

Vereinfachte Bemessung von Verbundstützen im Hochbau

Entwicklung, historische Bemessung und
Herleitung eines Näherungsverfahrens

Von der Fakultät für Architektur
der Rheinisch-Westfälischen
Technischen Hochschule Aachen
zur Erlangung des akademischen Grades
eines Doktors der Ingenieurwissenschaften
genehmigte Dissertation

vorgelegt von
Dipl.-Ing. Holger Eggemann aus Köln

Berichter:
Universitätsprofessor Dr.-Ing. Wilfried Führer
Universitätsprofessor Berthold Burkhardt

Tag der mündlichen Prüfung: 25. Februar 2003

Diese Dissertation ist auf den Internetseiten
der Hochschulbibliothek online verfügbar

Diese Dissertation ist auch erhältlich in der Reihe:

Dissertationen an der Fakultät für Architektur der RWTH Aachen

II. Ingenieurwissenschaften

Herausgegeben von Universitätsprofessor Dr.-Ing. Wilfried Führer

ISSN: 1436-2570

ISBN: 3-936971-09-9

Vereinfachte Bemessung von Verbundstützen im Hochbau

Kurzfassung

In der vorliegenden Dissertation wird ein einfaches Näherungsverfahren zur Dimensionierung und Bemessung von Verbundstützen entwickelt. Grundlage des Verfahrens ist die vereinfachte Bemessung nach Eurocode 4.

Die Traglast einer Verbundstütze wird als Produkt der Gesamtfläche mit einer ideellen Grenzspannung berechnet. Die Knickberechnung erfolgt in Abhängigkeit der ideellen Schlankheit $\lambda = L/i$, mit L = Stützenlänge und i = ideeller Trägheitsradius. Es werden für jeden Stützentyp Hilfsmittel entwickelt, um den ideellen Trägheitsradius einer Verbundstütze als Produkt aus dem Trägheitsradius des Stahlprofils mit einem Korrekturfaktor zu berechnen.

Das Näherungsverfahren kann einerseits in der Tragwerklehre für Architekten eingesetzt werden, andererseits ermöglicht es dem Tragwerksplaner in der Entwurfsphase eine realistische und schnelle Dimensionierung von Verbundstützen. In vielen Fällen ist die so errechnete Stützentragfähigkeit identisch mit dem Ergebnis nach Eurocode 4. Die Bemessung für den Brandfall wird auch ermöglicht.

Simplified Design of Composite Columns in Structural Engineering

Abstract

The thesis presents an approximation procedure for dimensioning and design of composite columns based on the simplified design method of Eurocode 4.

The ultimate load of a composite column is determined as the product of the total area with an effective stress. Buckling safety is provided by using the slenderness ratio L/R instead of the non-dimensional slenderness $\bar{\lambda}$, L being the length of the column and R its effective radius of gyration. Furthermore, numerous means are provided to calculate the effective radius of gyration of a composite column by multiplying the radius of the steel section with a correction factor.

The procedure can be used both in university education of architecture and by structural engineers for dimensioning and design of composite columns. In many cases, approximately calculated ultimate column loads are equal to those calculated by Eurocode 4 method. Design of fire-resistance is also possible.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit zur vereinfachten Bemessung von Verbundstützen im Hochbau entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Angestellter am Lehrstuhl für Baukonstruktion (Tragwerklehre) der Fakultät für Architektur der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen.

Dem Lehrstuhlinhaber, Herrn Professor Dr.-Ing. Wilfried Führer danke ich für die Möglichkeit, eine Dissertation über Näherungsverfahren zu schreiben, für die Betreuung und Förderung dieser Arbeit, die vielen konstruktiven Diskussionen sowie für die in jeder Hinsicht gewährte Unterstützung.

Herrn Professor Berthold Burkhardt, Ordinarius am Institut für Tragwerksplanung an der Technischen Universität Braunschweig, danke ich für die Übernahme des Koreferats. Seine Anregungen haben mir zu größerer Klarheit verholfen.

Herrn Dr.-Ing. Rolf Gerhardt, Akademischer Oberrat am Lehrstuhl für Baukonstruktion (Tragwerklehre), danke ich für kritische Durchsicht der Arbeit und sein Interesse an der Emperger-Stütze.

Meinen studentischen Hilfskräften danke ich für ihre gute Mitarbeit, besonders Herrn cand.-ing. Daniel Reiter für Berechnungen, Herrn cand.-ing. Jörg Hillesheim und Frau cand.-ing. Verena Lange für Bearbeitung der Abbildungen sowie Frau cand.-ing. Lena Brenk für Korrekturen und Textverarbeitung.

Den Studierenden, die das Seminar „Verbundbau“ bei mir belegten und sich in Form von Referaten mit dem Thema auseinandersetzten, danke ich für das Zusammentragen von Quellen.

Allen Freunden und Familienmitgliedern, die mich in dieser Zeit begleitet und unterstützt haben, gilt mein besonderer Dank.

Aachen, im August 2002

Holger Eggemann

Inhalt

1 Einführung	1
1.1 Verbundbau und Verbundstützen.....	1
1.2 Bezeichnung der Bauweise.....	3
1.3 Wichtige Definitionen aus Eurocode 4	4
1.4 Zielsetzung	4
2 Entwicklung der Verbundstützen	5
2.1 1902 bis 1945.....	5
2.1.1 Erste Schritte	5
2.1.2 Betongefüllte Stahlrohrsäulen	7
2.1.3 Die Emperger-Säule	8
2.1.4 Betonstützen mit Formstahlbewehrung.....	13
2.1.5 Stahlstützen mit Betonkern.....	17
2.1.6 Zusammenfassung der Entwicklung bis 1945	21
2.2 1945 bis 2000.....	22
2.2.1 Betongefüllte Stahlhohlprofilstützen	22
2.2.2 Einbetonierte Walzprofile.....	26
2.2.3 Stahlkernstütze	29
2.2.4 Megastützen	31
2.2.5 Zusammenfassung der Entwicklung bis 2000	33
2.3 Zeittafel.....	34
3 Entwicklung der Bemessungsvorschriften von Verbundstützen	36
3.1 Stahlstützen.....	36
3.2 Stahlbetonstützen.....	37
3.3 Verbundstützen	37
3.3.1 Talbot und Lord 1912	37
3.3.2 Emperger 1913	38
3.3.3 Swain und Holmes 1915.....	38
3.3.4 ASCE Reports 1910-1917	39
3.3.5 ACI Standard Specifications 1920	41
3.3.6 ACI E-1A-28T 1928.....	41
3.3.7 ACI Standard 1936-1977	42
3.3.8 DIN 1045, 1943-1972	43
3.3.9 Klöppel 1935.....	45
3.3.10 DIN 1050, 1954.....	45
3.3.11 Sattler 1953.....	46
3.3.12 VDE 0210, 1953.....	46
3.3.13 Klöppel und Goder 1957	47
3.3.14 Furlong 1968	48
3.3.15 Roik, Bergmann, u. a. 1975	48
3.3.16 Roik, Bergmann, u. a. 1976	49
3.3.17 DIN 18806 Teil 1, 1984.....	49
3.3.18 Eurocode 4, 1994	50
3.3.19 DIN 18800 Teil 5, 1999	52
3.3.20 Japanische Vorschriften	53
3.4 Zeittafel	54
4 Bemessung von Verbundstützen für den Brandfall	56
4.1 Grundlagen	56
4.2 Erforderliche Feuerwiderstandsdauer.....	57
4.3 Einwirkungen	58
4.4 Nachweis nach Tabellen Eurocode 4 (Nachweisstufe 1).....	58
4.5 Vereinfachtes Rechenverfahren Eurocode 4 (Nachweisstufe 2).....	59
4.6 Vereinfachtes Verfahren für kammerbetonierte Verbundstützen von Hosser, Dorn, El-Nesr 1994	60
4.7 Vereinfachtes Verfahren für Hohlprofilstützen von El-Nesr 1994.....	60
4.8 Bemessungshilfen für betongefüllte Verbundstützen mit Einstellprofil von Muess und Richter 2002	61
4.9 Globales Brandsicherheitskonzept von Schleich 1992.....	61
4.9.1 Naturbrandszenario.....	61
4.9.2 Brandsicherheit für Gebäudenutzer und Feuerwehrleute	61
4.9.3 Erforderliche Feuerwiderstandsdauer .	63
4.9.4 Realistische Brandschutzbemessung .	63
4.9.5 Schlußfolgerungen	63
5 Vorschlag für ein Näherungsverfahren	64
5.1 Über Näherungsverfahren	64
5.2 Bemessungshilfen.....	64
5.3 Anwendungsbereich des Näherungsverfahrens.....	65
5.4 Formaler Aufbau und Herleitung des Näherungsverfahrens.....	66
5.4.1 Lastaufstellung	66

5.4.2 Nachweisformat	66
5.4.3 Ideelle Schlankheit.....	66
5.4.4 Betongefüllte Stahlhohlprofile	68
5.4.5 Kammerbetonierte Stahlprofile	71
5.4.6 Einbetonierte Stahlprofile.....	73
5.5 Näherung für die Brandbemessung	75
5.5.1 Anforderungen und Grundlagen	75
5.5.2 Erforderliche Feuerwiderstandsdauer..	76
5.5.3 Nachweis für den Brandfall (t).....	76
5.5.4 Betongefüllte Hohlprofilstützen	77
5.5.5 Kammerbetonierte Profile	77
5.5.6 Vollständig einbetonierte Profile	78
5.5.7 Gesamtbemessung	78
5.6 Genauigkeitsbetrachtungen.....	79
5.6.1 Einwirkungsseite	79
5.6.2 Widerstandsseite	79
5.6.3 Betongefüllte Hohlprofile.....	79
5.6.4 Kammerbetonierte Stahlprofile	80
5.6.5 Einbetonierte Profile.....	80
5.6.6 Zusätzliche Anwendungsgrenzen.....	81
5.7 Näherungsverfahren in Tabellenform	82
5.7.1 Allgemeines.....	82
5.7.2 Baustoffe	82
5.7.3 Anwendungsgrenzen	83
5.7.4 Verbundstützen - Grenzzustand der Tragfähigkeit	84
5.7.5 Verbundstützen - Brandbemessung	88
5.7.6 Umrechnungsfaktoren SI-Einheiten - US-Amerikanische Einheiten	92
5.8 Bemessungsbeispiele.....	93
Beispiel 1: Betongefülltes Hohlprofil	93
Beispiel 2: Betongefülltes Hohlprofil, R 60....	94
Beispiel 3: Kammerbetoniertes Profil.....	95
Beispiel 4: Einbetoniertes Profil, R 90.....	96
Beispiel 5: Betongefülltes Hohlprofil mit zusätzlich eingestelltem Profil HEM.....	97
5.9 Ausblick	98
6 Zusammenfassung	101
Abbildungsverzeichnis.....	103
Literaturverzeichnis	105
Lebenslauf	115

1 Einführung

1.1 Verbundbau und Verbundstützen

Im Bauwesen versteht man unter Verbundkonstruktionen heute solche aus Stahlprofilen und Stahlbeton. Die drei Baustoffe Baustahl, Beton und Betonstahl müssen dabei statisch und konstruktiv im Verbund zusammenwirken, d. h. es darf keine oder nur sehr geringe Verschiebungen zwischen den Stahlteilen und dem Beton geben. Man unterscheidet die unterschiedlichen Bauteile Verbunddecken, Verbundträger und Verbundstützen (Bild 1.1).

Verbunddecken bestehen aus Stahlprofilblechen und einer Schicht Ortbeton, die direkt auf die Stahlprofilbleche als verlorene Schalung betoniert wird. Bei Verbunddecken wird das Stahlprofilblech als Bewehrung angerechnet, zusätzlich kann Mattenbewehrung erforderlich sein.

Verbundträger bestehen aus einem Stahlprofil (gewalzt oder geschweißt), das über Verbundmittel mit einem Betongurt verbunden ist. Der Betongurt kann eine Verbunddecke oder eine Stahlbetonplatte sein.

Verbundstützen werden nach Eurocode 4 in drei Grundtypen eingeteilt (Bild 1.2): vollständig einbetonierte Stahlprofile (Typ a), teilweise einbetonierte Stahlprofile oder Profile mit Kammerbeton (Typ b und c) und betongefüllte Hohlprofile (Typ d und e). Betongefüllte Hohlprofile können ohne Betonstahlbewehrung ausgeführt werden. Mischformen sind auch möglich, z. B. betongefüllte Hohlprofile mit zusätzlich eingestelltem Profil (Typ f).

Verbundstützen vereinen die Vorteile der beiden Bauweisen Stahlbeton und Stahlbau. Die Verbundstütze hat die guten Brandschutzeigenschaften der Betonstütze und die hohe Rotationsfähigkeit der Stahlstütze. Gleichzeitig wird die Tragfähigkeit gegenüber der Betonstütze größer bzw. der Querschnitt kleiner. Verbundstützen sind über den Traglastanteil des Stahlprofils gegen Stahl- und Stahlbetonstützen abgegrenzt. Nach Eurocode 4 muß dieser Anteil zwischen 20 und 90 % der Gesamttragfähigkeit der Stütze betragen. Ist der Lastanteil des Stahlprofils kleiner als 20 %, so gilt die Stütze als Stahlbetonstütze; ist er größer als 90 %, muß die Stütze als reine Stahlstütze berechnet werden.

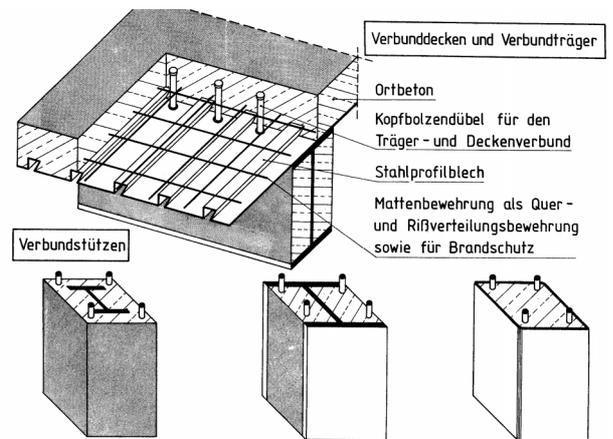


Bild 1.1 Übersicht Verbundbauteile

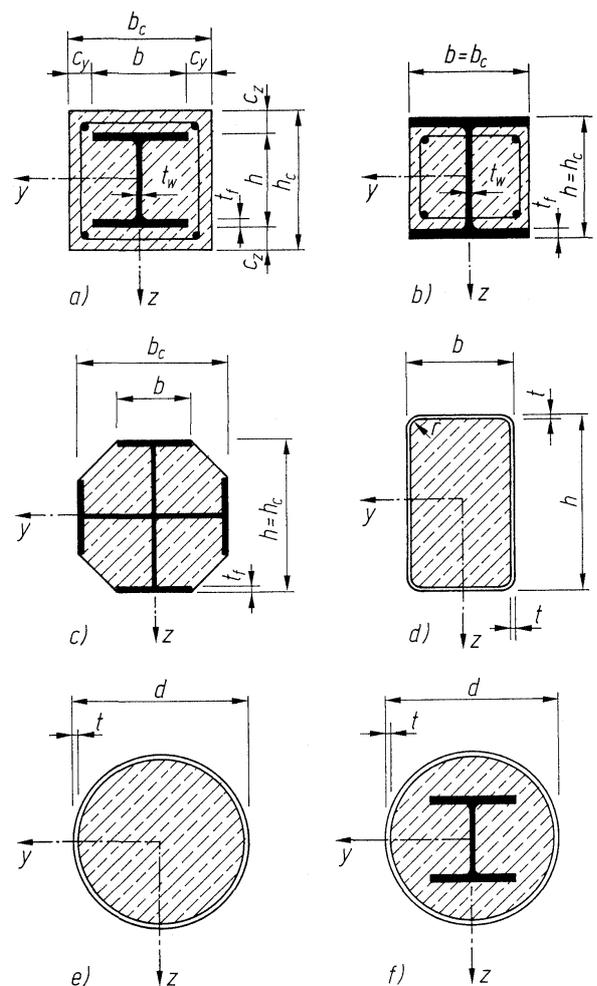


Bild 1.2 Querschnitte von Verbundstützen nach EC 4

Im Verbundbaustoff Stahlbeton nimmt der Betonstahl die Zugkräfte auf, die der Beton alleine nicht aufnehmen kann. Um einen guten Verbund zwischen Beton und Betonstahl zu gewährleisten, ist der Betonstahl gerippt (Bild 1.3).

Bild 1.4 zeigt den aufgeschnittenen Bewehrungsstoß eines Stahlbetonbauteils. Die Stäbe sind mit den Rippen im Beton verankert. Wird der Stab belastet, so kann die Kraft über die Rippen auf den umgebenden Beton und von dort auf den anderen Stab übertragen werden. Ausgehend von den Rippen bilden sich Mikrorisse im Beton, in Bild 1.4 schwarz eingefärbt, die bei fachgerechter Ausführung nicht an die Oberfläche reichen und unschädlich sind.

Der Verbund zwischen Baustahl und Beton wird durch Verbundmittel, heute meistens durch Kopfbolzendübel hergestellt (Bild 1.5). Es kommen auch Dübel ohne Kopf oder an das Stahlprofil angeschweißte Bügel in Frage. Bei Verbundstützen werden im Lasteinleitungsbereich Kopfbolzendübel eingesetzt (Bild 1.6), in letzter Zeit auch Setznägel (Bild 1.7). Bei schwach belasteten Stützen kann der Verbund allein über die Adhäsion zwischen Beton und Stahl gesichert werden.

Die Verbundbauweise kombiniert die Vorteile der Stahl- und der Stahlbetonbauweise miteinander; die schnelle Montage des Stahlskelettbaus, die gute Feuerbeständigkeit des Massivbaus und im Zusammenwirken der beiden Materialien eine Erhöhung der Tragfähigkeit oder eine Verringerung der Abmessungen gegenüber einer „reinen“ Bauweise. Fritz von Emperger (1862-1942), Gründer der Fachzeitschrift „Beton und Eisen“ (1902), erkannte bereits 1930,

daß die beste Lösung für den Feuerschutz von Hochhausbauten eine entsprechende Umhüllung mit einem feuerfesten Beton ist, welcher gleichzeitig mitträgt und so durch eine Ersparnis im Stahlquerschnitt sich auch wirtschaftlich auswirkt. ... Es würden sich so die Vorteile beider Bauweisen zusammenfassen lassen und an Stelle des zwecklosen Konkurrenzkampfes zwischen Stahl- und Eisenbetonbau ein verständnisvolles Zusammenarbeiten treten, eine Erkenntnis deren Vorteile nicht oft genug betont werden können. [Emperger 1930a, S. 188]

Bis zum Erscheinen der ersten eigenständigen Norm für Verbundstützen vergingen trotzdem über 50 Jahre; erst 1984 wurde DIN 18806 Verbundkonstruktionen, Verbundstützen eingeführt.

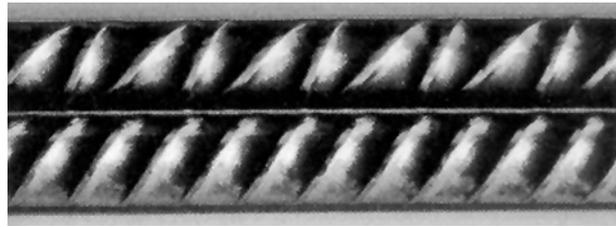


Bild 1.3 Betonrippenstahl BSt 500/550

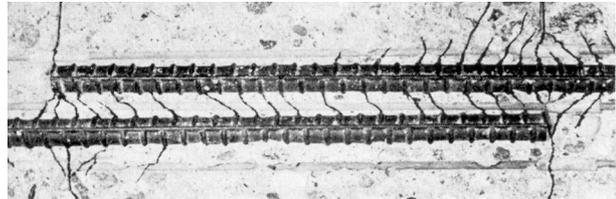


Bild 1.4 Verbundrisse bei einem Übergreifungsstoß

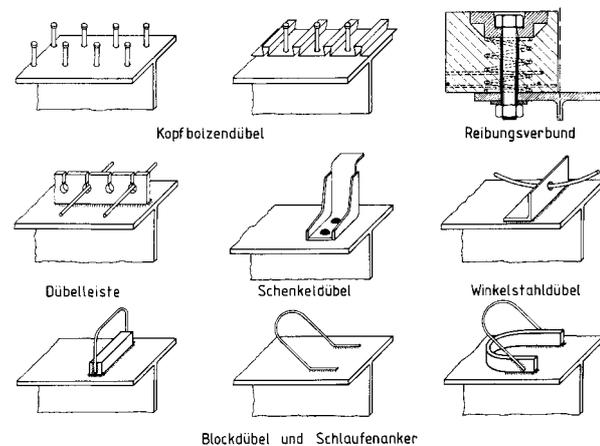


Bild 1.5 Verbundmittel

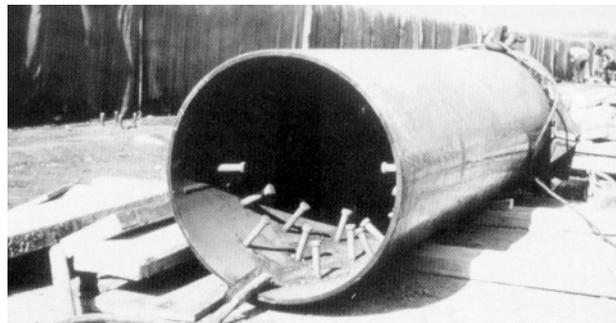


Bild 1.6 Kopfbolzendübel im Lasteinleitungsbereich

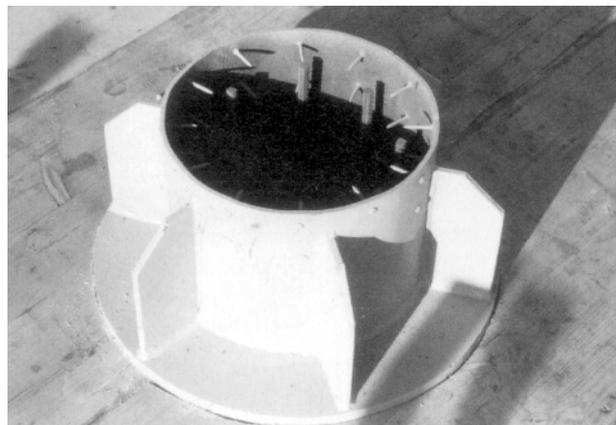


Bild 1.7 Stützenkopf mit Setznägeln

1.2 Bezeichnung der Bauweise

Wegen der Verwechslungsmöglichkeit mit dem Verbundbaustoff Stahlbeton empfahl Kurt Hirschfeld (1902-1994) 1950, die Verbundbauweise anders zu benennen, gab aber keine andere Bezeichnung an:

In dem Bestreben, die Bauten immer kühner und wirtschaftlicher zu gestalten, ist der Ingenieur ständig auf der Suche nach neuartigen Konstruktionen. ... Ein neuer Weg, der in der jüngsten Zeit öfter beschritten worden ist, besteht in der Anwendung einer Bauweise, die gemeinsam Stahl und Stahlbeton zum Tragen heranzieht und nicht ganz glücklich als „Verbundbauweise“ bezeichnet wird. Um eine Verwechslung mit der „Verbundbauweise“ Stahlbeton zu vermeiden, würde es sich vielleicht empfehlen, sie anders zu benennen. [Hirschfeld 1950, 191].

Diese Kritik an der Bezeichnung wurde bereits ein Jahr zuvor auf der ersten Arbeitstagung „Stahlverbundbauweise“ geäußert, zu der der Deutsche Stahlbau-Verband im Einvernehmen mit dem Deutschen Ausschuß für Stahlbau geladen hatte. In der Eröffnungsrede führte Albert Dörnen (1884-1961) aus:

Für die neue Methode ist zunächst die Bezeichnung „Stahlverbund-Bauweise“ gewählt. Man kann nicht behaupten, daß sie eben schön ist. Aber vielleicht finden wir heute einen besseren Namen. [Dörnen 1950, 73]

Bruno Hampe (1892-1970) schlug die Bezeichnung „Verbundträgerbauweise“ vor. Seine Kritik an der Bezeichnung „Verbundbauweise“ beschrieb er sehr eindringlich:

Sie nur „Verbundbauweise“ zu nennen, ist nicht möglich, weil es sich dabei um den Oberbegriff aller Verbindungen aus mehreren Baustoffen oder aber auch aus mehreren Konstruktionselementen aus verschiedenen Baustoffen handelt. Wenn die Verbindung aus 2 Baustoffen besteht, wie z. B. beim Stahlbeton, ist es einfach, daraus ein Doppelwort zu bilden. Wenn aber 2 Konstruktionselemente aus verschiedenen Baustoffen verbunden werden, wird die Sache schwierig. Denn die Bezeichnung Stahl-Stahlbeton wird kaum in Frage kommen und auch die Bezeichnung Stahl-Verbundbauweise wird vermutlich Widerspruch auslösen. Ich sehe daher nur den Weg, die Bezeichnung „Verbundträgerbauweise“ anzuwenden, weil diese noch erträglich lang ist, und in dem Wort „Träger“ zum Ausdruck kommt, daß zwei in sich selbständige Konstruktionselemente, ... zu einem System verbunden werden. [Hampe 1950, 74].

Dieser Vorschlag konnte sich jedoch nicht durchsetzen; ein Jahr später fand eine zweite Arbeitstagung statt, auf der die Bezeichnung „Verbundbauweise“ beschlossen wurde.

Der Unterausschuß „Verbundträger“ [des deutschen Ausschusses für Stahlbau] hat beschlossen, für die neue Bauweise ... die in den früheren Veröffentlichungen bereits gewählte Bezeichnung „Verbundbauweise“ als Kurzbezeichnung beizubehalten, und er empfiehlt den Stahlbauunternehmen, ihre Erzeugnisse „Stahlkonstruktion in Verbund-Bauweise“, „Stahlbrücke in Verbund-Bauweise“, „Stahlhochbau in Verbund-Bauweise“ und dgl. zu benennen. [Kleinberg 1950, 269]

Heute hat sich die Bezeichnung „Verbundbau“ als Oberbegriff für Konstruktionen aus Profilstahl und Stahlbeton im deutschsprachigen Raum durchgesetzt. Die lexikalische Definition lautet bei Meyers dementsprechend:

Verbundbauweise, eine Bauweise, bei der eine tragende Konstruktion aus unterschiedlichen Baustoffen zusammengesetzt ist, z. B. Einbau von [Stahl-Beton-] Verbundträgern, die aus einem Stahlträger mit einer (durch Dübel oder bes. Verbundanker) meist starr mit ihm verbundenen Stahlbetonplatte bestehen. [Meyers 1979, Bd. 24]

während Brockhaus den Eintrag allgemeiner formuliert und auch Stahl- und Spannbeton einschließt:

Verbundbau, Bauweise, bei der mehrere Baustoffe statisch so zusammenwirken, daß bestimmte Eigenschaften jedes Werkstoffes besondere bauliche Vorteile des Verbundes erzielen, z. B. Stahlbewehrung und Beton (Stahlbeton), Spannstahl und Beton (Spannbeton), Stahlbetondecke und Stahlträger im Hochbau. Betonbauteil und Stahlträger werden durch Dübel verbunden, um die Übertragung unterschiedl. Schubkräfte zu sichern. Durch V. sind auch bei hohen Lasten und großen Spannweiten relativ geringe Querschnittsabmessungen der Profile möglich. Die im Gebrauchszustand auftretenden Spannungszustände lassen sich u. a. durch das Montage- und Herstellungsverfahren regulieren. [Brockhaus 1994, Bd. 23]

Das Problem der Eindeutigkeit bleibt aktuell, da auch hier nach der Definition mehrere (zunächst beliebige) unterschiedliche Baustoffe eine zusammengesetzte Einheit bilden. Der Begriff Verbundstütze ist lexikalisch noch nicht erfaßt. Im Gegensatz dazu definiert die europäische Norm Eurocode 4 eindeutig, was mit Verbundbau gemeint ist.

1.3 Wichtige Definitionen aus Eurocode 4

Tragwerk: Tragwerk oder Teil eines Tragwerks, welche eine Baugruppe direkt verbundener tragender Bauteile beinhaltet, die für das Zusammenwirken gegen Lasten konstruiert ist. Es gilt für ebene und räumliche Tragwerke.

Verbundtragwerk: Im Teil 1-1 von EC 4 ist ein Verbundtragwerk ein rahmenartiges Tragwerk in Hochbauten oder ähnlichen Bauwerken, in denen einige oder alle Träger und Stützen als Verbundbauteile und die meisten der übrigen Bauteile als Stahlbauteile ausgeführt sind. Die Verwendung von bewehrtem oder vorgespanntem Beton oder Mauerwerk in aussteifenden Tragwerken (wie in EC 3 definiert) ist nicht ausgeschlossen.

Verbundbauteil: Tragende Bauteile, deren Elemente aus Beton und warmgewalztem oder kaltverformtem Baustahl bestehen und bei denen Verbundmittel den Schlupf und die Trennung der Einzelelemente Stahl und Beton begrenzen.

Verbundstütze: Ein Verbundbauteil, das vorwiegend auf Druck und Biegung beansprucht wird.

Verbundträger: Ein Verbundbauteil, das vorwiegend auf Biegung beansprucht wird.

Verbunddecke: Ein flächiges, horizontales Verbundbauteil, das vorwiegend auf Biegung beansprucht wird und in dem Profilbleche

- im Bauzustand als Schalungselemente verwendet werden, die in der Lage sind, die Lasten aus Frischbeton, Bewehrung und Montage aufzunehmen und im

- Endzustand mit dem erhärteten Beton zusammenwirken und teilweise oder ganz die Zugbewehrung der fertiggestellten Decke bilden. [DIN V ENV 1994-1-1, 1.4.2]

1.4 Zielsetzung

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, ein einfaches Näherungsverfahren zur Dimensionierung und Bemessung von Verbundstützen herzuleiten. Die Bemessung soll sowohl für den kalten als auch für den heißen Zustand (Brandbemessung) möglich sein. Grundlage ist dabei die europäische Normung, speziell Eurocode 4 [DIN V ENV 1994-1-1]. Das Näherungsverfahren soll so einfach sein, daß es in der Tragwerklehre für Architekten eingesetzt werden kann, andererseits soll es genau genug sein, um dem Tragwerksplaner in der Entwurfsphase eine realistische Dimensionierung von Verbundstützen zu ermöglichen.

Dazu wird zunächst in Kapitel 2 die Entwicklungsgeschichte der verschiedenen Typen von Verbundstützen in Versuch und Anwendung untersucht. Kapitel 3 bietet eine Darstellung zur Entwicklung der Bemessung von Verbundstützen. Die Bemessung von Bauteilen war nicht immer so kompliziert wie heute und frühere Bemessungsansätze bestechen häufig durch ihre Anschaulichkeit. Diese Anschaulichkeit macht frühere Bemessungsmethoden für die heutige Tragwerklehre interessant. Es wird daher untersucht, welche historischen Bemessungsansätze Ideen für ein heutiges Näherungsverfahren bieten. Kapitel 4 gibt Informationen über die Bemessung von Verbundstützen für den Brandfall. In Kapitel 5 werden Erkenntnisse aus der Geschichte der Bemessung und aktuelle Forschungsergebnisse in ein Näherungsverfahren zur Dimensionierung und Bemessung von Verbundstützen auf der Grundlage der europäischen Normung eingearbeitet. Das Näherungsverfahren ermöglicht die Bemessung für Normaltemperatur und für den Brandfall. Das Näherungsverfahren wird in tabellierter Form für die praktische Anwendung aufbereitet und es werden Anwendungsbeispiele gegeben.

2 Entwicklung der Verbundstützen

2.1 1902 bis 1945

2.1.1 Erste Schritte

Verbundstützen sind aus Stahlprofilen und Beton zusammengesetzte Bauteile. Die Idee, Stahlprofile einzubetonieren, stammt aus der Anfangszeit des Eisenbetons in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts. Die ersten in der Literatur erwähnten Anwendungen von Walzprofilen in Beton sind ein Gebäude mit einem Skelett aus einbetonierten Walzprofilen von F. Coignet in Frankreich (1852), ein Senkkasten aus walzstahlbewehrtem Beton in Toulon von de Mazas (1876) und ein Wohnhaus von W. E. Ward in Port Chester, New York (1876) [Herzog 1999, 8]. Ward verwendete Walzprofile in den Unterzügen und Draht als Bewehrung der Decken (Bild 2.1).

