachgewiesen werden, siehe hierzu Erläuterungen in *Fingerloos et.al. (2016)* bzw. DAfStb-Heft 600:

An Endauflagern:

$$F_{A,Ed} \leq \frac{0,8 \alpha_{cc} f_{ck} A_c + f_{yk} A_s}{\gamma_c} \quad (4.9a)$$

Bei Innenstützungen:

$$F_{A,Ed} \leq \frac{0,9 \alpha_{cc} f_{ck} A_c + f_{yk} A_s}{\gamma_c} \quad (4.9b)$$

Bei der Ermittlung des wirksamen Bewehrungsquerschnitts  $A_s$  dürfen nur solche Bewehrungsstäbe angesetzt werden, die den lokalen Krafteinleitungsbereich in Richtung der Auflagerkraft ohne Übergreifungsstoß durchdringen und außerhalb des Störbereiches verankert sind. In jedem Fall sind die Auflagerbereiche in Bezug auf die Bewehrungsführung (Verankerung der Scheibenbewehrung, Aufnahme von Spaltzugkräften, Rüttelgassen etc.) konstruktiv sorgfältig durchzubilden. Alternativ kann statt der differenzierteren Reduktion der Betondruckfestigkeit bei End- und Innenauflagern um 0,8 bzw. 0,9 in beiden Fällen vereinfacht mit dem Faktor 0,825 abgemindert werden. Empfehlungen hierzu finden sich auch in *Haberland/Morgen (2017)*. Zudem darf bei direkter Lagerung und Verankerung der Hauptbewehrung ausschließlich über Ankerplatten (damit: mehraxialer

Druckspannungszustand, keine Reduktion der Betondruckfestigkeit durch Verbundspannungen) die Auflagerpressung entsprechend einem reinen Druckknoten bis 1,10  $f_{cd}$  ausgenutzt werden.

Bei der Ermittlung der maximalen Auflagerpressung darf an Endauflagern die rechnerische Auflagerlänge  $c$  in Richtung der Stützweite maximal zu 20 % der an dem Auflager anschließenden Stützweite  $l$  angenommen werden, da nur bis zu diesem Grenzwert von einer näherungsweise konstanten Pressung ausgegangen werden kann. An Innenstützungen kann gemäß dem Vorschlag aus *Haberland/Morgen (2017)* die Auflagerpressung für jede Seite getrennt mit den anteiligen Auflagerkräften und begrenzt auf maximal 20 % der jeweils angrenzenden Stützweite nachgewiesen werden.

Bei wandartigen Trägern mit Randverstärkung (Lisenen) oder bei über Querscheiben indirekt gelagerten wandartigen Trägern darf die Querkraft am Auflager den folgenden Wert nicht überschreiten:

$$\begin{aligned} V_{Ed} &\leq V_{Rd} = \frac{0,21}{\gamma_c} \alpha_{cc} f_{ck} \cdot l \cdot b \\ &\leq \frac{0,21}{\gamma_c} \alpha_{cc} f_{ck} \cdot h \cdot b \end{aligned} \quad (4.10)$$

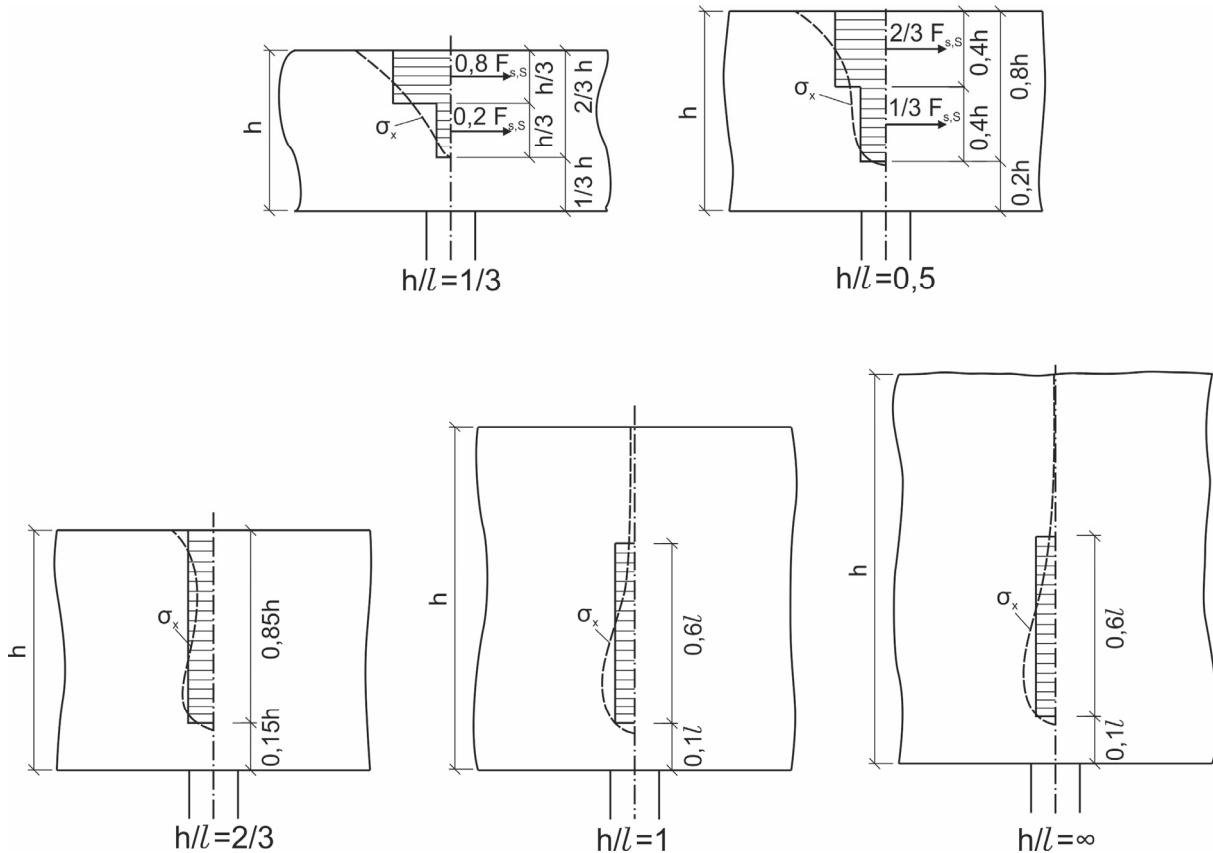
Im Auflagerbereich von durchlaufenden wandartigen Trägern ist der Nachweis mit Gleichung (4.10) für beide am Zwischenauflager gestützten Felder jeweils getrennt zu führen.

Neben einer Begrenzung von Betondruckspannungen im Bereich der Auflager ist bei wandartigen Trägern kein gesonderter Nachweis von Biegedruckspannungen im Beton zu führen.

Bei wandartigen Trägern mit geringer Dicke  $t$  sowie bei nicht gehaltenem oberem Rand ist gegebenenfalls die Gefahr des Kippens zu beachten.

#### 4.3 Bewehrungsanordnung

Nach DIN EN 1992-1-1, 9.7 (1) beträgt die Mindestdicke von wandartigen Trägern aus Orthobeton mindestens 12 cm (nicht durchlaufend) bzw. 10 cm (durchlaufend) sowie bei Ausführung als Fertigteil mindestens 10 cm (nicht durchlaufend) bzw. 8 cm (durchlaufend). In *Fingerloos/Stenzel (2007)* wird darüber hinaus bei abschnittsweiser Herstellung von Wandscheiben eine Mindestdicke von 1/20 der Betonierabschnittshöhe empfohlen, um ein problemloses Einbringen und Verdichten des Betons zu gewährleisten.



**Bild 4.7:** Verteilung der Hauptbewehrung für die Zugkraft  $F_{s,S}$  über den Stützen mehrfeldriger wandartiger Träger

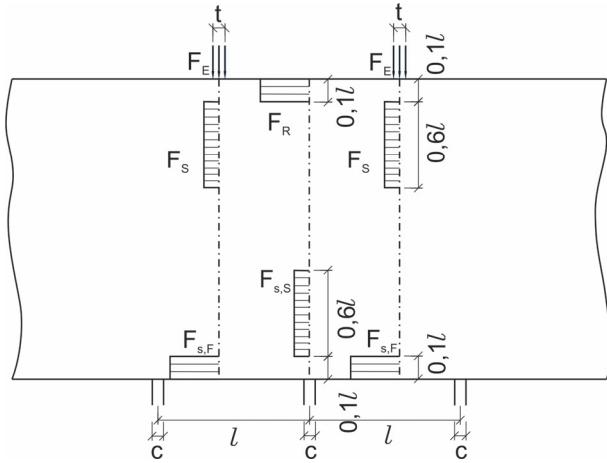
Eine Mindestquerkraftbewehrung ist bei wandartigen Biegeträgern nicht erforderlich, es muss jedoch stets beidseitig jeweils eine vertikale und eine horizontale Oberflächenbewehrung (als Netzbewehrung) vorgesehen werden. Der Querschnitt dieser Mindestnetzbewehrung darf gemäß DIN EN 1992-1-1/NA, 9.7 je Wandseite und je Richtung  $1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$  bzw.  $0,075\%$  (größerer Wert maßgebend) des Betonquerschnitts  $A_c$  nicht unterschreiten. Dabei darf die Maschenweite des Bewehrungsnetzes nicht größer als die doppelte Trägerbreite  $b$  sowie nicht größer als 30 cm sein. Es wird jedoch empfohlen, die Maschenweite auf einen Wert von 20 cm zu begrenzen.

Die Hauptbewehrung im Feld ist vollständig bis über die Auflager durchzuführen und dort auch im Falle einer indirekten Lagerung für 100 % der Zugkraft zu verankern, vorzugsweise mittels liegender Schlaufen (stehende Haken vermeiden), die mit möglichst großem Biegerollendurchmesser  $D_{Br} \geq 10 \phi_s$  auszubilden sind. Sofern die Schlaufen nicht Bestandteil der Feldbewehrung sind und als zusätzliche Steckbügel ausgeführt werden, sollten diese zu Vermeidung von Bewehrungskonzentrationen bereits vor dem Endauflager mit der Feldbewehrung gestoßen und möglichst mit unterschiedlichen Schenkelängen (versetzte Stöße) ausgeführt werden, siehe auch DAfStb-Heft 599.

An den Innenauflagern von mehrfeldrigen Trägern sind ausschließlich gerade Stabenden mit entsprechender Übergreifung zu wählen.

Die Hauptbewehrung ist im Feldbereich am unteren Scheibenrand zu konzentrieren, die Bewehrung kann an den Endauflagern über eine maximale Höhe von  $0,15 h$  (bzw.  $0,1 l$ ) verteilt werden, wobei der kleinere Wert maßgebend ist. Im Bereich von Innenauflagern ist die Hauptbewehrung mehrfeldriger wandartiger Träger gemäß Bild 4.7 über die Höhe der Zugzone zu verteilen. Sie ist zur Hälfte durchgängig über die gesamte Stützweite einzulegen, der Rest ist beidseitig bis auf eine Länge von je  $l/3$  – gerechnet vom Auflagerrand – in die angrenzenden Feldbereiche zu führen. Dabei muss keine zusätzliche Verankerungslänge berücksichtigt werden.

Die erforderliche Bewehrung für die Aufnahme der Spaltzugkräfte  $F_s$  und der Randzugkräfte  $F_R$ , die von am oberen Rand angreifenden Einzellasten hervorgerufen werden, ist gemäß Bild 4.8 anzurufen.



**Bild 4.8:** Verteilung der Hauptbewehrung für die Zugkräfte  $F_{s,F}$ ,  $F_{s,S}$ ,  $F_S$  und  $F_R$  bei durchlaufenden wandartigen Trägern unter Einzellasten am oberen Rand (hier: beispielhaft für  $h/l = 2$ )

Die Hauptbewehrung für die Zugkraft  $F_{s,S}$  über der Stützung von auskragenden wandartigen Trägern ist gemäß Bild 4.9 zu verteilen. Zusätzlich wird die Anordnung einer konstruktiven Bewehrung im oberen Bereich der Kragscheibe empfohlen.

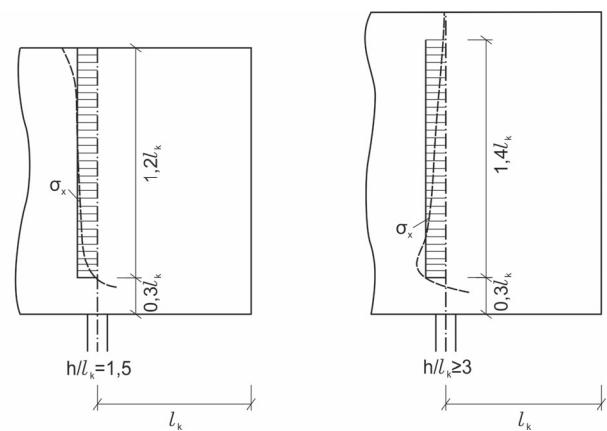
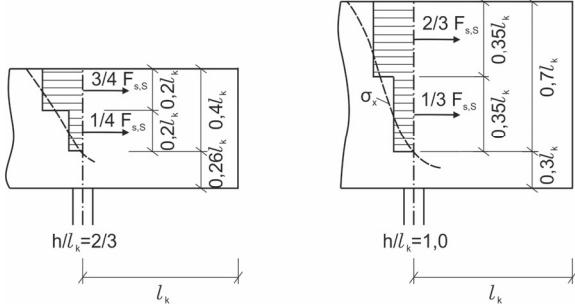
Die vorhandene Mindestnetzbewehrung darf auf die erforderliche Hauptbewehrung angerechnet werden.

Für weitere Empfehlungen zur konstruktiven Durchbildung wandartiger Träger wird an dieser Stelle auf das DAFStb-Heft 599, Kapitel 13, sowie auf die Abschnitte 9.6 und 9.7 in DIN EN 1992-1-1 verwiesen.

#### 4.4 Hinweise zur FE-Modellierung von wandartigen Trägern

Ein wesentlicher Vorteil der Berechnung mit Finiten Elementen besteht darin, dass hinsichtlich der Belastung sowie der Trägergeometrie große Freiheiten bestehen und sich auch Einflüsse aus nachgiebigen Lagerungen berücksichtigen lassen. Neben der Schnittgrößenermittlung und Bemessung ist die FE-Berechnung auch hilfreich zur Veranschaulichung des Kräfteverlaufes und damit als Grundlage für die Entwicklung oder Überprüfung von Stabwerksmodellen.

Die numerische Berechnung erfolgt üblicherweise auf Grundlage von linear-elastischen Modellen im ungekrüppelten Zustand I. Während sich damit bei elementweiser Auswertung der erforderlichen Bewehrung für biegebeanspruchte Balken oder bei Platten im Regelfall zutreffende Ergebnisse erzielen lassen, liefert die Vorgehensweise bei Scheibenträgerwerken meist keine brauchbare Bewehrungsführung. Dazu müssen zuerst in den betrachteten Schnitten die resultierenden Zugkräfte durch Integration der Zugspannungen ermittelt werden. Die so ermittelten Kräfte sind voll durch geeignete Bewehrung abzudecken, die grundsätzlich im Schwerpunkt der ausgewerteten Zugspannungsfelder anzutragen sind. Da meist ausschließlich orthogonale Bewehrung angestrebt wird, eine Rissbildung im FE-Modell nicht berücksichtigt wird und sich der innere Kräftefluss (und damit auch der innere Hebelarm) im Zustand II ändert, sind bei der konstruktiven Durchbildung und der Bewehrungsanordnung zusätzlich ingeniermäßige Überlegungen anzustellen. So ist beispielsweise die ermittelte Feldbewehrung wandartiger Träger konzentriert an der Trägerunterseite anzutragen und nicht gemäß dem rechnerischen Zugkeil zu verteilen. Zudem ergibt sich auf Grundlage elastischer Spannungsverläufe rechnerisch eine abgestufte Auf-



**Bild 4.9:** Verteilung der Hauptbewehrung für die Zugkraft  $F_{s,S}$  über dem Auflager einer Kragscheibe

hängebewehrung, während diese nach dem Tragmodell im gerissenen Zustand II konstant über die gesamte Bauteilhöhe zu führen ist. Auch im Bereich lokaler Störungen/Diskontinuitäten, z. B. an größeren Öffnungen innerhalb des wandartigen Trägers, kann eine konzentriert am Öffnungsrand erforderliche Aufhängebewehrung kaum zutreffend bestimmt werden. Linear-elastische FE-Rechnungen weisen an solchen Stellen meist keine lokale Aufhängebewehrung aus, da sich die Hauptzugspannungen im Zustand I großräumiger um Diskontinuitätsbereiche verteilen.

Wesentlich bei der Modellierung ist auch eine möglichst wirklichkeitsnahe Abbildung der Lagerungsbedingungen des wandartigen Trägers, da im Vergleich zu balkenförmigen Trägern die Steifigkeit der Lagerung einen wesentlichen Einfluss auf die Schnittgrößen und Auflagerkräfte besitzt. Für die Modellierung bestehen neben einer starren Lagerung verschiedene Möglichkeiten zur Berücksichtigung entsprechender Nachgiebigkeiten, entweder mittels Senkfedern oder durch direkte Abbildung der den wandartigen Träger stützenden Bauteile, z. B. Stützen und Wandscheiben, mit Finiten Elementen. Sofern hierbei Stützen durch Stabelemente diskretisiert werden, ist darauf zu achten, dass bei direkter Kopplung an einen Knoten der Scheibenelemente (dort fehlen Rotationsfreiheitsgrade) keine Biegemomente übertragen werden können.

Für ausführlichere Erläuterungen, Hinweise zur Modellierung und Rechenbeispiele mit wandartigen Trägern wird auf *Rombach (2007)* verwiesen.

## 4.5 Literatur

DAfStb-Heft 240: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. Berlin, Beuth Verlag, 3. überarbeitete Auflage, 1991.

DAfStb-Heft 599: Bewehren nach EC2. Berlin, Beuth Verlag 2013.

DAfStb-Heft 600: Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2). Berlin, Beuth Verlag, 2012.

DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin, Beuth Verlag.  
Mit: DIN EN 1992-1-1/A1:2015-03.

DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit nationalem Anhang. Kommentierte und konsolidierte Fassung. 2. Auflage, Berlin, Beuth, Verlag Ernst & Sohn, 2016.  
Mit: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12.

Fingerloos, F., Hegger, J., Zilch, K.: Eurocode 2 für Deutschland. DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit nationalem Anhang. Kommentierte und konsolidierte Fassung. 2. Auflage, Berlin, Beuth, Verlag Ernst & Sohn, 2016.

Fingerloos, F.; Stenzel, G.: Konstruktion und Bemessung von Details nach DIN 1045-1. In: Betonkalender 2007, Teil 2, Berlin, Verlag Ernst & Sohn, S. 325-374.

Haberland, M.; Morgen, K.: Auflagerbereiche wandartiger Träger. In: Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017), Heft 7, Berlin, Verlag Ernst & Sohn, S. 380-391.

Leonhardt, F.; Mönning, E.: Vorlesungen über Massivbau, Teil 3, Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau. 3. Auflage, Berlin, Springer-Verlag, 1977, S. 173-182.

Rombach, G.: Anwendung der Finite-Elemente-Methode im Betonbau. 2. Auflage. Berlin: Verlag Ernst & Sohn, 2007.

Schlaich, J.; Schäfer, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau. In: Betonkalender 2001, Teil 2, Berlin, Verlag Ernst & Sohn, S. 311-492.

## 5 Spalt- und Randzugkräfte bei Teilflächenbelastungen

### 5.1 Allgemeines

Bei einer äußeren Druckkraft über eine Teilfläche (Übertragungsfläche) treten im Lasteintragungsbereich (Diskontinuitätsbereich) Querzugspannungen auf. Sofern diese nicht durch äußere Druckkräfte überlagert und somit überdrückt werden, sind die aus den Querzugspannungen resultierenden Zugkräfte durch Bewehrung aufzunehmen.

Allgemein werden Diskontinuitätsbereiche (D-Bereiche) mithilfe der Stabwerkmethode gelöst. Bei der Wahl des Stabwerkes ist die resultierende Formänderungsarbeit zu minimieren. Diese Bedingung wird meist durch eine Orientierung der Zug- und Druckstreben an den Spannungstrajektorien nach Elastizitätstheorie erreicht. Das Gesamtgleichgewicht am Körper und das Kräftegleichgewicht an den Knoten sind zu kontrollieren. Die einschlägige Literatur enthält ausführliche Darstellungen und Bemessungsregeln für die Behandlung von D-Bereichen (z. B. Schlaich/Schäfer (2001)).

Die hier dargestellten Formeln beruhen auf analytischen Überlegungen im Zustand I. Die Formeln wurden mit linearen FEM-Berechnungen nachgerechnet und vergleichend geprüft. Die Summe der Zugkraft erzeugenden, horizontalen Knotenkräfte und die Lage der Summe der Zug erzeugenden, horizontalen Knotenkräfte wurden mit den Ergebnissen der Formeln aus der dritten Auflage des DAfStb-Hefts 240 verglichen. Dabei zeigte sich grundsätzlich eine gute Übereinstimmung. Bei Abweichungen wurden die Formeln und zugehörige Erläuterungen verbessert und präzisiert.

Es sei betont, dass durch die nachfolgenden Formeln nur die direkte Lasteinleitung abgedeckt ist. Zusätzlich ist für einen vollständigen Nachweis die Lastweiterleitung (z. B. mit Stabwerkmodellen) im Bauwerk zu verfolgen und nachzuweisen.

Kann die in einer Teilfläche übertragene Druckkraft im Körper allseitig ausstrahlen (räumliches Problem), dann treten in allen Richtungen rechtwinklig zur Richtung der Druckkraft Zugspannungen auf. Baupraktisch werden in der Regel zwei rechtwinklig zueinander angeordnete Bewehrungsscharen verlegt. Jede Schar ist für die Querzugkraft unter der gesamten

Druckkraft  $F$  (wie beim ebenen Problem) zu bemessen. Bei Teilflächenbelastung in aufgelösten Querschnitten (z. B. im Steg eines Plattenbalkens) ist auch in den nicht unmittelbar belasteten Querschnittsteilen (z. B. im Flansch des Plattenbalkens) die lokale Lasteinleitung und -ausbreitung zu verfolgen, z. B. durch geeignete Stabwerkmodelle.