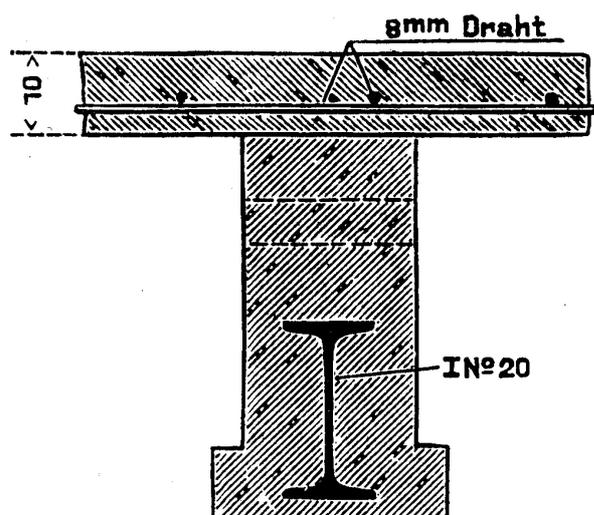


Bild 2.1 Schnitt Verbundträger, Ward Haus 1876

Die erste in der Literatur erwähnte Anwendung eines betongefüllten Rohres als Stütze stammt von dem amerikanischen Ingenieur John Stephen Sewell aus dem Jahre 1902 [Sewell 1902]. Rohrstützen hielt er wegen der Massenverteilung außen am Rand für sehr effektiv. Das einzige Problem sah er in der Gefahr der inneren Korrosion. Er beschrieb die Ausbetonierung als gute Möglichkeit, die Rohre vor innerer Korrosion zu schützen und äußerte sich sehr überzeugt zur traglaststeigernden Wirkung der Betonfüllung. Versuche, die seine Behauptungen bekräftigt hätten, waren seiner Kenntnis nach noch nicht durchgeführt worden:

A column filled with good concrete must be—in fact is—very much stronger and stiffer than one

without such filling, and it would buckle much less easily in a fire than an empty column of the same size. The writer would like to be in a position to give positive and definite data on these points; unfortunately, he is not, but he feels quite sure that his statements are, in the main, correct. Some rather expensive experiments would be needed to demonstrate their truth, and no one has as yet made them. [Sewell 1902, 334]

Für den Maschinenraum des „New Government Printing Office“ in Washington setzte er betongefüllte Rohre als Stützen für eine Krananlage ein. Diese wurden nachträglich höher belastet als ursprünglich angenommen und zeigten eine hohe Steifigkeit. Auch unter dynamischen Kranlasten gab es keinerlei Verformungen. Sewell schätzte die Traglaststeigerung durch die Betonfüllung auf mindestens 25 % ein. Die Stützen waren außerordentlich schlank, das Verhältnis von Stützenlänge zu Durchmesser betrug $h/d = 42$:

They are made of 6-in. [15,2 cm] extra heavy pipe, and are 21 ft. [6,40 m] long. It was decided to fill them with concrete, and let them go. ...While it was not expected that the columns would have failed under this, it was feared that they might vibrate severely, especially when the load was moving or increasing. On the contrary, they remained remarkably rigid; hardly a tremor could be felt, and while we had no unfilled pipe columns to compare with them under the same conditions, it seems evident to all who are familiar with the conditions that the concrete filling must have increased the stiffness at least 25%. Certainly they look very slender for the loads they have to carry. [Sewell 1902, 335]

Weiterhin berichtete Sewell über den Einsatz von betongefüllten Gitterstützen im Keller des New Government Printing Office Building:

of which the writer has charge as designing and construction engineer, the columns were designed to carry their loads alone, although with somewhat higher unit strains than were assumed for girders and beams. As an afterthought, with a view of eliminating completely the danger of rust, they were filled with concrete. [Sewell 1902, 335]

Diese Stützen kann man noch nicht als Verbundstützen bezeichnen, da die Gitterstützen so bemessen wurden, daß sie die Last allein tragen konnten. Die Betonfüllung wurde nur als Schutz vor Korrosion eingebracht. Allerdings rechnete Sewell mit leicht erhöhten Spannungen gegenüber der Annahme für Träger und Balken. Die Stützen wurden nachträglich mit Mauerwerk verkleidet (Bild 2.2).

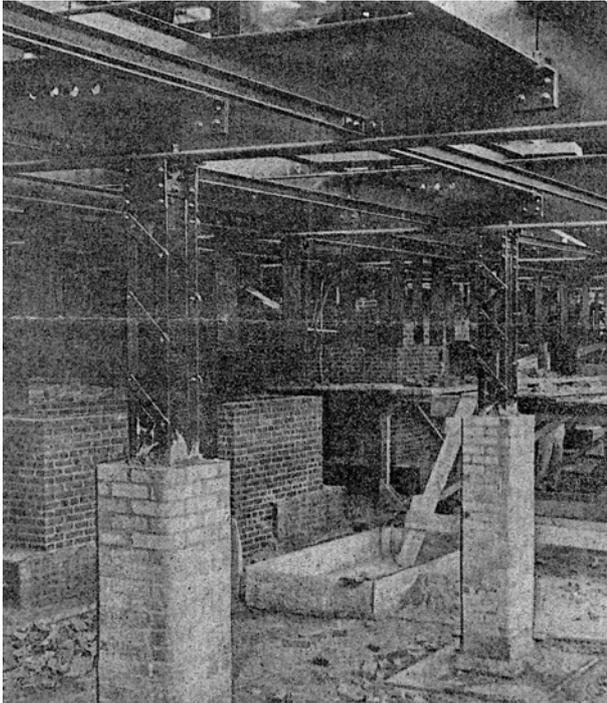


Bild 2.2 Blick in den Keller des New Government Printing Office Building, Washington DC, Gitterstützen mit Betonfüllung und Mauerwerksverkleidung 1902

Über die ersten Versuche zu Stützen mit einbetonierten Profileisen berichtete Fritz von Emperger (1862-1942) in der Reihe: „Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft VIII“ [Emperger 1908b]. Im Rahmen des Versuchsprogramms zu unterschiedlich bewehrten Eisenbetonsäulen wurden im Winter 1901/1902 in Gruppe II vier Säulen mit Profileisenbewehrung hergestellt (Bild 2.3):

Nach ungefähr 1 bis 1½ Monaten wurden die Säulen ausgeschalt, verladen ... und dann per Achse in die Technische Hochschule [Wien] geschafft, wo sie vier Jahre hindurch wechselvolle Schicksale, größtenteils im Keller, verleben sollten, um dann nach Stuttgart transportiert zu werden. ... Die Prüfung der Säulen seitens des Professors C. v. Bach erfolgte in Stuttgart ... am 12. Juni 1907. [Emperger 1908b, 18f.]

Die Versuche hatten für Emperger

den Charakter von Vorversuchen, die dazu dienen, nicht selbst alles zu lösen, sondern die Hauptfragen klarzulegen. ... Es ist auf diesem, einer wissenschaftlichen Behandlung so fremden Gebiete, wie bei einem Weg im Dunkeln. Man muß sich zunächst über die Himmelsrichtung, wohin man gehen soll, klar werden. [Emperger 1908b, 5]

Empergers vorrangiges Ziel war die volle und gleichzeitige Ausnutzung beider Materialien beim Bruch. Die Bruchlasten der Prüfkörper verglich

Emperger mit der Bemessungsformel für Eisenbetonsäulen:

$$P = \sigma_b (F_b + n F_e) \quad (2.1)$$

um die damals gültige Übertragungsziffer n (Verhältnis der E-Moduli) von 15 zu überprüfen und stellte fest:

Wie ersichtlich, schwankt n zwischen 0 und 6,2 und σ_b zwischen 540 und 781 [kg/cm²]. Es sind das Resultate, die nur das eine beweisen, daß die Beibehaltung eines nur für zulässige Lasten mit einigem Recht angewendeten Gesetzes auf Bruchlasten unbedingt untunlich erscheint, und daß man einen anderen Weg einschlagen muß, um die Gesetzmäßigkeit dieser Erscheinung darzulegen. [Emperger 1908b, 24]

Emperger war der Meinung, daß sich die Bruchlast einer Eisenbetonsäule aus der Summe zweier Festigkeiten bildet, die von dem Verhältnis der beiden Elastizitätskoeffizienten nicht abhängt. Diese Überlegung führte ihn später zur Aufstellung des „Additionsgesetzes“, siehe Abschnitt 2.1.3.

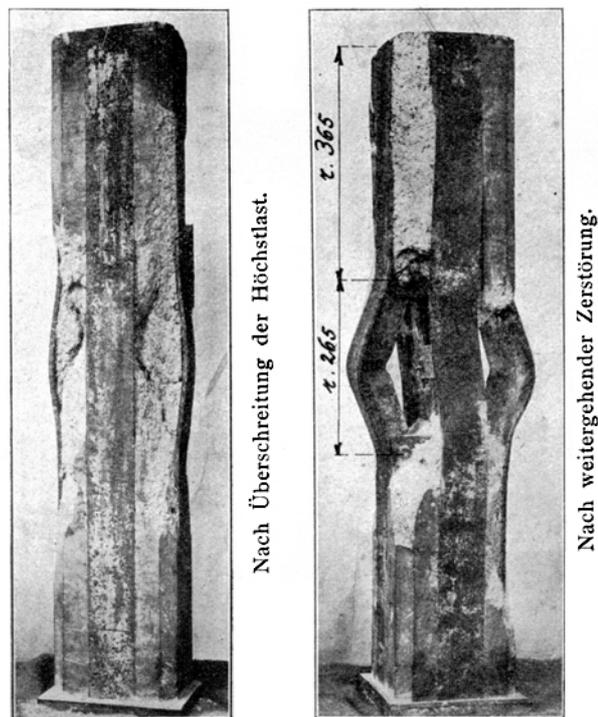


Bild 2.3 Betonstütze mit Profileisen, Emperger 1908

Anhand dieser Beispiele sollten die Grundtypen von Verbundstützen vorgestellt werden, die bis 1945 entwickelt worden sind. Es handelt sich um die betongefüllte Rohrstütze, die Stahlstütze mit Betonkern sowie um die Betonstütze mit einbetonierten Profileisen. Die beiden letztgenannten Typen weisen einige Gemeinsamkeiten auf und lassen sich nicht immer eindeutig zuordnen. In man-

chen Quellen wurde auch von einbetonierter Eisensäule gesprochen. Daneben existierte noch ein weiterer Typ von Verbundstützen, die umschürte Gußeisenstütze, die als Emperger-Säule vor allem in den USA verbreitet war.

2.1.2 Betongefüllte Stahlrohrsäulen

1908 erschien in „Beton und Eisen“ ein Artikel von A. Gessner über „Die Knickfestigkeit betongefüllter Mannesmann-Stahlrohrsäulen“.

Zu Beginn des Jahres 1904 hatte der Verfasser den Gedanken, durch eine groß angelegte experimentelle Untersuchung festzustellen, in welchem Maße sich Knickfestigkeit und Steifigkeit von Mannesmann-Stahlrohrsäulen durch eine Füllung mit Stampfbeton erhöhen lassen. ... Die ganze Versuchsanordnung krankt leider an zwei Fehlern. ... Die gelieferten Säulen sind an und für sich schon sehr tragfähig und das Verhältnis von Eisen- und Betonquerschnitt derartig, daß eine überraschende Steigerung der Tragfähigkeit von vornherein nicht zu erwarten war. [Gessner 1908, 334]

Gessner hat die Knicklasten betongefüllter Säulen den Knicklasten der leeren Säulen gegenübergestellt. Die Steigerung gegenüber leeren Säulen betrug 11,1 bis 59,2 %. Die größte Steigerung zeigte die Säule mit der geringsten Schlankheit. Gessner war der Meinung, daß die vorliegenden Versuchsergebnisse für eine theoretische Entwicklung einer Knickformel für betongefüllte Mannesmann-Stahlrohrsäulen nicht hinreichen und gab eine empirische Formel für die Zunahme der Knicklast an, die unmittelbar aus den Versuchswerten abgeleitet wurde.

$$P = 0,22 F - O / 1000 [t] \quad (2.2)$$

F = Fläche des Betons [cm²]

O = Mantelfläche des Betonzylinders [cm²]

Die Knicklast der leeren Rohre errechnete er mit den Tetmajerschen Formeln (vgl. Abschnitt 3.1), zusammen mit Gl. 2.2 konnte er so die Knicklast der gefüllten Rohre bestimmen. Gessner berechnete die Knicklast des gefüllten Rohres so, als wären es zwei voneinander unabhängige Stützen; für eine empirische Formel ein vertretbarer Ansatz. Die Versuche Gessners wurden von Emperger in den in Abschnitt 2.1.1 erwähnten „Forscherarbeiten“ beurteilt:

So wertvoll das Material an und für sich ist, so liegt seine Bedeutung in der vorliegenden Form mehr in negativer Hinsicht. Es zeigt, daß auch in einer geschlossenen Röhre die anderweitig mit ähnlichen

Prozentsätzen der Armatur von Walzeisen gewonnenen Resultate auch auf Röhren Geltung haben, und daß auch hier die Umschnürung des Betons keinerlei Wunderwirkung ausübt, vielmehr über das Maß nicht wesentlich gesteigert werden kann, das sich uns bei einer guten sonstigen Armierung ergibt. [Emperger 1908b, 38]

Für Emperger stellte das Rohr nur eine Variante der möglichen Umschnürungen des Betons dar, während Gessner selbst das Ziel hatte, die Steigerung der Tragfähigkeit und Knicksicherheit eines Rohres durch Betonfüllung zu untersuchen. Gessner ging gedanklich von einem verstärkten Stahlprofil aus, was sich in der Verwendung der Tetmajerschen Formeln zeigt, während Emperger in diesem Falle das Rohr als Bewehrung und Umschnürung des Betons ansah. Im weiteren Verlauf der Entwicklung kamen sowohl aus dem Eisenbetonbau als auch von Seiten des Stahlbaus Denkansätze in Richtung Verbundstützen.

Die ersten Versuche mit betongefüllten Rohren in den Vereinigten Staaten wurden von F. W. Swain und A. F. Holmes von Oktober bis Dezember 1914 am Massachusetts Institute of Technology durchgeführt. Es wurden 36 Rohre der Durchmesser 4'' bis 6 5/8'' (10,2-16,8 cm) bis zum Bruch belastet. Für zwei der größten Durchmesser reichte die Prüfmaschine nicht aus, sie hielten einer Belastung von 300000 Pfund (1330 kN) stand bei einer Länge von 16 Fuß (4,88 m). Ein von beiden gestellter Patentantrag auf diesen Stützentyp wurde abgelehnt. Die Autoren entwickelten einen Bemessungsansatz für betongefüllte Rohre (siehe Kapitel 3.3.3) und kamen zusammenfassend zu dem Ergebnis, daß die Stützen eine klar definierte Elastizitätsgrenze besaßen und sich bis zum Erreichen dieser Grenze ideal elastisch verhielten. Die Elastizitätsgrenze der Stützen wurde durch die Elastizitätsgrenze des Betons bestimmt, und aus dem Verhältnis der Elastizitätsgrenze zur Traglast der Stütze schlossen die Autoren:

The results of these tests would indicate that a load of 25 per cent of the ultimate could be taken as a safe working load, which conforms very closely with the present practice. [Swain, Holmes 1915, 230]

Wie hoch die Traglaststeigerung der Betonfüllung gegenüber leeren Rohren war, untersuchten die Autoren nicht. Einige Zeit später war in Nordamerika als Ersatz für gußeiserne Stützen eine eisenummantelte Betonstütze verbreitet. So berichtete Dencer 1928:

Unter sog. Lallystützen ... versteht man Betonstützen mit einem Blechmantel. Sie werden in Durchmessern von 3'' bis 12 3/4'' [7,6-32,4 cm] ausgeführt. Bei größeren Belastungen kann auch eine Bewehrung mit einem Rundeisen, einem Rohr oder vier Winkeln im Innern in Frage kommen. Die Säulenköpfe oder -füße sowie die Trägeranschlüsse können verschiedenartig ausgebildet werden. Die Lallystützen dienen als Ersatz für gußeiserne Stützen. [Dencer 1928, 102]

Im Jahre 1922 hatte John Lally ein Patent erhalten auf die Verbindung Stütze an Träger, mit durchgesteckter Lasche und Konsole für den Träger. Die Träger konnten entweder durch Niete oder durch Schrauben befestigt werden [Patent 1432192].

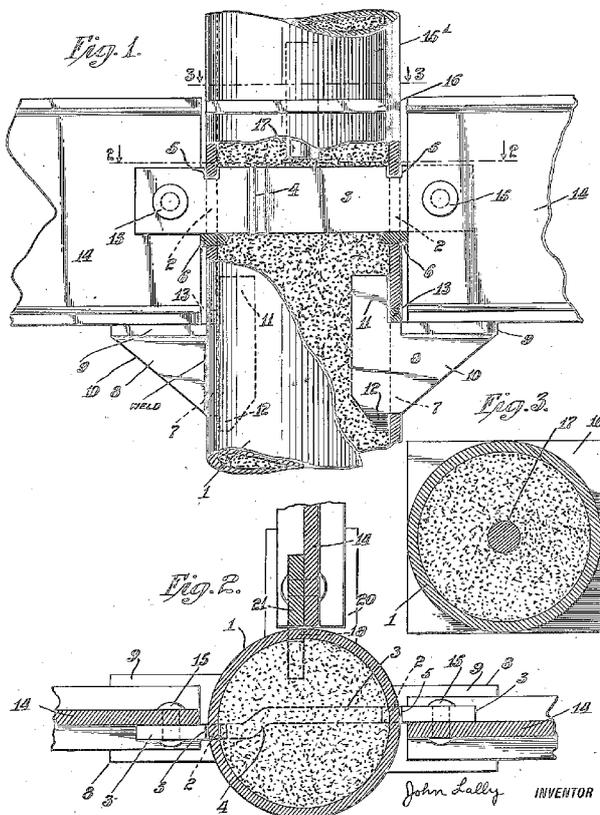


Bild 2.4 Lallystütze

Versuche zu betongefüllten Rohren wurden in Deutschland erst wieder 1957 von Klöppel durchgeführt, siehe Kapitel 2.2.1. Dies mag daran gelegen haben, daß diese Art der Stütze von einigen Autoren für unwirtschaftlich gehalten wurde, so Freudenthal 1933:

Da sie unwirtschaftlicher ist als die erstere [spiralumschnürte Eisenbetonstütze], wird sie nur dann zur Anwendung gelangen, wenn die Spirale aus konstruktiven Gründen (vor allem wegen ihrer Stärke) unausführbar wird. [Freudenthal 1933, 107]

2.1.3 Die Emperger-Säule

In der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts existierte eine Sonderform von Verbundstützen, die Emperger-Säule. Sie wurde vor allem im Hochhausbau in den Vereinigten Staaten eingesetzt.

Fig. 1.

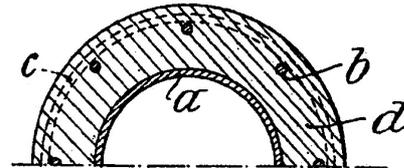


Fig. 2.

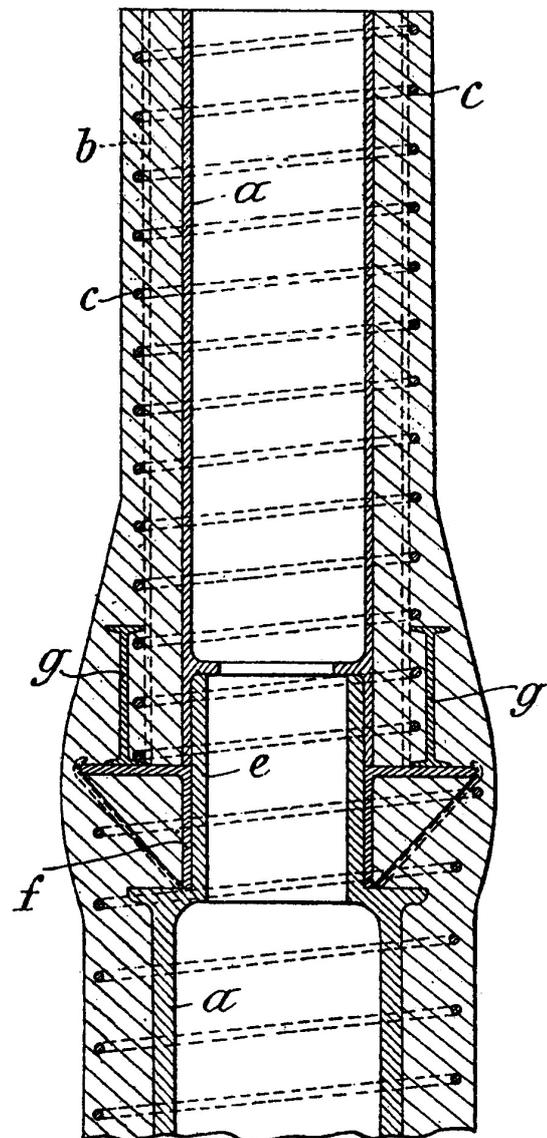


Bild 2.5 Emperger-Säule 1911, Hohle Gußeisensäule mit einem Mantel aus umschnürtem Beton

KAISERLICHES



PATENTAMT.

PATENTSCHRIFT

— № 291068 —

KLASSE 37b. GRUPPE 3.

AUSGEBEN DEN 3. APRIL 1916.

Dr.-Ing. FRITZ VON EMPERGER IN WIEN.

Hohle Gußeisensäule mit einem Mantel aus umschnürtem Beton.

Patentiert im Deutschen Reiche vom 24. Januar 1911 ab.

Es sind bereits volle Eisenbetonsäulen mit einer Bewehrung bekannt, die außer der Längsbewehrung eine Querbewehrung durch Ringbügel oder durch schraubenförmig verlaufende, mehr oder weniger dichte Drahtwindungen besitzen. Es sind ferner auch hohle Gußeisensäulen mit einem Eisenbetonmantel in Anwendung gekommen, bei denen letzterer infolge des verhältnismäßig großen, dem Säulendurchmesser gleichen Abstandes der Querbügel nur als bloßer Feuerschutz zur Wirkung kommt, so daß eine statische Wirkung, d. h. eine Erhöhung der Tragfähigkeit der gesamten Säule, nicht eintritt.

Nach vorliegender Erfindung wird der aus umschnürtem Beton ausgeführte Mantel einer hohlen Gußeisensäule in Verbindung mit dem Gußeisen bis zum höchsten Maße dadurch statisch wirksam gemacht, daß die Querbewehrung in Abständen angeordnet wird, die gleich oder kleiner als die Dicke des Betonmantels sind.

Unter »umschnürtem« Beton wird hier sowohl solcher Beton verstanden, dessen Querbewehrung aus einem fortlaufenden, schraubenförmig gewundenen Draht besteht, wie auch solcher, dessen Querbewehrung aus einzelnen geschlossenen Ringbügeln gebildet ist.

Die Fig. 1 und 2 zeigen eine Ausführungsform der Säule im Quer- und Längsschnitt. Die Säule ist aus einem hohlen, nicht durchbrochenen Gußeisenkern *a* gebildet, um welchen herum der durch die Längseisen *b* und Quereisen *c* bewehrte Beton *d* in entsprechender Dicke angebracht ist. Dabei ist der Abstand der Querbügel *c* bzw. die Ganghöhe der in der Fig. 2 beispielsweise dargestellten schraubenförmigen

Bewehrung *c* gleich oder kleiner als die Dicke des Betonmantels.

Die hohlen Kerne *a* sind aus einzelnen vollwandigen Rohren gebildet, die z. B. mit dem einen Ende über das muffenartige Ende *e* des Nachbarrohres geschoben oder durch Flanschen entsprechend verbunden werden können, während zwischen den beiden Rohren ein mit Flanschen versehener Ring *f* vorgesehen ist zur Auflagerung von Eisenträgern *g*, die für beliebige Zwecke, z. B. für das Tragen der Deckenkonstruktion dienen können.

Die Herstellung einer solchen Säule kann in beliebiger Weise vor sich gehen, doch empfiehlt es sich, die hohlen vollwandigen Eisenkerne *a* an Ort und Stelle aufzubauen, die Bewehrungseisen *b* und *c* um dieselben anzuordnen und sodann mit Hilfe einer verschiebbaren Schalung stückweise mit der Betonierung vorzugehen. Die Bewehrungseisen können auch erst mit dem Fortschreiten der Betonarbeit eingebracht werden.

Solche Säulen können in entsprechender Länge im voraus fertiggestellt und als fertige Bauteile auf den Bau gebracht und eingebaut werden. Es ist auch möglich, hohle Gußeisensäulen auf ähnliche Weise in eine Säule gemäß vorliegender Erfindung umzuwandeln, indem man sie mit einer im obigen Sinne ausgebildeten Längs- und Querbewehrung umgibt und um diese mit Hilfe einer verschiebbaren Schalung betoniert, wobei aber auf eine statisch richtige Ausbildung des Kopfes und Fußes der ummantelten Säule gesehen werden muß.

Es ist nicht unbedingt erforderlich, die den Hohlraum begrenzende Gußeisenbewehrung voll-

(2. Auflage, ausgegeben am 28. Dezember 1918.)

Im Jahre 1911 erwarb Emperger folgenden Patent-Anspruch:

Hohle Gußeisensäule mit einem Mantel aus umschürtem Beton, dadurch gekennzeichnet, daß die Abstände der Querbewehrung des Mantels gleich oder kleiner als die Manteldicke sind. [Pat. 291068]

Es handelte sich um eine Weiterentwicklung der aus Gründen des Feuerschutzes mit Beton ummantelten Gußeisenstütze, bei der die Verbindung des Gußeisens mit dem Betonmantel dadurch statisch wirksam gemacht wurde, daß die Querbewehrung in Abständen kleiner oder gleich der Dicke des umschürenden Betons angeordnet war (Bild 2.5). Auch zum Bauablauf machte Emperger sich Gedanken:

Solche Säulen können in entsprechender Länge im voraus fertiggestellt und als fertige Bauteile auf den Bau gebracht werden. [Pat. 291068]

Emperger erkannte schon zu Beginn des 20. Jahrhunderts das Potential der Fertigteilstützen. Heute werden Verbundstützen häufig als Fertigteile ausgeführt, vor allem kammerbetonierte Profile und gefüllte Hohlprofile. Über Versuche mit umschürtem Gußeisen berichtete Emperger sehr ausführlich [Emperger 1912, 1913a, 1913b, 1913c]. Hier formulierte er das erstmals 1908 vorgestellte „Additionsgesetz“ in erweiterter Gleichungsform:

Enthält ein so gebautes Druckglied aus umschürtem Beton einen Körper aus einem Material mit einer noch höher liegenden Druckfestigkeit und einer dementsprechenden Stauchungskurve, wie z. B. Gußeisen ..., so sehen wir, daß sich die Druckfestigkeit desselben selbst über die Stauchungsgrenze d hinaus ausnutzen läßt (sofern die Knickung dem nicht ein vorzeitiges Ende macht) und daß durch die Addition der Druckfestigkeiten der drei verbundenen Körper die Tragfähigkeit der Säule

$$P = F_b \sigma_b + F_e \sigma_e + F_g \sigma_g \dots 1)$$

wird. In dieser Gleichung bedeutet σ_e die Fließgrenze des Flußeisens, σ_g die Druckfestigkeit des Gußeisens unter Berücksichtigung der Herabminderung durch Knicken des Gesamtquerschnittes und σ_b jene des Betons [Emperger 1913a, 34].

Als Schlußfolgerung formulierte Emperger dieses Additionsgesetz in Worten, sinngemäß: „Die Tragfähigkeit eines Druckgliedes aus umschürtem Gußeisen kann gleich der Summe der Druckfestigkeiten der einzelnen Teile gesetzt werden unter Berücksichtigung einer einheitlichen Abminderung auf Knickung mit einem Sicherheitsfaktor von

höchstens 4“ [Emperger 1913a, 48f.]. Dieses Prinzip hat sich bis heute bestätigt, es liegt auch dem vereinfachten Bemessungsverfahren für Verbundstützen nach Eurocode 4 zugrunde, natürlich mit modernem Sicherheitskonzept und veränderter Berechnung der Knickabminderung.

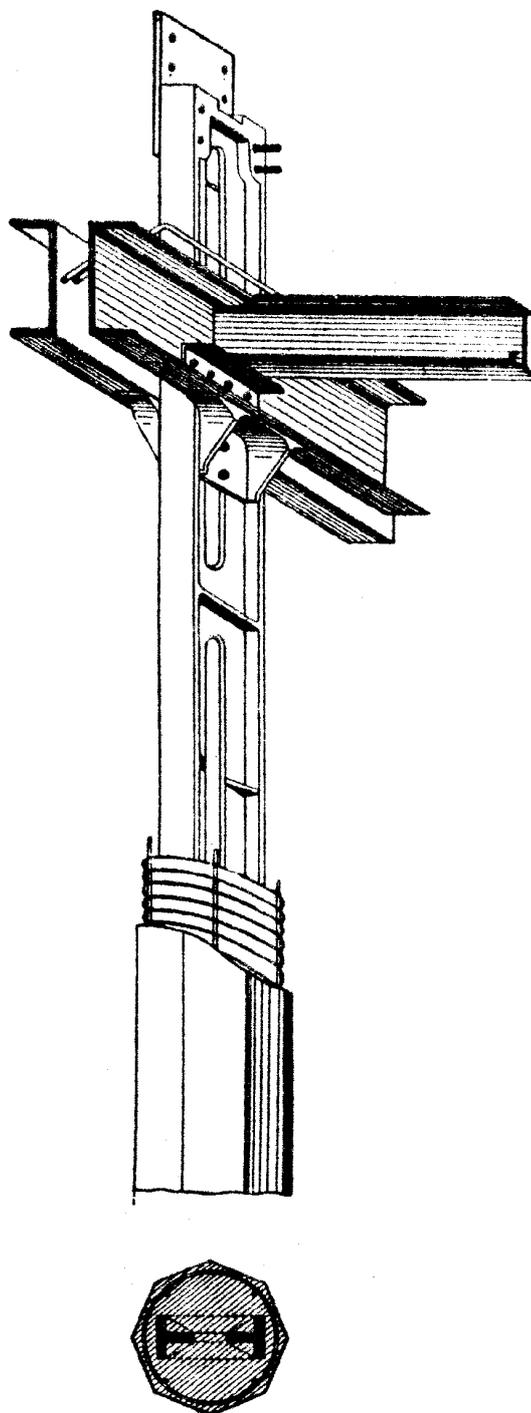


Bild 2.7 Säule mit massivem Gußeisenkern

Das Prinzip „umschnürtes Gußeisen“ wurde von Emperger auch unter dem Gesichtspunkt der Verwendung im Bogenbrückenbau untersucht. So lautete der Titel der Veröffentlichung [Emperger 1913a]: „Neuere Bogenbrücken aus umschürtem

Gußeisen“. Ausführlich wurde über die Schwarzenbergbrücke in Leipzig berichtet. Anwendungsmöglichkeiten für den Hochbau stellte Emperger in dieser Veröffentlichung auch dar (Bild 2.7). Emperger-Säulen wurden in vielen Varianten hergestellt, mit rundem oder auch mit eckigem Querschnitt (Bild 2.8). Ebenfalls 1913 berichtete Emperger über den Einsatz seiner Stützen in einem Fabrikgebäude der Firma Ericson in Wien [Emperger 1913d]. 1930 berichtete L. J. Mensch über neuere amerikanische Versuche zu Betonstützen mit gußeisernem Kern:

In order to verify Dr. Emperger's tests under American conditions the writer had 18 composite columns made, 12 in. [30,5 cm] in dia. and from 6 ft. to 14 ft. [1,83-4,27 cm] long, with 0.6 per cent each of spiral and vertical reinforcement and with a center cast iron core of pipe 6 in. [15,2 cm] in dia. and 3/4 in. [1,91 cm] thick. [Mensch 1930, 267]

Die Versuche bestätigten Empergers Erkenntnisse über die Bruchlast dieser Verbundstützen. Mensch beschrieb weiterhin, daß die Schlankheit des Gußeisenkerns, ausgedrückt durch das Verhältnis l/r (Stützenlänge zu Trägheitsradius des Kerns), einen wichtigen Einfluß auf die Bruchfestigkeit der Stützen hatte. 1931 betonte Emperger die Vorteile der Gußeisenstütze in einem Artikel über „Die Säule im amerikanischen Hochhausbau“, [Emperger 1931]. Er wies darauf hin, daß schon die ersten Wolkenkratzer 1890 mit Gußeisenstützen konstruiert worden waren. An der Spitze dieser mit „Emperger-Säulen“ gebauten Hochhäuser stand das 30-stöckige Trustee-Building in Chicago [Emperger 1931, 264]. Die quadratischen Stützen hatten im Erdgeschoß eine Kantenlänge von 30'' (76 cm) und vom 1. OG an aufwärts 28'' (71 cm). Der Gußeisenkern wurde von 2 3/4 bis 2 1/2'' (7,0-6,4 cm) abgestuft [ENR 1930, 277].