Bewehrung aus Zug- und Druckgurtanschluss und aus Spaltzug kann im Normalfall wechselseitig angerechnet werden, da in beiden Fällen die Veränderung der Normalkraft in einem Teilquerschnitt bemessen wird.

Im Folgenden wird für häufig vorkommende Fälle die Ermittlung der Resultierenden der Spaltzugspannungen  $F_S$  und Randzugspannungen  $F_R$  und deren Lage für den ebenen Fall erläutert:

- mittig angreifende Längsdruckkraft (Abschnitt 5.2.1),
- ausmittige Längsdruckkraft (Abschnitt 5.2.2) und
- mehrere symmetrisch zur Mittellinie angreifende Längsdruckkräfte (Abschnitt 5.2.3).

Die zur Aufnahme dieser Zugkräfte erforderliche Bewehrung ergibt sich aus Gleichung (5.1).

$$A_s = \frac{F_S}{\sigma_s} \quad (5.1)$$

Für die anzusetzende Bewehrungsspannung  $\sigma_s$  gelten im Allgemeinen die Angaben der DIN EN 1992-1-1, 3.2 (GZT) und 7.3 (GZG). Dabei ist zwischen Fällen mit reiner Tragfähigkeit und Fällen mit Gebrauchstauglichkeitsaspekten zu unterscheiden. Beispielsweise kann sich ohne Randzugkräfte bei der Lasteinleitung von Spannkräften über Verankerungslisenen am Teilsystem kein Gleichgewicht einstellen.

Bei Teilflächenbelastung mit räumlicher Ausbreitung erlaubt DIN EN 1992-1-1, 6.7 den Ansatz einer gegenüber der einaxialen Betondruckfestigkeit erhöhten Druckfestigkeit. Der Bemessungswiderstand  $F_{Rdu}$  kann gemäß DIN EN 1992-1-1, 6.7 mit Gleichung (5.2) ermittelt werden, wobei die dort angegebenen Bedingungen für die Teil- und Verteilungsfläche in DIN EN 1992-1-1, 6.7 (3) und Bild 6.29 zu beachten sind.

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot 3,0 \quad (5.2)$$

In Gleichung (5.2) bedeuten:

$f_{cd}$	Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
$A_{c0}$	Belastungsfläche
$A_{c1}$	Verteilungsfläche

Für allgemeine ebene Fälle, z. B. Einleitung von Einzellasten (Stütze, Unterzüge, wandartige Träger etc.) in Wandscheiben darf die Teilflächenbelastung mit dem Kubikwurzelansatz gemäß Gleichung (5.3) verwendet werden.

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt[3]{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot 1,44 \quad (5.3)$$

Die Anwendbarkeit wird durch die Versuche von *Wurm/Daschner (1977)* und *Empelmann/Wichers (2009)* bestätigt. Die einaxiale Ausbreitung wird auf maximal  $3,0d_0$ , analog DIN EN 1992-1-1, beschränkt. Daraus ergibt sich eine maximale Bemessungsdruckfestigkeit von  $1,44 \cdot f_{cd}$ . Voraussetzung für die Anwendung dieses Ansatzes ist eine ausreichende Verbügeling im Bereich der Lasteinleitung, um ein Versagen aus der Scheibenebene zu vermeiden. Für Sonderfälle der Teilflächenbelastung wird auf die einschlägige Literatur verwiesen, z. B. *Fischer/Schmidt-Thrö (2016)* zur Lastübertragung in Kontaktfugen von Tunnelfertigteilen.

## 5.2 Bemessungsmodelle

### 5.2.1 Mittig angreifende Längsdruckkraft

Für diesen Fall sind nur Spaltzugspannungen zu berücksichtigen.

Wenn keine genauere Berechnung durchgeführt wird, darf die Resultierende der Spaltzugspannungen mit folgender Gleichung berechnet werden:

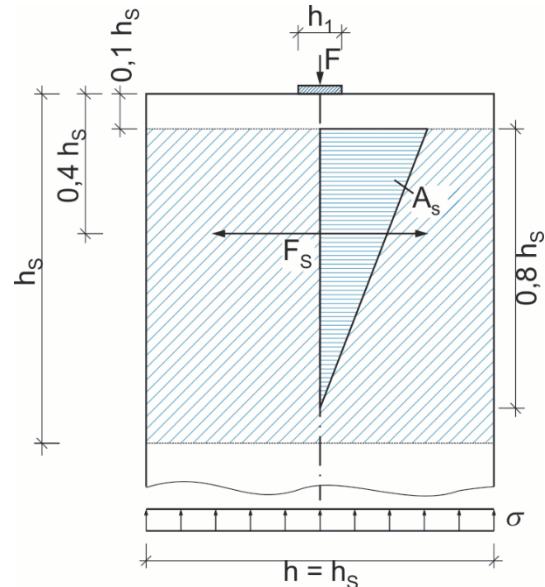
$$F_S = \frac{F}{4} \cdot \left(1 - \frac{h_1}{h_S}\right) \quad (5.4)$$

In Gleichung (7.4) bedeuten:

$F_S$	resultierende Spaltzugkraft
$F$	rechteckig auf der Teilfläche und mittig auf der Gesamtfläche wirkende Druckkraft
$h_1$	Seitenlänge der Teilfläche
$h_S$	Seitenlänge der Verteilungsfläche

Die Längen  $h_1$  und  $h_S$  sowie Teil-, Verteilungs- bzw. Gesamtfläche sind rechtwinklig zur Richtung der angreifenden Last zu messen. Hierbei ist die Seitenlänge ( $h_S$ ) der Verteilungsfläche gleich der Seitenlänge der Gesamtfläche ( $h$ ).

Die Spaltzugspannungen treten etwa in einem Bereich zwischen  $0,1 h_S$  und  $1,0 h_S$  auf. Die Lage der Resultierenden darf unter Berücksichtigung des nichtlinearen Verhaltens im Zustand II im Abstand von  $0,4 h_S$  vom oberen Rand des belasteten Körpers angenommen werden. Dies entspricht in guter Näherung der Lage der maximalen Spaltzugspannungen. Entsprechend ist bei Verwendung von mehreren Bewehrungslagen die Bewehrung in die Tiefe zu staffeln, siehe auch Bild 5.1.



**Bild 5.1:** Spaltzugkräfte bei mittig angreifender Druckkraft

Wegen der in der Ecke auftretenden Randzugspannungen und wegen möglicher ungewollten Lastausmitten sollte eine konstruktive Randbewehrung angeordnet werden. Zur Sicherstellung des Gleichgewichts im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist die Berücksichtigung dieser Randzugspannungen nicht erforderlich.

### 5.2.2 Ausmittig angreifende Längsdruckkraft

Die Größe und die Lage des Angriffspunktes der Resultierenden  $F_S$  der Spaltzugspannungen können mit Gleichung (5.4) und den zugehörigen Angaben bestimmt werden, wenn für die Kantenlänge der Verteilungsfläche zweimal der kleinste Abstand  $e'$  der Druckkraft  $F$  vom Rand des Betonkörpers angesetzt wird.

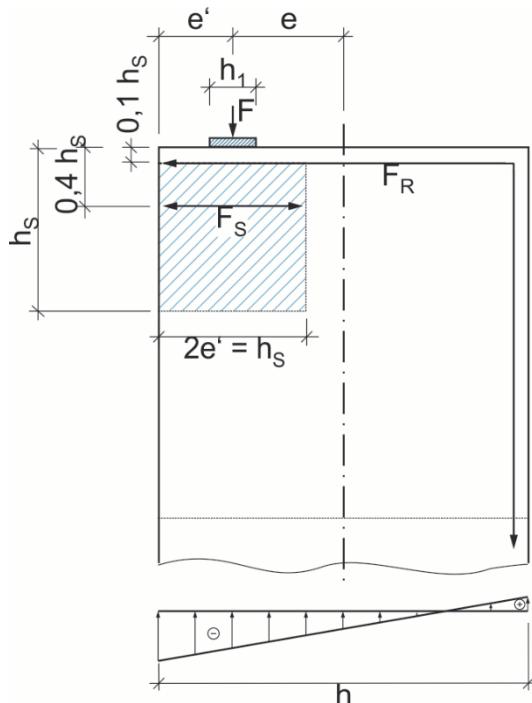
Zusätzlich sind Randzugspannungen abzudecken. Die Resultierende dieser Randzugspannungen darf näherungsweise mit der Gleichung (5.5) ermittelt werden.

$$F_R = F \cdot \left( \frac{e}{h} - \frac{1}{6} \right) \geq 0 \quad (5.5)$$

In Gleichung (5.5) bedeuten:

$F_R$  resultierende Randzugkraft  
 $F$  rechtwinklig und mittig auf der Teilfläche und ausmittig auf der Gesamtfläche wirkende Druckkraft  
 $e$  Abstand des ausmittigen Lastangriffspunktes von der Mittellinie der Gesamtfläche ( $e \geq 1/6h$ )  
 $h$  Seitenlänge der Gesamtfläche

Die rechtwinklig zur angreifenden Druckkraft  $F$  wirkenden Randzugspannungen sind am Rand des teilbelasteten Körpers (Bauteiloberfläche) außerhalb der teilbelasteten Fläche am größten. Die zu ihrer Aufnahme (resultierende Randzugkraft  $F_R$ ) bestimmte Bewehrung sollte deshalb möglichst nahe am Bauteilrand (siehe Bild 5.2) liegen. Die erforderliche Bewehrung für die Kraft  $F_R$  ist in den Biegezugbereich des Körpers weiterzuführen.



**Bild 5.2:** Spaltzug- und Randzugkräfte bei exzentrisch angreifender Druckkraft

Bei schrägem Kraftangriff wird empfohlen, die gesamte Randzugkraft aus der Horizontalkomponente der schrägen Kraft und der Randzugkraft aus exzen-

trischer Lasteinleitung durch Bewehrung abzudecken (siehe auch Schlaich/Schäfer (2001), Kapitel 4.5).

Die weitere Ausbreitung der Längsdruckspannungen von der Verteilungsfläche mit der Breite  $h_s$  auf die volle Druckzone im Abstand  $d$  vom belasteten Rand hat zusätzliche, wenn auch geringe, sekundäre Querzugspannungen zur Folge. Diese sind im Regelfall durch die normativ erforderliche konstruktive Mindestbewehrung abgedeckt.

### 5.2.3 Mehrere nach Größe und Angriffspunkt symmetrisch zur Mittellinie angreifende Längsdruckkräfte

Greifen mehrere Längsdruckkräfte nach Größe und Angriffspunkt symmetrisch zur Mittellinie an, sind Spaltzug- und unter Umständen auch Randzugspannungen für diese Lastfälle zu berücksichtigen. Bei abschnittsweisem Aufbringen der Kräfte (einzelne Lasten bzw. Lastgruppen) ist der jeweils maßgebende Lastfall für die Bemessung zugrunde zu legen.

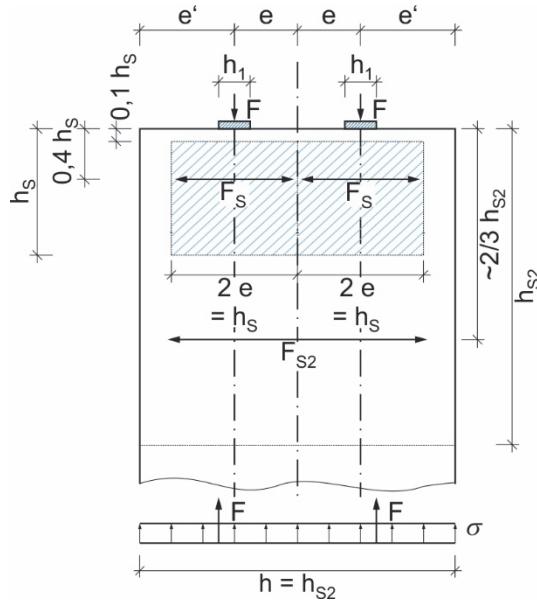
Größe und Lage der Resultierenden der Spaltzugspannungen können näherungsweise aus Ersatzrechtecken bestimmt werden, deren jeweilige Breite  $h_s$  sich entsprechend den folgenden Angaben (siehe Bild 5.3 und 5.4) ergeben.

Liegen die Wirkungslinien der Längsdruckkräfte innerhalb der Wirkungslinien ( $e < 0,25 \cdot h$ , siehe Bild 5.3) der zugehörigen Spannungsresultierenden bei vollständiger Lastausbreitung (konstante Spannung  $\sigma$ ), sind rechnerisch primäre und sekundäre Spaltzugspannungen zu berücksichtigen. Die Resultierende nach Größe und Lage kann mit Hilfe von Gleichung (5.7) und der auf die Ersatzrechtecke angewandten Gleichung (5.4) ermittelt werden.

Für die Berechnung der primären Spaltzugspannungen ist  $h_s$  (Gleichung 5.6) einzusetzen.

$$h_s = \min (2 \cdot e, 2 \cdot e') \quad (5.6)$$

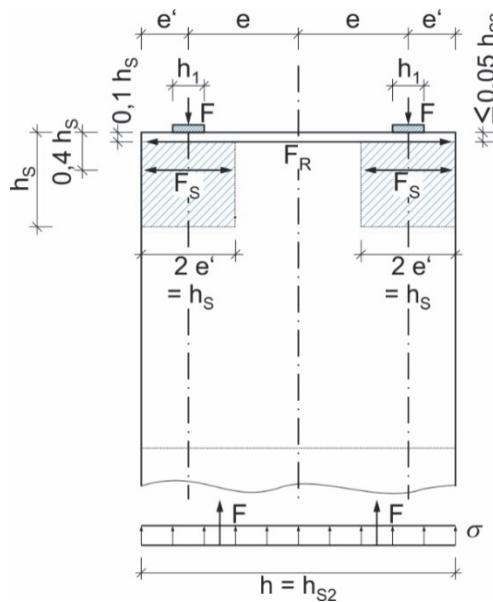
Die weitere Ausbreitung der Längsdruckspannungen von den Verteilungsflächen der einzelnen Längsdruckkräfte auf die volle Druckzone mit der Breite  $h$  vom belasteten Rand verursacht weitere Spaltzugspannungen  $F_{S,2}$ . Deren Resultierende  $F_{S,2}$  kann mit Gleichung (5.7) bestimmt werden. Wegen rechnerisch nicht erfassten Randzugspannungen ist ebenfalls eine konstruktive Randbewehrung erforderlich.



**Bild 5.3:** Spaltzugkräfte bei mehreren Druckkräften, deren Wirkungslinien innerhalb der Spannungsresultierenden liegen

$$F_{S2} = \frac{\sum F}{4} \cdot \left(1 - \frac{\sum h_s}{h_{S2}}\right) \geq 0 \quad (5.7)$$

Liegen die Wirkungslinien der Längsdruckkräfte außerhalb der Wirkungslinien der zugehörigen Spannungsresultierenden ( $e \geq 0,25 \cdot h$ , siehe Bild 5.4), sind Spaltzug- und Randzugspannungen zu berücksichtigen.



**Bild 5.4:** Spaltzug- und Randzugkräfte bei mehreren Druckkräften, deren Wirkungslinien außerhalb der Spannungsresultierenden liegen

Größe und Lage der Resultierenden der Spaltzugspannungen  $F_s$  dürfen wiederum für jede Längsdruckkraft mit Hilfe von Gleichung (5.4) und Gleichung (5.8) ermittelt werden. Für die Berechnung der primären Spaltzugspannungen ist  $h_s$  (Gleichung (5.6)) einzusetzen.

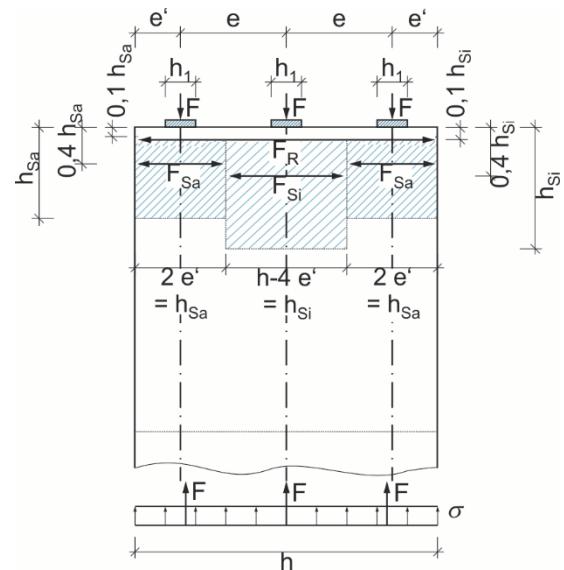
$$F_R = F_{s,F} \text{ nach Abschnitt 4.2} \quad (5.8)$$

Für die Ermittlung der Resultierenden der Randzugspannungen  $F_R$  wird empfohlen, den belasteten Körper als wandartigen Träger unter einer gleichmäßig verteilten Spannung  $\sigma$  aufzufassen und die Randzugkraft  $F_R$  als Zugkraft  $F_{s,F}$  nach Tabelle 4.2 in Kapitel 4 dieses Heftes zu ermitteln.

Für den Lastfall in Bild 5.5 überlagern sich bei geringen Ausmitten die Spaltzugspannungen der drei angreifenden Kräfte  $F$  und die resultierende Spaltzugkraft  $F_s$  kann bis zu  $0,3 e/h$  mit der modifizierten Gleichung (5.9) berechnet werden, die sich aus der Gleichung (5.4) ergibt, siehe Bild 5.1.

$$F_s = 3 \cdot F \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot e + h_1}{h}\right) \quad (5.9)$$

Die Höhenlage der Spaltzugkraft ergibt sich analog zu Gleichung (5.4) zu  $0,4 h_s$ .



**Bild 5.5:** Spaltzugkräfte bei mehreren Druckkräften, deren Wirkungslinien mit den Wirkungslinien der Spannungsresultierenden annähernd zusammenfallen

Bei größeren Ausmitten ( $e/h > 0,3$ ) ist die mittige Last  $F$  zu klein, um eine vollständige Durchlaufwirkung in der angrenzenden Scheibe zu erzeugen. Die äußeren Kräfte  $F$  werden im theoretischen Grenzfall

( $e/h = 0,5$ ) zu etwa 70 % als Einfeldscheibe abgetragen und die mittleren Spaltzugkräfte rechnerisch überdrückt.

Die Kräfte  $F_{Si}$  und  $F_{Sa}$  ergeben sich mit der auf die Ersatzrechtecke angewandten Gleichung (5.4). Bei einem  $e/h$ -Verhältnis zwischen 0,3 und 0,35 ist die resultierende Bewehrung aus  $F_{Sa}$  über den mittleren Bereich durchzulegen.

Zusätzlich sind für die Durchlaufwirkung der Zweifeldscheibe mit drei gleichen Auflagerkräften sinngemäß zu Kapitel 4, Tabelle 4.3 eine durchlaufende Randzugbewehrung  $F_R$  und eine Zugkraft  $F_{s,S}$  über dem Mittelauflager abzudecken.

Die Randzugkraft  $F_R$  darf mit Gleichung (5.10) berechnet werden. Die Höhenlage ergibt sich analog zur Zugkraft  $F_{s,F}$  nach Kapitel 4, Bild 4.8 über einen Höhenbereich von  $0,1 \cdot e$ .

$$F_R = F \cdot \left( 2,5 \cdot \frac{e}{h} - 0,85 \right) \geq 0,085F \quad (5.10)$$

Die Kraft  $F_{s,S}$  ergibt sich aus Gleichung (5.11).

$$F_{s,S} = 0,5 \cdot F \cdot \left( 4 \cdot \frac{e}{h} - 1 \right) \cdot \left( 1 - 3 \cdot \frac{h_1}{h} \right) \quad (5.11)$$

Die Höhenlage ergibt sich sinngemäß zur Zugkraft  $F_{s,S}$  in Kapitel 4, Bild 4.8 als Blockverteilung im Bereich von  $0,1e$  bis  $0,6e$  vom gedrückten Rand.

Die resultierende Bewehrung aus  $F_{s,S}$  und den Spaltzugkräften  $F_{Si}$  und  $F_{Sa}$  dürfen, wenn geometrisch möglich, gegenseitig angerechnet werden. Die verbleibende, abzudeckende Kraft  $F_{Si}$  unterhalb von  $F_{s,S}$  muss gleich oder größer dem Anteil an der dreiecksverteilten (siehe Bild 5.1) Gesamtkraft  $F_{Si}$  sein.

### 5.3 Literatur

DAfStb-Heft 240: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. Beuth Verlag, Berlin, 3. überarbeitete Auflage, 1991.

DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin, Beuth Verlag.  
Mit: DIN EN 1992-1-1/A1:2015-03.

DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Berlin, Beuth Verlag.  
Mit: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12.

Empelmann, M.; Wickers, M.: Stabwerke und Teilflächenbelastung nach DIN 1045-1 und Eurocode 2 – Modelle und Anwendungen. In: Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), Heft 4, S. 226-234, Berlin, Verlag Ernst & Sohn.

Fischer, O.; Schmidt-Thrö, G.: Bemessung und Konstruktion von Längsfugen beim Tübbingausbau. In: Taschenbuch für den Tunnelbau, 2016, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. DGQT (Hrsg.), Verlag Ernst & Sohn, S. 81-134.

Leonhardt, F.; Reimann, H.: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.): Heft 175: Betongelenke – Versuchsbericht, Vorschläge zur Bemessung und konstruktiven Ausbildung. Berlin, Verlag Ernst & Sohn, 1965, S. 1-34.

Schlaich, J.; Schäfer, K.: Konstruieren im Stahlbetonbau. In: Betonkalender 2001/Teil 2 (2001), S. 311-492, Berlin, Verlag Ernst & Sohn.

Wickers, M.: Bemessung von bewehrten Betonbauteilen bei Teilflächenbelastung unter Berücksichtigung der Rissbildung, Technische Universität Braunschweig, Dissertation, 2013.

Wurm, P.; Daschner, F.: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.): Heft 286: Versuche über Teilflächenbelastung von Normalbeton. Berlin: Verlag Ernst & Sohn, 1977, S. 1-80.

Wurm, P.; Daschner, F.; Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.): Heft 344: Teilflächenbelastung von Normalbeton – Versuche an bewehrten Scheiben. Berlin, Verlag Ernst & Sohn, 1983, S. 50-93.

# Verzeichnis der in der Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton – DAFStB – seit 1945 erschienenen Hefte

## Heft

100: Versuche an Stahlbetonbalken zur Bestimmung der Bewehrungsgrenze.  
Von *W. Gehler, H. Amos und E. Friedrich.*  
Die Ergebnisse der Versuche und das Dresdener Rechenverfahren für den plastischen Betonbereich (1949).  
Von *W. Gehler.* 9,70 EUR

101: Versuche zur Ermittlung der Rissbildung und der Widerstandsfähigkeit von Stahlbetonplatten mit verschiedenen Bewehrungsstählen bei stufenweise gesteigerter Last.  
Von *O. Graf und K. Walz.*  
Versuche über die Schwellzugfestigkeit von verdrillten Bewehrungsstählen.  
Von *O. Graf und G. Weil.*  
Versuche über das Verhalten von kalt verformten Baustählen beim Zurückbiegen nach verschiedener Behandlung der Proben.  
Von *O. Graf und G. Weil.*  
Versuche zur Ermittlung des Zusammenwirkens von Fertigbauteilen aus Stahlbeton für Decken (1948).  
Von *H. Amos und W. Bochmann.*  
vergriffen

102: Beton und Zement im Seewasser (1950).  
Von *A. Eckhardt und W. Kronsbein.*  
vergriffen

103: Die  $n$ -freien Berechnungsweisen des einfach bewehrten, rechteckigen Stahlbetonbalkens (1951).  
Von *K. B. Haberstock.* vergriffen

104: Bindemittel für Massenbeton, Untersuchungen über hydraulische Bindemittel aus Zement, Kalk und Trass (1951).  
Von *K. Walz.* vergriffen

105: Die Versuchsberichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (1951).  
Von *O. Graf.* vergriffen

106: Berechnungstafeln für rechtwinklige Fahrbahnplatten von Straßenbrücken (1952). 7. neubearbeitete Auflage (1981).  
Von *H. Rüsch.* vergriffen

107: Die Kugelschlagprüfung von Beton.  
Von *K. Gaede.* vergriffen

108: Verdichten von Leichtbeton durch Rütteln (1952).  
Von *K. Walz.* vergriffen

109:  $\text{SO}_3$ -Gehalt der Zuschlagstoffe (1952).  
Von *K. Gaede.* 3,30 EUR

110: Ziegelsplittbeton (1952).  
Von *K. Charisius, W. Drechsel und A. Hummel.* vergriffen

111: Modellversuche über den Einfluss der Torsionssteifigkeit bei einer Plattenbalkenbrücke (1952).  
Von *G. Marten.* vergriffen

112: Eisenbahnbrücken aus Spannbeton (1953). 2. erweiterte Auflage (1961).  
Von *R. Bührer.* 7,80 EUR

113: Knickversuche mit Stahlbetonsäulen.  
Von *W. Gehler und A. Hüttner.*  
Festigkeit und Elastizität von Beton mit hoher Festigkeit (1954).  
Von *O. Graf.* 9,10 EUR

## Heft

114: Schüttbeton aus verschiedenen Zuschlagstoffen.  
Von *A. Hummel und K. Wesche.*  
Die Ermittlung der Kornfestigkeit von Ziegelsplitt und anderen Leichtbeton-Zuschlagstoffen (1954).  
Von *A. Hummel.* vergriffen

115: Die Versuche der Bundesbahn an Spannbetonträgern in Kornwestheim (1954).  
Von *U. Giehrach und C. Sättle.* 5,40 EUR

116: Verdichten von Beton mit Innenrüttlern und Rütteltischen, Güteprüfung von Deckensteinen (1954).  
Von *K. Walz.* vergriffen

117: Gas- und Schaumbeton: Tragfähigkeit von Wänden und Schwinden.  
Von *O. Graf und H. Schäffler.*  
Kugelschlagprüfung von Porenbeton (1954).  
Von *K. Gaede.* vergriffen

118: Schwefelverbindung in Schlackenbeton (1954).  
Von *A. Stois, F. Rost, H. Zinnert und F. Henkel.* 6,90 EUR

119: Versuche über den Verbund zwischen Stahlbeton-Fertigbalken und Ort beton.  
Von *O. Graf und G. Weil.*  
Versuche mit Stahlleichtträgern für Massivdecken (1955).  
Von *G. Weil.* vergriffen

120: Versuche zur Festigkeit der Biegedruckzone (1955).  
Von *H. Rüsch.* vergriffen

121: Gas- und Schaumbeton:  
Versuche zur Schubsicherung bei Balken aus bewehrtem Gas- und Schaumbeton.  
Von *H. Rüsch.*  
Ausgleichsfeuchtigkeit von dampf gehärtetem Gas- und Schaumbeton.  
Von *H. Schäffler.*  
Versuche zur Prüfung der Größe des Schwindens und Quellens von Gas und Schaumbeton (1956).  
Von *O. Graf und H. Schäffler.*  
vergriffen

122: Gestaltfestigkeit von Betonkörpern.  
Von *K. Walz.*  
Warmzerreißversuche mit Spannstählen.  
Von *J. Dannerberg, H. Deutschmann und Melchior.*  
Konzentrierte Lasteintragung in Beton (1957).  
Von *W. Pohle.* 7,60 EUR

123: Luftporen bildende Betonzusatzmittel (1956).  
Von *K. Walz.* vergriffen

124: Beton im Seewasser (Ergänzung zu Heft 102) (1956).  
Von *A. Hummel und K. Wesche.* 2,70 EUR

125: Untersuchungen über Federgelenke (1957).  
Von *K. Kammüller und O. Jeske.*  
vergriffen

126:  $\text{SO}_3$ -Gehalt der Zuschlagstoffe – Langzeitversuche (Ergänzung zu Heft 109). Eindringtiefe von Beton in Holzwolle-Leichtbauplatten (1957).  
Von *K. Gaede.* 5,40 EUR

## Heft

127: Witterungsbeständigkeit von Beton (1957).  
Von *K. Walz.* 4,80 EUR

128: Kugelschlagprüfung von Beton (Einfluss des Betonalters) (1957).  
Von *K. Gaede.* vergriffen

129: Stahlbetonsäulen unter Kurz- und Langzeitbelastung (1958).  
Von *K. Gaede.* 12,90 EUR

130: Bruchsicherheit bei Vorspannung ohne Verbund (1959).  
Von *H. Rüsch, K. Kordina und C. Zelger.* 5,40 EUR

131: Das Kriechen unbewehrten Betons (1958).  
Von *O. Wagner.* vergriffen

132: Brandversuche mit starkbewehrten Stahlbetonsäulen.  
Von *H. Seekamp.*  
Widerstandsfähigkeit von Stahlbetonbauteilen und Stahlsteindecken bei Bränden (1959).  
Von *M. Hannemann und H. Thoms.*  
vergriffen

133: Gas- und Schaumbeton:  
Druckfestigkeit von dampfgehärtetem Gasbeton nach verschiedener Lagerung.  
Von *H. Schäffler.*  
Über die Tragfähigkeit von bewehrten Platten aus dampfgehärtetem Gas- und Schaumbeton.  
Von *H. Schäffler.*  
Untersuchung des Zusammenwirks von Porenbeton mit Schwerbeton bei bewehrten Schwerbetonbalken mit seitlich angeordneten Porenbetonschalen (1959).  
Von *H. Rüsch und E. Lassas.* 4,80 EUR

134: Über das Verhalten von Beton in chemisch angreifenden Wässern (1959).  
Von *K. Seidel.* vergriffen

135: Versuche über die beim Betonieren an den Schalungen entstehenden Belastungen.  
Von *O. Graf und K. Kaufmann.*  
Druckfestigkeit von Beton in der oberen Zone nach dem Verdichten durch Innenrüttler.  
Von *K. Walz und H. Schäffler.*  
Versuche über die Verdichtung von Beton auf einem Rütteltisch in lose aufgesetzter und in aufgespannter Form (1960).  
Von *J. Strey.* vergriffen

136: Gas- und Schaumbeton:  
Versuche über die Verankerung der Bewehrung in Gasbeton.  
Über das Kriechen von bewehrten Platten aus dampfgehärtetem Gas- und Schaumbeton (1960).  
Von *H. Schäffler.* 11,20 EUR

137: Schubversuche an Spannbetonbalken ohne Schubbewehrung.  
Von *H. Rüsch und G. Vigerust.*  
Die Schubfestigkeit von Spannbetonbalken ohne Schubbewehrung (1960).  
Von *G. Vigerust.* vergriffen

138: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton (1961).  
Von *G. Rehm.* vergriffen

139: Theoretische Auswertung von Heft 120 – Festigkeit der Biegedruckzone (1961).  
Von *G. Scholz.* 5,80 EUR

## Heft

140: Versuche mit Betonformstählen (1963).  
Von *H. Rüsch* und *G. Rehm*.  
16,00 EUR

141: Das spiegeloptische Verfahren (1962).  
Von *H. Weidemann* und *W. Koepcke*.  
9,90 EUR

142: Einpressmörtel für Spannbeton (1960).  
Von *W. Albrecht* und *H. Schmidt*.  
7,30 EUR

143: Gas- und Schaumbeton: Rostschutz der Bewehrung.  
Von *W. Albrecht* und *H. Schäffler*.  
Festigkeit der Biegedruckzone (1961).  
Von *H. Rüsch* und *R. Sell*.  
15,00 EUR

144: Versuche über die Festigkeit und die Verformung von Beton bei Druck-Schwellbeanspruchung.  
Über den Einfluss der Größe der Proben auf die Würfeldruckfestigkeit von Beton (1962).  
Von *K. Gaede*. 14,50 EUR

145: Schubversuche an Stahlbeton-Rechteckbalken mit gleichmäßig verteilter Belastung.  
Von *H. Rüsch*, *F. R. Haugli* und *H. Mayer*.  
Stahlbetonbalken bei gleichzeitiger Einwirkung von Querkraft und Moment (1962).  
Von *F. R. Haugli*. 15,50 EUR

146: Der Einfluss der Zementart, des Wasser-Zement-Verhältnisses und des Belastungsalters auf das Kriechen von Beton.  
Von *A. Hummel*, *K. Wesche* und *W. Brand*.  
Der Einfluss des mineralogischen Charakters der Zuschläge auf das Kriechen von Beton (1962).  
Von *H. Rüsch*, *K. Kordina* und *H. Hilsdorf*. 31,20 EUR

147: Versuche zur Bestimmung der Übertragungslänge von Spannstählen.  
Von *H. Rüsch* und *G. Rehm*.  
Ermittlung der Eigenspannungen und der Eintragungslänge bei Spannbetonfertigteilen (1963).  
Von *K. Gaede*. 12,20 EUR

148: Der Einfluss von Bügeln und Druckstäben auf das Verhalten der Biegedruckzone von Stahlbetonbalken (1963).  
Von *H. Rüsch* und *S. Stöckl*.  
14,80 EUR

149: Über den Zusammenhang zwischen Qualität und Sicherheit im Betonbau (1962).  
Von *H. Blaut*. 10,00 EUR

150: Das Verhalten von Betongelenken bei oftmals wiederholter Druck- und Biegebeanspruchung (1962).  
Von *J. Dix*. 8,40 EUR

151: Versuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung (1962).  
Von *F. Leonhardt* und *R. Walther*. 10,70 EUR

152: Versuche an Plattenbalken mit hoher Schubbeanspruchung (1962).  
Von *F. Leonhardt* und *R. Walther*.  
14,80 EUR

153: Elastische und plastische Stauchungen von Beton infolge Druckschwell- und Standbelastung (1962).  
Von *A. Mehmel* und *E. Kern*.  
13,40 EUR

## Heft

154: Spannungs-Dehnungs-Linien des Betons und Spannungsverteilung in der Biegedruckzone bei konstanter Dehngeschwindigkeit (1962).  
Von *C. Rasch*. 14,10 EUR

155: Einfluss des Zementleimgehaltes und der Versuchsmethode auf die Kenngrößen der Biegedruckzone von Stahlbetonbalken.  
Von *H. Rüsch* und *S. Stöckl*.  
Einfluss der Zwischenlagen auf Streuung und Größe der Spaltzugfestigkeit von Beton (1963).  
Von *R. Sell*. 10,60 EUR

156: Schubversuche an Plattenbalken mit unterschiedlicher Schubbewehrung (1963).  
Von *F. Leonhardt* und *R. Walther*.  
15,90 EUR

157: Verformungsverhalten von Beton bei zweiachsiger Beanspruchung (1963).  
Von *H. Weigler* und *G. Becker*.  
11,10 EUR

158: Rückprallprüfung von Beton mit dichten Gefüge.  
Von *K. Gaede* und *E. Schmidt*.  
Konsistenzmessung von Beton (1964).  
Von *W. Albrecht* und *H. Schäffler*.  
11,00 EUR

159: Die Beanspruchung des Verbundes zwischen Spannglied und Beton (1964).  
Von *H. Kupfer*. 6,60 EUR

160: Versuche mit Betonformstählen; Teil II. (1963).  
Von *H. Rüsch* und *G. Rehm*.  
11,70 EUR

161: Modellstatische Untersuchung punktförmig gestützter schiefwinkliger Platten unter besonderer Berücksichtigung der elastischen Auflagernachgiebigkeit (1964).  
Von *A. Mehmel* und *H. Weise*.  
vergriffen

162: Verhalten von Stahlbeton und Spannbeton beim Brand (1964).  
Von *H. Seekamp*, *W. Becker*, *W. Struck*, *K. Kordina* und *H.-J. Wierig*.  
vergriffen

163: Schubversuche an Durchlaufträgern (1964).  
Von *F. Leonhardt* und *R. Walther*.  
20,70 EUR

164: Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen (1964).  
Von *H. Weigler*, *R. Fischer* und *H. Dettling*. 13,20 EUR

165: Versuche mit Betonformstählen Teil III. (1964).  
Von *H. Rüsch* und *G. Rehm*.  
12,20 EUR

166: Berechnungstafeln für schiefwinklige Fahrbahnplatten von Straßenbrücken (1967).  
Von *H. Rüsch*, *A. Hergenröder* und *I. Mungan*.  
vergriffen

167: Frostwiderstand und Porengefüge des Betons, Beziehungen und Prüfverfahren.  
Von *A. Schäfer*.  
Der Einfluss von mehlfeinen Zuschlagsstoffen auf die Eigenschaften von Einpressmörteln für Spannkanäle, Einpressversuche an langen Spannkanälen (1965).  
Von *W. Albrecht*. 14,80 EUR

168: Versuche mit Ausfallkörnungen.  
Von *W. Albrecht* und *H. Schäffler*.  
Der Einfluss der Zementsteinporen auf die Widerstandsfähigkeit von Beton im Seewasser.  
Von *K. Wesche*.  
Das Verhalten von jungem Beton gegen Frost.  
Von *F. Henkel*.  
Zur Frage der Verwendung von Bolzensetzgeräten zur Ermittlung der Druckfestigkeit von Beton (1965).  
Von *K. Gaede*. 13,10 EUR

169: Versuche zum Studium des Einflusses der Rissbreite auf die Rostbildung an der Bewehrung von Stahlbetonbauteilen.  
Von *G. Rehm* und *H. Moll*.  
Über die Korrosion von Stahl im Beton (1965).  
Von *H. L. Moll*. vergriffen

170: Beobachtungen an alten Stahlbetonbauteilen hinsichtlich Carbonatisierung des Betons und Rostbildung an der Bewehrung.  
Von *G. Rehm* und *H. L. Moll*.  
Untersuchung über das Fortschreiten der Carbonatisierung an Betonbauwerken, durchgeführt im Auftrage der Abteilung Wasserstraßen des Bundesverkehrsministeriums, zusammengestellt von *H.-J. Kleinschmidt*.  
Tiefe der carbonatisierten Schicht alter Betonbauten, Untersuchungen an Betonproben, durchgeführt vom Forschungsinstitut für Hochofenschlacke, Rheinhausen, und vom Laboratorium der westfälischen Zementindustrie, Beckum, zusammengestellt im Forschungsinstitut der Zementindustrie des Vereins Deutscher Zementwerke e.V. Düsseldorf (1965). 15,70 EUR

171: Knickversuche mit Zweigelenkrahmen aus Stahlbeton (1965).  
Von *W. Hochmann* und *S. Röbert*.  
10,30 EUR

172: Untersuchungen über den Stoßverlauf beim Aufprall von Kraftfahrzeugen auf Stützen und Rahmenstiele aus Stahlbeton (1965).  
Von *C. Popp*. 10,70 EUR

173: Die Bestimmung der zweiachsigen Festigkeit des Betons (1965).  
Zusammenfassung und Kritik früherer Versuche und Vorschlag für eine neue Prüfmethode.  
Von *H. Hilsdorf*. 8,40 EUR

174: Untersuchungen über die Tragfähigkeit netzbewehrter Betonsäulen (1965).  
Von *H. Weigler* und *J. Henzel*.  
8,40 EUR

175: Betongelenke. Versuchsbericht, Vorschläge zur Bemessung und konstruktiven Ausbildung.  
Von *F. Leonhardt* und *H. Reimann*.  
Kritische Spannungszustände des Betons bei mehrachsiger ruhender Kurzzeitbelastung (1965).  
Von *H. Reimann*. vergriffen

176: Zur Frage der Dauerfestigkeit von Spannbetonbauteilen (1966).  
Von *M. Mayer*. 9,60 EUR

177: Umlagerung der Schnittkräfte in Stahlbetonkonstruktionen. Grundlagen der Berechnung bei statisch unbestimmten Tragwerken unter Berücksichtigung der plastischen Verformungen (1966).  
Von *P. S. Rao*. 12,00 EUR

Heft	Heft	Heft
178: Wandartige Träger (1966). Von <i>F. Leonhardt und R. Walther</i> . vergriffen	192: Die mitwirkende Breite der Gurte von Plattenbalken (1967). Von <i>W. Koepcke und G. Denecke</i> . vergriffen	205: Versuche an wendelbewehrten Stahlbetonsäulen unter kurz- und langzeitig wirkenden zentrischen Lasten (1969). Von <i>H. Rüsch und S. Stöckl</i> . 12,00 EUR
179: Veränderlichkeit der Biege- und Schubsteifigkeit bei Stahlbetontragwerken und ihr Einfluss auf Schnittkraftverteilung und Traglast bei statisch unbestimmter Lagerung (1966). Von <i>W. Dilger</i> . 13,10 EUR	193: Bauschäden als Folge der Durchbiegung von Stahlbeton-Bauteilen (1967). Von <i>H. Mayer und H. Rüsch</i> . 13,10 EUR	206: Statistische Analyse der Betonfestigkeit (1969). Von <i>H. Rüsch, R. Sell und R. Rackwitz</i> . 8,40 EUR
180: Knicken von Stahlbetonstäben mit Rechteckquerschnitt unter Kurzzeitbelastung – Berechnung mit Hilfe von automatischen Digitalrechenanlagen (1966). Von <i>A. Blaser</i> . 8,40 EUR	194: Die Berechnung der Durchbiegung von Stahlbeton-Bauteilen (1967). Von <i>H. Mayer</i> . vergriffen	207: Versuche zur Dauerfestigkeit von Leichtbeton. Von <i>R. Sell und C. Zelger</i> . Versuche zur Festigkeit der Biegedruckzone. Einflüsse der Querschnittsform (1969). Von <i>S. Stöckl und H. Rüsch</i> . 13,10 EUR
181: Brandverhalten von Stahlbetonplatten – Einflüsse von Schutzschichten. Von <i>K. Kordina und P. Bornemann</i> . Grundlagen für die Bemessung der Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonplatten (1966). Von <i>P. Bornemann</i> . 10,70 EUR	195: 5 Versuche zum Studium der Verformungen im Querkraftbereich eines Stahlbetonbalkens (1967). Von <i>H. Rüsch und H. Mayer</i> . 12,00 EUR	208: Zur Frage der Rissbildung durch Eigen- und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen (1969). Von <i>H. Falkner</i> . vergriffen
182: Karbonatisierung von Schwerbeton. Von <i>A. Meyer, H.-J. Wierig und K. Husmann</i> . Einfluss von Luftkohlensäure und Feuchtigkeit auf die Beschaffenheit des Betons als Korrosionsschutz für Stahlleinlagen (1967). Von <i>F. Schröder, H.-G. Smolczyk, K. Grade, R. Vinkeloe und R. Roth</i> . 12,90 EUR	196: Tastversuche über den Einfluss von vorangegangenen Dauerlasten auf die Kurzzeitfestigkeit des Betons. Von <i>S. Stöckl</i> . Kennzahlen für das Verhalten einer rechteckigen Biegedruckzone von Stahlbetonbalken unter kurzzeitiger Belastung (1967). Von <i>H. Rüsch und S. Stöckl</i> . 13,60 EUR	209: Festigkeit und Verformung von Gasbeton unter zweiaxialer Druck-Zug-Bbeanspruchung. Von <i>R. Sell</i> . Versuche über den Verbund bei bewehrtem Gasbeton (1970). Von <i>R. Sell und C. Zelger</i> . 12,00 EUR
183: Das Kriechen des Zementsteins im Beton und seine Beeinflussung durch gleichzeitiges Schwinden (1966). Von <i>W. Ruetz</i> . 8,40 EUR	197: Brandverhalten durchlaufender Stahlbetonrippendecken. Von <i>H. Seekamp und W. Becker</i> . Brandverhalten kreuzweise bewehrter Stahlbetonrippendecken. Von <i>J. Stanke</i> . Vergrößerung der Betondeckung als Feuerschutz von Stahlbetonplatten, 1. und 2. Teil (1967). Von <i>H. Seekamp und W. Becker</i> . 14,10 EUR	210: Schubversuche mit indirekter Krafeinleitung. Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens (1970). Von <i>T. Baumann und H. Rüsch</i> . 14,40 EUR
184: Untersuchungen über den Einfluss einer Nachverdichtung und eines Anstriches auf Festigkeit, Kriechen und Schwinden von Beton (1966). Von <i>H. Hilsdorf und K. Finsterwalder</i> . 8,40 EUR	198: Festigkeit und Verformung von unbewehrtem Beton unter konstanter Dauerlast (1968). Von <i>H. Rüsch, R. Sell, C. Rasch, E. Grasser, A. Hummel, K. Wesche und H. Flatté</i> . 13,30 EUR	211: Elektronische Berechnung des in einem Stahlbetonbalken im gerissenen Zustand auftretenden Kräftezustandes unter besonderer Berücksichtigung des Querkraftbereiches (1970). Von <i>D. Jungwirth</i> . 15,80 EUR
185: Das unterschiedliche Verformungsverhalten der Rand- und Kernzonen von Beton (1966). Von <i>S. Stöckl</i> . 9,60 EUR	199: Die Berechnung ebener Kontinua mittels der Stabwerksmethode – Anwendung auf Balken mit einer rechteckigen Öffnung (1968). Von <i>A. Krebs und F. Haas</i> . 10,70 EUR	212: Einfluss der Krümmung von Spanngliedern auf den Spannweg. Von <i>C. Zelger und H. Rüsch</i> . Über den Erhaltungszustand 20 Jahre alter Spannbetonträger (1970). Von <i>K. Kordina und N. V. Waubke</i> . 9,60 EUR
186: Betone aus Sulfathüttenzement in höherem Alter (1966). Von <i>K. Wesche und W. Manns</i> . 8,40 EUR	200: Dauerschwingfestigkeit von Betonstählen im einbetonierten Zustand. Von <i>H. Wascheidt</i> . Betongelenke unter wiederholten Gelenkverdrehungen (1968). Von <i>G. Franz und H.-D. Fein</i> . 11,70 EUR	213: Vierseitig gelagerte Stahlbetonhohlplatten. Versuche, Berechnung und Bemessung (1970). Von <i>H. Aster</i> . vergriffen
187: Zur Frage des Einflusses der Ausbildung der Auflager auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken. Von <i>K. Gaede</i> . Schwingungsmessungen an Massivbrücken (1966). Von <i>B. Brückmann</i> . 9,60 EUR	201: Schubversuche an indirekt gelagerten, einfeldrigen und durchlaufenden Stahlbetonbalken (1968). Von <i>F. Leonhardt, R. Walther und W. Dilger</i> . 9,60 EUR	214: Verlängerung der Feuerwiderstandsdauer von Stahlbetonstützen durch Anwendung von Bekleidungen oder Ummantelungen. Von <i>W. Becker und J. Stanke</i> . Über das Verhalten von Zementmörtel und Beton bei höheren Temperaturen (1970). Von <i>R. Fischer</i> . 15,30 EUR
188: Verformungsversuche an Stahlbetonbalken mit hochfestem Bewehrungsstahl (1967). Von <i>G. Franz und H. Brenker</i> . 12,00 EUR	202: Torsions- und Schubversuche an vorgespannten Hohlkastenträgern. Von <i>F. Leonhardt, R. Walther und O. Vogler</i> . Torsionsversuche an einem Kunstharzmodell eines Hohlkastenträgers (1968). Von <i>D. Feder</i> . 12,00 EUR	215: Brandversuche an Stahlbetonfertigstützen, 2. und 3. Teil (1970). Von <i>W. Becker und J. Stanke</i> . 15,30 EUR
189: Die Tragfähigkeit von Decken aus Glasschalenbeton (1967). Von <i>C. Zelger</i> . 10,70 EUR	203: Festigkeit und Verformung von Beton unter Zugspannungen (1969). Von <i>H. G. Heilmann, H. Hilsdorf und K. Finsterwalder</i> . 14,40 EUR	216: Schnittkrafttafeln für den Entwurf kreiszylindrischer Tonnenkettendächer (1971). Von <i>A. Mehmel, W. Kruse, S. Samaan und H. Schwarz</i> . 20,90 EUR
190: Festigkeit der Biegedruckzone – Vergleich von Prismen- und Balkenversuchen (1967). Von <i>H. Rüsch, K. Kordina und S. Stöckl</i> . 8,40 EUR	204: Tragverhalten ausmittig beanspruchter Stahlbetondruckglieder (1969). Von <i>A. Mehmel, H. Schwarz, K. H. Kasperek und J. Makovi</i> . 12,00 EUR	217: Tragwirkung orthogonaler Bewehrungsnetze beliebiger Richtung in Flächentragwerken aus Stahlbeton (1972). Von <i>T. Baumann</i> . vergriffen
191: Experimentelle Bestimmung der Spannungsverteilung in der Biegedruckzone. Von <i>C. Rasch</i> . Stützmomente kreuzweise bewehrter durchlaufender Rechteckbetonplatten (1967). Von <i>H. Schwarz</i> . 9,60 EUR		