1933 erschien in der Reihe „Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons“ eine umfassende theoretische Abhandlung über „Verbundstützen für hohe Lasten“ [Freudenthal 1933]. Der Autor ging sehr ausführlich auf die Theorie der umschnürten Verbundstütze ein. Damit war die umschnürte Eisenbetonsäule gemeint. Als Sonderformen umschnürter Stützen behandelte er die stahlrohrummantelte Stütze und die spiralumschnürte Betonstütze mit Gußeisenkern (Empergersäule). Die stahlrohrummantelte Stütze teilte er in zwei Typen ein. Während bei Typ A das Stahlrohr nur eine umschnürende Funktion hatte, wurde es bei Typ B auch zur direkten Lastabtragung herangezogen. Typ B entspricht also dem heutigen Typ der betongefüllten Hohlprofilstütze. Freudenthal beurteilte die Versuche von Gessner als

jedenfalls die einzigen, welche, trotz der Beschränkung auf eine einzige Betongüte, hinsichtlich des Verhaltens stahlummantelter Betonstützen richtige Folgerungen ermöglichen [Freudenthal 1933, 106].

Die Emperger-Säule beurteilte er in ihrer ursprünglichen Ausführung als Eisensäule, bei welcher die Tragfähigkeit des umschnürten Betons nur eine geringe Rolle spielt und dessen Aufgabe in erster Linie darin besteht, die im Herstellungsprozeß bedingten Unregelmäßigkeiten und Fehler des Gußeisens sowie dessen geringe Knicksicherheit auszugleichen. Diese Einschätzung kann aus heutiger Sicht nicht überzeugen, denn die Empergersäule wurde bevorzugt für die Abtragung hoher Lasten eingesetzt und durch die enge Verbügelung konnten die Querschnittsbestandteile im Verbund zusammenwirken und der Beton die Steifigkeit und damit die Tragfähigkeit der Stütze deutlich erhöhen.

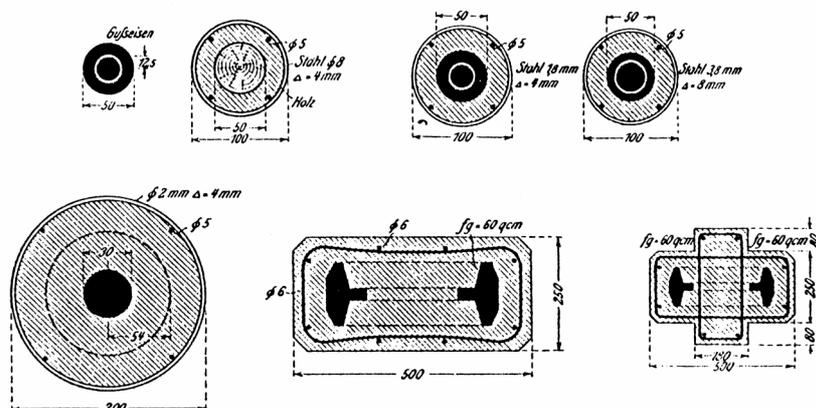


Bild 2.8 Mögliche Stützenquerschnitte Empergersäule

McGraw-Hill Gebäude, Chicago 1929

Architektur: Thielbar & Fugard, Chicago

Tragwerksplanung: James B. Black, Chicago

Beim Bau des 16stöckigen McGraw-Hill Gebäudes in Chicago wurden ebenfalls Emperger-Stützen verwendet. Das Gebäude war 58 m hoch bei 38 m Länge und 30 m Breite.

Cored Concrete Columns - To conserve space the designers adopted a composite column known as the Emperger type, in which the use of a solid cast iron core permits a relatively small cross-section. [ENR 1929, 129]

In designing the McGraw-Hill Building, the columns were made of uniform section (24 and 26 in. square) [61 und 66 cm quadratisch] from basement to roof for economy, convenience and rapidity in construction. ... The variation in carrying capacity was obtained by reducing the cast-iron cores gradually from 12¾ to 3 in. [32,4 bis 7,6 cm] in diameter. For the upper floors, where cores were not needed, standard hooped concrete construction was used. [ENR 1930, 277]

Die Stützenanschlüsse wurden besonders sorgfältig ausgeführt, um die kraftschlüssige Verbindung zu gewährleisten (Bild 2.9). Jeder Gußeisenkern wurde 5'' (12,7 cm) über Deckenniveau geführt und mit einem Mantelrohr versehen. Das Mantelrohr wurde mit Zementmörtel verfüllt und anschließend der nächste Kern eingestellt und ausgerichtet. Das Gebäude wurde 1998 abgerissen und an gleicher Stelle auf Verlangen der Denkmalbehörde mit der Originalfassade wieder aufgebaut. Es ist nun unter dem Namen „LeMeridien Hotel & The Shops at North Bridge“ bekannt. Im unteren Teil des Gebäudes befindet sich heute ein Warenhaus, in dem dieses und einige andere Gebäude als Lego-Modell bestaunt werden können [www.sky-scrapers.com].

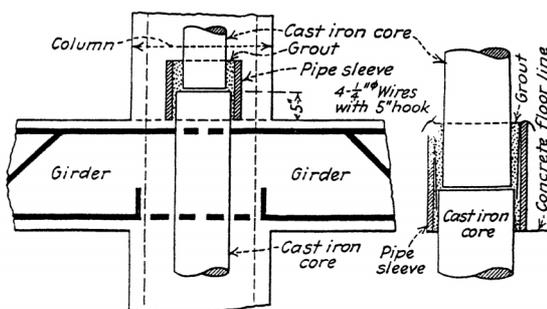


Bild 2.9 Detail Stützenanschluss



Bild 2.10 McGraw-Hill Gebäude, Chicago

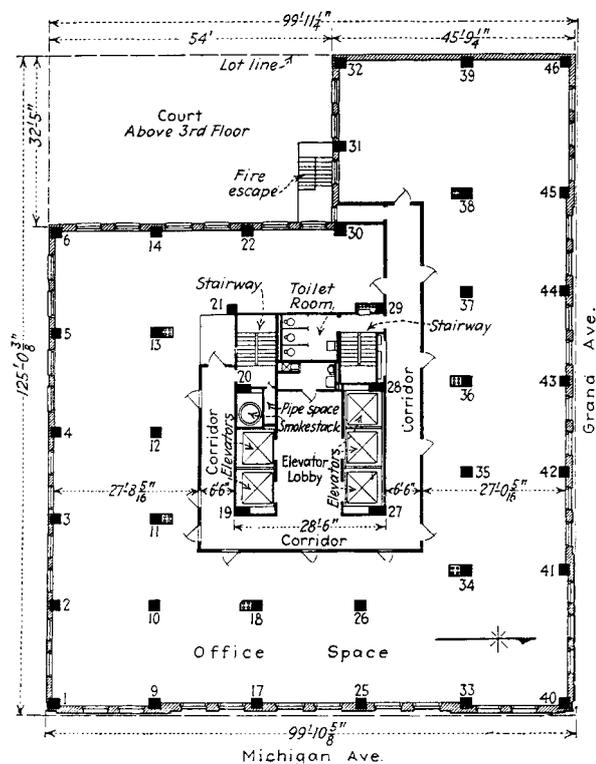


Bild 2.11 Grundriß

2.1.4 Betonstützen mit Formstahlbewehrung

In diesem Abschnitt werden Forschungen über Verbundstützen mit teilweise oder vollständig einbetonierten Profilen dargestellt, die über die Autoren in den Bereich des Eisenbetons zugeordnet werden können. 1907 veröffentlichte Emperger einen Artikel über „Drei Versuche mit Eisensäulen“ [Emperger 1907a, 101]. Eine der Eisensäulen wurde später einbetoniert und Emperger stellte die Frage: „Welche statische Bedeutung hat die Einbetonierung einer Eisensäule?“

Ich habe in diesem Fall den schlechtesten der drei Versuche [Bild 2.12] vorgenommen, im Laboratorium selbst gerade geklopft und ausbetoniert [Bild 2.13]. ... erscheint er als ein vollgültiger Beweis für die Güte einer solchen Ausbetonierung und für die Behauptung, daß der einbetonierte Körper in einer Eisensäule statisch so wertvoll ist, daß er nicht, wie dies bisher geschah, einfach vernachlässigt werden sollte. ... Während also der erste Versuch mit dieser Säule mit Eisen allein 44 t Bruchlast ergab, ... so hat die nunmehr erzielte fast dreifache Bruchlast von 118 t folgende Begründung:

1. hat der Beton die mangelhafte Verbindung zwischen den zwei I-Trägern ersetzt und bewirkt, daß diese nunmehr als ein ganzes gewirkt haben. ...
2. Außerdem kommt noch die Druckfestigkeit des Betons in Frage, dessen Würfelstärke bei einer Fläche von $201 \text{ cm}^2 \times 76,3 = 15,35 \text{ t}$ beträgt. Der Überschuß, den der Beton in diesem Fall erzeugt hat, hat aber mindestens 13 t betragen. ... Es hat also der Beton die Festigkeit der Säule um einen Betrag erhöht, der mit der Würfelstärke des Betons in Verbindung gebracht werden kann, im vorliegenden Fall ihr nahezu gleich ist. [Emperger 1907b, 172].

Diese Versuche könnten auch unter 2.1.5 als Stahlstütze mit Betonkern eingeordnet werden, die Versuchskörper sind denen Burrs sehr ähnlich. Da Emperger Vertreter des Österreichischen Eisenbetonausschusses war, werden seine Versuche im Zusammenhang mit seinen weiteren Forschungen an dieser Stelle unter Eisenbetonsäulen mit Formstahlbewehrung erwähnt. Eine saubere Trennung zwischen Eisenbetonbau und Stahlbau kann an dieser Stelle nicht gezogen werden, Emperger selbst sprach von „Übergangsform zwischen beiden Lösungen, bestehend aus einem mit Profileisen armierten Eisenbeton, oder einem Stahlgerippe mit Betonumhüllung“ [Emperger 1932, 595].

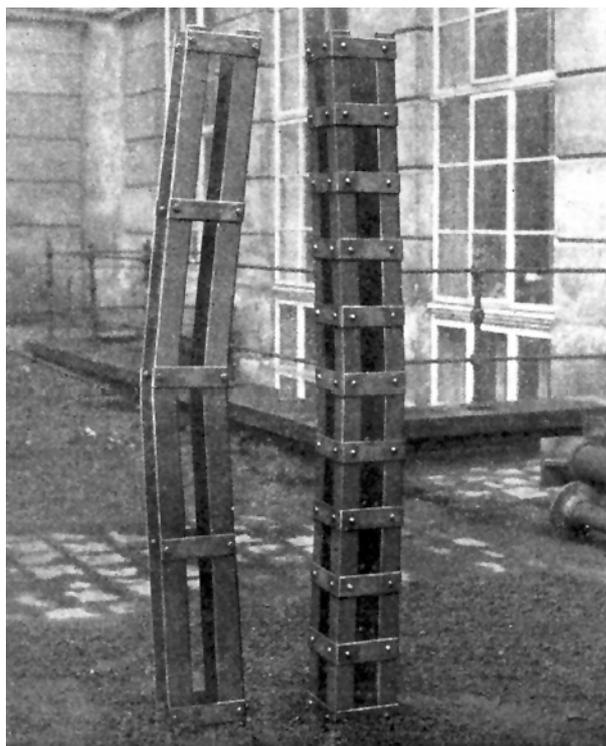


Bild 2.12 Stahlstütze nach 1. Belastung

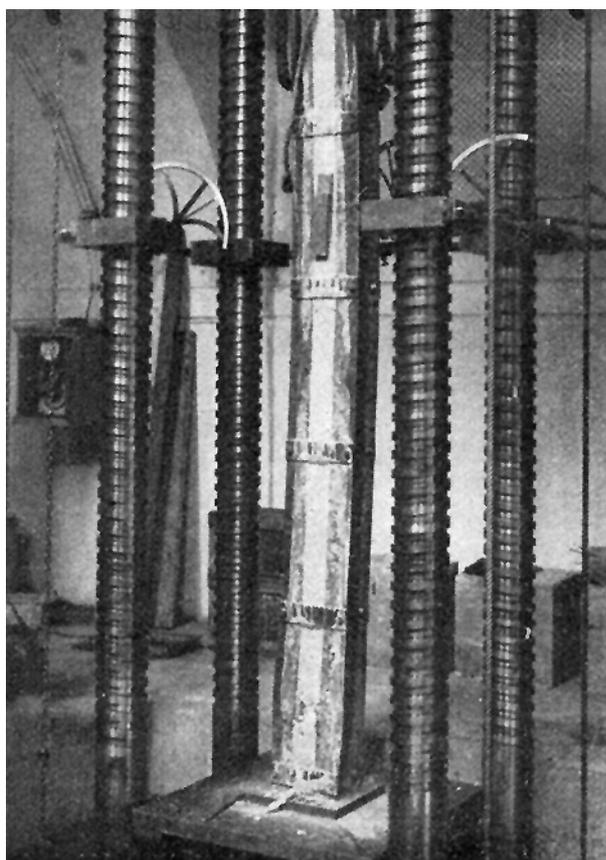


Bild 2.13 Versuchseinrichtung Emperger 1907

Emperger beschäftigte sich neben dem Eisenbetonbau auch mit Druckgliedern aus Eisen und stellte 1907 fest, daß die Tragfähigkeit der mehrteiligen Eisenstütze durch Einbetonieren erheblich gesteigert werden kann. Auch sah er die Erhöhung der Gesamtsteifigkeit der durch den Beton verbundenen I-Träger. Diese Verbindung konnte man natürlich auch durch Querverbände herstellen und auf diese Weise den Trägheitsradius erhöhen. Versuche hierzu führte er in den Jahren 1906 und 1907 durch, ebenfalls veröffentlicht in „Beton und Eisen“ [Emperger 1908a]. Die Steifigkeit des Betons wurde bei der Knickberechnung noch nicht berücksichtigt, wohl aber dessen Anteil an der Querschnittstragfähigkeit. Weitere Versuche mit profilbewehrten Eisenbetonstützen folgten, veröffentlicht in [Emperger 1908b]. Emperger kam zu diesem Zeitpunkt zu dem Schluß:

Die hier dargelegten Versuche haben nach Ansicht des Verfassers den vollständigen Nachweis geliefert, daß die einbetonierte Eisensäule (Beton-Eisensäule) ebenso wie das, was wir als Eisenbeton bezeichnen, statisch als Eisensäulen anzusehen sind, sofern die einzelnen Eisenquerschnitte mit der hinreichenden Zahl von richtig angebrachten Querverbindungen versehen sind. [Emperger 1908b, 55]

Später änderte Emperger diese Meinung und wollte die Verbundstützen in den Vorschriften für Eisenbeton geregelt haben. Er entwickelte sich zu einem großen Befürworter der starren Bewehrung in Eisenbetonstützen. So schrieb er 1927:

Ein wichtiges Grenzgebiet zwischen Eisen und Eisenbeton bestand in den Übergangsformen zwischen dem gewöhnlichen Eisenbeton mit seiner etwa 1%igen Armierung und dem 100%igen Eisenbau durch eine Reihe von Formen, bei welchen die Armatur in den Beton selbsttragend verlegt und in größeren Mengen von 3 % bis etwa 10 % angeordnet ist. ... Wir finden sie bei der Herstellung der Säulen von Hochhäusern [in Nordamerika] in weitgehender Verwendung, und es ist demnach erklärlich, daß die amerikanischen Vorschriften für Eisenbeton ausführliche Einzelheiten über die Verbindung von selbsttragenden Säulen aus Stahl und aus Gußeisen mit Beton enthalten. In Europa ist die Verwendung von schlaffen Armaturen für den Eisenbeton so allgemein geworden, daß man sich um diese Form nicht kümmert und teilweise sogar höhere Armaturen wie 3 % schlankweg verbietet, ohne sich die Mühe zu nehmen, die näheren Umstände anzugeben, unter welchen dieses Verbot eine Berechtigung besitzt oder nicht. [Emperger 1927, 773]

1931 forderte er in einem Beitrag in „Der Stahlbau“ mit dem Titel „Die umschnürte Stahlsäule“, daß

das gesamte Gebiet zwischen dem Betonpfeiler einerseits und der unbedeckten Stahlsäule andererseits in den verschiedenen Formen des Verbundes in den Vorschriften für Eisenbeton eine einheitliche Regelung finden soll ... Der Vorschlag geschieht in Anlehnung an die amerikanischen Vorschriften für Eisenbeton. [Emperger 1931a, 188]

Dieser Kommentar charakterisiert Emperger als Vorreiter des Verbundbaus in Europa, der baustoffübergreifend die beste Lösung für ein Bauwerk suchte. Emperger berichtete auf dem ersten Kongress der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau (IABSE) im Jahre 1932 von insgesamt 1027 europäischen und 572 amerikanischen Versuchen [Emperger 1932, 596]. Weiterhin stellte er verschiedene Typen von einbetonierten Profilstützen vor (Bild 2.14) mit Hinweisen zur Bemessung. Unterschieden wurde, ob der Beton mitträgt (alle außer a), und ob eine starke Umschnürungswirkung vorhanden war (wie bei e).

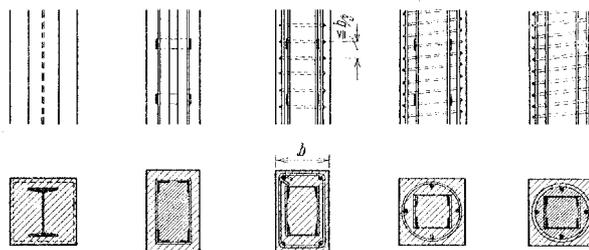


Bild 2.14 Typen von Verbundstützen 1931 (links a bis rechts e)

Rudolf Saliger (1873-1953) berichtete 1931 über „Versuche an betonumschnürten Stahlsäulen“ der Technischen Hochschule Wien [Saliger 1931]. Es wurden insgesamt 10 Stützen geprüft. Motivation war ein Hochhausprojekt in Wien, bei denen dieser Stützentyp als Alternative erwogen worden war. Die Stützen waren mit U-Profilen bewehrt und 3 m lang bei Abmessungen von 28 bis 40 cm. Saliger verglich die im Versuch erreichten Höchstlasten mit rechnerischen Werten nach dem Additions-gesetz und erzielte eine gute Übereinstimmung. In Deutschland wurden an der Technischen Hochschule Dresden zwischen 1930 und 1934 unter der Leitung von Willy Gehler (1876-1953) Versuche zu Säulen mit Walzprofilbewehrung durchgeführt, über die 1936 in Heft 81 des deutschen Ausschusses für Eisenbeton berichtet wurde. Ziel der Versuche war die Bestätigung des Additions-gesetzes für hohen Bewehrungsgehalt, da man in dem Entwurf zu den Eisenbetonbestimmungen von 1932 einen

viel höheren Bewehrungsgehalt vorgesehen hatte als in den früheren Bestimmungen; statt bisher 3 sollten 6 % erlaubt werden [DAfStb 1925; DIN 1045 1932]. Das Versuchsprogramm war sehr umfangreich, es wurden insgesamt 36 Säulen geprüft. Der Querschnitt der Säulen betrug 38/45 cm, die Höhe 2 m. Sechs Versuche wurden mit achteckigen umschnürten Säulen durchgeführt, die mit Winkelprofilen bewehrt waren. Die Bewehrung der rechteckigen Säulen bestand aus I-Profilen und U-Profilen. Die Versuche wurden mit und ohne Bindebleche durchgeführt, wobei sich zeigte, daß die Bindebleche keinen Einfluß auf die Tragfähigkeit hatten. Zum Bruchverhalten schrieb Gehler:

Der Bruch tritt bei allen Säulen plötzlich unter Bildung von schrägen Gleitflächen ein. Bei weiterer Belastung knickten erst die Rundeseisen zwischen zwei Bügeln aus; nachdem sich die Bügel ausgebogen hatten, knickten auch im Bereiche des zerstörten Betons die Walzprofile aus. [Gehler, Amos 1936, 19]

Aus den vorliegenden Versuchen geht folgendes hervor:

1. Das Additionsgesetz [nach den Eisenbetonbestimmungen von 1932, § 27] für den Bruchzustand bestätigt sich auch für Säulen mit Walzprofilbewehrung und für Bewehrungsverhältnisse bis zu 6,7 % des gesamten Säulenquerschnitts. Das Gesetz gilt sowohl für St 37 als auch für St 52.

2. Das Schwinden des Betons hat keinen merkbaren Einfluß auf die Bruchlast.

3. Die Anordnung von Bindeblechen hat keinen merkbaren Einfluß auf die Bruchlasten gehabt. [Gehler, Amos 1936, 40]

Besondere Beachtung verdient Punkt 3 des Zitats. Gehler erkannte als erster, daß die Anordnung von Bindeblechen keinen Einfluß auf die Traglast ausübt, wenn die Profilstäbe durch den umgebenden Beton und die Umschnürungswirkung der Bügel am Ausknicken gehindert werden. Anzumerken ist noch, daß die Schlankheit der Säulen $\lambda = 18,2$ betrug ($200/(0,289 \cdot 38)$). Die Säulen waren gedrungen, insgesamt also nicht knickgefährdet. In den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton 1943, DIN 1045, wurde ein Absatz über Säulen mit Formstahlbewehrung aufgenommen, siehe Abschnitt 3.3.8. Der Bemessungsansatz war analog zu Empergers Additionsgesetz in Verbindung mit dem ω -Verfahren aufgebaut. Ein gebautes Beispiel dieses Stützentyps existiert in einer Telefonfabrik in Budapest, Ungarn.

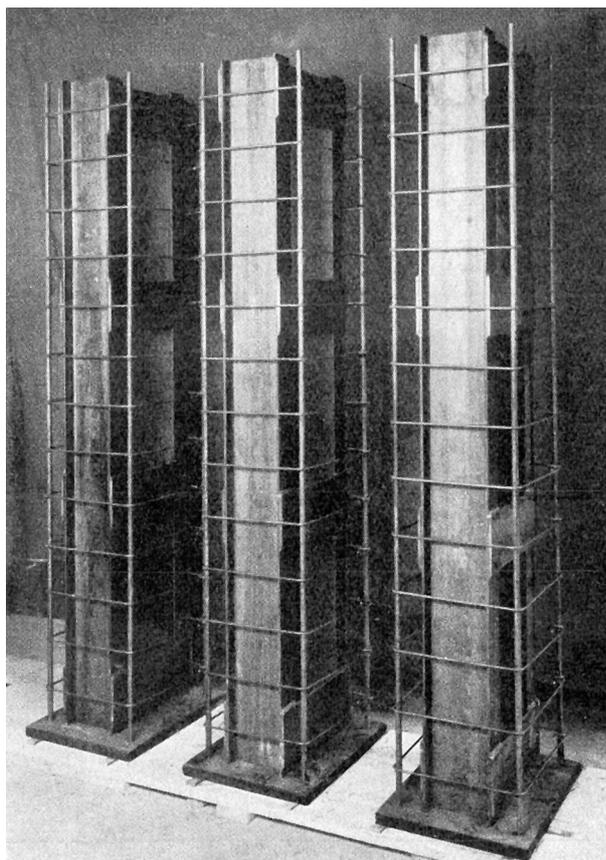


Bild 2.15 Versuchskörper Gehler 1934

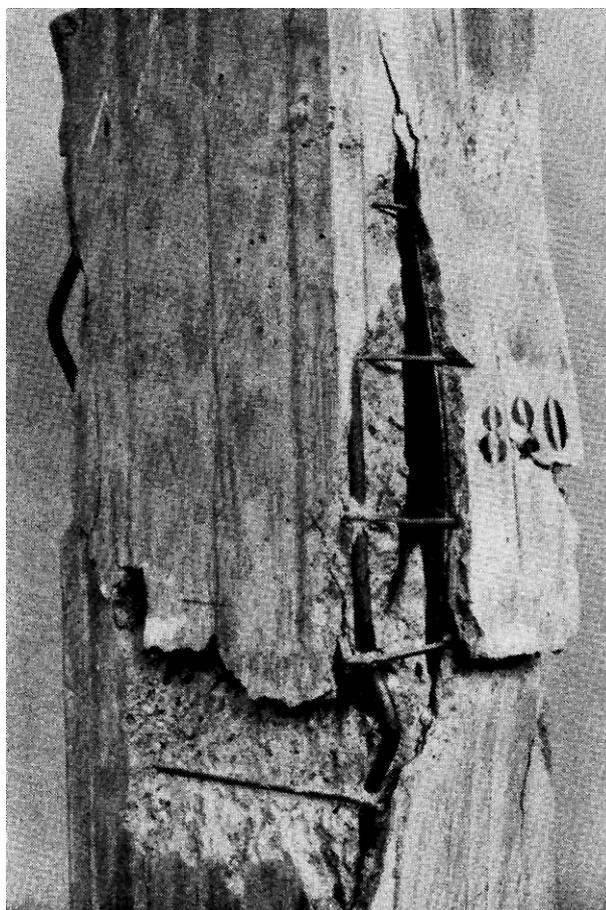


Bild 2.16 Brucherscheinung der Säule 820

Telefonfabrik, Budapest 1930

Architektur: N.N.

Tragwerksplanung: Béla Enyedi, Budapest

Die größte vorgeschriebene Stützenbreite war kleiner als 40 cm, die Belastungen der einzelnen Decken hingegen ziemlich hoch. Daraus folgte, daß eine Mittelstütze im Erdgeschoß eine mittige Kraft von 280 t zu tragen hatte. ... [Es] wurden umschnürte Stützen mit steifen Flußeiseneinlagen, System Dr. Emperger, gewählt. [Enyedi 1931, 242]

Im Gegensatz zur originalen Emperger-Stütze besteht der Kern in diesem Beispiel nicht mehr aus Gußeisen, sondern aus Flußeisenprofilen. System Dr. Emperger bezieht sich hier auf die starke Umschnürung der Stützen. Wegen der Ausführung mit Flußeisenprofilen ist das Gebäude hier eingeordnet. Die Verfasser verließen sich nicht auf Empergers Bemessungsansatz, sondern führten eigene Versuche zur Bestimmung der Tragfähigkeit durch.

Die Abmessungen der Kellerstützen aus Stahlbeton waren deutlich größer (Bild 2.18). Eine weitere Besonderheit war die Ausführung mit Pilzdecke bei freier Deckenuntersicht. Dieses Gebäude ist eines der wenigen in der Literatur dokumentierten Beispiele für die Anwendung von Verbundstützen in Europa.

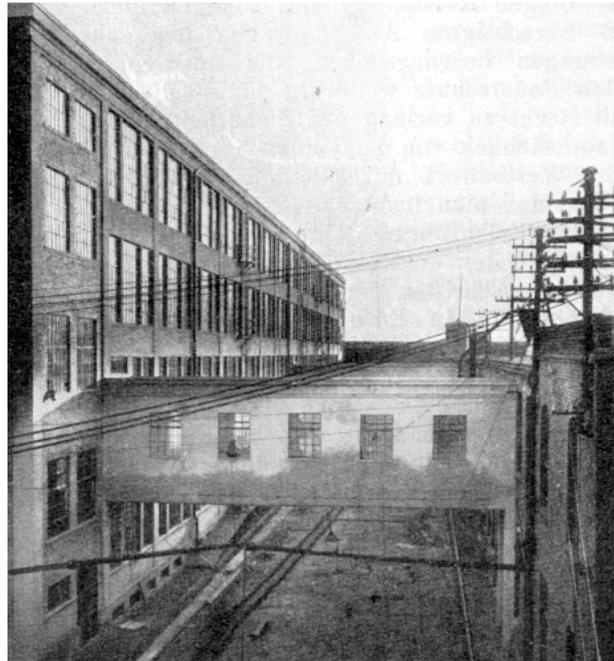


Bild 2.17 Telefonfabrik, Budapest 1930

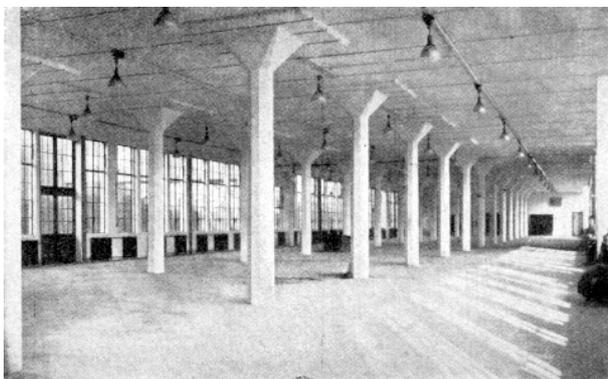


Bild 2.19 Innenansicht mit Pilzdecke

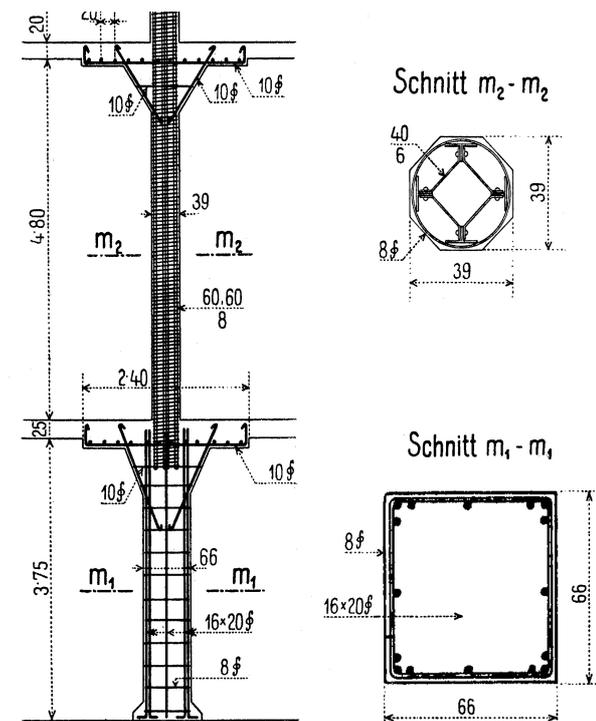


Bild 2.18 Mittelstütze - Keller und EG

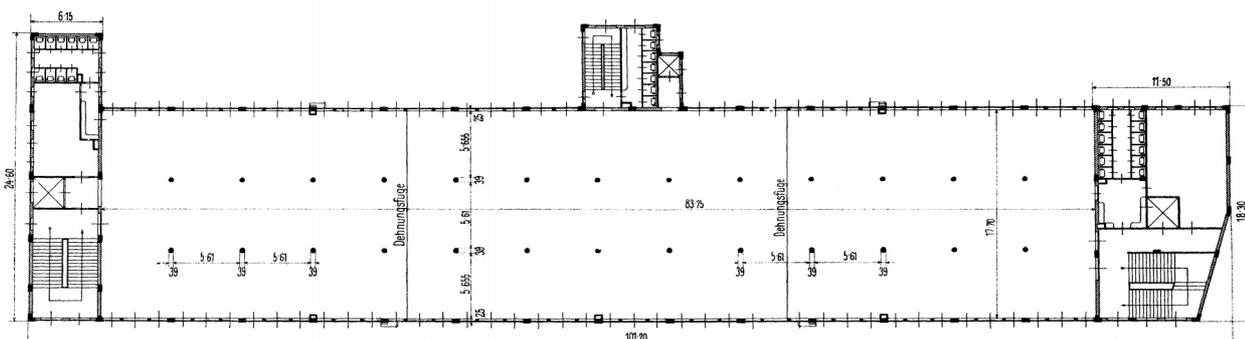


Bild 2.20 Grundriß

2.1.5 Stahlstützen mit Betonkern

Im Unterschied zu Abschnitt 2.1.4 werden hier Entwicklungen und Forschungen aus dem Bereich des Eisen- und Stahlbaus aufgezeigt. Bereits 1912 veröffentlichte William H. Burr einen Artikel mit dem Titel „Composite Columns of Concrete and Steel“ [Burr 1912]. Seines Wissens waren bis zu diesem Zeitpunkt noch keine grundlegenden Versuche über die traglaststeigernde Wirkung einer Betonfüllung auf Stahlstützen durchgeführt worden. Ob ihm Empergers Versuche bekannt waren wurde nicht erwähnt.