## Heft

218: Versuche zur Schubsicherung und Momentendeckung von profilierten Stahlbetonbalken (1972).  
Von *H. Kupfer* und *T. Baumann*.  
11,00 EUR

219: Die Tragfähigkeit von Stahlsteindecken.  
Von *C. Zelger* und *F. Daschner*.  
Bewehrte Ziegelstürze (1972).  
Von *C. Zelger*.  
10,20 EUR

220: Bemessung von Beton- und Stahlbetonbauteilen nach DIN 1045, Ausgabe Januar 1972. [2. überarbeitete Auflage (1979)] – Biegung mit Längskraft, Schub, Torsion.  
Von *E. Grasser*.  
Nachweis der Knicksicherheit.  
Von *K. Kordina* und *U. Quast*.  
26,90 EUR

220 (En): Design of Concrete and Reinforced Concrete Members in Accordance with DIN 1045 December 1978 Edition – Bending with Axial Force, Shear, Torsion.  
By *E. Grasser*.  
Analysis of Safety against Buckling.  
By *K. Kordina* and *U. Quast*  
2nd revised edition.  
26,90 EUR

221: Festigkeit und Verformung von Innenwandknoten in der Tafelbauweise.  
Von *H. Kupfer*.  
Die Druckfestigkeit von Mörtelfugen zwischen Betonfertigteilen.  
Von *E. Grasser* und *F. Daschner*.  
Tragfähigkeit (Schubfestigkeit) von Deckenauflagen im Fertigteilbau (1972).  
Von *R. v. Halász* und *G. Tantow*.  
14,30 EUR

222: Druck-Stöße von Bewehrungsstäben – Stahlbetonstützen mit hochfestem Stahl St 90 (1972).  
Von *F. Leonhardt* und *K.-T. Teichen*.  
9,70 EUR

223: Spanngliedverankerungen im Inneren von Bauteilen.  
Von *J. Eibl* und *G. Iványi*.  
Teilweise Vorspannung (1973).  
Von *R. Walther* und *N. S. Bhal*.  
12,30 EUR

224: Zusammenwirken von einzelnen Fertigteilen als großflächige Scheibe (1973).  
Von *G. Mehlhorn*.  
vergriffen

225: Mikrobeton für modellstatische Untersuchungen (1972).  
Von *A.-H. Burggrabe*.  
13,20 EUR

226: Tragfähigkeit von Zugschlaufenstößen.  
Von *F. Leonhardt*, *R. Walther* und *H. Dieterle*.  
Haken- und Schlaufenverbindungen in biegebeanspruchten Platten.  
Von *G. Franz* und *G. Timm*.  
Übergreifungsvollstöße mit hakenförmig gebogenen Rippenstählen (1973).  
Von *K. Kordina* und *G. Fuchs*.  
14,10 EUR

227: Schubversuche an Spannbetonträgern (1973).  
Von *F. Leonhardt*, *R. Koch* und *F.-S. Rostásy*.  
26,80 EUR

## Heft

228: Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung (1973).  
Von *H. Martin*.  
12,60 EUR

229: Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachigen Beanspruchung.  
Von *H. Kupfer*.  
Bau und Erprobung einer Versuchseinrichtung für zweiachsig Belastung (1973).  
Von *H. Kupfer* und *C. Zelger*.  
19,30 EUR

230: Erwärmungsvorgänge in balkenartigen Stahlbetonteilen unter Brandbeanspruchung (1975).  
Von *H. Ehm*, *K. Kordina* und *R. v. Postel*.  
20,30 EUR

231: Die Versuchsberichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Inhaltsübersicht der Hefte 1 bis 230 (1973).  
Von *O. Graf* und *H. Deutschmann*.  
10,10 EUR

232: Bestimmung physikalischer Eigenschaften des Zementsteins.  
Von *F. Wittmann*.  
Verformung und Bruchvorgang poröser Baustoffe bei kurzzeitiger Belastung und unter Dauerlast (1974).  
Von *F. Wittmann* und *J. Zaitsev*.  
14,30 EUR

233: Stichprobenprüfpläne und Annahmekennlinien für Beton (1973).  
Von *H. Blaut*.  
7,90 EUR

234: Finite Elemente zur Berechnung von Spannbeton-Reaktordruckbehältern (1973).  
Von *J. H. Argyris*, *G. Faust*, *J. R. Roy*, *J. Szimmat*, *E. P. Warnke* und *K. J. Willam*.  
13,10 EUR

235: Untersuchungen zum heißen Liner als Innenwand für Spannbetondruckbehälter für Leichtwasserreaktoren (1973).  
Von *J. Meyer* und *W. Spandick*.  
vergriffen

236: Tragfähigkeit und Sicherheit von Stahlbetonstützen unter ein- und zweiachsig exzentrischer Kurzzeit- und Dauerbelastung (1974).  
Von *R. F. Warner*.  
8,30 EUR

237: Spannbeton-Reaktordruckbehälter: Studie zur Erfassung spezieller Beteigenschaften im Reaktordruckbehälterbau.  
Von *J. Eibl*, *N. V. Waubke*, *W. Klingsch*, *U. Schneider* und *G. Rieche*.  
Parameterberechnungen an einem Referenzbehälter.  
Von *J. Szimmat* und *K. Willam*.  
Einfluss von Werkstoffeigenschaften auf Spannungs- und Verformungszustände eines Spannbetonbehälters (1974).  
Von *V. Hansson* und *F. Stangenberg*.  
13,10 EUR

238: Einfluss wirklichkeitsnahen Werkstoffverhaltens auf die kritischen Kipplasten schlanker Stahlbeton- und Spannbetonträger.  
Von *G. Mehlhorn*.  
Berechnung von Stahlbetonscheiben im Zustand II bei Annahme eines wirklichkeitsnahen Werkstoffverhaltens (1974).  
Von *K. Dörr*, *G. Mehlhorn*, *W. Stauder* und *D. Uhlisch*.  
16,70 EUR

239: Torsionsversuche an Stahlbetonbalken (1974).  
Von *F. Leonhardt* und *G. Schelling*.  
20,30 EUR

240: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045 Ausgabe Juli 1988 [3. überarbeitete Auflage (1991)].  
Von *E. Grasser* und *G. Thielien*.  
19,30 EUR

241: Abplatzversuche an Prüfkörpern aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton bei verschiedenen Temperaturbeanspruchungen (1974).  
Von *C. Meyer-Ottens*.  
9,70 EUR

242: Verhalten von verzinkten Spannstählen und Bewehrungsstählen.  
Von *G. Rehm*, *A. Lämmke*, *U. Nürnberg*, *G. Rieche* sowie *H. Martin* und *A. Rauen*.  
Löten von Betonstahl (1974).  
Von *D. Russwurm*.  
20,30 EUR

243: Ultraschall-Impulstechnik bei Fertigteilen.  
Von *G. Rehm*, *N. V. Waubke* und *J. Neisecke*.  
Untersuchungen an ausgebauten Spanngliedern (1975).  
Von *A. Röhnisch*.  
15,50 EUR

244: Elektronische Berechnung der Auswirkungen von Kriechen und Schwinden bei abschnittsweise hergestellten Verbundstabwerken (1975).  
Von *D. Schade* und *W. Haas*.  
7,10 EUR

245: Die Kornfestigkeit künstlicher Zuschlagstoffe und ihr Einfluss auf die Betonfestigkeit.  
Von *R. Sell*.  
Druckfestigkeit von Leichtbeton (1974).  
Von *K. D. Schmidt-Hurtienne*.  
17,40 EUR

246: Untersuchungen über den Querstoß beim Aufprall von Kraftfahrzeugen auf Gründungspfähle aus Stahlbeton und Stahl (1974).  
Von *C. Popp*.  
17,20 EUR

247: Temperatur und Zwangsspannung im Konstruktions-Leichtbeton infolge Hydratation.  
Von *H. Weigler* und *J. Nicolay*.  
Dauerschwell- und Betriebsfestigkeit von Konstruktions-Leichtbeton (1975).  
Von *H. Weigler* und *W. Freitag*.  
13,70 EUR

248: Zur Frage der Abplatzungen an Bauteilen aus Beton bei Brandbeanspruchungen (1975).  
Von *C. Meyer-Ottens*.  
8,40 EUR

249: Schlag-Biegeversuch mit unterschiedlich bewehrten Stahlbetonbalken (1975).  
Von *C. Popp*.  
10,00 EUR

250: Langzeitversuche an Stahlbetonstützen.  
Von *K. Kordina*.  
Einfluss des Kriechens auf die Ausbiegung schlanker Stahlbetonstützen (1975).  
Von *K. Kordina* und *R. F. Warner*.  
11,10 EUR

251: Versuche an wendelbewehrten Stahlbetonsäulen unter exzentrischer Belastung (1975).  
Von *S. Stöckl* und *B. Menne*.  
10,70 EUR

Heft	Heft	Heft
252: Beständigkeit verschiedener Betonarten in Meerwasser und in sulfathaltigem Wasser (1975). Von H. T. Schröder, O. Hallauer und W. Scholz. 15,50 EUR	267: Zur Mindestbewehrung für Zwang von Außenwänden aus Stahlleichtbeton. Von F. S. Rostásy, R. Koch und F. Leonhardt. Versuche zum Tragverhalten von Druckübergreifungsstößen in Stahlbetonwänden (1976). Von F. Leonhardt, F. S. Rostásy und M. Patzak. 15,00 EUR	280: Nichtisothermer Feuchtetransport in dickwandigen Betonteilen von Reaktordruckbehältern. Von K. Kiessl und K. Gertis. Zur Wärme- und Feuchtigkeitsleitung in Beton. Von J. Hundt. Einfluss des Wassergehalts auf die Eigenschaften des erhärteten Betons (1977). Von M. J. Setzer. 14,40 EUR
253: Spannbeton-Reaktordruckbehälter-Instrumentierung. Von J. Német und R. Angelis. Versuch zur Weiterentwicklung eines Setzdehnungsmessers (1975). Von C. Zelger. 10,20 EUR	268: Einfluss der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten von Stahl in Beton (Verbundkriechen) (1976). Von L. Franke. 8,60 EUR	281: Untersuchungen über das Verhalten von Beton bei schlagartiger Beanspruchung (1977). Von C. Popp. 7,90 EUR
254: Festigkeit und Verformungsverhalten von Beton unter hohen zweiachsigem Dauerbelastungen und Dauerschwellbelastungen. Festigkeit und Verformungsverhalten von Leichtbeton, Gipsbeton, Zementstein und Gips unter zweiachsigem Kurzzeitbeanspruchung (1976). Von D. Linse und A. Stegbauer. 13,10 EUR	269: Zugspannung und Dehnung in unbewehrten Betonquerschnitten bei exzentrischer Belastung (1976). Von H. G. Heilmann. 15,50 EUR	282: Vorausbestimmung der Spannkraftverluste infolge Dehnungsbehinderung (1977). Von R. Walther, U. Utescher und D. Schreck. 8,90 EUR
255: Zur Frage der zulässigen Rissbreite und der erforderlichen Betondeckung im Stahlbetonbau unter besonderer Berücksichtigung der Karbonatisierungstiefe des Betons (1976). Von P. Schiessl. vergriffen	270: Eine Formulierung des zweiaxialen Verformungs- und Bruchverhaltens von Beton und deren Anwendung auf die wirklichkeitsnahe Berechnung von Stahlbetonplatten (1976). Von J. Link. 14,40 EUR	283: Technische Möglichkeiten zur Erhöhung der Zugfestigkeit von Beton (1977). Von G. Rehm, P. Diem und R. Zimbemann. 13,10 EUR
256: Wärme- und Feuchtigkeitsleitung in Beton unter Einwirkung eines Temperaturgefälles (1975). Von J. Hundt. 15,80 EUR	271: Untersuchungen an 20 Jahre alten Spannbetonträgern (1976). Von R. Bührer, K.-F. Müller, H. Martin und J. Ruhnau. 13,10 EUR	284: Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Lasteintragung in die Bewehrung von Stahlbetondruckgliedern (1977). Von F. P. Müller und W. Eisenbriegler. 8,20 EUR
257: Bruchsicherheitsberechnung von Spannbeton-Druckbehältern (1976). Von K. Schimmelpennig. 13,30 EUR	272: Die Dynamische Relaxation und ihre Anwendung auf Spannbeton-Reaktordruckbehälter (1976). Von W. Zerna. 13,70 EUR	285: Zur Traglast der ausmittig gedrückten Stahlbetonstütze mit Umschnürungsbewehrung (1977). Von B. Menne. 8,60 EUR
258: Hygrische Transportphänomene in Baustoffen (1976). Von K. Gertis, K. Kiesl, H. Werner und V. Wolfseher. 13,10 EUR	273: Schubversuche an Balken mit veränderlicher Trägerhöhe (1977). Von F. S. Rostásy, K. Roeder und F. Leonhardt. 9,70 EUR	286: Versuche über Teilflächenbelastung von Normalbeton (1977). Von P. Wurm und F. Daschner. 10,70 EUR
259: Entwicklung eines integrierten Spannbetondruckbehälters für wassergekühlte Reaktoren (SBB Typ „Stern“ mit Stützkessel) (1976). Von G. Jüptner, H. Kumpf, G. Molz, B. Neunert und O. Seidl. 11,50 EUR	274: Witterungsbeständigkeit von Beton, 2. Bericht (1977). Von K. Walz und E. Hartmann. 8,40 EUR	287: Spannbetonbehälter für Siedewasserreaktoren mit einer Leistung von 1600 MWe (1977). Von F. Bremer und W. Spandick. 6,80 EUR
260: Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton (1976). Von J. Eibl und G. Iványi. 26,80 EUR	275: Schubversuche an Balken und Platten bei gleichzeitigem Längszug (1977). Von F. Leonhardt, F. S. Rostásy, J. MacGregor und M. Patzak. 11,00 EUR	288: Tragverhalten von aus Fertigteilen zusammengesetzten Scheiben. Von G. Mehlhorn und H. Schwing. Versuche zur Schubtragfähigkeit verzahnter Fugen (1977). Von G. Mehlhorn, H. Schwing und K.-R. Berg. vergriffen
261: Der Einfluss radioaktiver Strahlung auf die mechanischen Eigenschaften von Beton (1976). Von H. Hilsdorf, J. Kropp und H.-J. Koch. 8,40 EUR	276: Versuche an zugbeanspruchten Übergreifungsstößen von Rippenstählen (1977). Von S. Stöckl, B. Menne und H. Kupfer. 15,50 EUR	289: Prüfverfahren zur Beurteilung von Rostschutzmitteln für die Bewehrung von Gasbeton. Von W. Manss, H. Schneider, R. Schönfelder. Frostwiderstand von Beton. Von W. Manss und E. Hartmann. Zum Einfluss von Mineralölen auf die Festigkeit von Beton (1977). Von W. Manss und E. Hartmann. 8,60 EUR
262: Experimentelle Bestimmung des räumlichen Spannungszustandes eines Reaktordruckbehältermodells (1976). Von R. Stöver. 13,10 EUR	277: Versuchsergebnisse zur Festigkeit und Verformung von Beton bei mehraxialer Druckbeanspruchung – Results of Test Concerning Strength and Strain of Concrete Subjected to Multiaxial Compressive Stresses (1977). Von G. Schickert und H. Winkler. 17,20 EUR	290: Studie über den Abbruch von Spannbetondruckbehältern. Von K. Kleiser, K. Essig, K. Cerff und H. K. Hilsdorf. Grundlagen eines Modells zur Beschreibung charakteristischer Eigenschaften des Betons (1977). Von F. H. Wittmann. 14,40 EUR
263: Bruchfestigkeit und Bruchverformung von Beton unter mehraxialer Belastung bei Raumtemperatur (1976). Von F. Bremer und F. Steinsdörfer. 7,60 EUR	278: Berechnungen von Temperatur- und Feuchtefeldern in Massivbauten nach der Methode der Finiten Elemente (1977). Von J. H. Argyris, E. P. Warnke und K. J. Willam. 10,10 EUR	291: Übergreifungsstöße von Rippenstäben unter schwelender Belastung. Von G. Rehm und R. Eligehausen. Übergreifungsstöße geschweißter Betonstahlmatten (1977). Von G. Rehm, R. Tewes und R. Eligehausen. 10,70 EUR
264: Spannbeton-Reaktordruckbehälter mit heißer Dichthaut für Druckwasserreaktoren (1976). Von A. Jungmann, H. Kopp, M. Gangl, J. Német, A. Nesička, W. Walluschek-Wallfeld und J. Mutzl. 10,70 EUR	279: Finite Elementberechnung von Spannbeton-Reaktordruckbehältern. Von J. H. Argyris, G. Faust, J. Szimmat, E. P. Warnke und K. J. Willam. Zur Konvertierung von SMART I (1977). Von J. H. Argyris, J. Szimmat und K. J. Willam. 11,50 EUR	
265: Traglast von Stahlbetondruckgliedern unter schiefer Biegung (1976). Von K. Kordina, K. Rafia und O. Hjorthf. 11,80 EUR		
266: Das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbrückenpfeilern mit Rollenlagern (1976). Von K. Liermann. 12,90 EUR		

## Heft

292: Lösung versuchstechnischer Fragen bei der Ermittlung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Beton unter dreiachsigter Belastung (1978).  
Von *D. Linse*. 8,40 EUR

293: Zur Messtechnik für die Sicherheitsbeurteilung und -überwachung von Spannbeton-Reaktordruckbehältern (1978).  
Von *N. Czaika, N. Mayer, C. Amberg, G. Magiera, G. Andreae und W. Markowski*. 11,50 EUR

294: Studien zur Auslegung von Spannbetondruckbehältern für wassergekühlte Reaktoren (1978).  
Von *K. Schimmelpfennig, G. Bäätjer, U. Eckstein, U. Ick und S. Wrage*. 10,70 EUR

295: Kriech- und Relaxationsversuche an sehr altem Beton.  
Von *H. Trost, H. Cordes und G. Abele*. Kriechen und Rückkriechen von Beton nach langer Lasteinwirkung.  
Von *P. Probst und S. Stöckl*. Versuche zum Einfluss des Belastungsalters auf das Kriechen von Beton (1978).  
Von *K. Wesche, I. Schrage und W. vom Berg*. 14,40 EUR

296: Die Bewehrung von Stahlbetonbauteilen bei Zwangsbeanspruchung infolge Temperatur (1978).  
Von *P. Noakowski*. vergriffen

297: Einfluss des Feuchtigkeitsgehaltes und des Reifegrades auf die Wärmeleitfähigkeit von Beton.  
Von *J. Hundt und A. Wagner*. Sorptionsuntersuchungen am Zementstein, Zementmörtel und Beton (1978).  
Von *J. Hundt und H. Kantelberg*. 8,60 EUR

298: Erfahrungen bei der Prüfung von temporären Korrosionsschutzmitteln für Spannstähle.  
Von *G. Rieche und J. Delille*. Untersuchungen über den Korrosionsschutz von Spannstählen unter Spritzbeton (1978).  
Von *G. Rehm, U. Nürnberg und R. Zimbelmann*. 8,10 EUR

299: Versuche an dickwandigen, unbewehrten Betonringen mit Innendruckbeanspruchung (1978).  
Von *J. Neuner, S. Stöckl und E. Grasser*. 8,60 EUR

300: Hinweise zu DIN 1045, Ausgabe Dezember 1978. Bearbeitet von *D. Bertram und H. Deutschmann*. Erläuterung der Bewehrungsrichtlinien (1979).  
Von *G. Rehm, R. Eligehausen und B. Neubert*. vergriffen

301: Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden (1979).  
Von *R. Eligehausen*. 12,90 EUR

302: Einfluss von Zusatzmitteln auf den Widerstand von jungem Beton gegen Rissbildung bei scharfem Austrocknen.  
Von *W. Manns und K. Zeus*. Spannungsoptische Untersuchungen zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Übergreifungsstößen (1979).  
Von *M. Betzle*. 8,60 EUR

303: Querkraftschlüssige Verbindung von Stahlbetondeckenplatten (1979).  
Von *H. Paschen und V. C. Zillich*. 10,70 EUR

## Heft

304: Kunstharzgebundene Glasfaserstäbe als Bewehrung im Betonbau.  
Von *G. Rehm und L. Franke*. Zur Frage der Krafteinleitung in kunstharzgebundene Glasfaserstäbe (1979).  
Von *G. Rehm, L. Franke und M. Patzak*. 9,40 EUR

305: Vorherbestimmung und Kontrolle des thermischen Ausdehnungskoeffizienten von Beton (1979).  
Von *S. Ziegeldorf, K. Kleiser und H. K. Hilsdorf*. 7,30 EUR

306: Dreidimensionale Berechnung eines Spannbetonbehälters mit heißer Dichthaut für einen 1500 MWe Druckwasserreaktor (1979).  
Von *E. Ettel, H. Hinterleitner, J. Német, A. Jungmann und H. Kopp*. 8,10 EUR

307: Zur Bemessung der Schubbewehrung von Stahlbetonbalken mit möglichst gleichmäßiger Zuverlässigkeit (1979).  
Von *W. Moosecker*. 8,10 EUR

308: Tragfähigkeit auf schrägen Druck von Brückensegen, die durch Hüllrohre geschwächt sind.  
Von *R. Koch und F. S. Rostásy*. Spannungszustand aus Vorspannung im Bereich gekrümmter Spannglieder (1979).  
Von *V. Cornelius und G. Mehlhorn*. 10,10 EUR

309: Kunstharzmörtel und Kunstharzbetone unter Kurzzeit- und Dauerstandbelastung.  
Von *G. Rehm, L. Franke und K. Zeus*. Langzeituntersuchungen an epoxidharzverklebten Zementmörtelprismen (1980).  
Von *P. Jagfeld*. 10,00 EUR

310: Teilweise Vorspannung – Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rissbildung und Rissbreitenbeschränkung (1980).  
Von *H. Trost, H. Cordes, U. Thormaehlen und H. Hagen*. 19,90 EUR

311: Segmentäre Spannbetonträger im Brückenbau (1980).  
Von *K. Guckenberger, F. Daschner und H. Kupfer*. 18,00 EUR

312: Schwellenwerte beim Betondruckversuch (1980).  
Von *G. Schickert*. 18,00 EUR

313: Spannungs-Dehnungs-Linien von Leichtbeton.  
Von *H. Herrmann*. Versuche zum Kriechen und Schwinden von hochfestem Leichtbeton (1980).  
Von *P. Probst und S. Stöckl*. 14,50 EUR

314: Kurzzeitverhalten von extrem leichten Betonen, Druckfestigkeit und Formänderungen.  
Von *K. Bastgen und K. Wesche*. Die Schubtragfähigkeit bewehrter Platten und Balken aus dampfgehärtetem Gasbeton nach Versuchen (1980).  
Von *D. Briesemann*. 22,30 EUR

315: Bestimmung der Beulsicherheit von Schalen aus Stahlbeton unter Berücksichtigung der physikalisch-nicht-linearen Materialeigenschaften (1980).  
Von *W. Zerna, I. Mungan und W. Steffen*. 7,60 EUR

316: Versuche zur Bestimmung der Tragfähigkeit stumpf gestoßener Stahlbetonfertigteilstützen (1980).  
Von *H. Paschen und V. C. Zillich*. vergriffen

317: Untersuchungen über die Schwingfestigkeit geschweißter Betonstahlverbindungen (1981). Teil 1: Schwingfestigkeitsversuche.  
Von *G. Rehm, W. Harre und D. Russwurm*. Teil 2: Werkstoffkundliche Untersuchungen.  
Von *G. Rehm und U. Nürnberg*. 17,20 EUR

318: Eigenschaften von feuerverzinkten Überzügen auf kaltumgeformten Betonrippenstäben und Betonstahlmatten aus kaltgewälztem Betonrippenstahl. Technologische Eigenschaften von kaltgeformten Betonrippenstäben und Betonstahlmatten aus kaltgewälztem Betonrippenstahl nach einer Feuerverzinkung (1981).  
Von *U. Nürnberg*. 9,40 EUR

319: Vollstöße durch Übergreifung von zugbeanspruchten Rippenstäben in Normalbeton.  
Von *M. Betzle, S. Stöckl und H. Kupfer*. Vollstöße durch Übergreifung von zugbeanspruchten Rippenstäben in Leichtbeton.  
Von *S. Stöckl, M. Betzle und G. Schmidt-Thrö*. Verbundverhalten von Betonstäben, Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen.  
Von *H. Martin und P. Noakowski*. Ermittlung der Verbundspannungen an gedrückten einbetonierten Betonstäben (1981).  
Von *F. P. Müller und W. Eisenbriegler*. 25,20 EUR

320: Erläuterungen zu DIN 4227 Spannbeton. Teil 1: Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder voller Vorspannung, Ausgabe 07.88  
Teil 2: Bauteile mit teilweiser Vorspannung, Ausgabe 05.84  
Teil 3: Bauteile in Segmentbauart; Bemessung und Ausführung der Fugen, Ausgabe 12.83  
Teil 4: Bauteile aus Spannleichtbeton, Ausgabe 02.86  
Teil 5: Einpressen von Zementmörtel in Spannkanäle, Ausgabe 12.79  
Teil 6: Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund, Ausgabe 05.82 (1989). Zusammengestellt von *D. Bertram*. 34,30 EUR

321: Leichtzuschlag-Beton mit hohem Gehalt an Mörtelporen (1981).  
Von *H. Weigler, S. Karl und C. Jaegermann*. 6,20 EUR

322: Biegebemessung von Stahlleichtbeton, Ableitung der Spannungsverteilung in der Biegedruckzone aus Prismenversuchen als Grundlage für DIN 4219.  
Von *E. Grasser und P. Probst*. Versuche zur Aufnahme der Umlenkkräfte von gekrümmten Bewehrungsstäben durch Betondeckung und Bügel (1981).  
Von *J. Neuner und S. Stöckl*. 14,50 EUR

323: Zum Schubtragverhalten stabförmiger Stahlbetonelemente (1981).  
Von *R. Mallée*. 10,70 EUR

Heft	Heft	Heft
324: Wärmeausdehnung, Elastizitätsmodul, Schwinden, Kriechen und Restfestigkeit von Reaktorbeton unter einachsiger Belastung und erhöhten Temperaturen. Von <i>H. Aschl</i> und <i>S. Stöckl</i> . Versuche zum Einfluss der Belastungshöhe auf das Kriechen des Betons (1981). Von <i>S. Stöckl</i> . 15,90 EUR	336: Tragfähigkeit und Verformung von Stahlbetonbalken unter Biegung und gleichzeitigem Zwang infolge Auflagerverschiebung (1982). Von <i>K. Kordina</i> , <i>F. S. Rostásy</i> und <i>B. Svensvik</i> . 10,70 EUR	347: Wirkung der Endhaken bei Vollstößen durch Übergreifung von zugbeanspruchten Rippenstählen. Von <i>G. Schmidt-Thrö</i> , <i>S. Stöckl</i> und <i>M. Betzle</i> . Übergreifungs-Halbstoß mit kurzem Längsversatz ( $l_v = 0,5 l_p$ ) bei zugbeanspruchten Rippenstählen in Leichtbeton. Von <i>M. Betzle</i> , <i>S. Stöckl</i> und <i>H. Kupfer</i> . Rissflächen im Beton im Bereich von Übergreifungsstößen zugbeanspruchter Rippenstähle (1983). Von <i>M. Betzle</i> , <i>S. Stöckl</i> und <i>H. Kupfer</i> . 17,40 EUR
325: Großmodellversuche zur Spanngliederung (1981). Von <i>H. Cordes</i> , <i>K. Schütt</i> und <i>H. Trost</i> . 10,70 EUR	337: Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen – Behaviour of Concrete at High Temperatures (1982). Von <i>U. Schneider</i> . 15,50 EUR	348: Tragfähigkeit querkraftschlüssiger Fugen zwischen Stahlbeton-Fertigteildeckenelementen (1983). Von <i>H. Paschen</i> und <i>V. C. Zillich</i> . vergriffen
326: Blockfundamente für Stahlbetonfertigstützen (1981). Von <i>H. Dieterle</i> und <i>A. Steinle</i> . vergriffen	338: Berechnung des zeitabhängigen Verhaltens von Stahlbetonplatten unter Last- und Zwangsbeanspruchung im ungerissenen und gerissenen Zustand (1982). Von <i>G. Schaper</i> . 13,40 EUR	349: Bestimmung des Wasserzementwertes von Frischbeton (1984). Von <i>H. K. Hilsdorf</i> . 10,70 EUR
327: Versuche zur Knicksicherung von druckbeanspruchten Bewehrungsstäben (1981). Von <i>J. Neuner</i> und <i>S. Stöckl</i> . 8,60 EUR	339: Stützenstöße im Stahlbeton-Fertigteilbau mit unbewehrten Elastomerlagern (1982). Von <i>F. Müller</i> , <i>H. R. Sasse</i> und <i>U. Thormählen</i> . vergriffen	350: Spannbetonbauteile in Segmentbauart unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegung und Querkraft. Von <i>K. Kordina</i> , <i>M. Teutsch</i> und <i>V. Weber</i> . Rissbildung von Segmentbauteilen in Abhängigkeit von Querschnittsausbildung und Spannstahlverbundeneigenschaften. Von <i>K. Kordina</i> und <i>V. Weber</i> . Einfluss der Ausbildung unbewehrter Pressfugen auf die Tragfähigkeit von schrägen Druckstreben in den Stegen von Segmentbauteilen (1984). Von <i>K. Kordina</i> und <i>V. Weber</i> . 16,70 EUR
328: Zum Tragfähigkeitsnachweis für Wand-Decken-Knoten im Großtafelbau (1982). Von <i>E. Hasse</i> . 14,50 EUR	340: Durchlaufende Deckenkonstruktionen aus Spannbetonfertigteilplatten mit ergänzender Ortbetonbeschicht – Continuous Skin Stressed Slabs (1982). Behaviour in Bending (Biegeträgerverhalten). Von <i>J. Rosenthal</i> und <i>E. Bljuger</i> . Schubtragverhalten (Behaviour in Shear). Von <i>F. Daschner</i> und <i>H. Kupfer</i> . 11,60 EUR	351: Belastungs- und Korrosionsversuche an teilweise vorgespannten Balken. Von <i>Günter Schelling</i> und <i>Ferdinand S. Rostásy</i> . Teilweise Vorspannung – Plattenversuche (1984). Von <i>Kassian Janovic</i> und <i>Herbert Kupfer</i> . 23,90 EUR
329: Sachstandbericht Massenbeton. Von <i>Deutscher Beton-Verein e.V.</i> Untersuchungen an einem über 20 Jahre alten Spannbetonträger der Pliensaubrücke Esslingen am Neckar (1982). Von <i>K. Schäfer</i> und <i>H. Scheef</i> . 8,60 EUR	341: Zum Ansatz der Betonzugfestigkeit bei den Nachweisen zur Trag- und Gebrauchsfähigkeit von unbewehrten und bewehrten Betonbauteilen (1983). Von <i>M. Jahn</i> . 8,60 EUR	352: Empfehlungen für brandschutztechnisch richtiges Konstruieren von Betonbauwerken. Von <i>K. Kordina</i> und <i>L. Krampf</i> . Möglichkeiten, nachträglich die in einem Betonbauteil während eines Schadenfeuers aufgetretenen Temperaturen abzuschätzen. Von <i>A. Haksever</i> und <i>L. Krampf</i> . Brandverhalten von Decken aus Glasschalenbeton nach DIN 1045 (Ausg. 12.78), Abschn. 20.3. Von <i>C. Meyer-Ottens</i> . Eindringen von Chlorid-Ionen aus PVC-Abbrand in Stahlbetonbauteile – Literaturauswertung (1984). Von <i>K. Wesche</i> , <i>G. Neroth</i> und <i>J. W. Weber</i> . vergriffen
330: Zusammenstellung und Beurteilung von Messverfahren zur Ermittlung der Beanspruchungen in Stahlbetonbauteilen (1982). Von <i>H. Twelmeier</i> und <i>J. Schneefuß</i> . 12,10 EUR	342: Dynamische Probleme im Stahlbetonbau – Teil I: Der Baustoff Stahlbeton unter dynamischer Beanspruchung (1983). Von <i>F. P. Müller</i> , <i>E. Keintzel</i> und <i>H. Charlier</i> . 18,80 EUR	353: Einpressmörtel mit langer Verarbeitungszeit. Von <i>W. Manns</i> und <i>R. Zimbelmann</i> . Auswirkung von Fehlstellen im Einpressmörtel auf die Korrosion des Spannstahls. Von <i>G. Rehm</i> , <i>R. Frey</i> und <i>D. Funk</i> . Korrosionsverhalten verzinkter Spannstähle in gerissenem Beton (1984). Von <i>U. Nürnberg</i> . 30,60 EUR
331: Kleben im konstruktiven Betonbau (1982). Von <i>G. Rehm</i> und <i>L. Franke</i> . 12,40 EUR	343: Versuche zum Kriechen und Schwinden von hochfestem Leichtbeton. Versuche zum Rückkriechen von hochfestem Leichtbeton (1983). Von <i>P. Hofmann</i> und <i>S. Stöckl</i> . 8,10 EUR	354: Bewehrungsführung in Ecken und Rahmenendknoten. Von <i>Karl Kordina</i> . Vorschläge zur Bemessung rechteckiger und kranzförmiger Konsolen insbesondere unter exzentrischer Belastung aufgrund neuer Versuche (1984). Von <i>Heinrich Paschen</i> und <i>Hermann Malon</i> . vergriffen
332: Anwendungsgrenzen von vereinfachten Bemessungsverfahren für schlanke, zweiachsig ausmittig beanspruchte Stahlbetondruckglieder. Von <i>P. C. Olsen</i> und <i>U. Quast</i> . Traglast von Druckgliedern mit vereinfachter Bügelbewehrung unter Feuerangriff. Von <i>A. Haksever</i> und <i>R. Hass</i> . Traglast von Druckgliedern mit vereinfachter Bügelbewehrung unter Normaltemperatur und Kurzzeitbeanspruchung (1982). Von <i>K. Kordina</i> und <i>R. Mester</i> . 15,00 EUR	344: Versuche zur Teilflächenbelastung von Leichtbeton für tragende Konstruktionen. Von <i>H. G. Heilmann</i> . Teilflächenbelastung von Normalbeton – Versuche an bewehrten Scheiben (1983). Von <i>P. Wurm</i> und <i>F. Daschner</i> . 12,60 EUR	
333: Festschrift „75 Jahre Deutscher Ausschuss für Stahlbeton“ (1982). Von <i>D. Bertram</i> , <i>E. Bornemann</i> , <i>N. Bunke</i> , <i>H. Goffin</i> , <i>D. Jungwirth</i> , <i>K. Kordina</i> , <i>H. Kupfer</i> , <i>J. Schlaich</i> , <i>B. Wedlert</i> und <i>W. Zerna</i> . 22,60 EUR	345: Experimentelle Ermittlung der Steifigkeiten von Stahlbetonplatten (1983). Von <i>H. Schäfer</i> , <i>K. Schneider</i> und <i>H. G. Schäfer</i> . 11,60 EUR	
334: Versuche an Spannbetonbalken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion (1982). Von <i>M. Teutsch</i> und <i>K. Kordina</i> . 10,20 EUR	346: Tragfähigkeit geschweißter Verbindungen im Betonfertigteilbau. Von <i>E. Cziesielski</i> und <i>M. Friedmann</i> . Versuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit in Beton eingespannter Rundstahldollen aus nichtrostendem austenitischem Stahl. Von <i>G. Utescher</i> und <i>H. Herrmann</i> . Untersuchungen über in Beton eingesetzte Scherbolzen aus Betonstahl (1983). Von <i>H. Paschen</i> und <i>T. Schönhoff</i> . vergriffen	
335: Versuche zum Tragverhalten von segmentären Spannbetonträgern – Vergleichende Auswertung für Epoxidharz- und Zementmörtelfugen (1982). Von <i>H. Kupfer</i> , <i>K. Guckenberger</i> und <i>F. Daschner</i> . 10,70 EUR		

## Heft

355: Untersuchungen zur Vorspannung ohne Verbund.  
Von Heinrich Trost, Heiner Cordes und Bernhard Weller.  
Anwendung der Vorspannung ohne Verbund.  
Von Karl Kordina, Josef Hegger und Manfred Teutsch.  
Ermittlung der wirtschaftlichen Bewehrung von Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund (1984).  
Von Karl Kordina, Manfred Teutsch und Josef Hegger. 20,90 EUR

356: Korrosionsschutz von Bauwerken, die im Gleitschalungsbau errichtet wurden (1984).  
Von Karl Kordina und Siegfried Droeze. 16,70 EUR

357: Konstruktion, Bemessung und Sicherheit gegen Durchstanzen von balkenlosen Stahlbetondecken im Bereich der Innenstützen (1984).  
Von Udo Schaefers. vergriffen

358: Kriechen von Beton unter hoher zentrischer und exzentrischer Druckbeanspruchung (1985).  
Von Emil Grasser und Udo Kraemer. 15,30 EUR

359: Versuche zur Ermüdungsbeanspruchung der Schubbewehrung von Stahlbetonträgern.  
Von Klaus Guckenberger, Herbert Kupfer und Ferdinand Daschner.  
Vorgespannte Schubbewehrung (1985).  
Von Jürgen Ruhnau und Herbert Kupfer. 25,20 EUR

360: Festigkeitsverhalten und Strukturveränderungen von Beton bei Temperaturbeanspruchung bis 250 °C (1985).  
Von Jürgen Seeger, Jörg Kopp und Hubert K. Hilsdorf. 18,80 EUR

361: Beitrag zur Bemessung von schlanken Stahlbetonstützen für schräge Biegung mit Achsdruck unter Kurzzeit- und Dauerbelastung – Contribution to the Design of Slender Reinforced Concrete Columns Subjected to Biaxial Bending and Axial Compression Considering Short and Long Term Loadings (1985).  
Von Nelson Szilard Galgoul. 21,50 EUR

362: Versuche an Konstruktionsleichtbetonbauteilen unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegung und Querkraft (1985).  
Von Karl Kordina und Manfred Teutsch. 13,40 EUR

363: Versuche zur Mitwirkung des Betons in der Zugzone von Stahlbetonröhren (1985).  
Von Jörg Schlaich und Hans Schober. 14,50 EUR

364: Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit stabsförmiger Stahlbetonelemente (1985).  
Von Karl Kordina und Franz Blume. 11,80 EUR

365: Experimentelle Untersuchungen bewehrter und hohler Prüfkörper aus Normalbeton mittels eines zwängungsarmen Krafteinleitungssystems (1985).  
Von Manfred Specht, Rita Schmidt und Hartmut Kappes. 16,10 EUR

366: Grundsätzliche Untersuchungen zum Geräteeinfluss bei der mehraxialen Druckprüfung von Beton (1985).  
Von Helmut Winkler. 29,00 EUR

## Heft

367: Verbundverhalten von Bewehrungsstählen unter Dauerbelastung in Normal- und Leichtbeton.  
Von Kassian Janovic.  
Übergreifungsstöße geschweißter Betonstahlmatten.  
Von Gallus Rehm und Rüdiger Tewes.  
Übergreifungsstöße geschweißter Betonstahlmatten in Stahlleichtbeton (1986).  
Von Gallus Rehm und Rüdiger Tewes. 14,50 EUR

368: Fugen und Aussteifungen in Stahlbetonskelettbauten (1986).  
Von Bernd Hock, Kurt Schäfer und Jörg Schlaich. vergriffen

369: Versuche zum Verhalten unterschiedlicher Stahlsorten in stoßbeanspruchten Platten (1986).  
Von Josef Eibl und Klaus Kreuser. 13,40 EUR

370: Einfluss von Rissen auf die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen.  
Von Peter Schießl.  
Dauerhaftigkeit von Spanngliedern unter zyklischen Beanspruchungen.  
Von Heiner Cordes.  
Beurteilung der Betriebsfestigkeit von Spannbetonbrücken im Koppelfugenbereich unter besonderer Berücksichtigung einer möglichen Rissbildung.  
Von Gert König und Hans-Christian Gerhardt.  
Nachweis zur Beschränkung der Rissbreite in den Normen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (1986).  
Von Eilhard Wölfel. vergriffen

371: Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Stahlbetonplatten-Entwicklung von Bemessungsvorschlägen (1986).  
Von Karl Kordina und Diedrich Nölling. vergriffen