The effect of a concrete filling on increasing the carrying-capacity of a steel column has never been sufficiently investigated; accordingly the tests here described were made by the Author in order to ascertain the relative strength of plain steel columns compared with composite columns consisting of an outer frame of steel compression members and bracing filled with concrete. [Burr 1912, 114]

Burr führte im Juni 1908 im Laboratorium der Columbia Universität in New York Versuche durch. Bild 2.21 zeigt die untersuchten Stützen. Burr prüfte 8 Stützen, davon jeweils 4 mit und 4 ohne Betonfüllung. Die Traglaststeigerung läßt sich aus den Versuchsergebnissen zu etwa 25 % berechnen. Burr selbst führte diese Rechnung nicht durch, sondern beschränkte sich auf allgemeinere Ergebnisse wie die Errechnung eines ideellen E-Moduls der Stützen. Er hielt die Anzahl der Versuche für zu gering.

These tests are too few in number, and the section of the concrete is too small relatively to that of the steel, to furnish a basis for any safe broad generalization, but it is believed that the results are significant as to certain general features of columns of this type. [Burr 1912, 125]

Weiterhin beschrieb er die Anwendung dieses Stützentyps an einem von ihm geplanten Hochhaus in New York:

This latter type of reinforced-concrete column was used in the design by the author of what is known as the 39th Street Building, in New York City, a building occupied by the McGraw Publishing Company and other publishers. It has been used partially above the second floor for the operation of large printing presses. [Burr 1912, 116]

Dieses Gebäude ist wohl das erste in der Literatur erwähnte Beispiel für eine bewußte Anwendung von ausbetonierten Stahlstützen zur Steigerung der Traglasten.

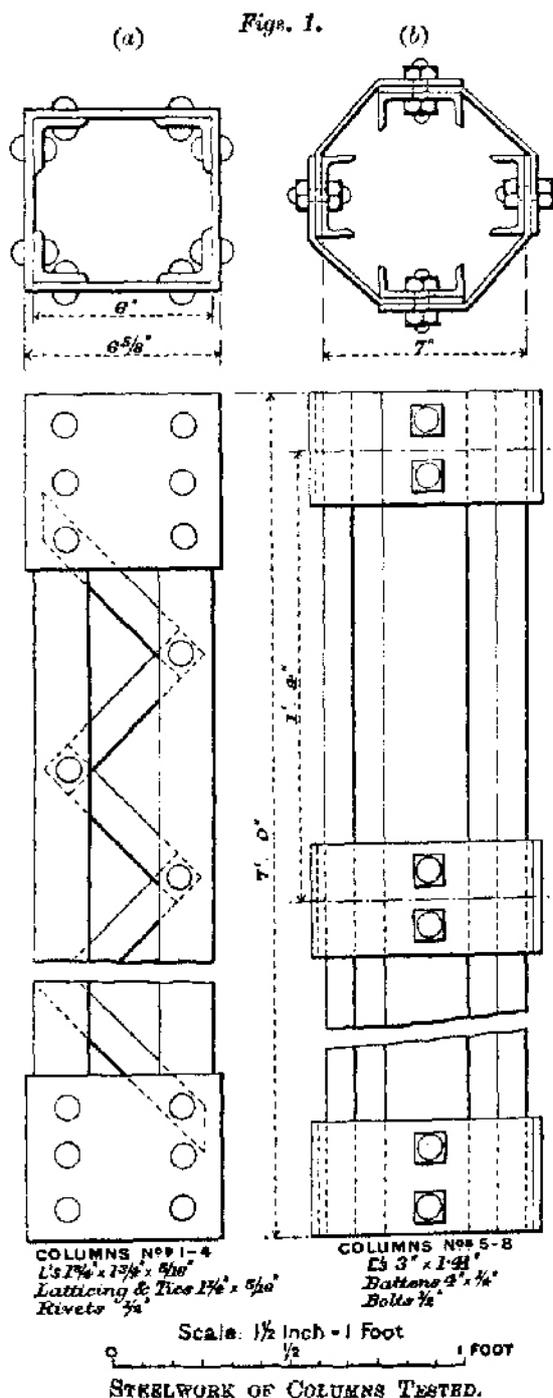


Bild 2.21 Von Burr 1912 untersuchte Stützen

39th Street Building, New York 1912

Architektur: Messrs., Radcliffe and Kelly, New York

Tragwerksplanung: William H. Burr, New York

Das auch unter dem Namen McGraw bekannt gewesene Verlagsgebäude hat 12 Stockwerke bei einer Höhe von 45 m, mit 38 m Breite und 27 m Tiefe. Aufgrund der hohen Lasten in den unteren Geschossen durch Druckereibetrieb wurden einbetonierte Stahlgitterstützen eingebaut, mit Abmessungen von 74 cm im EG bis zu 36 cm im 11. OG. Zur Lastabtragung wurde nur der Beton innerhalb des Stahlquerschnittes angerechnet, der umgebende Beton ($2'' = 5\text{ cm}$) wurde ausschließlich als Feuerschutz angesehen. Daher kann dieses Gebäude in das Kapitel „Stahlstützen mit Betonkern“ eingeordnet werden.

The use of the steel, in load-supporting condition, as a long column independent of the concrete, and at the same time forming a rigid banding member for the latter, with the consequent increase of permissible working load on the concrete, reduced the size of the columns in the basement and lower stories to dimensions quite consistent with the desired convenient and economical use of the clear floor space. [Burr 1908, 446]

Burr beschrieb auf der einen Seite die Stahlstützen als unabhängig vom Beton, auf der anderen Seite betonte er die Umfassung des Betons durch die Stahlprofile. Aufgrund dieser Versteifung des Betons wurden von der New Yorker Baubehörde per Sondererlaubnis höhere Betonspannungen zugelassen, nämlich 750 lb/in^2 ($0,5\text{ kN/cm}^2$) anstatt nur 350 lb/in^2 ($0,24\text{ kN/cm}^2$). Die Verbundwirkung wurde hier also hauptsächlich dazu herangezogen, den Beton durch Umfassen höher ausnutzen zu können.



Bild 2.22 39th Street Building New York 1912

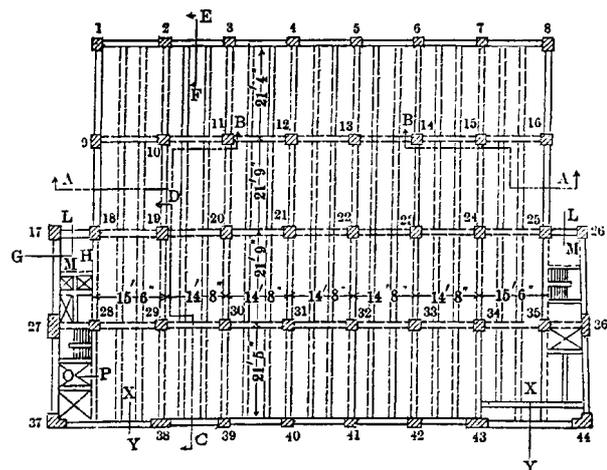


Bild 2.23 Grundriss 3. OG

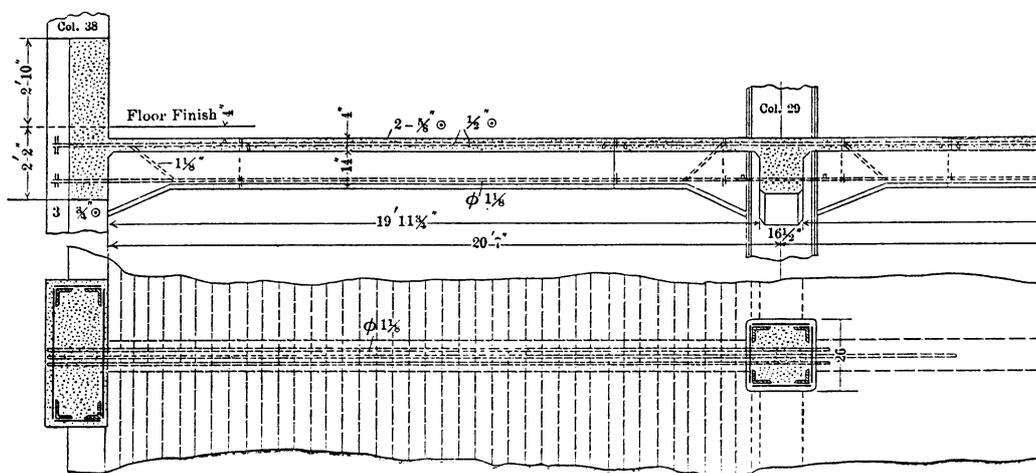


Bild 2.24 Schnitt C-D

Ebenfalls 1912 untersuchten Arthur N. Talbot und Arthur R. Lord den Einfluß von Beton als Verstärkung für Stahlstützen. Getestet wurden 31 Stützen an der Universität von Illinois. Sie machten sich Gedanken über die verschiedenen Typen von Stützen und die Ausmaße der Stützen in hohen Gebäuden.

Sometimes the structural steel shapes form a relatively small proportion of the column section and are considered as reinforcement for the concrete. In other designs the amount of steel is much larger and the structural shapes will carry a large proportion of the load so that the column instead of being a reinforced concrete column is really a steel column reinforced with the concrete in which it is embedded. Such columns may occupy less space than the reinforced concrete column as usually designed. ... The series of tests described in this bulletin was planned to throw light upon the action of columns formed of structural steel shapes by filling the space between the shapes with concrete or encasing them in concrete as exemplified in a form of column section which has been used in reinforced concrete building construction. [Talbot, Lord 1912, 3]

Die untersuchten Stützen bestanden aus zusammengesetzten Profilen, die einbetoniert wurden. Teilweise waren sie mit Spiralbewehrung versehen. Zum Vergleich wurden auch reine Stahlstützen getestet. Aus den Versuchsergebnissen leiteten die Autoren ab, daß die maximale Last reiner Stahlstützen nach der Formel

$$P/A = 36500 - 155 l/r \tag{2.3}$$

bestimmt werden kann (amerikanische Einheiten), wobei l/r das Verhältnis von Knicklänge und Trägheitsradius meint. Bei einbetonierten Stahlstützen solle man die Tragfähigkeit des Stahlteils nach obiger Formel bestimmen, danach für den Beton unabhängig von der Schlankheit (bis zu einer Länge des 15fachen Durchmessers) einen Anteil addieren, wobei die Festigkeit mit $2/3$ der Würfelfestigkeit angenommen werden könne unter weiterer Berücksichtigung einer ausreichenden Sicherheit:

1. The maximum load carried by the plain steel columns is expressed by the straight-line formula, $P/A = 36500 - 155 l/r$, where l/r is the ratio of length of column to radius of gyration of the section of the steel column. ...

8. A basis for design which seems rational is to determine the strength of the steel column by the use of the column formula for the l/r ratio of the steel column and then to consider the concrete of the core section (without reference to the length of the col-

umn for any ordinary length ratio, say a length of 15 diameters) to have a stress value proportional to the strength of the plain concrete, say two-thirds of the cube strength. A suitable factor of safety would of course be somewhere applied. [Talbot, Lord 1912, 43-44]

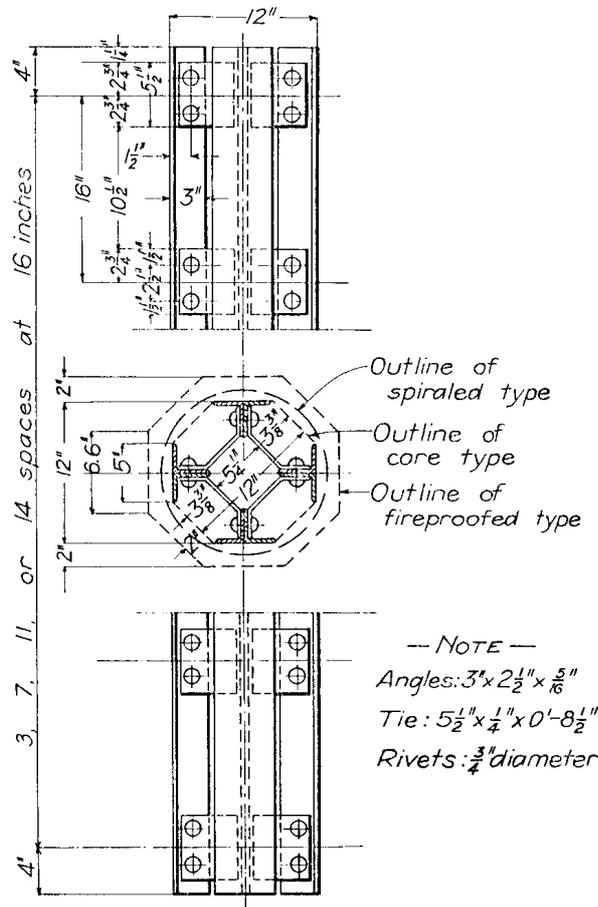


Bild 2.25 Von Talbot und Lord 1912 untersuchte Stützen

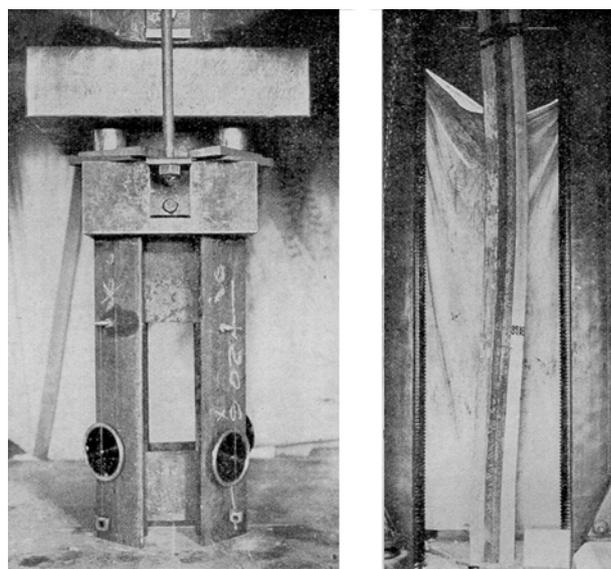


Bild 2.26 Versuchsaufbau und Stütze nach Überschreiten der Maximallast

2.1.6 Zusammenfassung der Entwicklung bis 1945

Stützen aus Eisenbeton wurden seit dem letzten Jahrzehnt des 19. Jahrhunderts verwendet. So nennt Pauser das Jahr 1892 [Pauser 1994, 61], Emperger das Jahr 1895 [Emperger 1927, 773]. Für beide Autoren ist Hennebique in diesem Zusammenhang maßgebend beteiligt. Zu Beginn des 20. Jahrhunderts gab es bereits 1902 die erste erwähnte Anwendung von betongefüllten Rohren [Sewell 1902]. Im Eisenbeton wurde zu dieser Zeit mit verschiedenen Arten der Bewehrung experimentiert, unter anderem auch mit Gußeisen und mit Walzprofilen. Emperger erlangte im Jahre 1911 einen Patentanspruch auf „Hohle Gußeisenstützen mit einem Mantel aus umschnürtem Beton“, die später nach ihm benannte Empergerstütze. Dieser Typ wurde um das Jahr 1930 vor allem im Hochhausbau in den Vereinigten Staaten eingesetzt.

In Europa wurde die Bewehrung mit Profileisen zunächst durch Rundeisen verdrängt. Man baute die Betonstützen meist mit einem geringen Bewehrungsgehalt von 1 % [Emperger 1927, 773], um den Eisenaufwand soweit wie möglich zu reduzieren. Hochbauten wurden in der Regel in reiner Stahl- oder Eisenbetonbauweise angeboten,

als ob der Fachmann nur die Wahl zwischen der einen oder anderen Lösung hätte, und selbst dort, wo dies auf ausführlichen Kostenvergleichen beruht, gewinnt man den Eindruck, als ob es sich um zwei grundverschiedene Systeme handelte, von denen einerseits der Gebrauch der Walzprofile und andererseits die Verwendung von Beton mit Rundeisen abhängt [Emperger 1930b, K81].

Diesen Umstand schrieb Emperger den Spezialfirmen zu, die nur die eine oder die andere Bauweise durchführten. Die anfangs noch verbreiteten umschnürten Säulen mit Gußeisen oder Profileisenkern wurden in Europa verdrängt, weil Eisenbetonstützen mit Rundeisenbewehrung wirtschaftlich überlegen waren. Als Grund für diese Überlegenheit nennt Emperger den hohen Nietaufwand für Eisensäulen.

Zu Beginn der dreißiger Jahre war im Entwurf zu den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton für die Bewehrung von Säulen ein viel höherer Bewehrungsgehalt vorgesehen als zuvor, statt bisher 3 nun 6 % Längsbewehrung [DAfStb 1925; DIN 1045 1932]. Daher wurden Forschungen über profilbewehrte Eisenbetonstützen wieder aufgenommen, so in der Versuchsreihe

des deutschen Ausschusses für Eisenbeton, veröffentlicht in Heft 81 [Gehler 1936]. Ab 1943 wurde dieser Typ in DIN 1045 zugelassen. Da kriegsbedingt zur Einsparung von Stahl ermahnt wurde, kamen Säulen mit Formstahlbewehrung jedoch kaum zum Einsatz. In den US-Amerikanischen Vorschriften war dieser Stützentyp zum ersten Mal 1910 geregelt [ASCE 1910]. In diesem Zusammenhang muß Emperger als wichtige Persönlichkeit genannt werden, der durch seine Beiträge in Fachzeitschriften nicht nur die Anwendung von Verbundstützen gefördert, sondern auch allgemein über starre Bewehrung im Eisenbetonbau geforscht hat und daher als Verbundbaupionier gelten darf.

Von Seiten des Stahlbaus kam die Idee, den oftmals aus Brandschutzgründen vorhandenen Beton zur Lastabtragung mit heranzuziehen. Zunächst beschränkte man sich auf den Beton zwischen den Stahlprofilen. In den USA veröffentlichte Sewell 1902 als Erster zu diesem Thema, in Europa 1907 Emperger. Die Versuche von Memmler u. a. 1934 (Deutscher Ausschuss für Stahlbau) führten zu dem Bemessungsansatz von Klöppel 1935. Dieser Stützentyp ist den heute gebräuchlichen kammerbetonierten Profilstützen ähnlich, da das Profil teilweise sichtbar blieb.

Bis 1945 waren die heutigen Grundtypen von Verbundstützen prinzipiell bekannt. Versuche waren hauptsächlich mit einbetonierten Profileisen und mit Empergerstützen durchgeführt worden. Emperger berichtete auf dem ersten Kongress der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau (IABSE) im Jahre 1932 von insgesamt 1027 europäischen und 572 amerikanischen Versuchen [Emperger 1932, 596]. Bemessungsansätze gab es in Deutschland für Stützen mit einbetonierten Profileisen [Emperger 1913a; Gehler 1936; DIN 1045 1943], für kernbetonierte Stahlsäulen [Klöppel 1935] und für Empergerstützen [Emperger 1913d]. Betongefüllte Stahlrohre waren zwar untersucht worden, hatten sich aber im europäischen Hochbau nicht verbreiten können, da man das Rohr hauptsächlich als eine mögliche Umschnürung ansah und diese Umschnürungswirkung mit Rundstahlbewehrung günstiger gewährleistet werden konnte [Freudenthal 1933, 107].

2.2 1945 bis 2000

2.2.1 Betongefüllte Stahlhohlprofilstützen

Die Entwicklung von betongefüllten Stahlhohlprofilstützen hängt zusammen mit der Verfügbarkeit und damit der Entwicklung der Hohlprofile. Hierzu schrieb Dutta, Vorsitzender der CIDECT (Comité International pour le Développement et l'Étude de la Construction Tubulaire – Internationales Komitee für die Entwicklung und Forschung von Rohrkonstruktionen), einer Vereinigung der Hohlprofilhersteller, 1995:

Im Zuge der Industrialisierung in Europa im neunzehnten Jahrhundert entwickelten sich mit schnellem Tempo die Stahlherstellungsverfahren und die Verarbeitungsmöglichkeiten der Stahlprodukte. Sie führten zur Fertigung von klassischen Stahlbauprofilen, von I-, L-, und U-Formen und schließlich zum geschweißten Rundhohlprofil im Jahre 1825, das nach dem Feuerschweißverfahren von C. Waterhouse in England hergestellt wurde. In Deutschland begann die Herstellung von geschweißten Rundhohlprofilen 1845 (A. Poensgen), und das nahtlose Rundhohlprofil wurde von den Brüdern Mannesmann in der Nacht vom 21. zum 22. August 1866 zum ersten Mal erfolgreich gewalzt. Am Ende dieser Kette entstand als jüngstes Mitglied der Familie der Stahlbauprofile das rechteckige und quadratische Hohlprofil, dessen Industrieproduktion 1959 die englische Firma Stewarts and Lloyds aufnahm. [Dutta 1995, 44]

Betongefüllte Hohlprofile wurden ab 1947 in Europa als Druckstäbe in Freileitungsmasten eingesetzt, z. B. Rohrgittermaste System Motor-Columbus. Bild 2.29 zeigt einen Abspannmast der 150 kV-Leitung über den Nufenenpaß, Bild 2.30 die Knotenpunktausbildung.

Der an sich hohe Knickwiderstand von rohrförmigen Stäben wird bei diesen Masten noch durch Ausbetonieren der druckbeanspruchten Rohre wesentlich erhöht. Dadurch ist es möglich, weitmaschige Fachwerkssysteme mit nur wenigen Knotenpunkten zu verwenden. ... Die Stahlersparnis ist gegenüber gleichwertigen Gittermasten aus Winkelstahl eine sehr bedeutende und im Falle der Verwendung für größere Belastungen (Leitungen höherer Betriebsspannung) sind diese Masten, deren Bauweise in der Schweiz und in einigen anderen Ländern patentiert ist, trotz der höheren Rohrpreise wirtschaftlicher als Gittermaste der üblichen Bauart. [Girkmann, Königshofer 1952, 320f.]

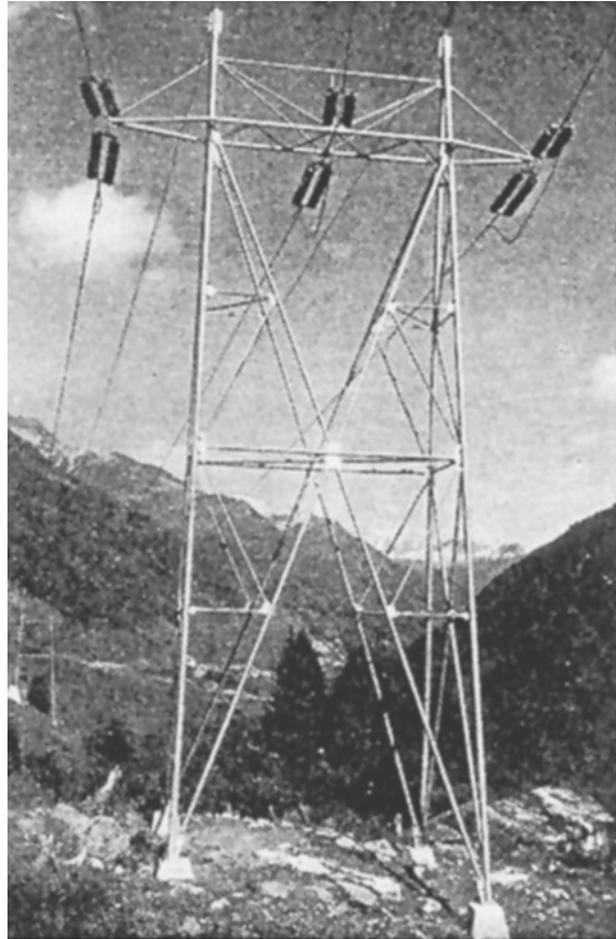


Bild 2.29 Trag- und Abspannmast Nufenenleitung

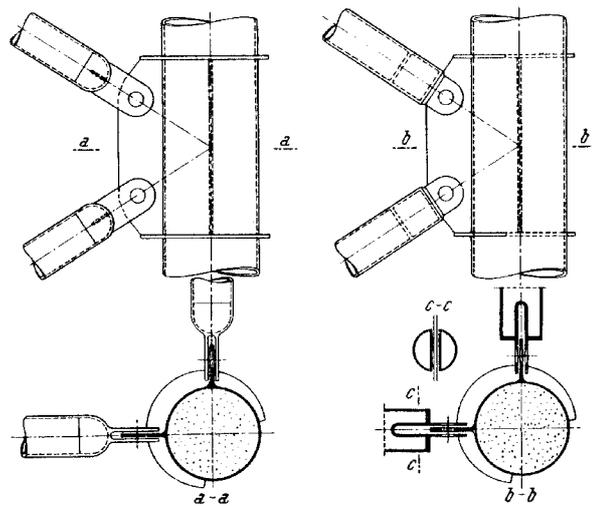


Bild 2.30 Detail Knotenpunkt des Gittermastes

Versuche wurden bereits 1944 an der eidgenössischen Materialprüfungsanstalt (EMPA) der ETH Zürich in der Schweiz durchgeführt. Es wurden vergleichende Knickversuche mit gezogenen und geschweißten Rohren von 110 mm Außendurchmesser, 2,5 mm Wandstärke und 4 m Länge durchgeführt. Die Rohre wurden bis zum Ausknicken belastet. Hierbei ergaben sich für die betongefüllten Rohre doppelt so große Knicklasten wie für die leeren Rohre.

Rohrart	Außendurchmesser [mm]	Wandstärke [mm]	Knickbelastung der Rohre	
			leer [t]	ausbetoniert [t]
Gezogen	110	2,5	15,0	28,5
Geschweißt	100	2,5	10,0	22,3

Tabelle 2.1 Knicklasten an leeren und ausbetonierten Stahlrohren [SBZ 1948, 548]

Klöppel und Goder führten von 1954 bis 1955 Traglastversuche mit ausbetonierten Stahlrohren durch, deren Ergebnisse sie 1957 veröffentlichten [Klöppel, Goder 1957]. Diese Versuche waren Referenz für viele weitere Forschungen im In- und Ausland, die Arbeit wurde von vielen nachfolgenden Forschern zitiert. Die Autoren betonten die Vorteile des ausbetonierten Stahlrohres als Fachwerk-Druckstab. In den deutschen „Vorschriften für den Bau von Starkstromfreileitungen“ VDE 0210 von 1953 war erstmalig eine Bemessungsformel für betongefüllte Stahlrohre angegeben, siehe Kapitel 3.3.12. Sie galt für ideale Schlankheitsgrade $\lambda_{id} \geq 50$. Klöppel und Goder wollten den Bereich $\lambda_{id} < 50$ eingehender untersuchen und eine Bemessungsformel in Anlehnung an DIN 4114 aufstellen.

Die Versuche wurden im Ingenieurlaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt durchgeführt. Insgesamt wurden 54 ausbetonierte und 45 leere Stahlrohre untersucht. Der Rohrdurchmesser variierte von 96 bis 216 mm, die Wandstärke von 2 bis 12 mm. Klöppel und Goder machten sich intensive Gedanken über die Lagerung der Versuchskörper und die Meßeinrichtung:

Die ausbetonierten Rohre wurden in einer 50/300 t Prüfmaschine geprüft [Bild 2.31]. Die beiderseits gelenkige Lagerung der Rohre wurde durch Kipplager [Bild 2.32] verwirklicht. Eine gewisse Beachtung verdiente die Frage der Krafteinleitung in das Rohr. Die Spannungsverteilung auf Stahl und Beton

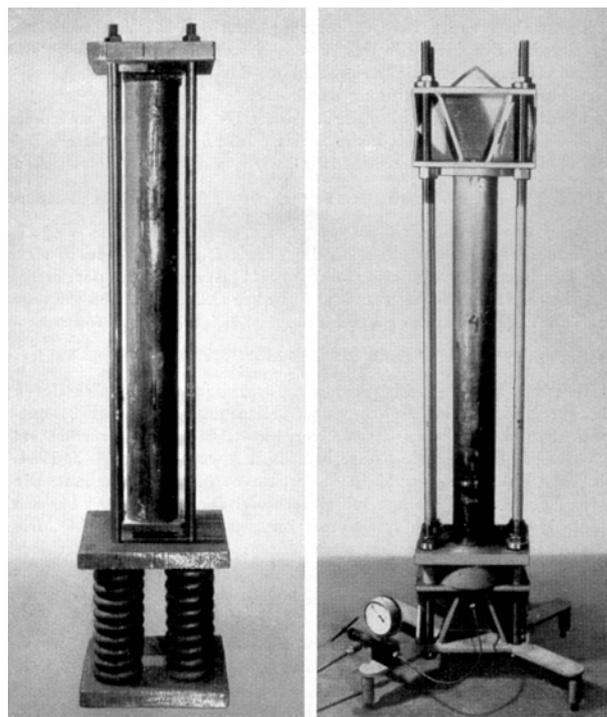


Bild 2.31 Versuchseinrichtung Klöppel, Goder 1954

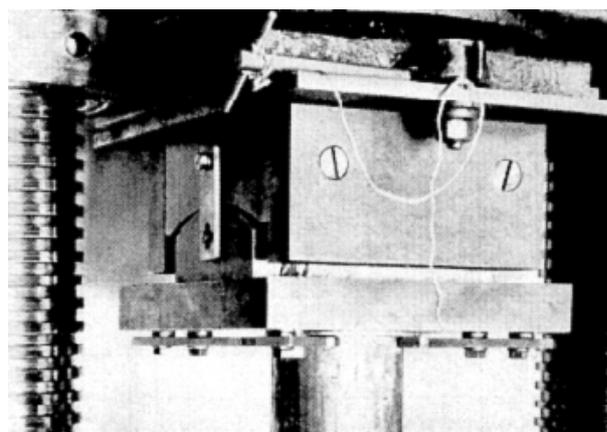


Bild 2.32 Kipplager

nach dem Verhältnis der E-Moduli wird an den Rohrenden insofern gestört, als dort eine erhöhte Beanspruchung des Betons auftritt. Der Beton wurde daher 0,5 mm tief abgearbeitet und die Stirnfläche des Betons mit Gips abgeglichen; außerdem wurde zwischen Lageroberteil und Versuchskörper eine 2 mm dicke Pappe eingeschoben. ... An den Rohren wurden die Längs- (ϵ_l) und Querdehnungen (ϵ_t) des Stahlmantels sowie die Durchbiegung in Rohrmitte und in den Viertelpunkten gemessen. [Klöppel, Goder 1957, 3]

Es folgten umfangreiche Betrachtungen über die mitwirkende Steifigkeit des Betons und über die Auswirkungen des Betonkriechens inklusive Kriechversuche:

Unter Dauerlast kriecht der Beton. Bei Verbundquerschnitten ruft das Kriechen eine Spannungumlagerung hervor. Beim ausbetonierten Rohr, das nur durch Normalkräfte beansprucht wird — von den Biegemomenten infolge außermittiger Kräfteinleitung soll abgesehen werden —, nehmen die Stahllängsspannungen gleichmäßig zu, die Betonlängsspannung entsprechend ab. Man spricht auch von einer rechnerischen Verminderung des Elastizitätsmoduls des Betons. [Klöppel, Goder 1957, 8]

Die Autoren kamen zu der Empfehlung, daß die Spannungumlagerungen von Beton auf Stahl für Stäbe aller Schlankheitsgrade beachtet werden sollten. Die Frage des Betonkriechens wurde 1982 von [Roik, Bode, Bergmann 1982] eingehend untersucht. Der Bemessungsansatz von Klöppel und Goder ist in Abschnitt 3.3.13 beschrieben.

1957 zitierten Boué und Seekamp die Versuchsreihe von Klöppel und Goder und berichteten weiterhin über Brandversuche, die der Deutsche Ausschuß für Stahlbau bei der BAM in Berlin-Dahlem vorgenommen hatte, um den Einfluß der Betonfüllung auf die Feuerwiderstandsdauer von Rohrstützen zu untersuchen. Es zeigte sich,

daß beim hohlen Rohr 350° C bereits nach im Mittel 7 Minuten und der Zusammenbruch nach 10 Minuten erreicht werden, während die entsprechenden Werte für das betongefüllte Rohr bei 9 bzw. 11 und 13 bzw. 14 Minuten liegt. Daß bereits die gefüllte Ausführung ohne Ummantelung eine Einstufung in „feuerhemmend“ erreicht, wurde von vornherein nicht erwartet. Schließlich sind die entsprechenden Zahlen für die mit 3 cm Kalkputz ummantelten Rohre 61 bzw. 66 und 65 bzw. 68 Min. [Boué, Seekamp 1957, 164]

Weiterhin zeigte sich, daß aus den für Thermoelemente vorgesehenen Bohrungen während der Brandversuche Dampf austrat. Bei den ummantelten (Kalkputz) Rohren, die diese Bohrungen nicht besaßen, kam es durch den Innendruck des Wasserdampfes zum Platzen der Rohre. In einer weiteren Versuchsreihe wurde festgestellt, daß bereits durch verhältnismäßig kleine Öffnungen ein Druckausgleich stattfindet. Es wurde empfohlen, die erforderlichen Öffnungen von mindestens 12 cm² durch zwei oder mehr Löcher sicherzustellen.