372: Literaturstudie zur Schubsicherung bei nachträglich ergänzten Querschnitten.  
Von Ferdinand Daschner und Herbert Kupfer.  
Versuche zur notwendigen Schubbewehrung zwischen Betonfertigteilen und Ortbeton.  
Von Ferdinand Daschner.  
Verminderte Schubdeckung in Stahlbeton- und Spannbetonträgern mit Fugen parallel zur Tragrichtung unter Berücksichtigung nicht vorwiegend ruhender Lasten.  
Von Ingo Nissen, Ferdinand Daschner und Herbert Kupfer.  
Literaturstudie über Versuche mit sehr hohen Schubspannungen (1986).  
Von Herbert Kupfer und Ferdinand Daschner. vergriffen

373: Empfehlungen für die Bewehrungsführung in Rahmenecken und -knoten.  
Von Karl Kordina, Ehrenfried Schaaff und Thomas Westphal.  
Das Übertragungs- und Weggrößenverfahren für ebene Stahlbetonstabtragwerke unter Verwendung von Tangentensteifigkeiten (1986).  
Von Poul Colberg Olsen. vergriffen

374: Schwingfestigkeitsverhalten von Betonstählen unter wirklichkeitsnahen Beanspruchungs- und Umgebungsbedingungen (1986).  
Von Gallus Rehm, Wolfgang Harre und Willibald Beul. 14,50 EUR

375: Grundlagen und Verfahren für den Knicksicherheitsnachweis von Druckgliedern aus Konstruktionsleichtbeton.  
Von Roland Molzahn.  
Einfluss des Kriechens auf Ausbiegung und Tragfähigkeit schlanker Stützen aus Konstruktionsleichtbeton (1986).  
Von Roland Molzahn. 13,40 EUR

376: Trag- und Verformungsfähigkeit von Stützen bei großen Zwangsverschiebungen der Decken.  
Von Peter Steidle und Kurt Schäfer.  
Versuche an Stützen mit Normalkraft und Zwangsverschiebungen (1986).  
Von Rolf Wohlfahrt und Rainer Koch. 22,60 EUR

377: Versuche zur Schubtragwirkung von profilierten Stahlbeton- und Spannbetonträgern mit überdrückten Gurtplatten (1986).  
Von Herbert Kupfer und Klaus Guckenberger. 14,00 EUR

378: Versuche über das Verbundverhalten von Rippenstählen bei Anwendung des Gleitbauverfahrens.  
Teilbericht I:  
Ausziehversuche, Proben in Utting hergestellt.  
Von Gerfried Schmidt-Thrö und Siegfried Stöckl.  
Teilbericht II:  
Versuche zur Bestimmung charakteristischer Betoneigenschaften bei Anwendung des Gleitbauverfahrens.  
Von Gerfried Schmidt-Thrö, Siegfried Stöckl und Herbert Kupfer.  
Teilbericht III:  
Ausziehversuche und Versuche an Übergreifungsstößen, Proben in Berlin bzw. Köln hergestellt.  
Von Klaus Kluge, Gerfried Schmidt-Thrö, Siegfried Stöckl und Herbert Kupfer.  
Einfluss der Probekörperform und der Messpunktanordnung auf die Ergebnisse von Ausziehversuchen (1986).  
Von Gerfried Schmidt-Thrö, Siegfried Stöckl und Herbert Kupfer. 27,40 EUR

379: Experimentelle und analytische Untersuchungen zur wirklichkeitsnahen Bestimmung der Bruchschwittgrößen unbewehrter Betonbauteile unter Zugbeanspruchung, (1987).  
Von Dietmar Scheidler. 16,70 EUR

380: Eigenspannungszustand in Stahl- und Spannbetonkörpern infolge unterschiedlichen thermischen Dehnverhaltens von Beton und Stahl bei tiefen Temperaturen.  
Von Ferdinand S. Rostásy und Jochen Scheuermann.  
Verbundverhalten einbetonierter Betonrippenstahls bei extrem tiefer Temperatur.  
Von Ferdinand S. Rostásy und Jochen Scheuermann.  
Versuche zur Biegetragfähigkeit von Stahlbetonplattensstreifen bei extrem tiefer Temperatur (1987).  
Von Günter Wiedemann, Jochen Scheuermann, Karl Kordina und Ferdinand S. Rostásy. 19,90 EUR

381: Schubtragverhalten von Spannbetonbauteilen mit Vorspannung ohne Verbund.  
Von Karl Kordina und Josef Hegger.  
Systematische Auswertung von Schubversuchen an Spannbetonbalken (1987).  
Von Karl Kordina und Josef Hegger. 21,50 EUR

## Heft

382: Berechnen und Bemessen von Verbundprofilstäben bei Raumtemperatur und unter Brandeinwirkung (1987). Von *Otto Jungbluth* und *Werner Gradwohl*. 16,70 EUR

383: Unbewehrter und bewehrter Beton unter Wechselbeanspruchung (1987). Von *Helmut Weigler* und *Karl-Heinz Rings*. 12,10 EUR

384: Einwirkung von Streusalzen auf Betone unter gezielt praxisnahen Bedingungen (1987). Von *Reinhard Frey*. 7,80 EUR

385: Das Schubtragverhalten schlanker Stahlbetonbalken – Theoretische und experimentelle Untersuchungen für Leicht- und Normalbeton. Von *Helmut Kirmair*. Rissverhalten im Schubbereich von Stahlleichtbetonträgern (1987). Von *Kassian Janovic*. 18,80 EUR

386: Das Tragverhalten von Beton – Einfluss der Festigkeit und der Erhärtingsbedingungen (1987). Von *Helmut Weigler* und *Eike Bielak*. 13,40 EUR

387: Tragverhalten quadratischer Einzelfundamente aus Stahlbeton. Von *Hannes Dieterle* und *Ferdinand S. Rostásy*. Zur Bemessung quadratischer Stützenfundamente aus Stahlbeton unter zentrischer Belastung mit Hilfe von Bemessungsdiagrammen (1987). Von *Hannes Dieterle*. 23,10 EUR

388: Wandartige Träger mit Auflagerverstärkungen und vertikalen Arbeitsfugen (1987). Von *Jens Götsche* und *Heinrich Twelmeier*. 17,80 EUR

389: Verankerung der Bewehrung am Endauflager bei einachsiger Querpressung. Von *Gerfried Schmidt-Thrö*, *Siegfried Stöckl* und *Herbert Kupfer*. Einfluss einer einachsigen Querpressung und der Verankerungslänge auf das Verbundverhalten von Rippenstählen im Beton. Von *Gerfried Schmidt-Thrö*, *Siegfried Stöckl* und *Herbert Kupfer*. Rissflächen im Beton im Bereich einer auf Zug beanspruchten Stabverankerung (1988). Von *Gerfried Schmidt-Thrö*. 27,90 EUR

390: Einfluss von Betongüte, Wasserhaushalt und Zeit auf das Eindringen von Chloriden in Beton. Von *Gallus Rehm*, *Ulf Nürnberger*, *Bernd Neubert* und *Frank Nenninger*. Chloridkorrosion von Stahl in gerissinem Beton. A – Bisheriger Kenntnisstand. B – Untersuchungen an der 30 Jahre alten Westmole in Helgoland. C – Auslagerung gerissener, mit unverzinkten und feuerverzinkten Stählen bewehrten Stahlbetonbalken auf Helgoland (1988). Von *Gallus Rehm*, *Ulf Nürnberger* und *Bernd Neubert*. vergriffen

391: Biegetragverhalten und Bemessung von Trägern mit Vorspannung ohne Verbund. Von *Josef Zimmermann*. Experimentelle Untersuchung zum Biegetragverhalten von Durchlaufträgern mit Vorspannung ohne Verbund (1988). Von *Bernhard Weller*. 25,70 EUR

## Heft

392: Dynamische Probleme im Stahlbetonbau – Teil II: Stahlbetonbauteile und -bauwerke unter dynamischer Beanspruchung (1988). Von *Josef Eibl*, *Einar Keintzel* und *Hermann Charlier*. vergriffen

393: Querschnittsbericht zur Rissbildung in Stahl- und Spannbetonkonstruktionen. Von *Rolf Elsgehausen* und *Helmut Kreller*. Korrosion von Stahl in Beton – einschließlich Spannbeton (1988). Von *Ulf Nürnberger*, *Klaus Menzel*, *Armin Löhr* und *Reinhard Frey*. vergriffen

394: Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung, Zwangbeanspruchung und Rissbreite. Kontinuierliche Theorie der Mitwirkung des Betons auf Zug. Rechenhilfen für die Praxis (1988). Von *Piotr Noakowski*. vergriffen

395: Berechnung von Temperatur-, Feuchte- und Verschiebungsfeldern in erhärtenden Betonbauteilen nach der Methode der finiten Elemente (1988). Von *Holger Hamfler*. 30,00 EUR

396: Rissbreitenbeschränkung und Mindestbewehrung bei Eigenspannungen und Zwang (1988). Von *Manfred Puche*. 31,20 EUR

397: Spezielle Fragen beim Schweißen von Betonstählen. Gleichmaßdehnung von Betonstählen (1989). Von *Dieter Rußwurm*. 16,10 EUR

398: Zur Faltwerkswirkung der Stahlbetontreppen (1989). Von *Hans-Heinrich Osteroth*. vergriffen

399: Das Bewehren von Stahlbetonbauteilen – Erläuterungen zu verschiedenen gebräuchlichen Bauteilen (1993). Von *Rolf Elsgehausen* und *Roland Gerster*. 25,70 EUR

400: Erläuterungen zu DIN 1045, Beton und Stahlbeton, Ausgabe 07.88. Zusammengestellt von *Dieter Bertram* und *Norbert Burke*. Hinweise für die Verwendung von Zement zu Beton. Von *Justus Bonzel* und *Karsten Rendchen*. Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rissbreite. Von *Peter Schießl*. Erläuterungen zur Richtlinie für Beton mit Fließmitteln und für Fließbeton. Von *Justus Bonzel* und *Eberhard Siebel*. Erläuterungen zur Richtlinie Alkali-Reaktion im Beton (1989). 4. Auflage 1994 (3. berichtigter Nachdruck). Von *Justus Bonzel*, *Jürgen Dahms* und *Jürgen Krell*. 38,60 EUR

401: Anleitung zur Bestimmung des Chloridgehaltes von Beton. Arbeitskreis: Prüfverfahren – Chlorideindringtiefe. Leitung: *Rupert Springenschmid*. Schnellbestimmung des Chloridgehaltes von Beton. Von *Horst Dorner*, *Günter Kleiner*. Bestimmung des Chloridgehaltes von Beton durch Direktpotentiometrie. (1989). Von *Horst Dorner*. vergriffen

402: Kunststoffbeschichtete Betonstähle (1989). Von *Gallus Rehm*, *Rainer Blum*, *Elke Fielker*, *Reinhard Frey*, *Dieter Junginger*, *Bernhard Kipp*, *Peter Langer*, *Klaus Menzel* und *Ferdinand Nagel*. 29,00 EUR

403: Wassergehalt von Beton bei Temperaturen von 100 °C bis 500 °C im Bereich des Wasserdampfpartialdruckes von 0 bis 5,0 MPa. Von *Wilhelm Manns* und *Bernd Neubert*. Permeabilität und Porosität von Beton bei hohen Temperaturen (1989). Von *Ulrich Schneider* und *Hans Joachim Herbst*. 14,00 EUR

404: Verhalten von Beton bei mäßig erhöhten Betriebstemperaturen (1989). Von *Harald Budelmann*. 24,70 EUR

405: Korrosion und Korrosionsschutz der Bewehrung im Massivbau – neuere Forschungsergebnisse – Folgerungen für die Praxis – Hinweise für das Regelwerk (1990). Von *Ulf Nürnberger*. vergriffen

406: Die Berechnung von ebenen, in ihrer Ebene belasteten Stahlbetonbauteilen mit der Methode der Finiten Elemente (1990). Von *Günter Borg*. vergriffen

407: Zwang und Rissbildung in Wänden auf Fundamenten (1990). Von *Ferdinand S. Rostásy* und *Wolfgang Henning*. 25,70 EUR

408: Druck und Querzug in bewehrten Betonelementen. Von *Kurt Schäfer*, *Günther Schelling* und *Thomas Kuchler*. Altersabhängige Beziehung zwischen der Druck- und Zugfestigkeit von Beton im Bauwerk – Bauwerkszugfestigkeit – (1990). Von *Ferdinand S. Rostásy* und *Ernst-Holger Ranisch*. 25,70 EUR

409: Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonstabtragwerken unter Last- und Zwangseinwirkung (1990). Von *Helmut Kreller*. 21,50 EUR

410: Kunststoffbeschichtungen auf ständig durchfeuchtetem Beton – Adhäsions-eigenschaften, Eignungsprüf-kriterien, Beschichtungsgrundsätze (1990). Von *Michael Fiebrich*. 20,40 EUR

411: Untersuchungen über das Tragverhalten von Köcherfundamenten (1990). Von *Georg-Wilhelm Mainka* und *Heinrich Paschen*. 22,60 EUR

412: Mindestbewehrung zwangbeanspruchter dicker Stahlbetonbauteile (1990). Von *Manfred Helmus*. 24,70 EUR

413: Experimentelle Untersuchungen zur Bestimmung der Druckfestigkeit des gerissenen Stahlbetons bei einer Querzugbeanspruchung (1990). Von *Johann Kollegger* und *Gerhard Mehlhorn*. 27,90 EUR

414: Versuche zur Ermittlung von Schalungsdruck und Schalungsreibung im Gleitbau (1990). Von *Karl Kordina* und *Siegfried Droeze*. 19,30 EUR

## Heft

415: Programmgesteuerte Berechnung beliebiger Massivbauquerschnitte unter zweiachsiger Biegung mit Längskraft (Programm MASQUE) (1990).  
Von *Dirk Busjaeger* und *Ulrich Quast*.  
31,20 EUR

416: Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen – Sachstandsbericht (1991).  
Von *Thomas Fehlhaber*, *Gert König*, *Siegfried Mängel*, *Hermann Poll*, *Hans-Wolf Reinhardt*, *Carola Reuter*, *Peter Schießl*, *Bernd Schnütgen*, *Gerhard Spanka*, *Friedhelm Stangenberg*, *Gerd Thielen* und *Johann-Dietrich Wörner*.  
37,60 EUR

417: Stahlbeton- und Spannbetonbauteile bei extrem tiefer Temperatur – Versuche und Berechnungsansätze für Lasten und Zwang (1991).  
Von *Uwe Pusch* und *Ferdinand S. Rostásy*.  
22,60 EUR

418: Warmbehandlung von Beton durch Mikrowellen (1991).  
Von *Ulrich Schneider* und *Frank Dumat*.  
30,00 EUR

419: Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung (1991).  
Von *Herbert Duda*.  
17,20 EUR

420: Versuche zum Kriechen und zur Restfestigkeit von Beton bei mehrachsiger Beanspruchung.  
Von *Norbert Lanig*, *Siegfried Stöckl* und *Herbert Kupfer*.  
Kriechen von Beton nach langer Lasteinwirkung.  
Von *Norbert Lanig* und *Siegfried Stöckl*.  
Frühe Kriechverformungen des Betons (1991).  
Von *Heinrich Trost* und *Hans Paschmann*.  
24,70 EUR

421: Entwicklung radiographischer Untersuchungsmethoden des Verbundverhaltens von Stahl und Beton (1991).  
Von *Andrea Steinwedel*.  
22,60 EUR

422: Prüfung von Beton-Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048 (1991).  
Zusammengestellt von *Norbert Bunke*.  
33,30 EUR

423: Experimentelle Untersuchungen des Trag- und Verformungsverhaltens schlanker Stahlbetondruckglieder mit zweiachsiger Ausmitte.  
Von *Rainer Grzeschkowitz*, *Karl Kordina* und *Manfred Teutsch*.  
Erweiterung von Traglastprogrammen für schlanke Stahlbetondruckglieder (1992).  
Von *Rainer Grzeschkowitz* und *Ulrich Quast*.  
23,60 EUR

424: Tragverhalten von Befestigungen unter Querlasten in ungerissenem Beton (1992).  
Von *Werner Fuchs*.  
29,00 EUR

425: Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2 Teil 1 (DIN ENV 1992 Teil 1-1, Ausgabe 06.92).  
Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken (1992).  
3. ergänzte Auflage 1997.  
Von *Karl Kordina* u. a.  
40,90 EUR

426: Einfluss der Probekörperform auf die Ergebnisse von Ausziehversuchen – Finite-Element-Berechnung – (1992).  
Von *Jürgen Mainz* und *Siegfried Stöckl*.  
19,30 EUR

## Heft

427: Verminderte Schubdeckung in Betonträgern mit Fugen parallel zur Tragrichtung bei sehr hohen Schubspannungen und nicht vorwiegend ruhenden Lasten (1992).  
Von *Ferdinand Daschner* und *Herbert Kupfer*.  
14,00 EUR

428: Entwicklung eines Expertensystems zur Beurteilung, Beseitigung und Vorbeugung von Oberflächenschäden an Betonbauteilen (1992).  
Von *Michael Sohni*.  
20,40 EUR

429: Der Einfluss mechanischer Spannungen auf den Korrosionswiderstand zementgebundener Baustoffe (1992).  
Von *Ulrich Schneider*, *Erich Nägele*, *Frank Dumat* und *Steffen Holst*.  
20,40 EUR

430: Standardisierte Nachweise von häufigen D-Bereichen (1992).  
Von *Mattias Jennewein* und *Kurt Schäfer*.  
20,40 EUR

431: Spannungsumlagerungen in Verbundquerschnitten aus Fertigteilen und Ortbeton statisch bestimmter Träger infolge Kriechen und Schwinden unter Berücksichtigung der Rissbildung (1992).  
Von *Günther Ackermann*, *Erich Raua*, *Lutz Ebel* und *Gerhard Setzpfandt*.  
vergriffen

432: Lineare und nichtlineare Theorie des Kriechens und der Relaxation von Beton unter Druckbeanspruchung (1992).  
Von *Jing-Hua Shen*.  
12,90 EUR

433: Zur chloridinduzierten Makroelementkorrosion von Stahl in Beton (1992).  
Von *Michael Raupach*.  
23,60 EUR

434: Beurteilung der Wirksamkeit von Steinkohlenflugaschen als Betonzusatzstoff (1993).  
Von *Franz Sybertz*.  
23,60 EUR

435: Zur Spannungsumlagerung im Spannbeton bei der Rissbildung unter statischer und wiederholter Belastung (1993).  
Von *Nguyen Viet Tue*.  
18,30 EUR

436: Zum karbonatisierungsbedingten Verlust der Dauerhaftigkeit von Außenbauteilen aus Stahlbeton (1993).  
Von *Dieter Bunte*.  
27,90 EUR

437: Festigkeit und Verformung von Beton bei hoher Temperatur und biaxialer Beanspruchung – Versuche und Modellbildung – (1994).  
Von *Karl-Christian Thiel*.  
22,60 EUR

438: Hochfester Beton, Sachstandsbericht, Teil 1: Betontechnologie und Betoneigenschaften.  
Von *Ingo Schrage*.  
Teil 2: Bemessung und Konstruktion (1994).  
Von *Gert König*, *Harald Bergner*, *Rainer Grimm*, *Markus Held*, *Gerd Remmel* und *Gerd Simsch*.  
19,30 EUR

439: Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton und Spannbetonbauteilen mit Erläuterungen zu den Nachweisen gemäß CEB-FIP Model Code 1990 (1994).  
Von *Gert König* und *Ireneusz Danielewicz*.  
21,50 EUR

440: Untersuchung zur Durchlässigkeit von faserfreien und faserverstärkten Betonbauteilen mit TrennrisSEN.  
Von *Masaaki Tsukamoto*.  
Gitterschnittkennwert als Kriterium für die Adhäsionsgüte von Oberflächenschutzsystemen auf Beton (1994).  
Von *Michael Fiebrich*.  
18,30 EUR

441: Physikalisch nichtlineare Berechnung von Stahlbetonplatten im Vergleich zur Bruchlinientheorie (1994).  
Von *Andreas Pardey*.  
36,50 EUR

442: Versuche zum Kriechen von Beton bei mehrachsiger Beanspruchung – Auswertung auf der Basis von errechneten elastischen Anfangsverformungen.  
Von *Henric Bierwirth*, *Siegfried Stöckl* und *Herbert Kupfer*.  
Kriechen, Rückkriechen und Dauerstandfestigkeit von Beton bei unterschiedlichem Feuchtegehalt und Verwendung von Portlandzement bzw. Portlandkalksteinzement (1994).  
Von *Dirk Nechvatal*, *Siegfried Stöckl* und *Herbert Kupfer*.  
20,40 EUR

443: Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen unter Verwendung von Kunststoffen – Sachstandsbericht – (1994).  
Von *H. Rainer Sasse* u. a.  
51,60 EUR

444: Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton (1994).  
Von *Gerd Remmel*.  
23,60 EUR

445: Zum Eindringverhalten von Flüssigkeiten und Gasen in ungerissenem Beton.  
Von *Thomas Fehlhaber*.  
Eindringverhalten von Flüssigkeiten in Beton in Abhängigkeit von der Feuchte der Probekörper und der Temperatur.  
Von *Massimo Sosoro* und *Hans-Wolf Reinhardt*.  
Untersuchung der Dichtheit von Vakuumbeton gegenüber wassergefährdenden Flüssigkeiten (1994).  
Von *Reinhard Frey* und *Hans-Wolf Reinhardt*.  
27,90 EUR

446: Modell zur Vorhersage des Eindringverhaltens von organischen Flüssigkeiten in Beton (1995).  
Von *Massimo Sosoro*.  
17,20 EUR

447: Versuche zum Verhalten von Beton unter dreiachsiger Kurzzeitbeanspruchung.  
Tests on the Behaviour of Concrete under Triaxial Shorttime Loading.  
Von *Ulrich Scholz*, *Dirk Nechvatal*, *Helmut Aschl*, *Diethelm Linse*, *Emil Grasser* und *Herbert Kupfer*.  
Auswertung von Versuchen zur mehrachsigen Betonfestigkeit, die an der Technischen Universität München durchgeführt wurden.  
Evaluation of the Multiaxial Strength of Concrete Tested at Technische Universität München.  
Von *Zhenhai Guo*, *Yunlong Zhou* und *Dirk Nechvatal*.  
Versuche zur Methode der Verformungsmessung an dreiachsig beanspruchten Betonwürfeln.  
Tests on Methods for Strain Measurements on Cubic Specimen of Concrete under Triaxial Loading (1995).  
Von *Christian Dialer*, *Norbert Lanig*, *Siegfried Stöckl* und *Cölestin Zelger*.  
25,70 EUR

## Heft

448: Veränderung des Betongefüges durch die Wirkung von Steinkohlenflugasche und ihr Einfluss auf die Betoneigenschaften (1995).  
Von Reiner Härdtl. 18,30 EUR

449: Wirksame Betonzugfestigkeit im Bauwerk bei früh einsetzendem Temperaturzwang (1995).  
Von Peter Onken und Ferdinand S. Rostásy. 20,40 EUR

450: Prüfverfahren und Untersuchungen zum Eindringen von Flüssigkeiten und Gasen in Beton sowie zum chemischen Widerstand von Beton.  
Von Hans Paschmann, Horst Grube und Gerd Thielen.  
Untersuchungen zum Eindringen von Flüssigkeiten in Beton sowie zur Verbesserung der Dichtheit des Betons (1995).  
Von Hans Paschmann, Horst Grube und Gerd Thielen. 23,60 EUR

451: Beton als sekundäre Dichtbarriere gegenüber umweltgefährdenden Flüssigkeiten (1995).  
Von Michael Aufrecht. vergriffen

452: Wöhlerlinien für einbetonierte Spanngliedkopplungen.  
– Dauerschwingversuche an Spanngliedkopplungen des Litzenspannverfahrens D & W.  
Von Gert König und Roland Sturm.  
– Dauerschwingversuche an Spanngliedkopplungen des Bündelspanngliedes BBRV-SUSPA II (1995).  
Von Gert König und Ireneusz Danielewicz. 16,10 EUR

453: Ein durchgängiges Ingenieurmodell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit im Bruchzustand von Bauteilen aus Stahlbeton mit und ohne Vorspannung der Festigkeitsklassen C 12 bis C 115 (1995).  
Von Manfred Specht und Hans Scholz. 23,60 EUR

454: Tragverhalten von randfernen Kopfbolzenverankerungen bei Betonbruch (1995).  
Von Guochen Zhao. 20,40 EUR

455: Wasserdurchlässigkeit und Selbstheilung von Trennrissen in Beton (1996).  
Von Carola Katharina Edvardsen. 23,60 EUR

456: Zum Schubtragverhalten von Fertigplatten mit Ortbetonergänzung.  
Von Horst Georg Schäfer und Wolfgang Schmidt-Kehle.  
Oberflächenrauheit und Haftverbund.  
Von Horst Georg Schäfer, Klaus Block und Rita Drell.  
Zur Oberflächenrauheit von Fertigplatten mit Ortbetonergänzung.  
Von Horst Georg Schäfer und Wolfgang Schmidt-Kehle.  
Ortbetonergänzte Fertigteilbalken mit profiliertem Anschlussfuge unter hoher Querkraftbeanspruchung (1996).  
Von Horst Georg Schäfer und Wolfgang Schmidt-Kehle. 30,00 EUR

457: Verbesserung der Undurchlässigkeit, Beständigkeit und Verformungsfähigkeit von Beton.  
Von Udo Wiens, Fritz Grahn und Peter Schießl.

## Heft

Durchlässigkeit von überdrückten Trennrissen im Beton bei Beaufschlagung mit wassergefährdenden Flüssigkeiten.  
Von Norbert Brauer und Peter Schießl.  
Untersuchungen zum Eindringen von Flüssigkeiten in Beton, zur Dekontamination von Beton sowie zur Dichtheit von Arbeitsfugen (1996).  
Von Hans Paschmann und Horst Grube.  
vergriffen

458: Umweltverträglichkeit zementgebundener Baustoffe – Sachstandsbericht – (1996).  
Von Inga Hohberg, Christoph Müller, Peter Schießl und Gerhard Volland. 20,40 EUR

459: Bemessen von Stahlbetonbalken und -wandscheiben mit Öffnungen (1996).  
Von Hermann Ulrich Hottmann und Kurt Schäfer. 26,90 EUR

460: Fließverhalten von Flüssigkeiten in durchgehend gerissenen Betonkonstruktionen (1996).  
Von Christiane Imhof-Zeitler. 32,20 EUR

461: Grundlagen für den Entwurf, die Berechnung und konstruktive Durchbildung lager- und fugenloser Brücken (1996).  
Von Michael Pötzl, Jörg Schlaich und Kurt Schäfer. 21,50 EUR

462: Umweltgerechter Rückbau und Wiederverwertung mineralischer Baustoffe – Sachstandsbericht (1996).  
Von Peter Grubl u. a. 32,20 EUR

463: Contec ES – Computer Aided Consulting für Betonoberflächenschäden (1996).  
Von Gabriele Funk. vergriffen

464: Sicherheitserhöhung durch Fugenverminderung – Spannbeton im Umweltbereich.  
Von Jens Schütte, Manfred Teutsch und Horst Falkner.  
Fugen in chemisch belasteten Betonbauteilen.  
Von Hans-Werner Nordhues und Johann-Dietrich Wörner.  
Durchlässigkeit und konstruktive Konzeption von Fugen (Fertigteilverbindungen) (1996).  
Von Marko Bida und Klaus-Peter Grote. 31,20 EUR

465: Dichtschichten aus hochfestem Faserbeton.  
Von Martina Lemberg.  
Dichtheit von Faserbetonbauteilen (synthetische Fasern) (1996).  
Von Johann-Dietrich Wörner, Christiane Imhof-Zeitler und Martina Lemberg. 29,00 EUR

466: Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton sowie Kom-mentare, Hintergrundinformationen und Anwendungsbeispiele zu den Regelungen nach DIN 1045, EC2 und Model Code 90 (1996).  
Von Gert König und Nguyen Viet Tue. 21,50 EUR

467: Verstärken von Betonbauteilen – Sachstandsbericht – (1996).  
Von Horst Georg Schäfer u. a. 18,30 EUR

468: Stahlfaserbeton für Dicht- und Verschleißschichten auf Betonkonstruktionen.  
Von Burkhard Wienke.  
Einfluss von Stahlfasern auf das Verschleißverhalten von Betonen unter extremen Betriebsbedingungen in Bunkern von Abfallbehandlungsanlagen (1996).  
Von Thomas Höcker. 26,90 EUR

469: Schadensablauf bei Korrosion der Spannbewehrung (1996).  
Von Gert König, Nguyen Viet Tue, Thomas Bauer und Dieter Pommerening. 16,10 EUR

470: Anforderungen an Stahlbetonlager thermischer Behandlungsanlagen für feste Siedlungsabfälle.  
Von Georg Zimmermann.  
Temperaturbeanspruchungen in Stahlbetonlagern für feste Siedlungsabfälle (1996).  
Von Ralf Brüning. 36,50 EUR

471: Zum Bruchverhalten von hochfestem Beton bei einer Zugbeanspruchung durch formschlüssige Verankerungen (1997).  
Von Ralf Zeitler. 17,20 EUR

472: Segmentbalken mit Vorspannung ohne Verbund unter kombinierter Beanspruchung aus Torsion, Biegung und Querkraft.  
Von Horst Falkner, Manfred Teutsch und Zhen Huang.  
Eurocode 8: Tragwerksplanung von Bauten in Erdbebengebieten  
Grundlagen, Anforderungen. Vergleich mit DIN4149 (1997).  
Von Dan Constantinescu. 16,10 EUR

473: Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung.  
Von Christoph Hakers.  
Ingenieurmodelle des Verbunds geklebter Bewehrung für Betonbauteile (1997).  
Von Peter Holzenkämpfer. 30,00 EUR

474: Injizierte Risse unter Medien- und Lasteinfluss.  
Teil 1: Grundlagenversuche.  
Von Horst Falkner, Manfred Teutsch, Thies Claußen, Jürgen Günther und Sabine Rohde.  
Teil 2: Bauteiluntersuchungen.  
Von Hans-Wolf Reinhardt, Massimo Sosoro, Friedrich Paul und Xiao-feng Zhu.  
Oberflächenschutzmaßnahmen zur Erhöhung der chemischen Dichtungswirkung.  
Von Klaus Littmann.  
Korrosionsschutz der Bewehrung bei Einwirkung umweltgefährdender Flüssigkeiten (1997).  
Von Romain Weydert und Peter Schießl. 27,90 EUR

475: Transport organischer Flüssigkeiten in Betonbauteilen mit Mikro- und Biegerissen.  
Von Xiao-feng Zhu.  
Eindring- und Durchströmungsvorgänge umweltgefährdender Stoffe an feinen Trennrissen in Beton (1997).  
Von Detlef Bick, Heiner Cordes und Heinrich Trost.  
vergriffen

## Heft

476: Zuverlässigkeit des Verpressens von Spannkanälen unter Berücksichtigung der Unsicherheiten auf der Baustelle (1997).  
Von *Ferdinand S. Rostásy* und *Alex-W. Gutsch.* 25,70 EUR

477: Einfluss bruchmechanischer Kenngrößen auf das Biege- und Schubtragverhalten hochfester Betone (1997).  
Von *Rainer Grimm.* 27,90 EUR

478: Tragfähigkeit von Druckstrebren und Knoten in D-Bereichen (1997).  
Von *Wolfgang Sundermann* und *Kurt Schäfer.* 29,00 EUR

479: Über das Brandverhalten punktgestützter Stahlbetonplatten (1997).  
Von *Karl Kordina.* 25,70 EUR

480: Versagensmodell für schubsschlanke Balken (1997).  
Von *Jürgen Fischer.* 19,30 EUR

481: Sicherheitskonzept für Bauten des Umweltschutzes.  
Von *Daniela Kiefer.*  
Erfahrungen mit Bauten des Umweltschutzes.  
Von *Johann-Dietrich Wörner, Daniela Kiefer* und *Hans-Werner Nordhues.*  
Qualitätskontrollmaßnahmen bei Betonkonstruktionen (1997).  
Von *Otto Krogel.* 21,50 EUR

482: Rissbreitenbeschränkung zwangbeanspruchter Bauteile aus hochfestem Normalbeton (1997).  
Von *Harald Bergner.* 25,70 EUR

483: Durchlässigkeitsgesetze für Flüssigkeiten mit Feinstoffanteilen bei Betonbunkern von Abfallbehandlungsanlagen.  
Von *Klaus-Peter Grote.*  
Einfluss von Stahlfasern auf die Durchlässigkeit von Beton (1997).  
Von *Ralf Winterberg.* 22,60 EUR

484: Grenzen der Anwendung nichtlinearer Rechenverfahren bei Stabtragwerken und einachsig gespannten Platten.  
Von *Rolf Elsgehausen* und *Eckhart Fabritius.*  
Rotationsfähigkeit von plastischen Gelenken im Stahl- und Spannbetonbau.  
Von *Longfei Li.*  
Verdrehfähigkeit plastizierter Tragwerksbereiche im Stahlbetonbau (1998).  
Von *Peter Langer.* 37,60 EUR

485: Verwendung von Bitumen als Gleitschicht im Massivbau.  
Von *Manfred Curbach* und *Thomas Bösche.*  
Versuche zur Eignung industriell gefertigter Bitumenbahnen als Bitumengleitschicht (1998).  
Von *Manfred Curbach* und *Thomas Bösche.* 21,50 EUR

486: Trag- und Verformungsverhalten von Rahmenknoten (1998).  
Von *Karl Kordina, Manfred Teutsch* und *Erhard Wegener.* 34,30 EUR

487: Dauerhaftigkeit hochfester Betone (1998).  
Von *Ulf Guse* und *Hubert K. Hilsdorf.* 19,30 EUR

488: Sachstandsbericht zum Einsatz von Textilien im Massivbau (1998).  
Von *Manfred Curbach* u. a. 22,60 EUR

## Heft

489: Mindestbewehrung für verformungsbehinderte Betonbauteile im jungen Alter (1998).  
Von *Udo Paas.* 23,60 EUR

490: Beschichtete Bewehrung. Ergebnisse sechsjähriger Auslagerungsversuche.  
Von *Klaus Menzel, Frank Schulze* und *Hans-Wolf Reinhardt.*  
Kontinuierliche Ultraschallmessung während des Erstarrens und Erhärten von Beton als Werkzeug des Qualitätsmanagements (1998).  
Von *Hans-Wolf Reinhardt, Christian U. Große* und *Alexander Herb.* 18,30 EUR

491: Der Einfluss der freien Schwingungen auf ausgewählte dynamische Parameter von Stahlbetonbiegeträgern (1999).  
Von *Manfred Specht* und *Michael Kramp.* 31,20 EUR

492: Nichtlineares Last-Verformungs-Verhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen, Verformungsvermögen und Schnittgrößenberechnung (1999).  
Von *Gert König, Dieter Pommerening* und *Nguyen Viet Tue.* 26,90 EUR

493: Leitfaden für die Erfassung und Bewertung der Materialien eines Abbruchobjektes (1999).  
Von *Theo Rommel, Wolfgang Katzer, Gerhard Tauchert* und *Jie Huang.* 18,80 EUR

494: Tragverhalten von Stahlfaserbeton (1999).  
Von *Yong-zhi Lin.* 23,60 EUR

495: Stoffeigenschaften jungen Betons; Versuche und Modelle (1999).  
Von *Alex-W. Gutsch.* 29,50 EUR

496: Entwerfen und Bemessen von Betonbrücken ohne Fugen und Lager (1999).  
Von *Stephan Engelsmann, Jörg Schlaich* und *Kurt Schäfer.* 25,70 EUR

497: Entwicklung von Verfahren zur Beurteilung der Kontaminierung der Baustoffe vor dem Abbruch (Schnellprüfverfahren) (2000).  
Von *Jochen Stark* und *Peter Nost.* 20,90 EUR

498: Kriechen von Beton unter Zugbeanspruchung (2000).  
Von *Karl Kordina, Lothar Schubert* und *Uwe Troitzsch.* 16,70 EUR

499: Tragverhalten von stumpf gestoßenen Fertigteilstützen aus hochfestem Beton (2000).  
Von *Jens Minnert.* 29,00 EUR

500: BiM-Online – Das interaktive Informationssystem zu „Baustoffkreislauf im Massivbau“ (2000).  
Von *Hans-Wolf Reinhardt, Marcus Schreyer* und *Joachim Schwarte.* 21,50 EUR

501: Tragverhalten und Sicherheit betonstahlbewehrter Stahlfaserbetonbauteile (2000).  
Von *Ulrich Gossla.* 20,40 EUR

502: Witterungsbeständigkeit von Beton. 3. Bericht (2000).  
Von *Wilhelm Manns* und *Kurt Zeus.* 17,80 EUR

503: Untersuchungen zum Einfluss der bezogenen Rippenfläche von Bewehrungsstäben auf das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen im Gebrauchs- und Bruchzustand (2000).  
Von *Rolf Elsgehausen* und *Utz Mayer.* 20,90 EUR

504: Schubtragverhalten von Stahlbetonbauteilen mit rezyklierten Zuschlägen (2000).  
Von *Sufang Lü.* 24,70 EUR

505: Biegetragverhalten von Stahlbetonbauteilen mit rezyklierten Zuschlägen (2000).  
Von *Matthias Meißner.* 29,00 EUR

506: Verwertung von Brechsand aus Bauschutt (2000).  
Von *Christoph Müller* und *Bernd Dora.* 24,70 EUR

507: Betonkennwerte für die Bemessung und Verbundverhalten von Beton mit rezykliertem Zuschlag (2000).  
Von *Konrad Zilch* und *Frank Roos.* 19,30 EUR

508: Zulässige Toleranzen für die Abweichungen der mechanischen Kennwerte von Beton mit rezykliertem Zuschlag (2000).  
Von *Johann-Dietrich Wörner, Pieter Moerland, Sabine Giebenhain, Harald Kloft* und *Klaus Leiblein.* 16,70 EUR

509: Bruchmechanisches Verhalten jungen Betons (2000).  
Von *Karim Hariri.* 24,70 EUR

510: Probabilistische Lebensdauerbemessung von Stahlbetonbauwerken – Zuverlässigkeitsschätzungen zur wirksamen Vermeidung von Bewehrungskorrosion (2000).  
Von *Christoph Gehlen.* 24,20 EUR

511: Hydroabrasionsverschleiß von Betonoberflächen.  
Beton und Mörtel für die Instandsetzung verschleißgeschädigter Betonbauteile im Wasserbau (2000).  
Von *Gesa Haroske, Jan Vala* und *Ulrich Diederichs.* 27,40 EUR

512: Zwang und Rissbildung infolge Hydrationswärme – Grundlagen Berechnungsmodelle und Tragverhalten (2000).  
Von *Benno Eierle* und *Karl Schikora.* 27,40 EUR

513: Beton als kreislaufgerechter Baustoff (2001).  
Von *Christoph Müller.* 65,50 EUR

514: Einfluss von rezykliertem Zuschlag aus Betonbruch auf die Dauerhaftigkeit von Beton.  
Von *Beatrix Kerkhoff* und *Eberhard Siebel.*  
Einfluss von Feinstoffen aus Betonbruch auf den Hydrationsfortschritt.  
Von *Walter Wassing.*  
Recycling von Beton, der durch eine Alkalireaktion gefährdet oder bereits geschädigt ist.  
Von *Wolfgang Aue.*  
Frostwiderstand von rezykliertem Zuschlag aus Altbeton und mineralischen Baustoffgemischen (Bauschutt) (2001).  
Von *Stefan Wies* und *Wilhelm Manns.* 48,60 EUR

Heft	Heft	Heft
515: Analytische und numerische Untersuchungen des Durchstanzverhaltens punktgestützter Stahlbetonplatten (2001). Von <i>Markus Anton Staller</i> . 43,50 EUR	523: Beständigkeit verschiedener Betonarten im Meerwasser und in sulfathaltigem Wasser (2003). Von <i>Ottokar Hallauer</i> . 96,10 EUR	537: Zum Einfluss der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen (2003). Von <i>Utz Mayer</i> . 44,20 EUR
516: Sachstandbericht Selbstverdichtender Beton (SVB) (2001). Von <i>Hans-Wolf Reinhardt, Wolfgang Brameshuber, Geraldine Buchenau, Frank Dehn, Horst Grube, Peter Grübl, Bernd Hillemeier, Martin Jooß, Bert Kilanowski, Thomas Krüger, Christoph Lemmer, Viktor Mechterine, Harald Müller, Thomas Müller, Markus Plannerer, Andreas Rogge, Andreas Schaab, Angelika Schießl und Stephan Uebachs</i> . 33,80 EUR	524: Mehraxiale Festigkeit von duktilem Hochleistungsbeton (2002). Von <i>Manfred Curbach und Kerstin Speck</i> . 68,30 EUR	538: Analyse der Transportmechanismen für wassergefährdende Flüssigkeiten in Beton zur Berechnung des Medientransportes in ungerissene und gerissene Betondruckzonen (2002). Von <i>Norbert Brauer</i> . 45,40 EUR
517: Verformungsverhalten und Tragfähigkeit dünner Stege von Stahlbeton- und Spannbetonträgern mit hoher Betonfülle (2001). Von <i>Karl-Heinz Reineck, Rolf Wohlfahrt und Harianti Hardjasaputra</i> . 54,20 EUR	525: Erläuterungen zu DIN 1045-1; 2. überarbeitete Auflage (2010) 64,30 EUR	539: Alkalireaktion im Bauwerksbeton. Ein Erfahrungsbericht (2003). Von <i>Wilfried Bödeker</i> . 26,30 EUR
518: Schubtragfähigkeit längsbewehrter Porenbetonbauteile ohne Schubbewehrung. Thermische Vorspannung bewehrter Porenbetonbauteile. Kriechen von unbewehrtem Porenbeton. Kriechen des Porenbetons im Bereich der zur Verankerung der Längsbewehrung dienenden Querstäbe und Tragfähigkeit der Verankerung (2001). Von <i>Ferdinand Daschner und Konrad Zilch</i> . 55,90 EUR	526: Erläuterungen zu den Normen DIN EN 206-1, DIN 1045-2, DIN 1045-3, DIN 1045-4 und DIN EN 12620; 2. überarbeitete Auflage (2011). 88,40 EUR	540: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Betriebsbelastung (2003). Von <i>Thomas M. Sippel</i> . 27,30 EUR
519: Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen. Zweiter Sachstandsbericht mit Beispielsammlung (2001). Von <i>Rolf Breitenbächer, Franz-Josef Frey, Horst Grube, Wilhelm Kanning, Klaus Lehmann, Hans-Wolf Reinhardt, Bernd Schnütgen, Manfred Teutsch, Günter Timm und Johann-Dietrich Wörner</i> . 52,10 EUR	527: Füllen von Rissen und Hohlräumen in Betonbauteilen (2006). Von <i>Angelika Eßer</i> . 58,40 EUR	541: Das Ermüdungsverhalten von Dübelbefestigungen (2003). Von <i>Klaus Block und Friedrich Dreier</i> . 38,80 EUR
520: Frühe Risse in massigen Betonbauteilen – Ingenieurmodelle für die Planung von Gegenmaßnahmen (2001). Von <i>Ferdinand S. Rostásy und Matias Krauß</i> . 39,20 EUR	528: Schubtragfähigkeit von Betonergänzungen an nachträglich aufgerauten Betonoberflächen bei Sanierungs- und Erhaltungsmaßnahmen (2002). Von <i>Konrad Zilch und Jürgen Mainz</i> . 20,80 EUR	542: Charakterisierung, Modellierung und Bewertung des Auslaugverhaltens umweltrelevanter, anorganischer Stoffe aus zementgebundenen Baustoffen (2003). Von <i>Inga Hohberg</i> . 52,40 EUR
521: Sachstandbericht Nachhaltig Bauen mit Beton (2001). Von <i>Hans-Wolf Reinhardt, Wolfgang Brameshuber, Carl-Alexander Graubner, Peter Grübl, Bruno Hauer, Katja Hüskes, Julian Kümmel, Hans-Ulrich Litzner, Heiko Lünser, Dieter Rußwurm</i> . 31,10 EUR	529: Betonwaren mit Recyclingzuschlägen. Von <i>Christoph Müller und Peter Schießl</i> . Rezyklieren von Leichtbeton (2002). Von <i>Hans-Wolf Reinhardt und Julian Kümmel</i> . 32,20 EUR	543: Mikrostrukturuntersuchungen zum Sulfatangriff bei Beton (2003). Von <i>Winfried Malorny</i> . 19,60 EUR
522: Anwendung von hochfestem Beton im Brückenbau. Von <i>Konrad Zilch und Markus Hennecke</i> . Erfahrungen mit Entwurf, Ausschreibung, Vergabe und Tragwerksplanung. Von <i>André Müller, Hans Pfisterer, Jürgen Weber und Konrad Zilch</i> . Erfahrungen mit der Bauausführung und Maßnahmen zur Gewährleistung der geforderten Qualität. Von <i>Markus Hennecke, Gert Leonhardt und Rolf Stahl</i> . Betontechnologie (2002). Von <i>Volker Hartmann und Werner Schrub</i> . 37,60 EUR	530: Nachweise zur Sicherheit beim Abbruch von Stahlbetonbauwerken durch Sprengen. Von <i>Josef Eibl, Andreas Plotzitz, Nico Herrmann</i> . Sprengtechnischer Abbruch, Erprobung und Optimierung (2000). Von <i>Hans-Ulrich Freund, Gerhard Duseberg, Steffen Schumann, Helmut Roller, Walter Werner</i> . 36,50 EUR	544: Hochfester Beton unter Dauerzuglast (2003). Von <i>Tassilo Rinder</i> . 37,70 EUR
	531: Großtechnische Versuche zur Nassaufbereitung von Recycling-Baustoffen mit der Setzmaschine. Von <i>Harald Kurkowski und Klaus Mesters</i> . Einflüsse der Aufbereitung von Bauschutt für eine Verwendung als Betonzuschlag (2003). Von <i>Werner Reichel und Petra Heldt</i> . 42,80 EUR	545: Gebrauchsverhalten von Bodenplatten aus Beton unter Einwirkungen infolge Last und Zwang (2004). Von <i>Peter Niemann</i> . 65,00 EUR
	532: Die Bemessung und Konstruktion von Rahmenknoten. Grundlagen und Beispiele gemäß DIN 1045-1 (2002). Von <i>Josef Hegger und Wolfgang Roesser</i> . 62,80 EUR	546: Zu Deckenscheiben zusammengespannte Stahlbetonfertigteile für demontable Gebäude (2003). Von <i>Georg Christian Weiß</i> . 39,90 EUR
	533: Rechnerische Untersuchung der Durchbiegung von Stahlbetonplatten unter Ansatz wirklichkeitsnaher Steifigkeiten und Lagerungsbedingungen und unter Berücksichtigung zeitabhängiger Verformungen (2006). Von <i>Konrad Zilch und Uli Donaubauer</i> . Zum Trag- und Verformungsverhalten bewehrter Betonquerschnitte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Von <i>Wolfgang Krüger und Olaf Mertzsch</i> . 67,70 EUR	547: Durchstanzen von Bodenplatten unter rotationssymmetrischer Belastung (2004). Von <i>Maike Timm</i> . 49,10 EUR
	534: Sicherheitskonzept für nichtlineare Traglastverfahren im Betonbau (2003). Von <i>Michael Six</i> . 51,90 EUR	548: Die Druckfestigkeit von gerissenen Scheiben aus Hochleistungsbeton und selbstverdichtendem Beton unter Berücksichtigung des Einflusses der Rissneigung (2005). Von <i>Angelika Schießl</i> . 56,30 EUR
	535: Rotationsfähigkeit von Rahmenecken (2002). Von <i>Jan Akkermann und Josef Eibl</i> . 43,70 EUR	549: Zum Gebrauchs- und Tragverhalten von Tunnelschalen aus Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton (2004). Von <i>Olaf Hemmy</i> . 74,20 EUR
		550: Zur Querkrafttragfähigkeit von Balken aus stahlfaserverstärktem Stahlbeton (2004). Von <i>Joachim Rosenbusch</i> . 47,60 EUR
		551: Zur Wirkung von Steinkohlenflugasche auf die chloridinduzierte Korrosion von Stahl in Beton (2005). Von <i>Udo Wiens</i> . 63,30 EUR
		552: Randbedingungen bei der Instandsetzung nach dem Schutzprinzip W bei Bewehrungskorrosion im karbonatisierten Beton (2005). Von <i>Romain Weydert</i> . 38,50 EUR