Angesichts dieses Ergebnisses hat der Obmann des ETB-Ausschusses, Prof. Dr.-Ing. E. H. Wedler, empfohlen, das seinerzeit ausgesprochene Verbot⁴⁾ von betonvollgerüttelten Stahlstützen mit Hohlquerschnitten dort, wo feuerbeständige Bauweise

gefordert wird, unter der Bedingung aufzuheben, wenn derartige Stützen die vorstehend angegebenen Bohrungen als Sicherung gegen Versagen der Säule unter Feuereinwirkung infolge des übermäßigen Dampfdruckes erhalten. [Boué, Seekamp 1957, 164]

⁴⁾ z. B. Ministerialblatt für das Land Nordrhein-Westfalen Ausgabe A, 9. Jahrgg. Nr. 22 vom 10.3.1956; vergl. Auch Bauwelt 47 (1956) Heft 14, Wedler: Entwicklung der Techn. Baubestimmungen im Jahre 1955, Abschn. 11.

Diese Erkenntnis war für die weitere Entwicklung dieses Stützentyps sehr wichtig. Betongefüllte Hohlprofilstützen konnten von da an auch als feuerbeständig eingesetzt werden.

Anfang der sechziger Jahre wurde für ein Autobahnkreuz mit 4 Fahrbahnebenen bei Almondsbury in England die Anwendung von betongefüllten Hohlprofilen erwogen und 1963 beschlossen:

The 35 tubular composite columns vary in length from 13 to 38 ft [3,96 bis 11,58 m] and carry loads ranging from 260 to 3200 tons [2640 bis 32500 kN] ... If constructed in reinforced concrete the heavier loaded columns would have been unacceptably large, and therefore tubular steel columns were adopted. To achieve robustness it was decided to fill all the tubes with concrete and for the sake of economy it was clearly desirable to make full use of both materials ... practically no design rules existed at that time, or even today, for such columns. [Kerensky, Dallard 1968, 308]

Das Zitat verdeutlicht die übliche Trennung zwischen Stahlbeton- und Stahlbau. Da Stahlbetonstützen in den Abmessungen zu groß geworden wären, sollten alternativ Stahlhohlprofilstützen eingesetzt werden. Nur aus Gründen der Robustheit (z. B. Anpralllasten) sollten die Stützen mit Beton gefüllt werden und nur aus ökonomischen Gründen wurde erwogen, den Beton als mittragend anzunehmen. Die Autoren beklagten weiterhin das Fehlen von Bemessungsvorschriften, sie hatten offensichtlich die Forschungen von Klöppel und Goder nicht zur Kenntnis genommen. Die Stützen wurden ohne zusätzliche Längsbewehrung ausgeführt und im Lasteinleitungsbereich mit Kopfbolzendübeln versehen. Für die Lagerung wurde ein spezielles Detail entwickelt, um die Kräfteinleitung möglichst mittig zu gewährleisten (Bild 2.34). Im Vorfeld wurden von Bondale und Clark Untersuchungen durchgeführt [Bondale, Clark 1966].



Bild 2.33 Autobahnkreuz bei Almondsbury, England

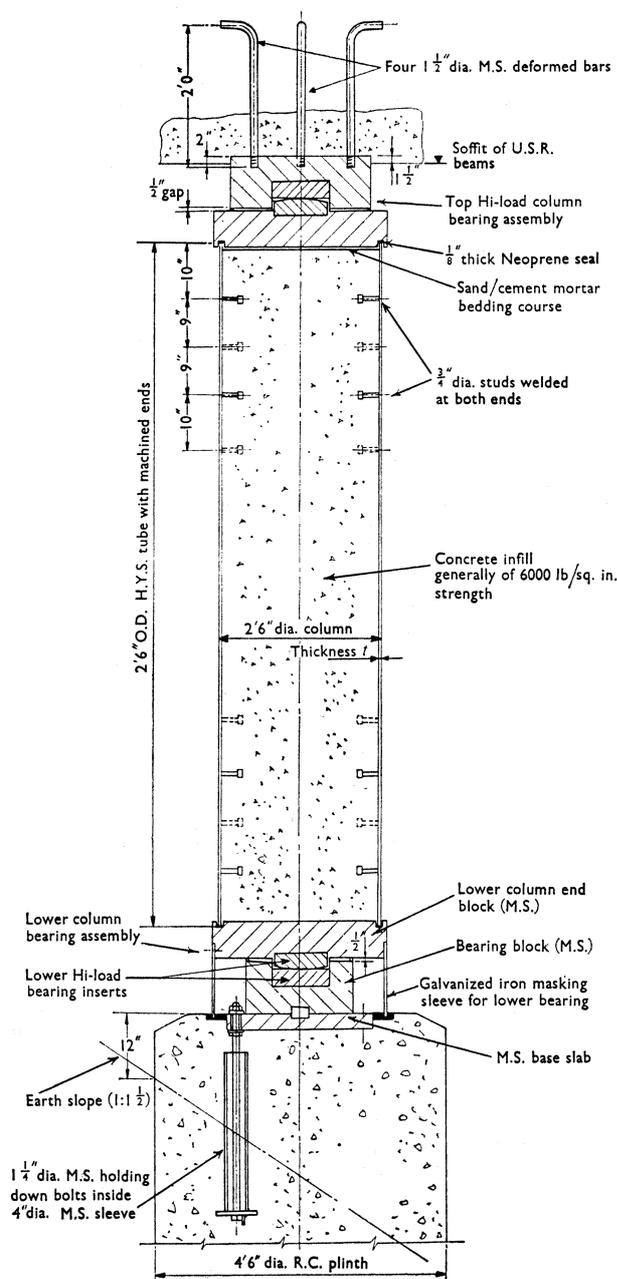


Bild 2.34 Verbundstütze Autobahnkreuz Almondsbury

In den Jahren 1974-1976 wurden am Institut für konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum im Rahmen eines umfassenden Forschungsprogrammes über Verbundkonstruktionen die Forschungsvorhaben „Tragverhalten von mit Beton gefüllten Hohlprofilstützen aus Stahl“ und „Tragfähigkeit von einbetonierten Stahlstützen“ durchgeführt. Diese Forschungen führten zu einer Bemessungsmethode für Verbundstützen, die später in den ersten deutschen Vorschriften für Verbundstützen, DIN 18806 Teil 1, 1984 festgelegt wurde. Zum Ablauf des Bemessungsverfahrens siehe Kapitel 3.3.15. In den Abschlußberichten [Roik u. a. 1975] und [Roik u. a. 1976] gaben die Autoren einen umfassenden Überblick über die bis dahin gemachten internationalen Forschungen zu Verbundstützen, insbesondere über die Zeit nach den Versuchen von Klöppel und Goder 1954-1955. Als besonders wichtig wurde die Arbeit von Furlong genannt, der wohl als erster darauf hinwies, daß neuzeitliche Bemessungsformeln für Verbundstützen die Grenztragfähigkeit beschreiben müßten. Zu seinem Bemessungsansatz siehe auch Abschnitt 3.3.14.

In Deutschland wurden Hochhäuser überwiegend in Stahlbeton ausgeführt. Gert König gibt in einer Zusammenstellung der wichtigsten Frankfurter Hochhausprojekte nur ein Hochhaus als Stahlkonstruktion und zwei in Mischbauweise an [König 1995, 129]. Die zwei Projekte in Mischbauweise sind das Hochhaus Senckenberganlage, Fertigstellung 1976, Höhe 162 m und das Verwaltungshochhaus Dresdner Bank, Fertigstellung 1979, Höhe 166 m. Beide Gebäude waren zum Zeitpunkt ihrer Fertigstellung die höchsten im Lande. Mischbauweise bedeutet hier, daß beide Hochhäuser in Massivbauweise geplant wurden, aber aufgrund der hohen Stützenlasten bei beiden auch Stahlstützen zum Einsatz kamen. Für die Senckenberganlage wurde ein spezielles Profil entwickelt:

Der Wunsch des Bauherrn nach möglichst geringen Abmessungen der im Höchstfalle mit 4 500 Mp [45 MN] belasteten Stützen führte zur Entwicklung einer ... Stahlstütze (St 52) Sie besteht aus einem dickwandigen I-Profil mit größten Flansch- bzw. Stegdicken von 80 mm bzw. 45 mm, auf das beidseitig bis zu 90 mm dicke Blechlamellen aufgeschweißt sind. ... Den Feuerschutz (F 180) bildet eine 8 cm dicke Ummantelung aus Mineralfaserwolle. [Moos, Hoffmann 1975, 207]

Für das Dresdner-Bank Gebäude wurde ein Ka-
stenquerschnitt aus vier Einzelblechen mit großer
Wandstärke entwickelt (Bild 2.35). Bei Außenab-
messungen von 800×800 mm konnte eine 59 MN
große Last aufgenommen werden. Die erforderliche
Feuerwiderstandsdauer F 180 wurde auch hier
mit einer Ummantelung aus 80 mm Mineralwolle
erreicht [Buch, Paul 1979, 137]. Auffällig ist, daß
die Planer entweder Beton- oder, wenn deren Ab-
messungen zu groß wurden, Stahlstützen verwen-
det haben. In beiden Gebäuden wurde eine 8 cm
dicke Ummantelung aus Mineralfaserwolle zur
Erzielung der erforderlichen Feuerwiderstands-
dauer angebracht. Erst bei neueren Hochhäusern
kamen Verbundstützen aus betongefüllten Hohl-
profilen zum Einsatz, z. B. Commerzbank Frankfurt
1996 als Dreieckstütze und Millenium-Tower Wien
1999, mit zusätzlich eingestelltem massivem
Stahlkern, siehe Abschnitt 2.2.3.

1994 berichtete Bergmann über Versuche zum
Einsatz von hochfestem Beton bei Stahl-
Hohlprofilstützen. Motivation war:

Die hohe Zunahme der Druckfestigkeit von hochfes-
tem Beton im Vergleich mit Normalbeton ist bei
den anderen Eigenschaften wie z. B. Zugfestigkeit
und Scherfestigkeit nicht im gleichen Maße ge-
geben. Von daher ist der wirtschaftlichste Einsatz des
hochfesten Betons in Bauteilen gegeben, bei denen
im wesentlichen die Druckfestigkeit aktiviert wird.
Solche Bauteile sind z. B. betongefüllte Hohlprofil-
verbundstützen. Hier unterstützt der Stahlmantel
den Beton bei Querbeanspruchung aus Querkon-
traktion bzw. nimmt der Stahlmantel die Spaltzug-
kräfte aus der Druckbeanspruchung auf. [Bergmann
1994, 262]

Es wurden 16 Versuche mit betongefüllten Rund-
und Rechteckrohren durchgeführt. Die Betonfes-
tigkeit reichte von 84,1 bis 116,1 MPa. Die Be-
tonmischung war vorher als C 70 (B 90) bauauf-
sichtlich zugelassen worden. Die von Bergmann
untersuchten Stützen zeigten insgesamt ein sehr
sprödes Tragverhalten, welches bei den Rechteck-
stützen stärker ausgeprägt war als bei den Rund-
stützen. Bild 2.36 zeigt den steilen Abfall der Last-
Verformungskurven der Rechteckstützen. Berg-
mann kam zu dem Ergebnis, daß die Bemessung
der Tragfähigkeit nach Eurocode 4 zu sicheren
Ergebnissen führt, wenn man den Faktor 0,85 zur
Reduzierung der Betonfestigkeit beibehält. Dieser
Faktor zur Berücksichtigung der Dauerfestigkeit
darf bei betongefüllten Hohlprofilen im Bereich
normaler Betonfestigkeiten C 20 bis C 50 zu 1,0

gesetzt werden. Nach Eurocode 4 dürfen Ver-
bundstützen bisher mit Beton der Festigkeitsklasse
C 20 bis C 50 bemessen werden. Hier liegt noch
Entwicklungspotential für die Zukunft.

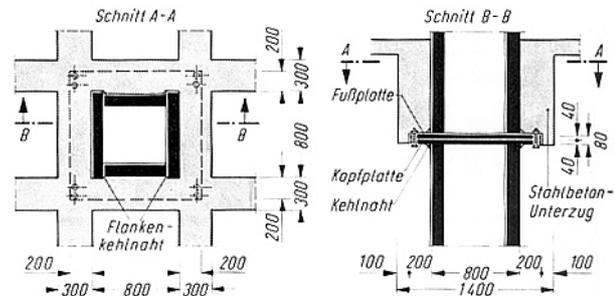


Bild 2.35 Stahlstützen Dresdner Bank 1979

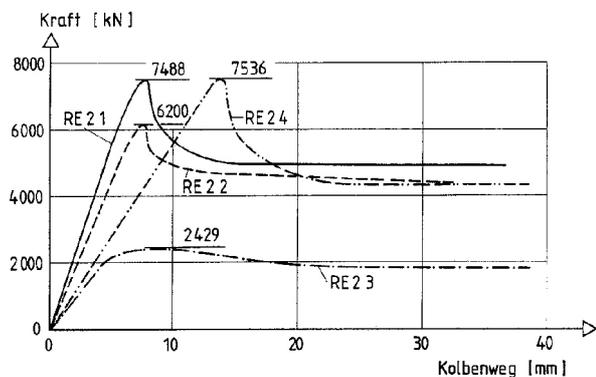


Bild 2.36 Last-Verformungskurven der Hohlprofilstützen
mit Füllung aus hochfestem Beton

2.2.2 Einbetonierte Walzprofile

Während zu Beginn des 20. Jahrhunderts über-
wiegend Verbundstützen aus einbetonierten,
mehnteiligen Stahlprofilen untersucht und gebaut
wurden, werden heute fast ausnahmslos warmge-
walzte I-Profile verwendet. In der ersten Hälfte des
20. Jahrhunderts finden sich zahlreiche Beispiele
für die Anwendung von Verbundstützen in Nord-
amerika, wenige in Europa. Nach dem zweiten
Weltkrieg wurden Verbundstützen in beiden Ge-
bieten fast gar nicht mehr eingesetzt. In Deutsch-
land war der Baustoff Stahl knapp und Betonstüt-
zen wurden mit möglichst wenig Bewehrung aus-
geführt. 1972 wurde dann der Absatz zur Bemessung
von Stützen mit Formstahlbewehrung aus
DIN 1045 gestrichen. In Deutschland gab es dar-
aufhin nur in DIN 1050, Abschnitt 5.22, Regelun-
gen zur Bemessung von Verbundstützen, die auf

den Versuchen von Memmler u. a. aus dem Jahre 1934 beruhten und von Klöppel bereits 1936 vorgeschlagen worden waren. In den USA wurden Verbundstützen durch die Erfindung des Leichtgewicht-Feuerschutzes fast vollständig verdrängt, bis man sie in den 70er Jahren wiederentdeckte [Viest u. a. 1997, 1.13]. Der amerikanische Ingenieur Fazlur Khan entwarf das Tragwerk des Control Data Building in Houston mit einem außenliegenden Verbundrahmen (Baujahr 1969). Seine Idee war es, die vertikalen Lasten allein der Stahlstruktur zuzuordnen und die Windkräfte über die Einbetonierung der äußeren Stützen abzutragen.

In Deutschland war das Bochumer Forschungsvorhaben 1974-1976 unter der Leitung von Roik nach 1945 das erste, das sich mit der Tragfähigkeit von Verbundstützen aus einbetonierten Profilen beschäftigte. Die internationale Forschung an Verbundstützen aus einbetonierten Profilen ist in [Roik u. a. 1976] ausführlich dargestellt. In den 50er Jahren des 20. Jahrhunderts begannen in England umfangreiche Untersuchungen auf dem Gebiet der Verbundstützen. Als besonders wichtig sind die Arbeiten von Viridi und Dowling am Imperial College in London zu nennen [Viridi, Dowling 1973]. Nach Meinung von Roik verbesserten die beiden Autoren das Bemessungsverfahren von Basu und Sommerville [Basu, Sommerville 1969], indem sie

- den Trägheitsradius i eliminieren und somit die Schlankheit neu definieren
- Die Knickspannungslinien für den reinen Stahlquerschnitt auch für den Verbundquerschnitt zugrunde legen [Roik u. a. 1976, 24]

Durch die Verwendung der bezogenen Schlankheit konnten Basu und Sommerville die europäischen Knickspannungslinien für das reine Stahlprofil zur Bemessung von Verbundstützen verwenden. Diese Vorgehensweise wurde von Roik weiterverfolgt. Roiks Bemessungsansatz ging später in die erste eigenständige Norm für Verbundstützen DIN 18806 Teil 1 ein. Nach der Einführung von DIN 18806 Teil 1 im Jahre 1984 wurde dieser Stützentyp in Deutschland wieder eingesetzt. Jüngste Beispiele für die Verwendung von einbetonierten Stahlprofilen sind die Commerzbank-Zentrale in Frankfurt und das Hochhaus der GSW in Berlin.

GSW-Hochhaus, Berlin, 2000

Architektur: Sauerbruch/Hutton, Berlin/London

Tragwerksplanung: Arup GmbH und Ingenieurgesellschaft Höpfner, Berlin

Für die 23stöckige und 80 m hohe Hauptverwaltung der Wohnungsbaugesellschaft GSW wurden besonders gestaltete Verbundstützen verwendet. Der Bauherrenentwurf sah in 3 Achsen Zugstützen vor, deren Lasten im Dachgeschoß über einen geschoßhohen Fachwerkträger auf die Druckstützen in den übrigen Achsen verteilt werden sollten. Der Sondervorschlag der Firma Züblin konnte durch eine Änderung des Tragsystems auf diese Zugstützen verzichten [Bachmann, Widmann 2000, 560]. Die als ummantelten Stahlstützen geplanten Druckstützen wurden als Verbundstützen mit einbetoniertem Profil ausgeführt. Die äußere Form der Stützen läßt die Profilform erkennen, die Betonverkleidung war im ursprünglichen Tragwerkentwurf nur aus Gründen des Brandschutzes vorgesehen. Die komplizierte Geometrie der Stütze führte zu erheblichem Aufwand in der Herstellung, zumal Sichtbetonqualität verlangt war. In der Ausführung als Verbundstütze hätte ein kompakterer Querschnitt neben einer einfacheren Schalung auch Erleichterung bei der Bewehrungsführung gebracht.

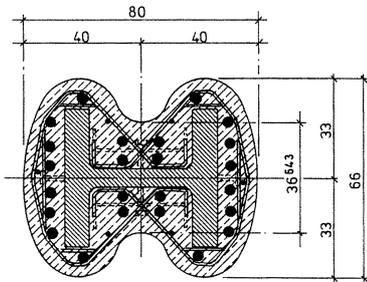


Bild 2.37 Querschnitt Verbundstütze



Bild 2.38 GSW-Hochhaus Berlin, Ansicht



Bild 2.39 GSW Hochhaus, Bauphase

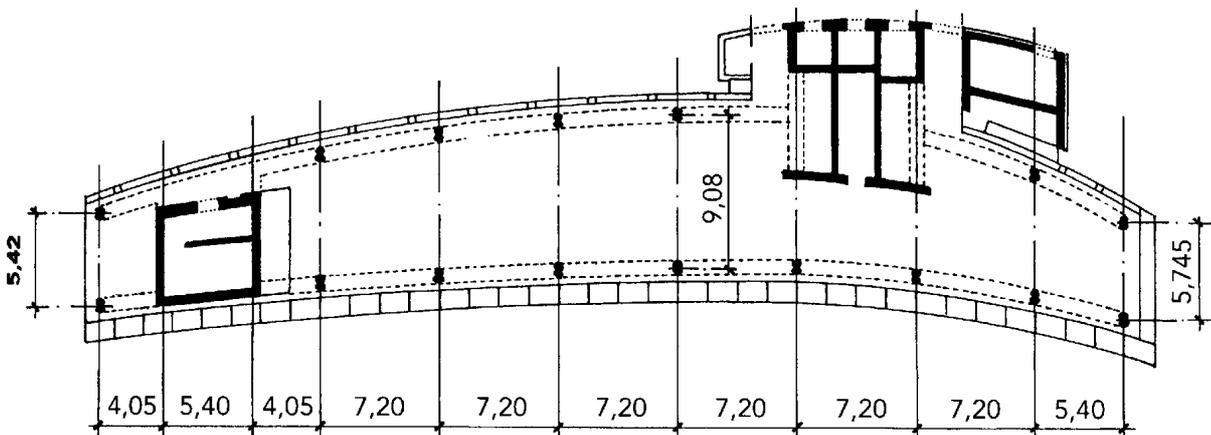


Bild 2.40 Grundriß

2.2.3 Stahlkernstütze

Ein heutiger Sondertypus von Verbundstützen ist die Stahlkernstütze. Sie erinnert in ihrem Aufbau stark an die Emperger-Stütze mit massivem Gußeisenkern. 1969 berichteten Boll und Vogel in [Boll, Vogel 1969] über „Die Stahlkernstütze und ihre Bemessung“. Diskutiert wurden verschiedene Probleme von konventionellen Stützen, z. B. der Feuerschutz bei Stahlstützen und das Problem der Stützenstöße bei Stahlbetonstützen. Ziel war es, schlankere Stützen ausbilden zu können:

Meist haben die Architekten den berechtigten Wunsch, die Stützen möglichst schlank zu halten. ... Gedanken, die sich der erstgenannte Verfasser in den letzten Jahren über den geschilderten Fragenkomplex gemacht hat, führten u. a. zu einer neuartigen Konstruktion, der sogenannten Stahlkernstütze. [Boll, Vogel 1969, 253]

Für die moderne Stahlkernstütze verwendete Boll einen Kern aus Baustahl anstelle von Empergers Gußeisen. Für den Stützenstoß wurde eine einfache Ausführung mittels Bohrung und Dorn vorge schlagen (Bild 2.41).

Für das Spiegel-Verlagsgebäude in Hamburg schlugen die Verfasser Stahlkernstützen vor aus B 450 und St 37 (Bild 2.42). Wegen Zeitmangels konnte die behördliche Zulassung jedoch nicht schnell genug erreicht werden und die Stützen wurden konventionell ausgeführt. Zu dieser Zeit gab es noch keine einheitlichen Vorschriften für Verbundstützen. Heute kann man solche Stützen nach dem allgemeinen Verfahren des Eurocode 4 bemessen. Die dargestellte Stütze hat einen Querschnittsfaktor $\delta = 0,69$ und ist doppelt symmetrisch.

Die Verwandtschaft der Stahlkernstütze zu Empergers umschnürter Gußeisensäule ist offensichtlich. Besonders deutlich wird dies im Bemessungsansatz. Die Autoren schlugen vor, den Stahlkern ohne Berücksichtigung der Stabilität für die Aufnahme der zentrischen Stützenlast zu bemessen. In einem zweiten Schritt sollte der umgebende Beton so dimensioniert werden, daß die Knicklast der Stütze der zentrischen Last entspricht, der Beton sollte also für den Stahlkern eine aussteifende Funktion übernehmen. Über die Knickfestigkeit des umschnürten Gußeisens schrieb Emperger 1913:

Die hohe Druckfestigkeit des Gußeisens kann bei Druckgliedern von größerer Länge nicht voll ausgenützt werden. ... wenn es gelingt, das Gußeisen mit Hilfe des umschnürten Betons so zu versteifen, daß es seine volle Würfelfestigkeit hergibt, man mit dem halben Querschnitte auskommen kann. [Emperger 1913, 50]

Dieses Zitat soll den Zusammenhang zu den älteren Beispielen herstellen; ein aktuell realisiertes Projekt mit Stahlkernstützen ist der Millenium Tower in Wien, Fertigstellung 1999.

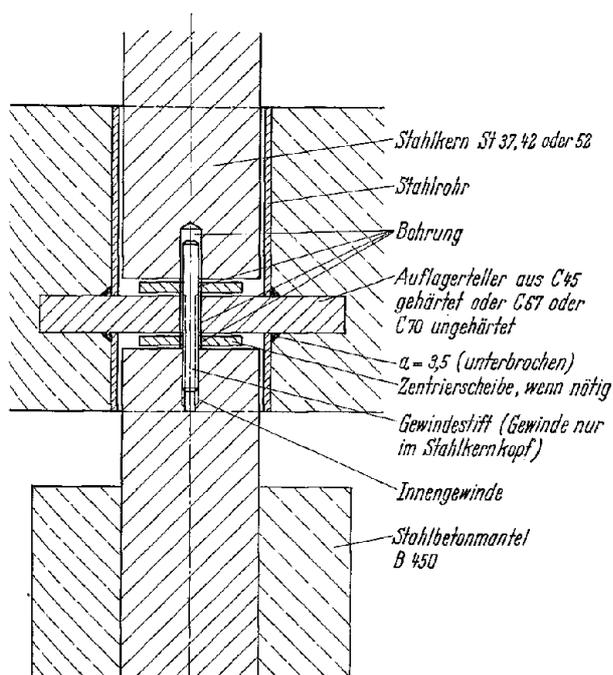


Bild 2.41 Stahlkernstütze, Stoßbereich

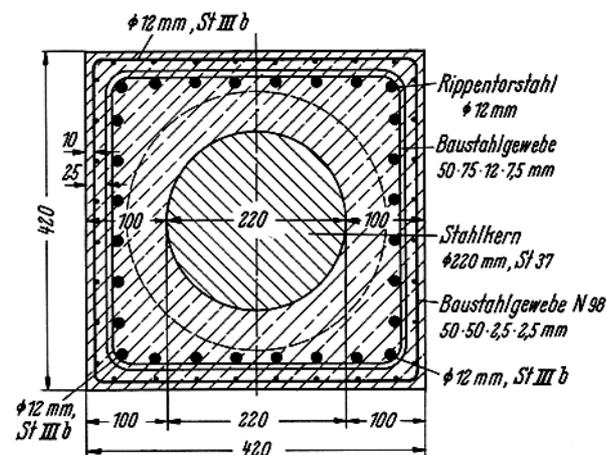


Bild 2.42 Querschnitt Stahlkernstütze, Boll, Vogel 1969

Millenium Tower Wien, 1999

Architektur: Architektenteam Pechl, Podrecca, Weber (Entwurf) und ATP - Achammer - Tritthart & Partner, Innsbruck (Detailplanung)

Tragwerksplanung: Kollitsch, Stanek (Stahlbetonkern) sowie Tschemmernegg, Obholzer, Baumann, Innsbruck (Verbundtürme)

Prüfingenieur: König, Heunisch und Partner, Frankfurt am Main

Verbundstützen mit massivem Stahlkern wurden in jüngster Zeit beim Millenium Tower in Wien eingebaut. Der Turm hat 50 Geschosse bei einer Höhe von 202 m (Bild 2.45).

Der Außendurchmesser der Rohrverbundstützen ist vom Erdgeschoß bis zum obersten Geschöß abgestuft, von 406,4 mm im EG bis 323,9 mm ab dem 31. OG. Die Rundstahlkerne aus St 510 sind von 220 mm bis 85 mm Durchmesser abgestuft. Ab dem 39. OG wurden die Stützen ohne Kern ausgeführt. Als Betongüte wurde B 60 bis B 40 verwendet. Aus Brandschutz- und konstruktiven Gründen wurden zusätzlich 9 Ø 20 eingebaut [Angerer, Rubin, Taus 1999 541]. Die Innenstützen wurden aus einbetonierten Walzprofilen hergestellt. Hier beträgt der Stützendurchmesser im 2. OG 500 und ab dem 27. OG 450 mm.



Bild 2.45 Millenium Tower Wien

Die Bemessung der Stützen erfolgte nach Eurocode 4, auch für den Brandfall. Der Feuerwiderstand der Stützen wurde zu R 90 festgelegt. Dabei wurde die Einwirkung im Brandfall aus der Belastung im Kaltzustand nach der Gleichung $E_{fi,d} = \eta_{fi} E_d$ berechnet. Es wurde eine einheitliche Abminderung der Belastung mit $\eta_{fi} = 0,6$ angesetzt. Für die Innenstützen brauchte kein rechnerischer Nachweis im Brandfall geführt zu werden, als einbetonierte Profilstützen erfüllen sie die Anforderung R 90.

Unterstes Regelgeschoß

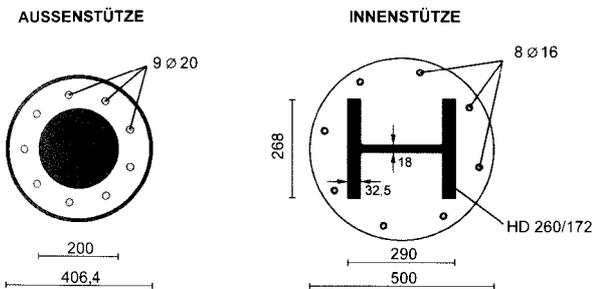


Bild 2.43 Querschnitte Verbundstützen

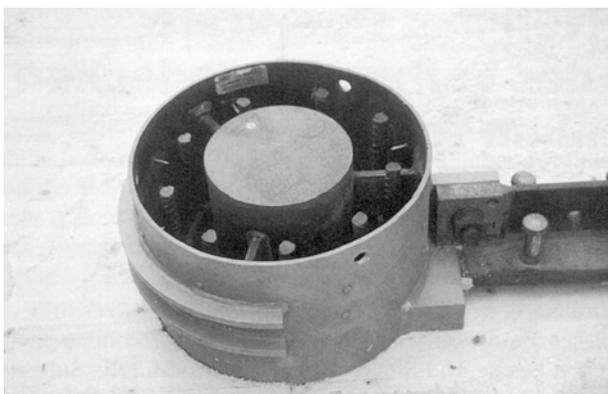


Bild 2.44 Stütze mit Trägeranschuß

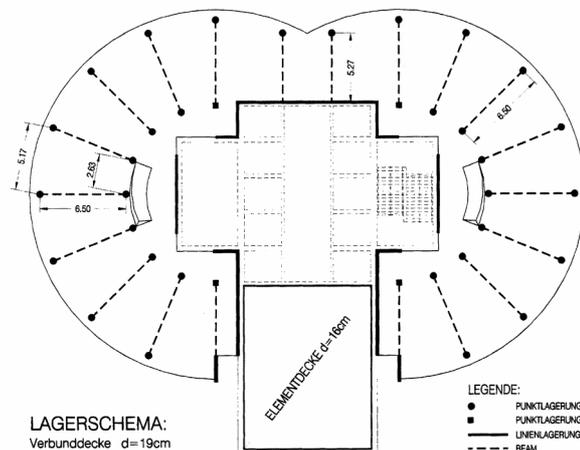


Bild 2.46 Grundriß

2.2.4 Megastützen

Megastrukturen sind Tragwerke im Hochhausbau, bei denen das Haupttragwerk aus Bauteilen großer Abmessungen zusammengesetzt wird [Sobek 1999, 223]. Die ersten Megastrukturen waren über die Gebäudebreite dimensionierte Fachwerke zur Abtragung der Windlasten, z. B. die Diagonalstreben des John Hancock Center in Chicago. Von Megastützen spricht man, wenn Stützen besonders großer Abmessung verwendet werden, die entsprechend große Lasten konzentrieren.

Two Union Square Seattle, 1990

Architektur: NBBJ Gruppe, Seattle, USA

Tragwerksplanung: Skilling Ward Magnusson Barkshire, Seattle, USA

Ein Beispiel für die Anwendung von Megastützen ist das 220 m hohe Bürogebäude Two Union Square in Seattle, Vereinigte Staaten [Ralston, Korman 1989; Viest, Colaco, u. a. 1998]. Das Hochhaus hat 58 Etagen bei Außenabmessungen von 42 m auf 57 m. In den Ecken des Gebäudekerns tragen vier Megastützen von je 3 m Durchmesser etwa 40 % der vertikalen Gebäudelasten (Bild 2.48). Die Megastützen bestehen aus einem Stahlrohr, das mit einem hochfestem Beton entsprechend B 130 gefüllt ist. Die Stahlrohre dienen gleichzeitig als Schalung und als duktilitätssteigernde Ringbewehrung. Es wurde keine weitere Bewehrung in den Rohrstützen eingebaut. Beim Betonieren wurde der Beton jeweils über zwei Geschosse von unten in die Stützen hochgepumpt. Die Aussteifung des Gebäudes erfolgt über die vier Megastützen, die durch eine in der Kernaußenwand liegende schubfeste Stahlkonstruktion miteinander verbunden sind. In der Fassadenebene befinden sich 14 weitere betongefüllte Rohrstützen, die Bürofläche zwischen Kern und Fassade bleibt dadurch stützenfrei. Die Außenstützen sind im Durchmesser über die Höhe von 1,22 m auf 0,92 m abgestuft. Nach Auskunft des Tragwerkingenieurs Magnusson konnten die Baukosten durch Ausführung in Verbundbauweise um 30 % gegenüber reiner Stahlbauweise gesenkt werden, obwohl der hochfeste Beton für die Stützen relativ teuer war. Die Stahlersparnis lag aber bei mehr als 50 % und wog die Betonmehrkosten auf [Ralston, Korman 1989, 50].



Bild 2.47 Two Union Square Seattle, USA

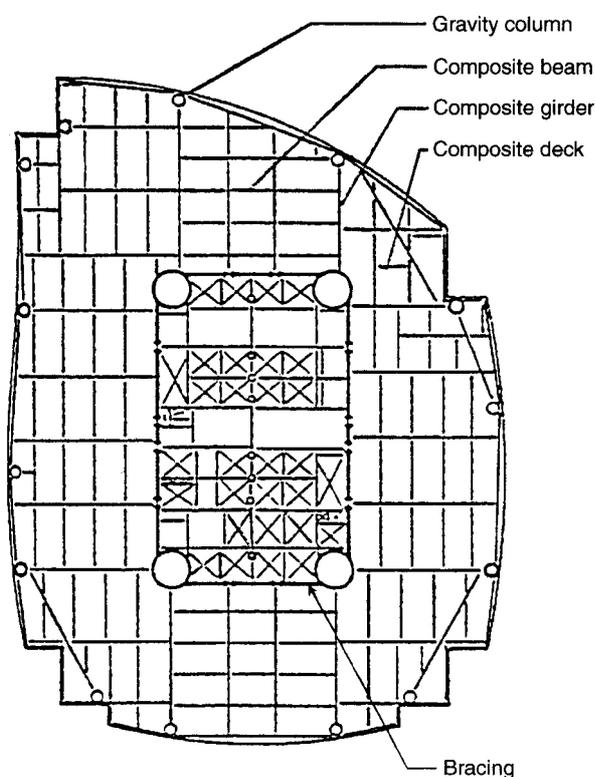


Bild 2.48 Grundriß Tragwerk

Commerzbank-Zentrale Frankfurt/Main, 1997

Architektur: Foster and Partners, London
 Tragwerksplanung: Ove Arup & Partners, London
 sowie Krebs und Kiefer, Darmstadt
 Prüfenieur: KHP König, Heunisch und Partner,
 Frankfurt am Main

Ein weiteres Beispiel für die Anwendung von Megastützen ist das neue Commerzbank-Hochhaus in Frankfurt am Main. Das Gebäude ist mit 260 m Höhe das höchste Bürogebäude Europas. Die Verbundquerschnitte der an den Außenseiten der Kerne liegenden Megastützen sind 7,8 m lang und 1,2 m breit (Bild 2.51). Sie bestehen aus einem hochbewehrten Stahlbetonquerschnitt, in den ein Stahlfachwerk eingebunden ist, dessen Gurte aus I-Querschnitten gebildet werden. Die Abmessungen des Betonquerschnitts bleiben über die Gebäudehöhe konstant. Der zum Gebäudefuß hin zunehmenden Belastung wird durch eine Erhöhung des Bewehrungsgehalts und der Betonfestigkeit entsprochen [Wise u. a. 1996, 475]. Die Megastützen sind paarweise durch Fachwerke in den Kernen miteinander verbunden, die Kerne sind miteinander durch Vierendeelrahmen verbunden.

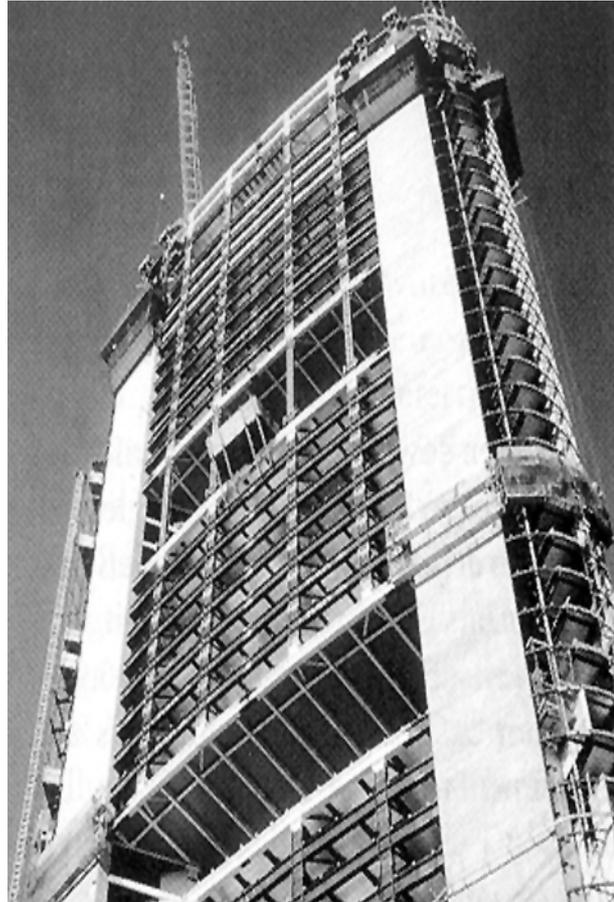


Bild 2.50 Commerzbank-Hochhaus, Frankfurt am Main

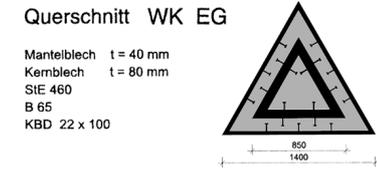


Bild 2.49 Querschnitt Innenstütze

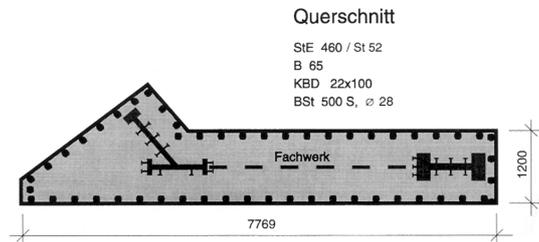


Bild 2.51 Querschnitt Megastütze

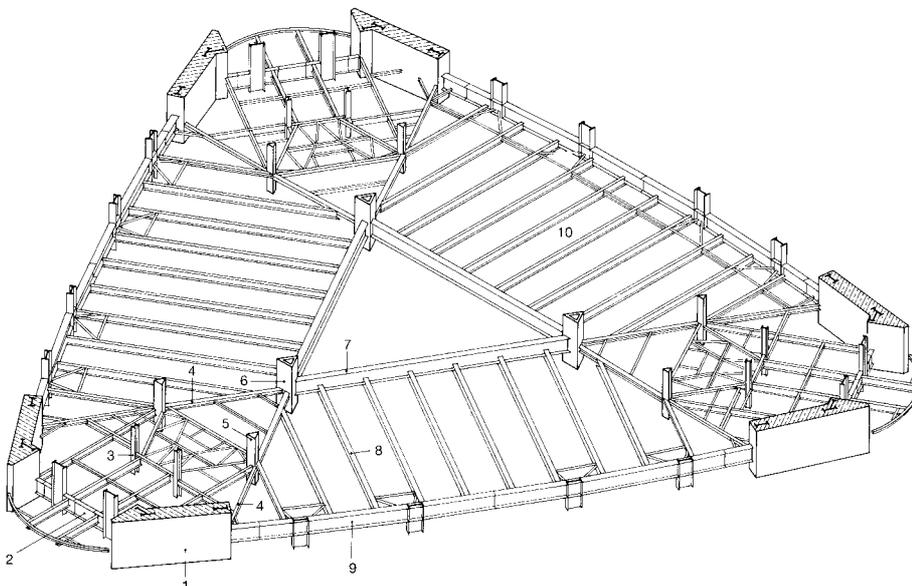


Bild 2.52 Axonometrie Stahlstruktur

2.2.5 Zusammenfassung der Entwicklung bis 2000

In der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts wurden Verbundstützen vor allem in den USA häufig eingesetzt worden. Hauptsächlich geschah dies aus Gründen des Brandschutzes, aber einige Ingenieure bemühten sich schon zu Beginn des 20. Jahrhunderts um die Tragfähigkeitssteigerung durch den Betonanteil. Nach dem 2. Weltkrieg wurde die Verbundstütze in den USA durch die Einführung von leichtem Feuerschutz fast vollständig aus dem Hochbau verdrängt [Viest, Colaco, u. a. 1997, 1.13]. In Deutschland wurden wegen der Knappheit des Baustoffes Stahl Stützen im Hochbau vor allem als gering bewehrte Stahlbetonstützen ausgeführt. Der Einsatz von Verbundstützen blieb in Europa auf Sonderanwendungen beschränkt. Betongefüllte Hohlprofile wurden zunächst bei Fachwerkkonstruktionen im Freileitungsbau eingesetzt. Eine erste Anwendung im großen Maßstab gab es 1964 bei den Überführungen des Autobahnkreuzes bei Almondsbury in England. 1957 erschien die wegweisende Veröffentlichung über betongefüllte Hohlprofilstützen von Klöppel und Goder, die großen Einfluß auf nachfolgende Forscher hatte. 1972 wurde in der Neuausgabe von DIN 1045 der Absatz über Säulen mit Formstahlbewehrung gestrichen, danach existierte bis zur Einführung von DIN 18806, Teil 1 Verbundstützen im Jahre 1984 kein offizielles Bemessungsverfahren für Stützen mit einbetonierten Walzprofilen. In den Jahren 1974 bis 1975 forschten Roik u. a. in Bochum und entwickelten ein einheitliches Bemessungsverfahren für alle Typen von Verbundstützen, das die Grundlage für die Bemessung von Verbundstützen nach Eurocode 4 bildet. 1984 erschien die erste eigenständige Norm für Verbundstützen in Deutschland, DIN 18806, danach kam es zu einer vermehrten Anwendung von Verbundstützen. Aktuelle Beispiele in Deutschland sind das Commerzbank-Hochhaus in Frankfurt am Main und das GSW-Hochhaus in Berlin.

Seit Ende der 60er Jahre werden Verbundstützen im Hochhausbau in den Vereinigten Staaten wieder eingesetzt [Viest, Colaco, u. a. 1997, 1.16]. Zunächst wurde nach einer Idee von Fazlur R. Khan der Betonanteil von einbetonierten Stahlprofilen zur Abtragung der Windlasten herangezogen, heute werden häufig betongefüllte Hohlprofile als Megastützen eingesetzt. Sechs Gebäude allein in Seattle wurden mit betongefüllten Hohlprofilen großer

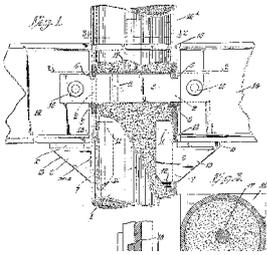
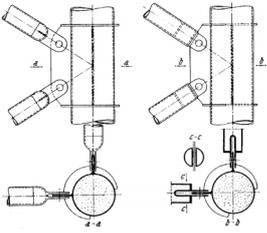
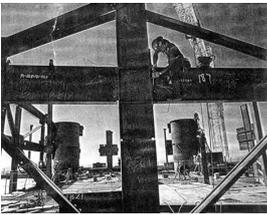
Abmessungen (Durchmesser > 2 m) ausgeführt, darunter das 243 m hohe Bürogebäude Two Union Square.

Die erstmals von Kuno Boll vorgestellte heutige Verbundstütze mit massivem Stahlkern, auch Stahlkernstütze genannt, kann als Nachfolger der Emperger-Stütze eingestuft werden. Sie wird heute für Stützen mit hohen Lasten verwendet, wenn besonders kleine Abmessungen verlangt sind. Ein Beispiel hierfür ist der Millenium-Tower in Wien, fertiggestellt im Jahre 1999.

Die überwiegende Forschungstätigkeit über Verbundstützen hat seit 1945 im Bereich des Stahlbaus stattgefunden. Beispielsweise wurden die Bochumer Forschungsvorhaben der Jahre 1974-1976 von der Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V. angeregt und gefördert. Das von Roik u. a. vorgestellte Bemessungsverfahren orientiert sich ebenfalls an der Bemessung von Stahlstützen, siehe Abschnitt 3.3.15. Daraus ergibt sich, daß sich ein Näherungsverfahren zur Bemessung von Verbundstützen an der Bemessung von Stahlstützen und nicht an der Bemessung von Stahlbetonstützen orientieren sollte.

Die vorgestellten Forschungsvorhaben und ausgeführten Projekte stellen den Entwicklungsverlauf der Verbundstützen anhand wichtiger Stationen exemplarisch dar und erheben keinen Anspruch auf Vollständigkeit.

2.3 Zeittafel

Betongefüllte Hohlprofile				
1902	Betongefüllte Stahlrohre Sewell	$d = 15,2 \text{ cm}$, $h = 6,40 \text{ m}$, $h/d = 42,1$ entsprechend $\lambda = 168,4 !$	Stützen für Kranbahn	
1922	Lallystütze Patent Lally		Hochbau	
1947	Betongefüllte Hohlprofile Girkmann, Königshofer		Hochspannungsleitungsbau Nufenenpaß	
1964	Betongefüllte Hohlprofile Kerensky, Dallard		Straßenbau Almsbury Interchange, England	
1989	Betongefüllte Hohlprofile mit hochfestem Beton als Megastützen Skilling, Ward, Magnusson, Barkshire		Two Union Square, Seattle Texas Commerce Plaza, Houston	
1996	Dreiecksstützen Wise u. a.		Commerzbank, Frankfurt	
1999	Betongefüllte Stahlrohre mit Stahlkern Angerer, Rubin, Taus		Millenium-Tower, Wien	

Einbetonierte Stahlprofile			
1876	Einbetonierte Profile	Ward-House	
1902	Betongefüllte Gitterstützen Sewell	New Government Printing Office Washington D.C.	
1912	Einbetonierte Stahlstütze Burr	39 th Street Building, New York City	
1911	Hohle ummantelte Gußeisenstütze Patent Emperger	Krolick Kaufhaus, Detroit	
1930	Emperger-Stütze (achteckig) mit steifer Flußeiseneinlage	Telefonfabrik, Budapest	
1931	Emperger-Stütze mit massivem Gußeisenkern	McGraw-Hill Gebäude, Chicago und andere Hochhäuser	
1969	Stahlkernstütze Boll, Vogel	Spiegel-Verlagsgebäude, Hamburg	nicht ausgeführt
1996	Stahlfachwerke in Megastütze Wise u. a.	Commerzbank, Frankfurt	
2000	Verbundstütze mit Flachdecke Bachmann, Widmann	GSW-Hochhaus, Berlin	

3 Entwicklung der Bemessungsvorschriften von Verbundstützen

3.1 Stahlstützen

Die im Zusammenhang mit Verbundstützen wichtigen Stationen der Stützenbemessung in Stahl und Stahlbeton sollen hier kurz dargestellt werden. Eine Übersicht über die Entwicklung der Bemessung von Stahlstützen bietet [Petersen 1980, 117-119]. Die ersten zuverlässigen Formeln für Stützen aus Gußeisen, Schweiß- und Flußeisen stammen seiner Meinung nach von Ludwig von Tetmajer (1850-1905). Die als Tetmajersche Formel bekannte Gleichung:

$$\sigma_k = \alpha - \beta \lambda \tag{3.1}$$

mit $\lambda = s_k/i$ Schlankheit der Stütze galt für den plastischen Bereich der Knickspannungskurve, in dem die Eulergleichung nicht mehr zutreffend ist [Tetmajer 1903]. Die Parameter α und β bestimmte Tetmajer aus Versuchen. Eine Gleichung mit quadratischem Term stammt von Johnson (1894):

$$\sigma_k = \alpha - \beta \lambda^2 \tag{3.2}$$

In den preußischen ministeriellen Bestimmungen von 1910 wurde für Stahlstützen ausschließlich die Euler-Formel zugelassen mit einer 4- bis 5fachen Sicherheit, obwohl es zahlreiche Einsprüche gab. Die Einsprüche galten der unsicheren Abweichung der Euler-Formel im plastischen Bereich der Knickspannungslinie. Nach Meinung Petersens wurde erst im Jahre 1922 in den Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn eine aus heutiger Sicht zutreffende Regelung des Knicknachweises festgelegt. Für den plastischen Bereich wurde ein geknickter σ_k - λ -Geradenzug angesetzt. 1934 ging dieser Nachweis auch in DIN 1050 (Berechnungsgrundlagen für Stahl) ein, mit einer Erhöhung der zulässigen Schlankheit auf $\lambda = 250$. Die Knickspannungslinie setzte sich zusammen aus der Euler-Hyperbel im Bereich $\lambda > 100$, einer geneigten Geraden (Tetmajer) im Bereich $60 < \lambda < 100$ und einer horizontalen Geraden für $\lambda < 60$. Der "Knicknachweis" war nach der Gleichung:

$$\omega P / F \leq \text{zul } \sigma \tag{3.3}$$

zu führen mit $P = \text{Last}$ und $F = \text{Querschnittsfläche}$. Über den Faktor ω wurde in Abhängigkeit der Schlankheit λ der Verlauf der Knickspannung sowie die Erhöhung der Sicherheit v berücksichtigt.

Für den Lastfall H war z. B für $\lambda = 0$ der Sicherheitsfaktor $v = 1,71$ anzusetzen. Dieser wurde kontinuierlich erhöht, im Euler-Bereich ab $\lambda = 100$ war $v = 3,5$ anzunehmen. Bild 3.1 verdeutlicht den Zusammenhang.

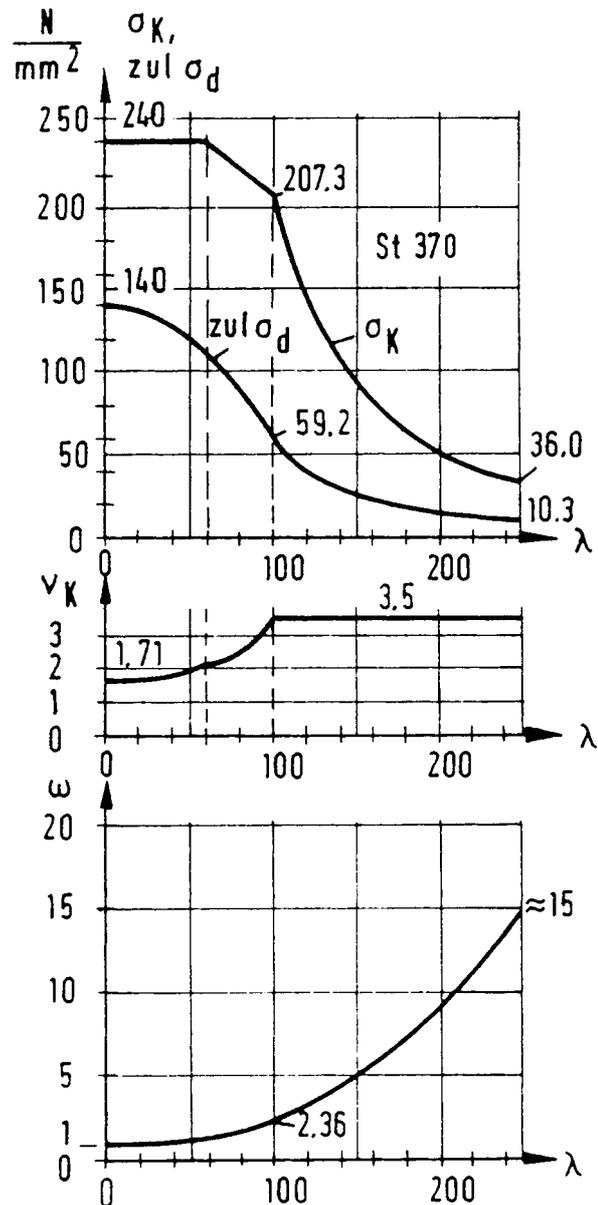


Bild 3.1 Zusammenhang Knickspannung - ω -Zahl

Heute sind nach Eurocode 3 für Druckglieder zwei Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (nach semi-probabilistischem Sicherheitskonzept) zu führen: der Nachweis der Beanspruchbarkeit der Querschnitte und der Nachweis gegen Knicken.

Der Knicknachweis hat die Form:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \chi A f_y / \gamma_{M1} \quad (3.4)$$

mit N_{Sd} = Bemessungslast, N_{Rd} = Widerstand des Bauteils, χ = Abminderungsfaktor, A = Querschnittsfläche, f_y = Festigkeit und γ_{M1} = Sicherheitsfaktor Material. Der Abminderungsfaktor χ ist in Abhängigkeit der bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda}$ nach den europäischen Knickspannungslinien zu bestimmen. Die bezogene Schlankheit ist:

$$\bar{\lambda} = \frac{s_k}{i \lambda_a} = \frac{\lambda_k}{\lambda_a} \quad (3.5)$$

mit $\lambda_k = s_k/i$ (geometrische Schlankheit) und

$$\lambda_a = \pi \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}} \quad (3.6)$$

Der Vorteil dieses Nachweises ist, daß man für verschiedene Materialgüten die gleichen Knickspannungslinien verwenden kann, der Nachteil liegt in der Verwendung der unanschaulichen Größe "bezogene Schlankheit", vgl. Kap. 5.4.3. Die Verwendung des Abminderungswertes $\chi < 1$ auf der Widerstandsseite ist aus der Sicht der Tragwerkslehre prinzipiell der Verwendung der erhöhenden Knickzahl $\omega > 1$ auf der Lastseite vorzuziehen, weil dies den tatsächlichen Verhältnissen entspricht und so den mechanischen Zusammenhang verdeutlicht.

3.2 Stahlbetonstützen

Eine umfassende Übersicht über die Entwicklung der Bemessung von Stahlbetonstützen in Deutschland ist in [DAfStb 333 1982, 44-50] enthalten. Nach den Bestimmungen von 1904 war für die zulässige Stützenlast P die Bedingung

$$P \leq (F_b + n F_e) \text{ zul } \sigma_b \quad (3.7)$$

einzuhalten mit F_b = Betonfläche, F_e = Stahlfläche, $\text{zul } \sigma_b = 20\text{-}25 \text{ kp/cm}^2 = 1/10$ der Betonfestigkeit und n = Verhältnis der E-Moduli = 15.

Für Stützen mit einem Verhältnis von $l/d > 18$ mußte zur Berechnung auf Knicken die Eulersche Formel angewendet werden. Dieser Nachweis wurde in den "Bestimmungen" von 1925 durch das ω -Verfahren ersetzt, bei dem die Knickgefahr durch die sogenannte Knickzahl ω auf der Lastseite berücksichtigt wurde.

$$\omega P \leq \text{zul } \sigma_b F_i \quad (3.8)$$

F_i = ideeller Querschnitt = $F_b + 15 F_e$

Im Jahre 1943 wurden die ω -Zahlen sowie die Bemessungsformel für die Stützenlast geändert. Für die Stütze ohne Knickgefahr galt die Gleichung (Additionsgesetz):

$$P_{zul} = 1/3 (K_b F_b + \sigma_s F_e) \quad (3.9)$$

mit K_b = Betonfestigkeit in Abhängigkeit der Güteklasse des Betons und σ_s = Stahlfestigkeit in Abhängigkeit der Betonstahlgruppe I bis IV.

1965 wurde der Knicknachweis für Stützen mit einer Schlankheit von $\lambda > 50$ nach dem ω -Verfahren durch das sogenannte Δm -Verfahren nach K. Kordina vorläufig ersetzt. Es wurde ein Zusatzmoment ΔM eingeführt, um eine ungewollte Ausmitte zu berücksichtigen.

In der Neuausgabe der DIN 1045 im Jahre 1972 wurde die Sicherheit auf den Wert 2,1 reduziert, entsprechend 2 ‰ Bruchstauchung des Betons, und der Knicksicherheitsnachweis mußte unter Berücksichtigung der Stabauslenkungen nach Theorie 2. Ordnung geführt werden. Für Stützen mit einer Schlankheit $\lambda < 70$ gab es einen vereinfachten Nachweis nach dem Ersatzstabverfahren mit der Zusatzausmitte f , die eine ungewollte Ausmitte von $s_k/300$ enthielt. Dieses Verfahren gilt im Prinzip bis heute, die aktuelle Entwurfsfassung für die zukünftige DIN 1045-100 richtet sich in großen Teilen nach dem Eurocode 2 für Stahl- und Spannbetonbauten. Der Nachweis erfolgt nach dem semi-probabilistischen Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten. Für Stützen ohne Knickgefahr (z. B. Schlankheit $\lambda < 25$) gilt nach wie vor das Additionsprinzip. Der Bauteilwiderstand N_{Rd} kann durch Addition der Tragfähigkeiten des Betons und des Baustahls ermittelt werden:

$$N_{Rd} = (A_c f_{cd} + A_{s,tot} \sigma_{sd}) \quad (3.10)$$

mit A_c = Betonfläche, $A_{s,tot}$ = Stahlfläche, f_{cd} = Betonfestigkeit und σ_{sd} = Stahlfestigkeit. Für stabilitätsgefährdete Bauteile muß der Nachweis nach Theorie zweiter Ordnung geführt werden, der nach Meinung von K. Kordina und U. Quast unzutreffende Begriff "Knicken" wird nicht mehr verwendet [Kordina, Quast 2001, 353].

3.3 Verbundstützen

3.3.1 Talbot und Lord 1912

1912 untersuchten Talbot und Lord den Einfluß von Beton als Verstärkung für Stahlstützen (vgl. Kapitel 2.1.5). Die untersuchten Stützen bestanden

aus zusammengesetzten Profilen, die einbetoniert wurden. Teilweise waren sie mit Wendelbewehrung versehen. Zum Vergleich wurden auch reine Stahlstützen getestet. Aus den Versuchsergebnissen leiteten die Autoren ab, daß die maximale Last reiner Stahlstützen nach der Formel

$$P/A = 36500 - 155 l/r \quad (3.11)$$

bestimmt werden kann (amerikanische Einheiten), wobei l/r das Verhältnis von Knicklänge und Trägheitsradius des Stahlprofils meint. Bei einbetonierten Stahlstützen solle man die Tragfähigkeit des Stahlanteils nach obiger Formel bestimmen, danach für den Beton unabhängig von der Schlankheit (bis zu einer Länge des 15fachen Durchmessers) einen Anteil addieren, wobei die Festigkeit mit $2/3$ der Würfelfestigkeit angenommen werden könne unter weiterer Berücksichtigung einer ausreichenden Sicherheit:

1. The maximum load carried by the plain steel columns is expressed by the straight-line formula, $P/A = 36500 - 155 l/r$, where l/r is the ratio of length of column to radius of gyration of the section of the steel column. ...

8. A basis for design which seems rational is to determine the strength of the steel column by the use of the column formula for the l/r of the steel column and then to consider the concrete of the core section (without reference to the length of the column for any ordinary length ratio, say a length of 15 diameters) to have a stress value proportional to the strength of the plain concrete, say two-thirds of the cube strength. A suitable factor of safety would of course be somewhere applied. [Talbot, Lord 1912, 43-44]

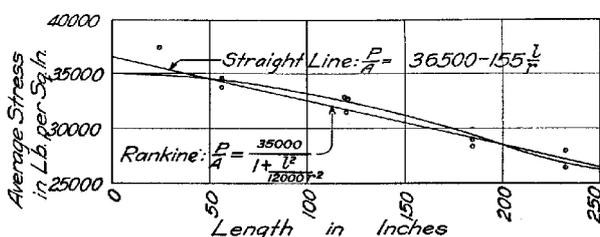


Bild 3.2 Bemessungsansatz Talbot, Lord 1912

Bewertung: Die Bemessungsformel von Talbot und Lord stellt eine Geradengleichung in Abhängigkeit der Schlankheit dar (Tetmajer-Formel). Die Gerade hat ihren Nulldurchgang bei $l/r = 235$, eine auch für heutige Verhältnisse sehr hohe Schlankheit. Für den Betonanteil haben die Autoren das Verhältnis Länge zu Durchmesser auf 15 begrenzt, dies entspricht einer Schlankheit l/r von ungefähr 60. Dar-

über hinaus wird diese Bemessung auf der unsicheren Seite liegen. Die Steifigkeit des Betons wurde bei der Bemessung nicht berücksichtigt, für ein heutiges Näherungsverfahren findet dieser Ansatz daher keine Verwendung.

3.3.2 Emperger 1913

Der erste Bemessungsansatz in Europa für Verbundstützen stammt von Emperger. Er erweiterte 1913 das erstmals in [Emperger 1908b, 2] für Eisenbetonstützen formulierte „Additionsgesetz“ auf umschnürte Säulen mit Gußeisenkern:

Enthält ein so gebautes Druckglied aus umschnürtem Beton einen Körper aus einem Material mit einer noch höher liegenden Druckfestigkeit und einer dementsprechenden Stauchungskurve, wie z. B. Gußeisen ... , so sehen wir, daß sich die Druckfestigkeit desselben selbst über die Stauchungsgrenze d hinaus ausnutzen läßt (sofern die Knickung dem nicht ein vorzeitiges Ende macht) und daß durch die Addition der Druckfestigkeiten der drei verbundenen Körper die Tragfähigkeit der Säule

$$P = F_b \sigma_b + F_c \sigma_c + F_g \sigma_g$$

wird. In dieser Gleichung bedeutet σ_c die Fließgrenze des Flußeisens, σ_g die Druckfestigkeit des Gußeisens unter Berücksichtigung der Herabminderung durch Knicken des Gesamtquerschnittes und σ_b jene des Betons [Emperger 1913, 34].

Den Sicherheitsfaktor gab Emperger auf dem damals üblichen Niveau an:

und ist der Sicherheitsfaktor gleich der bei elastischem Baumaterial üblichen Größe von höchstens 4 anzunehmen. [Emperger 1913, 49]

Das Additionsgesetz hat eine große Bedeutung für die Bemessung von Verbundstützen, man findet es heute im vereinfachten Verfahren nach Eurocode 4 (vgl. Abschnitt 3.3.18).

3.3.3 Swain und Holmes 1915

1915 untersuchten Swain und Holmes betongefüllte Rohrstützen (Concrete-Filled Pipe Columns) [Swain, Holmes 1915]. Als Bemessungsansatz gaben sie ein Diagramm mit zwei Bereichen an (Bild 3.3). Oberhalb einer Schlankheit von $l/r = 60$ bis zu einer Grenzschlankheit von 120 eine Geradengleichung $P = (A_c + 9,6A_s) (1600 - 7 L/r)$

unterhalb eine konstante Bemessungslast $P = 1100 (A_c + 9,6A_s)$. Darin enthalten war ein Sicherheitsfaktor von 4, denn als Bemessungslast nahmen die Autoren 25 % der maximalen Bruchlast an.

The results of these tests would indicate that a load of 25 per cent of the ultimate could be taken as a safe working load, which conforms very closely with the present practice. [Swain, Holmes 1915, 230]

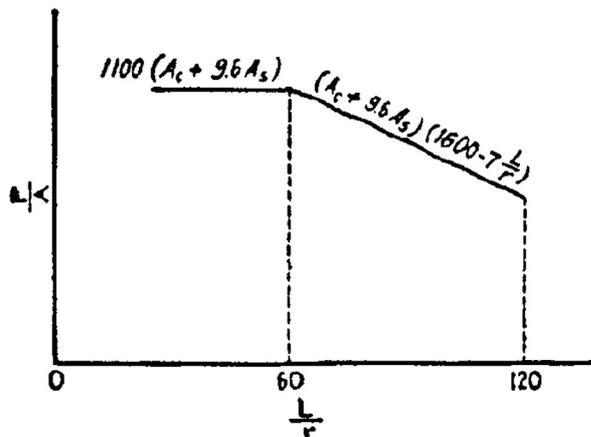


Bild 3.3 Bemessungsansatz Swain, Holmes 1915

A_c = Area of concrete in cross-section.

A_s = area of steel in cross-section.

E_c = Modulus of elasticity of concrete ...

E_s = Modulus of elasticity of steel.

$E_s/E_c = 9.6$ (for 1:2:3 concrete used in experiments).

L = Length of column.

r = Radius of gyration (solid section).

P/A = Safe working load (lb. per. sq. in.).

As a result of the tests the column formulas given in Fig. 9 [Bild 3.2] were devised to take into account the stiffness of the column, and they were used in compiling a table of safe working loads to which concrete-filled columns of this type could be subjected, when the values of L/r varied between 30 and 120. The formulas as given apply only to columns made of the same 1:2:3 mix of concrete as was used in filling the columns tested, but the constants could easily be modified to adapt them to any other mix. [Swain, Holmes 1915, 244]

Der Ansatz von Swain und Holmes berücksichtigt über die Flächen das Verhältnis zwischen Beton und Stahl. Die Abminderung wegen Knickgefahr betrifft beide Baustoffe im Gegensatz zu dem Ansatz von Burr 1912. Als Steifigkeit der Stütze zur Berücksichtigung der Knickgefahr wird nur der Stahlanteil der Stütze herangezogen (solid section). Der Sicherheitsfaktor 4 entsprach dem damals üblichen, aus heutiger Sicht hohen Niveau. Wie der Ansatz von Talbot und Lord verwenden auch Swain und Holmes eine Geradengleichung mit aus Versuchen bestimmten Koeffizienten.