## Heft

553: Traglast unbewehrter Beton- und Mauerwerkswände – Nichtlineares Berechnungsmodell und konsistentes Bemessungskonzept für schlanke Wände unter Druckbeanspruchung (2005).  
Von *Christian Glock*. 67,70 EUR

554: Sachstandbericht Sulfatangriff auf Beton (2006).  
Von *R. Breitenbürger, D. Heinz, K. Lipus, J. Paschke, G. Thielen, L. Urbanos, F. Wisotzky*. 50,80 EUR

555: Erläuterungen zur DAfStB-Richtlinie „Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton“ (2006). 18,10 EUR

556: Probabilistischer Nachweis der Wirksamkeit von Maßnahmen gegen frühe Trennrisse in massigen Betonbauteilen (2006).  
Von *Matias Krauß*. 52,40 EUR

557: Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton (2007).  
Von *Josef Hegger, Stephan Görtz*. 35,50 EUR

558: Zur Dauerhaftigkeit von AR-Glasbewehrung in Textilbeton (2005).  
Von *Jeanette Orlowsky*. 35,50 EUR

559: Herstellungszustand verformungsbewohnter Bodenplatten aus Beton (2006).  
Von *Silke Agatz*. 36,00 EUR

560: Sachstandbericht Übertragbarkeit von Frost-Laborprüfungen auf Praxisverhältnisse (2005).  
Von *E. Siebel, W. Brameshuber, Ch. Brandes, U. Dahme, F. Dehn, K. Dombrowski, V. Feldrappe, U. Frohburg, U. Guse, A. Huß, E. Lang, L. Lohaus, Ch. Müller, H. S. Müller, S. Palecki, L. Petersen, P. Schröder, M. J. Setzer, F. Weise, A. Westendarp, U. Wiens*. 36,00 EUR

561: Sachstandbericht Ultrahochfester Beton (2008).  
Von *M. Schmidt, R. Bornemann, K. Bunje, F. Dehn, K. Droll, E. Fehling, S. Greiner, J. Horvath, E. Kleen, Ch. Müller, K.-H. Reineck, I. Schachinger, T. Teichmann, M. Teutsch, R. Thiel, N. V. Tue*. 39,30 EUR

562: Eigenschaften von wärmebehandeltem Selbstverdichtendem Beton (2006).  
Von *Michael Stegmaier*. 54,60 EUR

563: Zur wasserstoffinduzierten Spannungsrißkorrosion von hochfesten Spannstählen – Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von Spannbetonbauteilen (2005).  
Von *Jörg Moersch*. 38,80 EUR

564: Experimentelle und theoretische Untersuchungen der Frischbetoneigenschaften von Selbstverdichtendem Beton (2006).  
Von *Timo Wüstholtz*. 45,40 EUR

565: Zerstörungsfreie Prüfverfahren und Bauwerksdiagnose im Betonbau – Beiträge zur Fachtagung des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton in Zusammenarbeit mit der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, 11.03.2005 Berlin (2006).  
27,80 EUR

## Heft

566: Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens von Stahlbetonbalken mit großen Öffnungen (2007).  
Von *Martina Schnellenbach-Held, Stefan Ehmann, Carina Neff*. 36,20 EUR

567: Sachstandbericht Frischbetondruck fließfähiger Betone (2006).  
Von *C.-A. Graubner, H. Beitzel, M. Beitzel, W. Brameshuber, M. Brunner, F. Dehn, S. Glowienka, R. Hertle, J. Huth, O. Leitzbach, L. Meyer, Ch. Motzko, H. S. Müller, H. Schuon, T. Proske, M. Rathfelder, S. Uebachs*. 24,60 EUR

568: Abschätzung der Wahrscheinlichkeit tausalzinduzierter Bewehrungskorrosion – Baustein eines Systems zum Lebenszyklusmanagement von Stahlbetonbauwerken (2007).  
Von *Sascha Lay*. 47,30 EUR

569: Sachstandbericht Hüttensandmehl als Betonzusatzstoff – Sachstand und Szenarien für die Anwendung in Deutschland (2007).  
Von *O. Aßbrock, W. Brameshuber, A. Ehrenberg, D. Heinz, E. Lang, Ch. Müller, R. Pierkes, E. Siebel*. 33,30 EUR

570: Einfluss der Mischungszusammensetzung auf die frühen autogenen Verformungen der Bindemittelmatrix von Hochleistungsbetonen (2007).  
Von *Patrick Fontana*. 38,20 EUR

571: Konzentrierte Lasteinleitung in dünnwandige Bauteile aus textilbewehrtem Beton (2008).  
Von *Manfred Curbach, Kerstin Speck*. 36,50 EUR

572: Schlussberichte zur ersten Phase des DAfStB/BMBF-Verbundforschungsvorhabens „Nachhaltig Bauen mit Beton“ (2007). 97,80 EUR

573: Korrosionsmonitoring und Bruchortung vorgespannter Zugglieder in Bauwerken (2008).  
Von *Alexander Holst*. 66,60 EUR

574: Zur Validierung quantitativer zerstörungsfreier Prüfverfahren im Stahlbetonbau am Beispiel der Laufzeitmessung (2008).  
Von *Alexander Taffe*. 52,90 EUR

575: Verbundverhalten von Klebebewehrung unter Betriebsbedingungen (2009).  
Von *Kurt Borchert*. 60,10 EUR

576: Mechanismen der Blasenbildung bei Reaktionsharzbeschichtungen auf Beton (2009).  
Von *Lars Wolff*. 52,50 EUR

577: Zusammenfassender Bericht zum Verbundforschungsvorhaben „Übertragbarkeit von Frost-Laborprüfungen auf Praxisverhältnisse“ (2010).  
Von *Harald S. Müller, Ulf Guse*. 27,40 EUR

578: Experimentelle Analyse des Tragverhaltens von Hochleistungsbeton unter mehraxialer Beanspruchung (2011).  
Von *Manfred Curbach, Silke Scheerer, Kerstin Speck, Torsten Hampel*. 126,00 EUR

579: Modellierung des Feuchte- und Salztransports unter Berücksichtigung der Selbstabdichtung in zementgebundenen Baustoffen (2010).  
Von *Petra Rucker-Gramm*. 69,00 EUR

580: Zur Korrosion von Stahlschalungen in Fertigteilwerken (2011).  
Von *Till F. Mayer*. 51,90 EUR

581: Verwendung von Steinkohlenflugasche zur Vermeidung einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion im Beton (2010).  
Von *Karl Schmidt*. 65,00 EUR

582: Betonbauteile mit Bewehrung aus Faserverbundkunststoff (FVK) (2010).  
Von *Jörg Niewels, Josef Hegger*. 64,30 EUR

583: Beitrag zu den Schädigungsmechanismen in Betonen mit langsam reagierender alkaliempfindlicher Gesteinskörnung (2010).  
Von *Oliver Mielich*. 65,30 EUR

584: Verbundforschungsvorhaben „Nachhaltig Bauen mit Beton“  
Potenziale des Sekundärstoffeinsatzes im Betonbau – Teilprojekt B.  
Von *Bruno Hauer, Roland Pierkes, Stefan Schäfer, Maik Seidel, Tristan Herbst, Katrin Rübner, Birgit Meng*.  
Effiziente Sicherstellung der Umweltverträglichkeit von Beton – Teilprojekt E (2011).  
Von *Wolfgang Brameshuber, Anya Vollpracht, Joachim Hannawald, Holger Nebel*. 87,70 EUR

585: Verbundforschungsvorhaben „Nachhaltig Bauen mit Beton“  
Ressourcen- und energieeffiziente, adaptive Gebäudekonzepte im Geschossbau – Teilprojekt C (2011).  
Von *Josef Hegger, Tobias Dreßen, Norbert Will, Hartwig N. Schneider, Christian Fensterer, Norbert Hanenberg, Marten F. Brunk, Thorsten Bleyer, Konrad Zilch, Christian Mühlbauer, Roland Niedermeier, André Müller, Andreas Haas, Ingo Heusler, Herbert Sinnesbichler*. 69,40 EUR

586: Verbundforschungsvorhaben „Nachhaltig Bauen mit Beton“  
Lebenszyklusmanagementsystem zur Nachhaltigkeitsbeurteilung – Teilprojekt D (2011).  
Von *Peter Schießl, Christoph Gehlen, Marc Zintel, Ernst Rank, André Bormann, Katharina Lukas, Harald Bodelmann, Martin Empelmann, Gunnar Heumann, Tilman W. Starck, Sylvia Keßler*. 50,00 EUR

587: Verbundforschungsvorhaben „Nachhaltig Bauen mit Beton“  
Informationssystem „NBB-Info“ – Teilprojekt F (2011).  
Von *Hans-Wolf Reinhardt, Joachim Schwarte, Christian Piehl*. 38,80 EUR

## Heft

588: Der Stadtbaustein im DAfStb/BMBF-Verbundforschungsvorhaben „Nachhaltig Bauen mit Beton“ – Dossier zu Nachhaltigkeitsuntersuchungen – Teilprojekt A.  
Von *Carl-Alexander Graubner, Thorsten Bleyer, Marten F. Brunk, Tobias Dreßen, Christian Fensterer, Christoph Gehlen, Andreas Haas, Norbert Hanenberg, Bruno Hauer, Josef Hegger, Ingo Heusler, Sylvia Keßler, Torsten Mielecke, Christian Piehl, Hans-Wolf Reinhardt, Carolin Roth, Peter Schießl, Hartwig N. Schneider, Joachim Schwarte, Herbert Sinesbichler, Udo Wiens, Konrad Zilch.* 56,20 EUR

589: Zerstörungsfreie Ortung von Gefügestörungen in Betonbodenplatten (2010).  
Von *Harald S. Müller, Martin Fenchel, Herbert Wiggenhauser, Christiane Mairhofer, Martin Krause, Andre Gardei, Frank Mielertz, Boris Milman, Mathias Röllig, Jens Wöstmann.* 84,60 EUR

590: Materialverhalten von hochfestem Beton unter thermomechanischer Beanspruchung (2010).  
Von *Sven Huismann.* 65,00 EUR

591: Sachstandbericht Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung (2011).  
Von *Konrad Zilch, Roland Niedermeier, Wolfgang Finckh.* 77,50 EUR

592: Praxisgerechte Bemessungsansätze für das wirtschaftliche Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung – Verbundtragfähigkeit unter statischer Belastung  
Von *Konrad Zilch, Roland Niedermeier, Wolfgang Finckh.* 71,20 EUR

593: Praxisgerechte Bemessungsansätze für das wirtschaftliche Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung – Verbundtragfähigkeit unter nicht ruhender Belastung (2013)  
Von *Harald Budelmann, Thorsten Leusmann.* 44,50 EUR

594: Praxisgerechte Bemessungsansätze für das wirtschaftliche Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung – Querkrafttragfähigkeit  
Von *Konrad Zilch, Roland Niedermeier, Wolfgang Finckh.* 50,40 EUR

595: Erläuterungen und Beispiele zur DAfStb-Richtlinie „Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung“ (2013)  
Von *Konrad Zilch.* 50,80 EUR

595 (en): Commentary on the DAfStb Guideline “Strengthening of concrete members with adhesively bonded reinforcement” with Examples (2014) 63,50 EUR

596: Vereinfachtes Rechenverfahren zum Nachweis des konstruktiven Brandschutzes bei Stahlbeton-Kragstützen (2013).  
Von *Dietmar Hosser, Ekkehard Richter.* 25,60 EUR

## Heft

597: Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbetonbauteile mit und ohne Bügel (2012).  
Von *Karl-Heinz Reineck, Daniel A. Kuchma, Birol Fitik.* 192,40 EUR

598: Mischungsentwurf und Fließeigenschaften von Selbstverdichtendem Beton (SVB) vom Mehlgorkotyp unter Berücksichtigung der granulometrischen Eigenschaften der Gesteinskörnung (2012).  
Von *Andreas Huß.* 57,30 EUR

599: Bewehren nach Eurocode 2 (2013).  
Von *Josef Hegger, Martin Empelmann, Jürgen Schnell, Jörg Moersch, Christian Albrecht, Guido Bertram, Norbert Brauer, Thomas Sippel, Marco Wickers.* 98,80 EUR

600: Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2) (2012). 98,80 EUR

601: Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauteilen auf Bewehrungskorrasion – Teil 1: Systemparameter der Bewehrungskorrasion (2012).  
Von *Peter Schießl, Kai Osterminski, Bernd Isecke, Matthias Beck, Andreas Burkert, Jens Lehmann, Armin Faulhaber, Michael Raupach, Jörg Harnisch, Jürgen Warkus, Wei Tian, Christoph Gehlen.* 50,80 EUR

602: Dauerhaftigkeitsbemessung von Stahlbetonbauteilen auf Bewehrungskorrasion – Teil 2: Dauerhaftigkeitsbemessung (2012).  
Von *Harald S. Müller, Edgar Bohner, Christian Fischer, Joško Žebolt, Christoph Gehlen, Kai Osterminski, Peter Schießl, Stefanie von Greve-Dierfeld.* 68,60 EUR

603: Gütebewertung qualitativer Prüfaufgaben in der zerstörungsfreien Prüfung im Bauwesen am Beispiel des Impulsradarverfahrens (2012).  
Von *Sascha Feistkorn.* 70,80 EUR

604: Frostbeanspruchung und Feuchtehaushalt in Betonbauwerken (2013).  
Von *Frank Spörel.* 158,40 EUR

605: Zur Rheologie und den physikalischen Wechselwirkungen bei Zementsuspensionen (2012).  
Von *Michael Haist.* 78,50 EUR

606: Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen (2014).  
Von *Sam Foos.* 111,40 EUR

607: Modell zur Beschreibung des Eindringens von Chlorid in Beton von Verkehrsbauteilen (2013).  
Von *Gesa Kapteina.* 63,90 EUR

608: Auswirkungen der Bewehrungskorrasion auf den Verbund zwischen Stahl und Beton (2013).  
Von *Christian Fischer.* 58,20 EUR

609: Untersuchungen zum Verbundverhalten von Bewehrungsstäben mittels vereinfachter Versuchskörper (2013).  
Von *Anke Wildermuth.* 132,60 EUR

610: Einfluss der Bauteilgeometrie auf die Korrosionsgeschwindigkeit von Stahl in Beton bei Makroelementbildung (2014).  
Von *Jürgen Warkus.* 113,60 EUR

611: Sedimentationsverhalten und Robustheit Selbstverdichtender Betone (2014).  
Von *Dirk Lowke.* 93,60 EUR

612: Bestimmung und Bewertung des elektrischen Widerstands von Beton mit geophysikalischen Verfahren (2014).  
Von *Kenji Reichling.* 94,00 EUR

613: Untersuchungen zur Leistungsfähigkeit von nationalen und europäischen Instandsetzungsmörteln (2015).  
Von *Wolfgang Breit, Joachim Schulze und Delphine Schwab* 49,30 EUR

614: Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton (2015). 38,30 EUR

614 (en): Commentary on the DAfStb Guideline "Steel Fibre Reinforced Concrete" (2015) 47,90 EUR

616: Sachstandbericht Bauen im Bestand – Teil I: Mechanische Kennwerte historischer Betone, Betonstähle und Spannstähle für die Nachrechnung von bestehenden Bauwerken.  
Von *Jürgen Schnell, Konrad Zilch, Daniel Dunkelberg und Michael Weber.* 98,80 EUR

617 (en): ACI-DAfStb databases 2015 with shear tests for evaluating relationships for the shear design of structural concrete members without and with stirrups.  
Von *Karl-Heinz Reineck, Daniel Dunkelberg.* 292,90 EUR

619: Sachstandsbericht Bauen im Bestand – Teil II: Bestimmung charakteristischer Betondruckfestigkeiten und abgeleiteter Kenngrößen im Bestand  
Von *Jürgen Schnell, Konrad Zilch, Daniel Dunkelberg und Michael Weber.* 61,65 EUR

620: Sachstandbericht Verfahren zur Prüfung des Säurewiderstands von Beton.  
Von *Jesko Gerlach und Ludger Lohaus.* 51,60 EUR

621: Zur Verwertbarkeit von Potentialfeldmessungen für die Zustandserfassung und -prognose von Stahlbetonbauteilen – Validierung und Einsatz im Lebensdauermanagement.  
Von *Sylvia Keßler.* 82,40 EUR

622: Bemessungsregeln zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit XC-exponierter Stahlbetonbauteile.  
Von *Stefanie Marlies von Greve-Dierfeld.* 113,40 EUR

Hinweis auf überarbeitete und ergänzte Hefte der Schriftenreihe des DAfStb:

Heft 220: 2. überarbeitete Auflage 1991

Heft 240: 3. überarbeitete Auflage 1991 (vergriffen)

Heft 400: 4. Auflage 1994 (3. berichtigter Nachdruck) vergriffen

Heft 425: 3. ergänzte Auflage 1997

Heft

Heft

Heft

623: Untersuchungen an 43 Jahre im Nordseeklima ausgelagerten Betonbalken.

Von *Kai Osterminski und Christoph Gehlen*.

Bemessung auf Dauerhaftigkeit mit Teilsicherheitsbeiwerten und mit qualifiziert abgesicherten deskriptiven Regeln.

Von *Stefanie Marlies von Greve-Dierfeld und Christoph Gehlen*. 74,85 EUR

624: Stoffgesetz zur Beschreibung des Kriech- und Relaxationsverhaltens junger normal- und hochfester Betone.

Von *Isabel Anders*. 81,70 EUR

626: Semiprobabilistisches Nachweiskonzept zur Dauerhaftigkeitsbemessung und -bewertung von Stahlbetonbauteilen unter Chlorideinwirkung.

Von *Amir Rahimi*. 116,20 EUR

627 (en): Shear Strength Models for Reinforced and Prestressed Concrete Members.

Von *Martin Herbrand*. 72,30 EUR

629: Zur einheitlichen Bemessung gegen Durchstanzen in Flachdecken und Fundamenten.

Von *Carsten Siburg*. 132,20 EUR

630: Bemessung nach DIN EN 1992 in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit.

98,80 EUR

631: Hilfsmittel zur Schnittgrößenermittlung und zu besonderen Detailnachweisen bei Stahlbetontragwerken.

89,90 EUR



9 783410 657958

ISSN 0171-7197

ISBN 978-3-410-65795-8