3.3.4 ASCE Reports 1910-1917

3.3.4.1 Vorgeschichte

Im Jahre 1904 wurde von der „American Society of Civil Engineers“ ASCE ein spezielles Komitee berufen, das die Aufgabe hatte, Fragen zu Beton und Stahlbeton zu klären. Das Komitee sollte mit anderen Verbänden zusammenarbeiten, der „American Society for Testing and Materials“ ASTM, der „American Railway Engineering and Maintenance of Way Association“ und der „Association of American Portland Cement Manufacturers“. 1915 trat auch das „American Concrete Institute“ ACI hinzu. In den Jahren 1910 und 1914 wurden von diesem „Joint Committee on Concrete and Reinforced Concrete“ Ergebnisse des Zusammentreffens ihrer Mitglieder veröffentlicht (Progress Reports), die Inhalte bezüglich des Verbundbaus enthielten. Die Ergebnisse und Vorschläge wurden dann im Jahre 1917 im „Final Report“ zusammengefaßt und modifiziert. Die Veröffentlichungen der Tagungen („Progress Reports“) waren landesweite Empfehlungen für Stahlbetonkonstruktionen und beinhalteten Richtlinien, Formeln und detaillierte Praxisanwendungen. Sie waren als allgemeine Bauregeln anerkannt.

3.3.4.2 Progress Report 1910

Der erste Progress Report von 1910 beschäftigte sich mit grundsätzlichen Fragen der Stahlbetonbauweise, weiterhin gab er konkrete Anweisungen zur Ausbildung von Stützen:

It is recommended that the ratio of the unsupported length of a column to its least width be limited to 15. ... Columns may be reinforced by means of longitudinal rods, by bands or hoops, by bands or hoops together with longitudinal bars, or by structural forms which in themselves are sufficiently rigid to act as columns“ [ASCE 1910, 450].

Im Report wurde zwischen vier verschiedenen Arten der Bewehrung von Stützen unterschieden:

- nur mit Längsbewehrung
- mit Bändern oder Ringen
- mit Bändern oder Ringen und Längsbewehrung
- mit Stahlprofilen (structural steel column units)

Für Stützentyp d) wurde die zulässige Belastung um 45 % höher gesetzt als für Stützen, die nur mit Längsbewehrung (ohne Umschließung) ausgeführt wurden:

d. Columns reinforced with structural steel column units which thoroughly encase the concrete core, stresses 45% higher than given for a [nur mit Längsbewehrung]. [ASCE 1910, 451]

Die zulässigen Spannungen wurden wie folgt angegeben:

For concentric compression on a plain concrete column or pier, the length of which does not exceed 12 diameters, 22.50% of the compressive strength at 28 days, or 450 lb. per sq. in. [0,31 kN/cm²] on 2000 lb. [8,9 kN] concrete, may be allowed. [ASCE 1910, 452]

Für profilbewehrte Stützen ergibt sich damit eine zulässige Betondruckspannung von 32,6 % der 28-Tage-Festigkeit des Betons. Die zulässige Stahlspannung war 16000 lb/in² [11,0 kN/cm²]. Im Anhang wurden Berechnungsformeln von Trägern, Decken und Stützen zusammengestellt. Für Stützen galt:

$$\text{Total safe load, } P = f_c (A_c + nA_s) = f_c A (1 + (n-1)p)$$

$$\text{Unit stresses, } f_c = \frac{P}{A(1 + (n-1)p)}$$

$$f_s = n \cdot f_c \text{ [ASCE 1910, 464]}$$

f_s = compressive unit stress in steel

f_c = compressive unit stress in concrete

A = total net area

A_s = area of longitudinal steel [ASCE 1910, 461]

Die angegebenen Formeln sind bezüglich der Addition der Druckfestigkeiten mit den Berechnungsformeln von Emperger (Additionsgesetz) zu vergleichen, da die zulässige Gebrauchslast der Stütze wieder als Summe der zulässigen Beton- und Stahlspannung berechnet wird. Im Anschluß sind dem Bericht noch Diskussionspapiere von Ingenieuren beigelegt: Worcester und einige andere Ingenieure bemerkten, daß der Report viel zu übereilt verfaßt worden war und keine angemessene Form besaß. Die empfohlenen zulässigen Lasten seien nicht ausreichend durch Testergebnisse bestätigt worden [ASCE 1910, 478].

3.3.4.3 Progress Report 1914

Im zweiten „Progress Report“ von 1914 wurde der oben zitierte Abschnitt d über Stützen mit Formstahlbewehrung ersatzlos gestrichen. Es wurde außerdem darauf hingewiesen, daß Verbundstützen aus Beton mit Baustählen, bei denen der Stahl eine eigenständige Stütze bildet, mit Vorsicht geplant werden sollten:

Composite columns of structural steel and concrete in which the steel forms a column by itself, should be designed with caution. To classify this type as a concrete column reinforced with structural steel is hardly permissible, as the steel will generally take the greater part of the load. When this type of column is used, the concrete should not be relied on to tie the steel units together or to transmit stresses from one unit to another. The units should be adequately tied together by tie-plates or lattice bars, which, together with other details, such as splices, etc., should be designed in conformity with standard practice for structural steel. [ASCE 1914, 421f.]

Nach Meinung des Komitees war es kaum möglich, diesen „Stützentyp“ als bewehrte Betonstütze zu klassifizieren, da der Stahl generell den größeren Lastanteil übernahm. Die Stahlteile sollten adäquat durch Bänder oder Fachwerkstreben zusammengehalten werden, dies sollte im Einklang mit der gängigen Stahlbaupraxis geplant werden. Die Komiteemitglieder schoben die Verantwortung für die mit Profilen bewehrte Stütze dem Stahlbau zu [Nitzsche 2001, 26]; offensichtlich wurden aus der o. g. Kritik des ersten Reports bezüglich fehlender Versuchsergebnisse Konsequenzen gezogen.

3.3.4.4 Final Report 1917

Der „Final Report“ von 1917 beinhaltete die gleichen Aufforderungen zur Vorsicht bei Verbundstützen wie der Report von 1914 [ASCE 1917, 1132]. Außerdem wurden jetzt nur noch zwei Stützentypen aufgeführt:

a) Stützen mit Längsbewehrung zwischen 1- und 4 % des Stützenquerschnitts und mit umschließenden Bändern im Querschnitt mit nicht weniger als ¼ in. (6 mm) Durchmesser und 12 in. (30,5 cm) Abständen untereinander und einer Stützenlänge von nicht mehr als dem 16fachen Durchmesser.

b) Stützen mit Längsbewehrung zwischen 1- und 4 % des Stützenquerschnitts und mit kreisförmigen Ringen oder Spiralen mit nicht weniger als 1 % vom Stützenvolumen.

Die Außenabmessungen von Stützen wurden auf mindestens 12 in. (30,5 cm) festgelegt, außerdem wurde gesagt, daß die Umschließungsbewehrung kreisförmig sein muß.

It is recommended that the minimum size of columns to which the working stresses may be applied be 12 in. [30,5 cm], out to out. ... Hooping is to be

circular and the ends of bands must be united in such way as to develop their full strength. [ASCE 1917, 1133f.]

Das Fehlen dieses Aspekts wurde bei den früheren Reports von einigen Ingenieuren kritisiert, da ihrer Meinung nach nur kreisförmige Bewehrungen effizient seien [ASCE 1910, 488].

Zusammenfassend ist zu den „Progress Reports“ zu bemerken, daß Stützen mit Bewehrung aus Profilstahl (Columns reinforced with structural steel) zunächst als eine mögliche Form von Betonstützen angesehen wurden. Wegen mangelnder Versuchsdaten und größerer Vorsicht wurden für diesen Stützentyp bereits im zweiten Report von 1914 keine ausdrücklichen Hinweise zur Berechnung angegeben; lediglich der Hinweis, daß dieser Stützentyp mit Vorsicht geplant werden sollte, wurde bis zum „Final Report“ von 1917 beibehalten.

3.3.5 ACI Standard Specifications 1920

Die erste „offizielle“ Norm wurde vom American Concrete Institute 1920 unter dem Titel „Standard Building Regulations for the Use of Reinforced Concrete“ vorgestellt [ACI 23 1920]. Es wurden zwei Typen von Verbundstützen unterschieden, zum einen Stahlstützen mit Betonfüllung und Betonumhüllung und zum anderen „Verbundstützen“ (Composite Columns) mit Gußeisenkern. Beim zweiten Typ handelte es sich offensichtlich um die Emperger-Stütze. Der Bemessungsansatz für die Verbundstütze mit Gußeisenkern war jedoch ein anderer als Empergers Additionsgesetz, die zulässige Spannung wurde mit $12000 - 60 L/R$ [lb/in²] angegeben, ähnlich wie [Swain und Holmes 1912].

50. For steel columns filled with concrete and encased in a shell of concrete at least 3 in. [7,6 cm] thick, where the steel is calculated to carry the entire load, the allowable stress per square inch shall be determined by the following formula: $18,000 - 70 L/R$, but shall not exceed 16,000 lb. – where L = unsupported length in inches and R = least radius of gyration of steel section in inches. The concrete shell shall be reinforced with wire mesh or hoop weighing at least 0.2 lb. per sq. ft. of surface of shell. ...

Composite columns having a cast iron core or center surrounded by concrete which is enclosed in a spiral of not less than one-half of 1 per cent of the core area, and with a pitch of not more than three inches, may be figured for a stress of $12,000 - 60 L/R$, but not over 10,000 lb. per sq. in. on the cast

iron section and not more than 25 per cent of the compressive strength specified in Section 40 on the concrete within the spiral or core. The diameter of the cast iron core shall not exceed one-half of the diameter of the spiral. [ACI 23 1920, 301]

In Abschnitt 40 wurden höchstzulässige Werte der Betonfestigkeit angegeben, in Abhängigkeit des Verhältnisses Zement zu Zuschlag. Die höchste zulässige Betonfestigkeit war 3000 lb/in² (2,1 kN/cm²), entsprechend einem heutigen C 20/25. Beton in reiner Druckbelastung durfte zu 25 % dieser Höchstwerte belastet werden.

3.3.6 ACI E-1A-28T 1928

1928 wurde in „Tentative Building Regulations for Reinforced Concrete“ [ACI E-1A-28T 1928] der Abschnitt über die Berechnung von Verbundstützen erweitert. Unter dem Begriff „Composite Columns“ waren weiterhin Stützen mit Stahl- oder Gußeisenkern geregelt, die Berechnung wurde nicht geändert. Neu war der Begriff „Combination Columns“ für Stützen aus einbetonierten Stahlprofilen:

1107: Combination Columns:

(a) Structural steel columns of any rolled or built-up section wrapped with the equivalent of No. 8 U.S. standard gage wire spaced 4 in. on center and encased in concrete not less than 2 in. thick over all of metal except rivet heads and connections will be permitted to carry a load equal to $(1 + A_e/100A_s)$ times permissible load for unencased steel columns.

[A_e = area of core of spirally hooped column measured to the outside diameter of the spiral; A_s = effective cross-sectional area of metal reinforcement in tension in beams or compression in columns]

... (b) The permissible load for unencased steel columns shall be determined by formula (24), provided the structural steel column acting independently of the concrete shall have sufficient energy to carry all dead loads which will be placed thereon, and provided the quality of the concrete is such that it shall show a compressive strength of at least 2,000 lb. per sq. in. [1,38 kN/cm²] at 28 days when tested in accordance with Sec. 201 (c). [ACI E-1A-28T, 824f.]

1931 bemerkte Emperger, daß für diese beiden Stützentypen in keinem europäischen Staate Vorschriften bestehen und ergänzte:

Es kann dies immerhin als Entschuldigung für die damit verbundene volkswirtschaftliche Verschwendung gelten, und doch muß darauf hingewiesen werden, daß von den maßgebenden Körperschaften

nicht einmal vorbereitende Versuche nach der Richtung hin gemacht worden sind, obwohl meine umfangreichen Arbeiten auf diesem Gebiete vorlagen. [Emperger 1931b, 265].

An anderer Stelle wiederholt er diese Ansicht und weist auf seine früheren Arbeiten hin:

Der Bericht steht auf dem Standpunkt, daß das gesamte Gebiet zwischen dem Betonpfeiler einerseits und der unbedeckten Stahlsäule andererseits in den verschiedenen Formen des Verbundes in den Vorschriften für Eisenbeton eine einheitliche Regelung finden soll, damit jener Zustand endlich beseitigt werde, daß man die einbetonierte Stahlsäule trotz eines gewaltigen Zuwachses an Tragfähigkeit genau so berechnen muß, als ob sie blank dastehen würde, womit eine große volkswirtschaftliche Verschwendung begangen wird. Der Vorschlag geschieht in Anlehnung an die amerikanischen Vorschriften für Eisenbeton. Weil das Bestreben hervortritt, dieses Versäumnis nachzuholen, ist es zweckmäßig, auf die auf diesem Gebiete gemachten Vorarbeiten hinzuweisen, welche vom Verfasser in der Überzeugung ausgeführt worden sind, daß die starre Bewehrung im Eisenbetonbau eine besondere Beachtung verdient. [Emperger 1931a, 188].

Seit 1920 waren verschiedene Arten von Verbundstützen in den Stahlbetonbestimmungen der USA geregelt. In dieser Hinsicht waren die amerikanischen Bestimmungen den europäischen einen Schritt voraus, diesen Mangel beklagte Emperger und betonte seine eigenen Forschungen auf diesem Gebiet.

3.3.7 ACI Standard 1936-1977

In den vorläufigen Bestimmungen aus dem Jahre 1936 [ACI 501-36-T], die 1941 durch ACI 318 ersetzt wurden, unterschied man grundsätzlich zwei verschiedene Typen von Verbundstützen wie in [ACI E-1A-28T], „Composite Columns“ und Combination Columns. Unter letzteren wurden jetzt auch betongefüllte Rohrstützen aufgenommen. Die älteren Ausgaben sollen hier nicht zitiert werden, da die Ausgabe 1947 in deutscher Fassung in Betonkalender 1951 abgedruckt war. Interessant ist die Übersetzung der Begriffe. Die amerikanischen „Composite Columns“ werden als „Säulen mit Formstahlbewehrung“ wiedergegeben, die „Combination Columns“ als „Stahlsäulen mit Betonumhüllung“. Die deutsche Fassung verwendet nicht den Begriff „Verbundstützen“, sondern betont in der Übersetzung die Eigenschaften der Stütztypen:

Säulen mit Formstahlbewehrung enthalten einen mittragenden Stahl- oder Gußeisenkern und eine Betonumhüllung mit Längs- und Bügelbewehrung. Größte zulässige Achslast

$$P = 0,225 A_c f_c' + f_s A_s + f_r A_r \quad (22)$$

worin

A_c = reine Betonquerschnitt[s]fläche = $A_g - A_s - A_r$

A_s = Querschnitt[s]fläche der Längsbewehrung

A_r = Querschnitt[s]fläche des Stahl- oder Gußeisenkerns

f_r = zulässige Spannung im metallischen Kern, 1120 kg/cm² für Stahl bzw. 703 kg/cm² für Gußeisen

f_c' = Betondruckfestigkeit im Alter von 28 Tagen

f_s = für Säulenbewehrung zulässige Stahlspannung, 40 % der Mindeststreckgrenze bzw. bei Baustahl 1120 kg/cm², bei hochwertigem Stahl 1406 kg/cm²

A_r darf nicht größer sein als 0,20 A_g ; Hohlräume des Kerns sind mit Beton auszufüllen; Abstand zwischen Spirale bzw. Bügeln und Metallkern \geq 7,6 cm, ausnahmsweise bei H-förmigem Stahlkern = 5,1 cm.

Stahlsäulen mit Betonumhüllung umfassen

a) in Beton eingebettete Stahlsäulen; ihre größte zulässige Achslast beträgt:

$$P = A_r f_r' \left(1 + \frac{A_g}{100 A_r} \right) \quad (23)$$

worin

A_r = Querschnittsfläche der Stahlsäule

A_g = Gesamtquerschnittsfläche des Betons

f_r' = die zulässige Stahlspannung in einer nicht umhüllten Säule = $f_s \dots$

Der umhüllende Beton muß mindestens $f_c' = 141$ kg/cm² aufweisen und mit einer geschweißten Drahtgewebematte bewehrt sein.

b) Rohrsäulen; ihre größte zulässige Achslast beträgt:

$$P = 0,225 f_c' A_c + f_r' A_r \quad (24)$$

worin

$$f_r' = \left(1260 - 70 \frac{h}{K} \right) F \quad (25)$$

worin wiederum

h = freie Länge der Säule

f_r' = zulässige Spannung in Stahlrohren

K = kleinste Kernweite oder Widerstandshalbmesser des Stahlrohrquerschnitts

F = Streckgrenze des Rohrmaterials/3160

Wenn die Streckgrenze des Rohrmaterials nicht bekannt ist, kann $F = 0,5$ angenommen werden. [ACI 318-47, 394].

Die US-Amerikanischen Stahlbetonvorschriften von 1947 [ACI 318-47] enthielten die damals in den USA bekannten Typen von Verbundstützen. Die Bemessungsgleichungen für Säulen mit Formstahlbewehrung und für Rohrsäulen erinnern an das Additionsgesetz von Emperger, bei Rohrsäulen erweitert um eine Knickformel, wie in den Ansätzen von Burr 1912 oder Swain, Holmes 1915. Die Abminderung wurde auch linear durchgeführt, für die Steifigkeit der Säule wurde bei einbetonierten Stahlsäulen und Rohrsäulen der Stahlquerschnitt allein betrachtet, während bei Säulen mit Formstahlbewehrung die Steifigkeit der Bewehrungsprofile außer Acht gelassen wurde.

In den US-Amerikanischen Stahlbetonvorschriften von 1963 (Building Code Requirements for Reinforced Concrete, [ACI 318-63], deutsche Fassung) wurde in Abschnitt 14.4 der Begriff „Verbundstütze“ verwandt. Gemeint waren Stützen, die aus einer Stahl- oder gußeisernen Stütze bestehen, welche mit längs- und spiralbewehrtem Stahlbeton sorgfältig ummantelt sind. Die Tragfähigkeit berechnete sich genau wie in Ausgabe 1947.

Der nächste Absatz 14.5 „Ummantelte Stützen“ bezog sich auf mit Beton ummantelte Stahlstützen, die im Unterschied zu Verbundstützen mit einer geschweißten Mattenbewehrung versehen wurden. Dieser Typ entsprach den in Beton eingebettete Stahlsäulen der Ausgabe von 1947. Die Bemessung verlief analog.

In Absatz 14.6 wurden mit Beton verfüllte Rohrstützen behandelt, die in Ausgabe 1947 noch „Rohrsäulen“ hießen. Die Bemessung wurde leicht modifiziert:

$$P = 0,25 f_c' (1 - 0,000025 h^2/K_c^2) A_c + f_r' A_r \quad (3.12)$$

Bezeichnungen wie in Ausgabe 1947. Die Abminderung wegen Knickgefahr wurde hier in quadratischer Abhängigkeit des Verhältnisses h/K (Schlankheit) berechnet, damit ergab sich ein hyperbelartiger Verlauf.

In den US-Amerikanischen Stahlbetonvorschriften von 1977 (Building Code Requirements for Reinforced Concrete, [ACI 318-63], deutsche Fassung) wurde wie in DIN 1045 1972 das Bemessungskonzept grundlegend geändert. In der Ausgabe ACI 318-77 wurden Verbundstützen einheitlich geregelt. Interessant sind folgende Abschnitte:

10.14 Verbundstützen

10.14.1 Verbundstützen werden in Längsrichtung mit statisch mitragenden Profilstählen oder Rohr-

profilen bewehrt. Zusätzliche Längsstäbe sind nicht zulässig.

10.14.2 Die Traglast einer Verbundstütze ist wie für Bauteile aus üblichem Stahlbeton zu berechnen. ...

10.14.5 Bei der Ermittlung des Einflusses der Schlankheit darf der Trägheitsradius des Verbundquerschnitts nicht größer als

$$r = \sqrt{\frac{(E_c I_g / 5) + E_s I_t}{(E_c A_g / 5) + E_s A_t}}$$

angenommen werden. [ACI 318-77, in Beton-Kalender 1980, 1115]

Die Steifigkeit der Profile und des Betons wurde jetzt über den Trägheitsradius berücksichtigt. Dabei durfte der Betonanteil zu 20 % angerechnet werden. Eine ähnliche Gleichung gab es in Deutschland bereits 1953 für betongefüllte Hohlprofile [VDE 0210], siehe Abschnitt 3.3.12. Betonstützen wurden allgemein nach den in der statischen Berechnung ermittelten Kräften und Momenten bemessen. Dabei waren der Einfluß der Durchbiegungen und die Lastdauer zu berücksichtigen. Wie in den allgemeinen Abschnitten der DIN 1045 1972 sind diese Angaben ohne weitere Bemessungshilfen für die Handrechnung nicht zu gebrauchen.

3.3.8 DIN 1045, 1943-1972

In DIN 1045, 1932 hieß es in Fußnote 30 zu § 27.2 Berechnung der Säulen:

Über die Tragfähigkeit von Säulen mit Profileisenbewehrung sind Versuche eingeleitet. Etwaige abweichende Festsetzungen über die Berechnung und Ausbildung solcher Säulen müssen bis zum Abschluß dieser Versuche vorbehalten bleiben. [DIN 1045 1932]

Gemeint waren die Versuche von [Gehler, Amos 1936]

Das Heft 77 enthält ferner systematische Versuche mit umschnürten Säulen, womit die früher von Mörsch angegebene, später in DIN 1045 aufgenommene Bemessungsformel bestätigt wurde. Das in Stuttgart entwickelte Verfahren der Herstellung der Stahlbetonsäulen hat sich später auch in Dresden bewährt, wie aus dem Bericht von Gehler und Amos in Heft 81 hervorgeht. Dort handelt es sich um Säulen mit Walzprofilbewehrung. Auch hier fand sich unter den gewählten Umständen, daß die Walzprofile an der Lastaufnahme voll teilnehmen und daß die Säulen mit Walzprofilen (Stahlquerschnitt bis 6,7 % des gesamten Säulenquerschnitts) wie gewöhnliche Stahlbetonsäulen wirken; die

Höchstlast der Säulen entsprach im Mittel der Summe aus der Druckfestigkeit des Betons und der Quetschgrenze des Stahls. [Graf 1951, 31]

In die Ausgabe von 1943 wurde ein Abschnitt über Säulen mit Formstahlbewehrung aufgenommen, wengleich zur Einsparung von Stahl aufgefordert wurde: „Die sparsamste Verwendung des Baustoffes Stahl ist zur Zeit von besonderer Bedeutung. Der notwendigen Stahlersparnis ist durch Erhöhung der zulässigen Stahlspannungen Rechnung getragen“ [DIN 1045 1943, 2]. Weiterhin wird empfohlen, „zur Einsparung von Stahl ... Säulen mit einfacher Bügelbewehrung zu wählen, deren Bewehrungszahl μ in der Nähe der unteren zulässigen Grenze liegt.“ [DIN 1045 1943, 21]. Diese Anweisungen standen der Verwendung von Stützen mit Profilbewehrung im Wege. Der entsprechende Abschnitt aus DIN 1045 (1943) sei an dieser Stelle zitiert, er blieb bis zur Neuausgabe von DIN 1045 im Jahre 1972 bestehen.

§ 27. Säulen und Druckglieder

1. Bauart ...

d) Säulen mit Formstahlbewehrung

Formstähle des Stahlbaues und ähnliche Walzprofile sind als Längsbewehrung bügelbewehrter und umschnürter Säulen zulässig, wenn die Würfelfestigkeit des Betons $W_{28} \geq 225 \text{ kg/cm}^2$ ist. In ausmittigt belasteten Säulen dürfen Formstähle nur verwendet werden, solange $\frac{M}{W_i} \leq \frac{P}{F_i}$ ist ...

Die Längsbewehrung F_e darf einschließlich der Rundstahleinlagen nicht mehr als 8 % des Betonquerschnitts F_b bzw. des Kernquerschnitts F_k ausmachen. ...

2. Berechnung ...

b) Mittiger Druck ohne Knickgefahr. Nach dem sogenannten Additions-gesetz ist für verbügelte Säulen die Bruchlast P_{Bruch} gleich der Summe der Tragfähigkeiten der Betonsäule vom Querschnitt F_b und der Längsbewehrung vom Querschnitt F_e an der Quetschgrenze σ_s .

$$(19) P_{\text{Bruch}} = K_b F_b + \sigma_s F_e,$$

worin K_b die sogenannte Prismenfestigkeit bezeichnet. Bei umschnürten Säulen ist die Bruchlast P_{Bruch} gleich der Summe der Tragfähigkeiten der Betonsäule vom Querschnitt F_k , der Längsstäbe vom Querschnitt F_e an der Quetschgrenze und der 2,5fachen Tragfähigkeit der Querbewehrung vom Querschnitt F_s an der Streckgrenze σ'_s

$$(20) P_{\text{Bruch}} = K_b F_k + \sigma_s F_e + 2,5 \sigma'_s F_s,$$

Die zulässige Last beträgt in beiden Fällen

$$(21) P_{\text{zul}} = \frac{P_{\text{Bruch}}}{3} \dots$$

c) Knickberechnung mittig belasteter Säulen.

Die hier angegebene Berechnung setzt voraus, daß die Säulenenden gegen seitliches Ausweichen gesichert sind. Dabei sind beide Enden als gelenkig geführt anzusehen. Die Knicklänge h_k der Säulen ist dann gleich der Säulenhöhe h_s

Ist bei quadratischen und bei rechteckigen Säulen mit Bügelbewehrung das Verhältnis der Knicklänge h_k zur kleinen Querschnittsseite d ... größer als 15, bei umschnürten Säulen das Verhältnis zum Durchmesser D des Kernquerschnitts F_k ... größer als 10, so sind die Säulen für die ω -fachen Belastungen zu bemessen. Die Knickzahlen ω sind in der Tafel IV angegeben. [DIN 1045 1943]

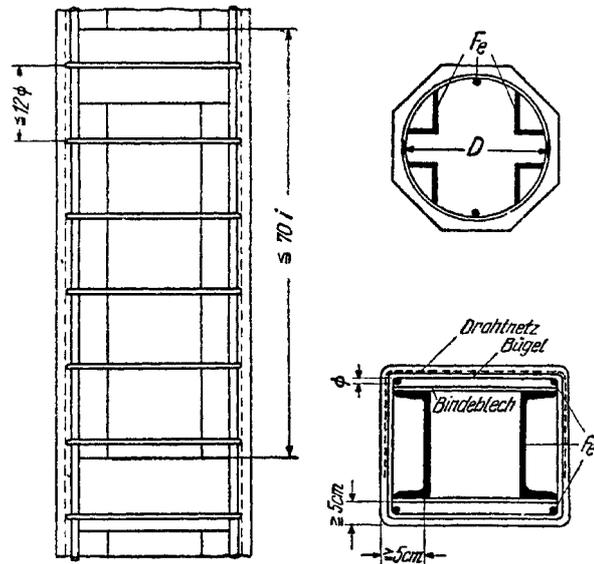


Bild 3.4 Säulen mit Formstahlbewehrung, DIN 1045

Knickzahlen ω für quadratische und rechteckige Säulen²⁸⁾ und für umschnürte Säulen.

	Knickzahl $\omega = \frac{\sigma_b \text{ zul}}{\sigma_k \text{ zul}}$	$\frac{\Delta \omega}{\Delta \frac{h_k}{d}}$ bzw. $\frac{\Delta \omega}{\Delta \frac{h_k}{D}}$
Für quadratische und rechteckige Säulen mit einfacher Bügelbewehrung		
für $\frac{h_k}{d} = 15$	1,00	0,016
20	1,08	0,048
25	1,32	0,080
30	1,72	0,112
35	2,28	0,144
40	3,00	
Für umschnürte Säulen		
für $\frac{h_k}{D} = 10$	1,00	0,034
15	1,17	0,066
20	1,50	0,100
25	2,00	

Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.

Bild 3.5 Knickzahlen ω , DIN 1045 (1943)

DIN 1045 (1951) und DIN 1045 (1959) enthielten den Abschnitt § 27.1.d) Säulen mit Formstahlbewehrung sinngemäß. Auch hier hieß es in den Vorbemerkungen: „Die sparsamste Verwendung des Baustoffes Stahl ist zur Zeit von besonderer Bedeutung. Der notwendigen Stahlersparnis ist durch Erhöhung der zulässigen Stahlspannungen Rechnung getragen“. Allerdings gibt es in DIN 1045 (1959) eine Anmerkung: „Dieser Satz bezieht sich auf die inzwischen überholten Verhältnisse z. Z. der Herausgabe der 4. Ausgabe 1943“ [DIN 1045 1959]. In der Neufassung von DIN 1045 1972 wurde der Abschnitt über Stützen mit Formstahlbewehrung ersatzlos gestrichen, da man entschieden hatte, „daß einbetonierte Stahlstützen ´irgendwo anders´ geregelt werden müßten“ [Roik u. a. 1976, 1]. In den Erläuterungen zu DIN 1045 1972 findet sich der Hinweis:

Hohe Stahlträger im Beton ... sind in der Regel am zweckmäßigsten unter der Annahme zu bemessen, daß sie ohne Rücksicht auf die Tragfähigkeit des Betons die Lasten allein aufnehmen können; ... Für betonummantelte Stahlstützen gilt der Absatz sinngemäß. [Bonzel, Bub, Funk 1972, 49].

Bewertung des Ansatzes: Die Bemessung erfolgt nach Additionsgesetz und ω -Verfahren. Die Steifigkeit der Stahlprofile wird nicht berücksichtigt. Die Stahlprofile sind zwar als Bewehrung zugelassen, die Knickberechnung wird jedoch wie für rundisenbewehrte Stahlbetonstützen nach dem ω -Verfahren durchgeführt. Der Eingangswert dieses Verfahrens, die Schlankheit h_k/d , ist sehr anschaulich und leicht zu berechnen, jedoch verschleiert die damalige Form der Knickberechnung mit $\omega > 1$ auf der Lastseite die tatsächlichen Verhältnisse, denn die Längskraft wird ja nicht wirklich größer. Die Beschränkung der Längsbewehrung F_e einschließlich der Rundstahleinlagen auf nicht mehr als 8 % des Betonquerschnitts F_b ließ keine besonders tragfähigen Stützen zu. Die von Gehler und Amos getesteten Säulen waren allesamt gedrungen mit $h/d = 5,3$, so daß kein Stabilitätsversagen gegeben war. Bei diesen kleinen Schlankheiten ist es natürlich nicht notwendig, die Steifigkeit der Stahlprofile zu berücksichtigen.

3.3.9 Klöppel 1935

Auf Grundlage der Versuche von Memmler und Bierett 1934 wurde 1935 ein Berechnungsvorschlag für Stahlstützen mit Betonkern von Klöppel

veröffentlicht [Klöppel 1935]. In [DIN 1050 1937] ging dieser Bemessungsvorschlag noch nicht ein. Ab 1947 wurde der Vorschlag in [Stahl im Hochbau (1947), 139f] abgedruckt. Wegen zahlreicher Druckfehler in Klöppels Originalaufsatz sei an dieser Stelle die Fassung aus [Stahl im Hochbau 1947] wiedergegeben:

Der Bemessungsvorschlag, auf das im Stahlbau gewohnte Verfahren zurückgeführt, lautet:

$$1. \lambda_x \geq \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \text{ oder in anderer Schreibweise}$$

$$\lambda_1 \leq \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_y^2}, \text{ worin}$$

λ_y = Schlankheitsgrad des vollwandig gedachten Gesamtstabes mit dem Trägheitsmoment J_y für die stofffreie Achse $y-y = s_{ky}/i_y$...

λ_x = Schlankheitsgrad des Gesamtstabes mit dem Trägheitsmoment J_x für die Stoffachse $x-x = s_{kx}/i_x$...

λ_1 = Schlankheitsgrad des Einzelstabes für die Schwerachse 1-1 des Einzelstabes = s_{k1}/i_1 ...

$$2. \lambda_x \leq 80.$$

$$3. S \leq \frac{\sigma_{zul}}{\omega_x} \left(F_e + 0,5 \cdot \frac{W_{b28}}{\sigma_k} \cdot F_b \right) \leq 1,33 F_e \frac{\sigma_{zul}}{\omega_x};$$

dh., es ergibt sich eine um 33 % höhere Säulenlast als bei Stützen ohne Betonkern. ...

$$4. W_{b28} \geq 120 \text{ kg/cm}^2.$$

5. Durch bauliche Maßnahmen ist anzustreben, daß eine unmittelbare Übertragung der gesamten Auflagerkraft eines auf die Stütze ruhenden Unterzuges oder Trägers auf den Betonkern vermieden, aber dessen Beteiligung an der Kraftübertragung gewährleistet wird. [Stahl im Hochbau 1947, 139]

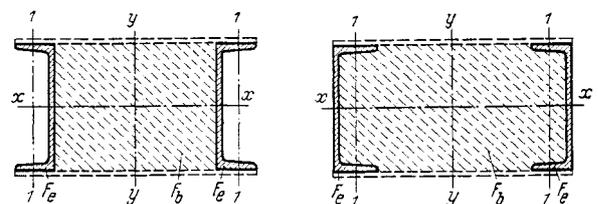


Bild 3.6 Stahlstützen mit Betonkern, Klöppel 1935

3.3.10 DIN 1050, 1954

1954 wurde der Ansatz von Klöppel fast wörtlich in die Entwurfsfassung von DIN 1050, April 1954 aufgenommen (Abschnitt 2.322) und später mit leichten Änderungen in DIN 1050 Dezember 1957 übernommen (Abschnitt 5.22). Die Mindestbetonfestigkeit wurde erhöht, $W_{b28} \geq 160 \text{ kg/cm}^2$ und die Lasteinleitung sollte zunächst in die Stahlteile er-

folgen. Die Bemessung galt für Stützentypen nach Bild 3.6. DIN 1050 Juni 1968 enthielt den Abschnitt unverändert.

Bewertung des Ansatzes: Die traglast erhöhende Wirkung des Betons wurde über eine rechnerische Erhöhung der Stahlquerschnittsfläche berücksichtigt. Die Betonfläche ging dabei mit dem Faktor $(0,5 W_{b28}/\sigma_k)$ ein. Dieser Term wurde aus den Versuchsdaten gewonnen. Die Schlankheit und damit die Knickspannung wurde allein aus den Stahlprofilen errechnet und die zulässige Schlankheit auf $\lambda = 80$ begrenzt. Die Erhöhung der Steifigkeit durch den Beton wurde vernachlässigt. Die rechnerische Traglaststeigerung durch den Betonkern wurde auf 33 % begrenzt. Dies hatte den Grund,

„daß bei völligem Ausfall des Betonkerns ... die reine Stahlstütze die Gesamlast noch mit einer Sicherheit übertragen können soll, die mindestens 75 vH derjenigen Sicherheit ist, die sich für die Nutzlast der reinen Stahlstütze $v = \sigma_k : \sigma_{dzul}$ ergibt“ [Klöppel 1935, 539].

Der Ansatz von Klöppel aus dem Jahre 1935 führt die Bemessung von Stahlstützen mit Betonkern formal auf die Bemessung von Stahlstützen nach den Stahlbauvorschriften zurück.

3.3.11 Sattler 1953

Konrad Sattler veröffentlichte 1953 eine sehr umfassende theoretische Abhandlung der Verbundkonstruktionen [Sattler 1953]. Im Vorwort heißt es:

Bei den Grundlagen des Kriechens und Schwindens beginnend, findet der Leser eine lückenlose Theorie der Verbundkonstruktionen von einfachen Stahlbetonkonstruktionen bis zu statisch unbestimmten vorgespannten Vollwand- und Fachwerkverbundkonstruktionen. [Sattler 1953, V]

In Kapitel IV: „Einfluß des Schwindens und Kriechens bei statisch bestimmten Stahlbetonkonstruktionen“ leitet er u. a. für die symmetrisch bewehrte, zentrisch auf Druck beanspruchte Stahlbetonsäule die Umlagerungskräfte zwischen Beton und Stahl infolge Kriechen und Schwinden des Betons her. Diese Überlegungen gelten natürlich auch für Stützen mit einbetonierten Profilen und für ausbetonierte Rohre. Sattlers theoretische Arbeit bildete eine wichtige Grundlage für weitere Untersuchungen auf dem Gebiet der Verbundstützen.

3.3.12 VDE 0210, 1953

VDE 0210/8.53 „Vorschriften für den Bau von Starkstromfreileitungen“ enthielt erstmals eine Bemessungsformel für betongefüllte Stahlrohre:

Bei Verwendung von betongefüllten Stahlrohren gilt folgendes:

1. Bemessungsformel

1.1 Auf Druck (Knicken).

Es muß sein:

$$\sigma = \omega S/F_{id} \leq \sigma_{zul}$$

Die Werte für ω sind in Abhängigkeit von dem Schlankheitsgrad λ_{id} nach der jeweils gültigen DIN-Norm [vgl. DIN 4114] zu wählen.

Die obige Bemessungsformel ist zunächst nur für den Bereich $\lambda_{id} \geq 50$ anzuwenden.

Es bedeutet:

$F_{id} = F_e + F_b/n$; F_e Stahlrohrquerschnitt in cm^2 ,
 F_b Betonquerschnitt in cm^2

$$n = \frac{\text{Elastizitätsmodul des Stahles}}{\text{Elastizitätsmodul des Betons}} = \frac{E_e}{E_b} \text{ ist mit } 10$$

anzunehmen:

[diese Annahme wurde in Ausgabe 5.62 geändert:

für B 300: $n = 9$; für B 450: $n = 7$]

$$i_{id} = \sqrt{J_{id}/F_{id}}, J_{id} = J_e + J_b/n;$$

J_e = Trägheitsmoment des Stahlrohrquerschnittes

J_b = Trägheitsmoment des Betonquerschnittes

1.2 Bei Zugbeanspruchung darf nur der Nutzquerschnitt des Stahls in Rechnung gestellt werden.

2. Betongüte:

Der Füllbeton muß mindestens die Güteeigenschaften des B 300 besitzen; der Beton muß durch Rütteln oder nach einem mindestens gleichwertigen Verfahren eingebracht werden. Im übrigen gelten für die Herstellung des Betons die Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton DIN 1045.

3. Mindestwanddicke:

Die Mindestwanddicke muß bei betongefüllten bzw. zuverlässig abgedichteten Rohren 2,5 mm betragen, soweit nicht die Beulsicherheit eine größere Wanddicke erfordert. [VDE 0210 1953, § 24k]

Bewertung des Ansatzes: Im Vergleich zum Hochbau waren die Schlankheiten im Mastbau wesentlich größer, der Knickeinfluß mußte bei der Bemessung also besonders berücksichtigt werden. Schlankheiten unter $\lambda_{id} = 50$ (entsprechend $h/d = 10-12$), die im Hochbau weit verbreitet waren, waren für diese Bauteile nicht sinnvoll und

wurden in der Vorschrift ausgeschlossen. In diesem Ansatz wurde zum erstenmal eine ideale Steifigkeit des Verbundquerschnittes zur Bestimmung der Schlankheit berücksichtigt. Das Verhältnis der Elastizitätsmoduli wurde mit $n = 10$ angenommen, heute liegt dieses Verhältnis bei 9,6 (C 40/50) bis 12,2 (C 20/25). Die praktische Anwendbarkeit bezieht sich auf Fachwerkstäbe in Gittermasten, so daß für den Hochbau weitere Untersuchungen angestellt wurden, um auch für den Bereich kleinerer Schlankheiten sichere Aussagen treffen zu können. Besonders schön an diesem Ansatz ist die Gleichung für den ideellen Trägheitsradius. Hier wird der Einfluß des Betons auf die Schlankheit der Stütze besonders deutlich. Die Begriffe „ideeller Trägheitsradius“ und „ideelle Schlankheit“ eignen sich sehr gut für ein anschauliches Näherungsverfahren, in Kapitel 5.4.3 werden sie weiter erläutert.

3.3.13 Klöppel und Goder 1957

1957 erschien in der Zeitschrift „Der Stahlbau“ ein Artikel, in dem über Traglastversuche mit ausbetonierten Stahlrohren berichtet wird [Klöppel, Goder 1957]. Die Autoren hatten unter anderem die Intention, den Ansatz von VDE 0210/8.53 experimentell auf Richtigkeit zu prüfen und zusätzlich den Anwendungsbereich $\lambda_{id} < 50$ zu erfassen sowie die Annahme des E-Moduls des Betons zu prüfen. Auch der Einfluß des Kriechens wurde untersucht. Die Autoren entwickelten die Bemessungsformel analog zu DIN 4114 (Stahlbau).

Vorschlag für die Bemessung ausbetonierter Rohre

1. Für ausbetonierte Rohre wird eine Betongüte B 300 vorgeschrieben. Das Spannungsdehnungsdiagramm wird nach Gleichung (27) wiedergegeben.

$$\sigma = 5 \cdot 10^7 \varepsilon (5 \cdot 10^{-3} - \varepsilon) \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad (27)$$

2. Es wird der Doppelnachweis nach DIN 4114

$$P_{zul} = \frac{P_{Ki}}{v_{Ki}} \text{ und } P_{zul} = \frac{P_{Kr}}{v_{Kr}}$$

gefordert, der kleinere Wert ist maßgebend.

Belastungsfall I: $v_{Ki} = 2,5$; $v_{Kr} = 1,5$

Belastungsfall II: $v_{Ki} = 2,19$; $v_{Kr} = 1,31$

3. Die Eulersche Knicklast wird aus Gleichung (24) ermittelt, wobei ein möglicher Abfall der Knicklast infolge geringer Betonfestigkeit durch den Sicherheitskoeffizienten gedeckt ist.

$$P_{ki} = \frac{\pi^2 \cdot E_e}{\lambda_{id}^2} \cdot F_e \cdot \left(1 + \frac{1}{n_K \cdot \mu}\right) = \frac{\pi^2 E_e}{\lambda_{id}^2} \cdot F_{id} \quad (24)$$

$$[\mu = \frac{F_e}{F_b}]$$

4. Die Traglast P_{Kr} wird aus Gleichung (29) bestimmt.

$$\text{Es ist } n = \frac{E_e}{E_{b100}} = \frac{2,1 \cdot 10^6}{0,23 \cdot 10^6} \approx 9.$$

$$P_{Kr} = \sigma_{Kr}^* \cdot F_{id}^* \quad (29)$$

... 5. Der Kriecheinfluß ist bei Eigengewicht und ständig wirkenden Verkehrslasten zu berücksichtigen. Für φ_n ist 1,5 anzunehmen. Der Schwindeinfluß soll vernachlässigt werden.

Für die Bemessung sind zwei Tafeln aufgestellt worden — Tafel 15 für St 37 und Tafel 16 für St 52 — in denen die unter 1 bis 4 genannten Vorschläge enthalten sind. In Abhängigkeit von $\mu = \frac{F_e}{F_b}$

[F_e = Querschnittsfläche des Stahlrohres, F_b = Querschnittsfläche der Betonfüllung] und λ_e (Schlankheitsgrad des reinen Stahlrohres) sind ideale zulässige Druckspannungen des Verbundquerschnittes σ_{dVzul} angegeben.

Es ist nachzuweisen, daß

$$\text{im Belastungsfall I: } \frac{P}{F_e} \leq \sigma_{dVzul}$$

$$\text{im Belastungsfall II: } \frac{P}{F_e} \leq 1,14 \sigma_{dVzul} \text{ ist.}$$

P ist die aufzunehmende Last, F_e die Querschnittsfläche des Stahlrohres. Zwischenwerte können linear interpoliert werden.

Das Kriechen wird wie folgt berücksichtigt. Es sei P_D die Summe aller dauernd wirkenden Lasten. Für den Spannungsnachweis (30) ist

$$P = P_D (1 + \varphi_{ni}) + P_Z$$

zu setzen. (φ_{ni} in Abhängigkeit von μ ist Bild 32 zu entnehmen.) ...

Voraussetzung für die Anwendung der Bemessungsformeln ist $\mu \geq 0,07$. [Klöppel, Goder 1957, 49f.]

Bewertung des Ansatzes: Wie in dem Ansatz von VDE 0210 berücksichtigten die Autoren die Steifigkeit des Betons über eine ideale Schlankheit. Für die praktische Anwendung stellten die Autoren zwei Tafeln auf für St 37 und St 52 (Bild 3.7). Als Eingangswert für die Tabelle der anzunehmenden maximalen Stahlspannung wurde die Schlankheit des reinen Stahlprofils gewählt. Die tatsächliche Abweichung von der ideellen Schlankheit wurde

über die zweite Eingangsgröße, den Koeffizienten μ , berücksichtigt. Abgelesen wurde eine ideale zulässige Spannung σ_{dVzul} . Da für die Berechnung der Stahlquerschnitt allein berücksichtigt wird, liegen die ideellen Spannungen höher als die zulässige Stahlspannung. Dies ist aus Sicht der Tragwerklehre von Nachteil, da das Gefühl für vorhandene Spannungen verloren geht. Besser wäre eine Berücksichtigung der Gesamtquerschnittsfläche in Kombination mit einer ideellen Spannung, die betragsmäßig zwischen Stahl- und Betonspannung liegt. Das Verfahren war für die Praxis aufbereitet abgedruckt in [Stahlbau, Ein Handbuch für Studium und Praxis 1957, 89]. Der Abschnitt enthält auch eine Tabelle, in der die Traglaststeigerung durch Ausbetonieren zusammengestellt ist. Die Tragfähigkeitssteigerung durch Ausbetonieren betrug bis zu 90 % (Bild 3.8).

Ideelle zulässige Druckspannungen σ_{dVzul} [kg/cm²] für St 37 in Abhängigkeit vom Schlankheitsgrad des Stahlrohres λ_e und dem Bewehrungskoeffizienten μ

$\lambda_e \mu$	0,07	0,10	0,14	0,20	0,30	0,50	1,00	Stahlrohr
20	3671	2977	2516	2168	1895	1675	1512	1349
30	3467	2820	2389	2063	1805	1599	1454	1294
40	3217	2633	2237	1944	1706	1516	1373	1230
50	2935	2421	2065	1800	1585	1414	1286	1158
60	2634	2189	1883	1649	1459	1307	1191	1078
70	2330	1946	1686	1492	1322	1189	1090	993
80	1940	1726	1500	1335	1187	1074	990	905
90	1603	1410	1285	1189	1061	960	892	819
100	1336	1170	1061	983	925	859	799	738
110	1126	990	890	825	778	739	709	663
120	961	843	758	701	657	625	600	576
130	832	722	649	600	561	530	509	490
140	722	626	561	519	486	456	438	423
150	636	552	496	454	423	399	381	368
175	474	410	368	336	313	293	279	271

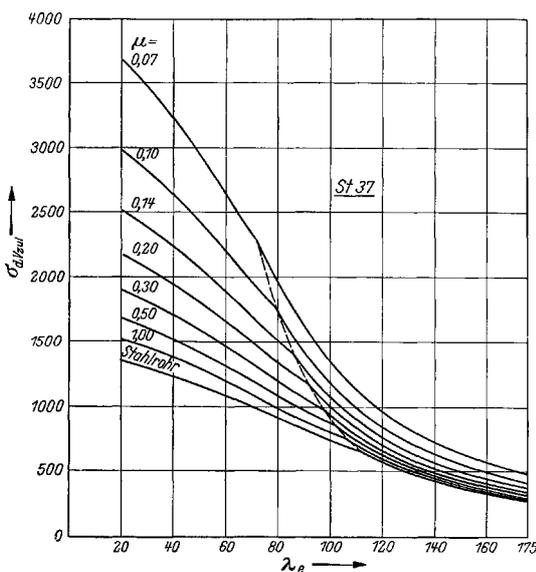


Bild 30. Ideelle zulässige Druckspannungen für ausbetonierte Rohre σ_{dVzul} aus St 37 in Abhängigkeit vom Schlankheitsgrad des Stahlrohres λ_e und dem Bewehrungskoeffizienten μ

Bild 3.7 Bemessungsansatz Klöppel, Goder 1957

Tafel 7

Außen-durchmesser mm	Stahlrohr			Betonkern Querschnitt F_b cm ²	Bewehrungs-zahl $\mu = \frac{F_e}{F_b}$	Zulässige mittige Last P in t für Lastfall 1	
	Wand-dicke mm	Quer-schnitt cm ²	Schlankheit bei $s_K = 3,0$ m λ_e			Stahlrohr allein	Betongefülltes Rohr
121	4,0	14,7	73	100,3	0,14	14,2	24,0
133	4,0	16,2	66	122,7	0,13	16,6	29,8
159	4,5	21,8	55	176,7	0,12	24,3	46,4
216	6,0	39,6	40	326,9	0,13	48,7	92,5

Bild 3.8 Tragfähigkeitssteigerung durch Ausbetonieren

3.3.14 Furlong 1968

Furlong berichtete 1967 über Versuche mit ausbetonierten Stahlhohlprofilen [Furlong 1967]. In [Furlong 1968] leitete er einen Bemessungsansatz her. Für schlanke Stützen berechnete er die Tragfähigkeit zu:

$$N_{ki} = N_0 \cdot \frac{1 - (s_k^2 \cdot N_0)}{I_{ges} 40 \cdot [E_a - (1 - \mu)^2 \cdot (E_a - E_b)]} \quad (3.13)$$

Mit μ = Verhältnis der Stahlrohrfläche zur gesamten Querschnittsfläche, E_a = E-Modul Stahl und E_b = E-Modul Beton.

Weiterhin untersuchte er Traglast-Interaktionskurven für die Bemessung auf Biegung und Längskraft. Der Bemessungsansatz von Furlong ergab eine gute Übereinstimmung mit Versuchswerten, ist jedoch für die Anwendung in der Tragwerklehre zu theoretisch.

3.3.15 Roik, Bergmann, u. a. 1975

In den Jahren 1974 und 1975 führten Roik, Bergmann, Bode und Wagenknecht das Forschungsvorhaben „Tragfähigkeit von ausbetonierten Hohlprofilstützen aus Baustahl“ durch. Im Abschlußbericht [Roik, Bergmann, u. a. 1975] gaben sie einen Überblick über die Entwicklung und den damaligen Stand der Forschung, mit Schwerpunkt auf der Forschung nach den Versuchen von Klöppel und Goder 1954-1955. Danach entwickelten sie ein Bemessungsverfahren für ausbetonierte Hohlprofilstützen aus Baustahl.

Nachweis für die planmäßig mittig gedrückte Verbundstütze

Quetschlast der Verbundstütze

$$N_{PI} = F_a \cdot \sigma_F + F_e \cdot \sigma_e + F_b \cdot \beta_R \quad (4.13)$$

Ideelle Knicklast der Verbundstütze

$$N_{ki} = \frac{\pi^2}{s_k^2} (E_a \cdot J_a + E_e \cdot J_e + E_{bi} \cdot J_b) \quad (4.14)$$

Mit dem Schlankheitsgrad

$$\lambda_{N} = \frac{N_{Pl}}{N_{ki}} \rightarrow \bar{\lambda} = \sqrt{\lambda_{N}} \quad (4.15)$$

wird der Reduktionsfaktor R_N

$$R_N = f(\bar{\lambda}) \quad (4.16)$$

nach den Empfehlungen der europäischen Kommission bestimmt [Europäische Knickspannungslinien].

Der Nachweis erfolgt anschließend mit der Knickspannungskurve, die für den reinen Stahlquerschnitt maßgebend ist.

Die Traglast N_{kr} lautet

$$N_{kr} = R_N \cdot N_{Pl} \quad (4.17)$$

Es ist nachzuweisen, daß unter ν -facher Belastung

$$\frac{N_{\nu}}{N_{kr}} \leq 1 \quad (4.18)$$

ist.

Bei betongefüllten Rohren mit

$$\frac{s_k}{d} \leq 10 \quad (4.19)$$

ist, wenn kein genauerer Nachweis geführt wird,

$$N_{kr} = N_{Pl} \quad (4.20)$$

zu setzen. [Roik u. a. 1975, 68-69]

Dabei wurde der Rechenwert der Betonfestigkeit für die Bemessung zu $\beta_R = 0,7 \beta_{WN}$ angenommen. Die Berechnung der Quetschlast nach Gl. (4.13) hat formal die gleiche Gestalt wie Empergers Additionsgesetz. Für die Berechnung der Knickabminderung wurde die bezogene Schlankheit verwendet, wobei die Gesamtsteifigkeit zur Berechnung der Knicklast (4.14) aus den einzelnen Komponenten addiert wurde, die Berechnung berücksichtigte also in jeder Hinsicht die Verbundwirkung.

3.3.16 Roik, Bergmann, u. a. 1976

In den Jahren 1974 bis 1976 führten Roik, Bergmann, Bode und Wagenknecht das Forschungsvorhaben „Tragfähigkeit von einbetonierten Stahlstützen“ durch. Im Abschlußbericht [Roik, Bergmann, u. a. 1976] gaben sie einen Überblick über die Entwicklung und den damaligen Stand der Forschung, mit Schwerpunkt auf der Forschung nach dem zweiten Weltkrieg. Danach entwickelten sie ein Bemessungsverfahren für einbetonierte Stahlstützen. Der formale Aufbau ist identisch zu dem Verfahren für ausbetonierte Hohlprofilstützen aus Baustahl, nur wurden andere Typen der europäischen Knickspannungslinien zugrundegelegt. Der Bemessungsansatz für Verbundstützen nach

Roik u. a. hat den Vorteil, daß alle Typen von Verbundstützen nach derselben Methode bemessen werden können und für die rechnerische Steifigkeit der Stütze sowohl Beton als auch Stahl herangezogen werden. Dies geschieht über die ideale Steifigkeit des Querschnitts. Für die Tragwerklehre ist es jedoch von Nachteil, daß wie im Stahlbau die bezogene Schlankheit verwendet wird.

3.3.17 DIN 18806 Teil 1, 1984

Nach einer Entwurfsfassung von September 1981 erschien 1984 die erste Fassung von DIN 18806 Teil 1, Verbundkonstruktionen, Verbundstützen, Ausgabe 3.84. Es war die erste einheitliche Norm für Verbundstützen in Deutschland. Die Norm galt für die Bemessung von Verbundstützen aus einbetonierten Stahlprofilen, Stahlprofilen mit ausbetonierten Seitenteilen und betongefüllten Hohlprofilen aus Stahl. Die Tragfähigkeit mußte allgemein nachgewiesen werden, indem die

in ungünstigster Kombination der Einwirkungen auftretenden Schnittgrößen unter Berücksichtigung der Auswirkungen der Verformungen auf das Gleichgewicht (Theorie 2. Ordnung) an jeder Stelle des Tragwerks nicht größer sind als die Grenztragfähigkeit des Querschnittes und am Gesamtsystem stabiles Gleichgewicht herrscht. [DIN 18806 1984, 4.1]

In Abschnitt 5 gab es „ein einfaches Näherungsverfahren, bei dem der Verbundquerschnitt ... durch einen ideellen homogenen Gesamtquerschnitt ersetzt wird. Zur Berechnung der Grenztragfähigkeit werden ideale Steifigkeitswerte verwendet.“ (Roik, Bode, Bergmann 1982, 207). Der Abminderungsfaktor für Knicken wurde wie im Stahlbau (DIN 18800) in Abhängigkeit von der bezogenen Schlankheit bestimmt. Die Tragfähigkeit mußte mit den um einen globalen Sicherheitsbeiwert γ gesteigerten Lasten nachgewiesen werden.

5 Vereinfachtes Bemessungsverfahren

5.1 Gültigkeitsbereich

(1) Dieses Bemessungsverfahren darf anstelle eines genaueren Tragfähigkeitsnachweises für Querschnitte nach Bild 1 [Bild 3.9] angewendet werden.

(2) Die Stahl- und Hohlprofile können gewalzt oder aus Teilen geschweißt sein. Hohlprofile und Rohre müssen auf ganzer Länge betongefüllt sein, Stahlprofile vollständig (allseitig) einbetoniert sein. Wenn die Bügel durch den Steg durchgesteckt oder voll am Steg angeschweißt werden, brauchen bei

Stahlprofilen mit I-Querschnitt nur die Seitenteile ausbetoniert zu werden. ...

5.2 Nachweis der Tragfähigkeit

5.2.1 Allgemeines

(1) Die Schnittgrößen sind unter den nach 4.2 gesteigerten Lasten nach Theorie II. Ordnung auf der Grundlage der Elastizitätstheorie mit Steifigkeiten nach Gleichung (27) zu bestimmen.

(2) Für Werte $\bar{\lambda} \leq 0,2$ darf der Nachweis nach Theorie I. Ordnung ohne Berücksichtigung von Imperfektionen geführt werden.

5.2.2 Planmäßig mittlerer Druck

(1) Es ist nachzuweisen, daß

$$N \leq N_{kr} \text{ ist.}$$

Hierin bedeuten:

N planmäßig mittige Druckkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit

N_{kr} rechnerische Traglast der mittig gedrückten Verbundstütze

$$N_{kr} = \kappa \cdot N_{pl} \quad (24)$$

κ Abminderungsfaktor in Abhängigkeit vom bezogenen Schlankheitsgrad und der maßgebenden Knickspannungskurve nach DIN 18800 Teil 2 ...

λ bezogener Schlankheitsgrad, berechnet als

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{ki}}} \quad (25)$$

N_{ki} ideale Knicklast (Verzweigungslast)

$$N_{ki} = \frac{\pi^2}{s_k^2} \cdot (E I)_w \quad (26)$$

s_k Knicklänge des Stabes

$$(E I)_w = E_a \cdot I_a + E_{bi} \cdot I_b + E_s \cdot I_s \quad (27)$$

Hierin bedeuten:

E_a Elastizitätsmodul des Stahls

E_s Elastizitätsmodul des Betonstahls

E_{bi} Rechenwert für den Elastizitätsmodul des gesamten Betonbauteils im Zustand I

$$E_{bi} = 500 \cdot \beta_{wN} \text{ (für Kurzzeitlast)} \quad (28)$$

(2) Der Einfluß des Langzeitverhaltens von Beton auf die Tragfähigkeit ist unter Beachtung von Abschnitt 4.4 zu berücksichtigen. Wird kein genauere Nachweis geführt, so darf der Einfluß durch Abminderung von E_{bi} auf die Hälfte erfaßt werden.

(3) Wirkt nur ein Teil der Beanspruchung ständig, so darf linear zwischen diesen beiden Werten interpoliert werden:

$$E_{bi,\infty} = E_{bi} \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \frac{N_{\text{ständig}}}{N} \right) \quad (29)$$

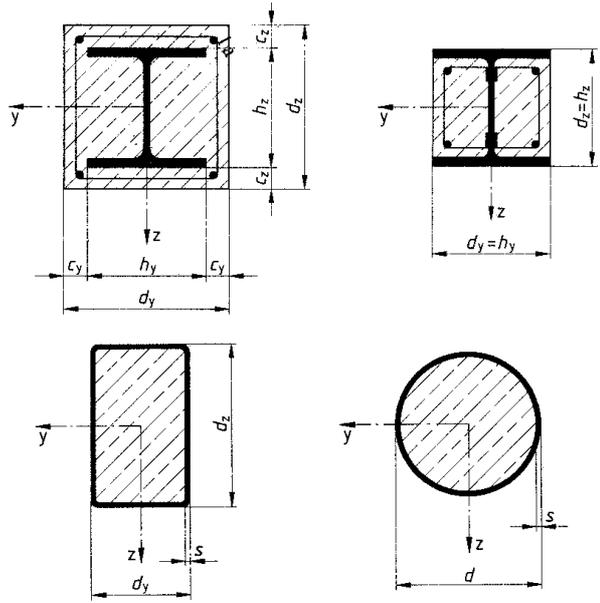


Bild 3.9 Verbundstützen nach DIN 18806

Die Bemessung nach DIN 18806 entspricht der Bemessung nach Roik u. a. und unterscheidet sich von der heutigen Bemessung nur durch das Sicherheitskonzept. Es wurde mit einem globalen Sicherheitsbeiwert auf der Lastseite gerechnet. Auf der Materialseite gab es noch keine Teilsicherheitsbeiwerte. Die Schlankheit wurde bereits als bezogene Schlankheit definiert. Das Langzeitverhalten des Betons wurde wie heute durch Abminderung des E-Moduls berücksichtigt. Nach dem vereinfachten Verfahren [DIN 18806 1984] durften noch keine gemischten Verbundstützen, z. B. Hohlprofil mit zusätzlichem Walzprofil, bemessen werden.

3.3.18 Eurocode 4, 1994

3.3.18.1 Allgemeine Voraussetzungen

Grundsätzlich unterscheidet Eurocode 4 drei Arten von Verbundstützen (Bild 3.10): vollständig einbetonierte Stahlprofile (Typ a), teilweise einbetonierte Stahlprofile oder Profile mit Kammerbeton (Typ b und c) und betongefüllte Hohlprofile (Typ d und e). Betongefüllte Hohlprofile können auch ohne zusätzliche Betonstahlbewehrung ausgeführt werden, Mischformen sind möglich (Typ f).

Eurocode 4 gibt für die Bemessung von Verbundstützen zwei Verfahren an, ein genaueres und ein vereinfachtes Verfahren. Das genauere Verfahren erfordert wegen der nichtlinearen Berücksichtigung des Materialverhaltens EDV-Rechenprogramme. Der Berechnungsaufwand ist sehr hoch, das Ver-

fahren sehr abstrakt. Das vereinfachte Verfahren ist auch ohne Computer anwendbar. Für die Anwendung des vereinfachten Bemessungsverfahrens müssen folgende Voraussetzungen erfüllt sein:

- Der Querschnitt muß doppelt symmetrisch sein
- Die maximale bezogene Schlankheit ist $\bar{\lambda} = 2,0$
- Der Traglastanteil des Stahlprofils muß zwischen 20 % und 90 % liegen, dies wird über den Querschnittsparameter $\delta = A_a f_{yd} / N_{pl,Rd}$ geprüft. Liegt δ unter 0,2, so muß die Stütze wie eine Stahlbetonstütze bemessen werden, liegt δ über 0,9, ist sie wie eine Stahlstütze zu bemessen.
- Die rechnerisch angesetzte Längsbewehrung ist kleiner als 4- und größer als 0,3 % der Betonquerschnittsfläche.
- Betongefüllte Hohlprofile dürfen ohne Längsbewehrung ausgeführt werden.

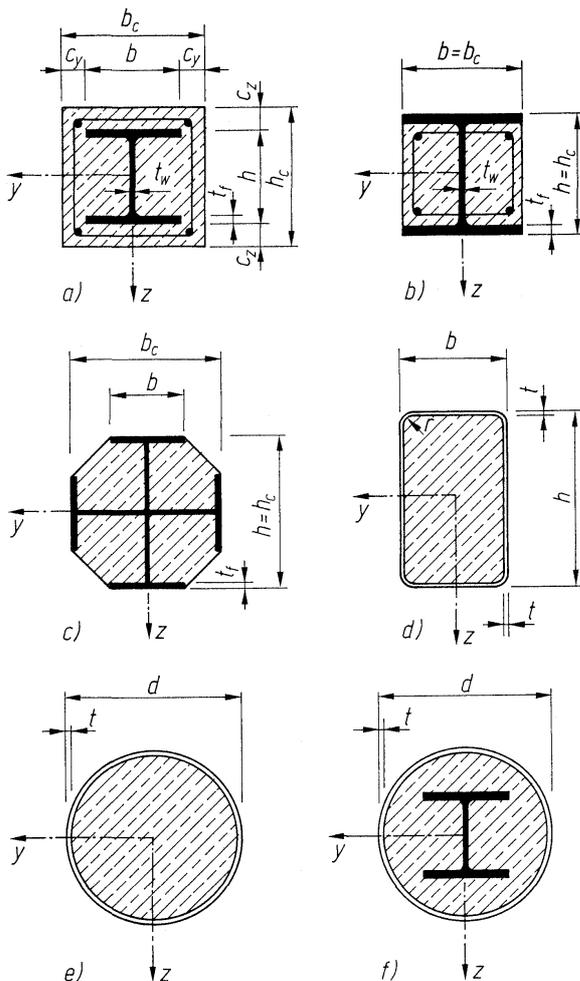


Bild 3.10 Typen von Verbundstützen nach EC 4

Grenzwerte der Profilwandstärke von Verbundstützen	Fe 360 (St 37)	Fe 510 (St 52)
Betongefülltes Hohlprofil rund lim t/d (d/t)	0,011 (90)	0,017 (60)
Betongef. Hohlprofil, rechteckig lim t/h (h/t)	0,019 (52)	0,024 (42)
Teilweise einbetoniertes I-Profil lim t_i/b (b/t_i)	0,023 (44)	0,028 (36)

Tabelle 3.1 Grenzwerte lokales Beulen

• Lokales Beulen: Werden die Grenzwerte nach Tabelle 3.1 eingehalten, so braucht kein genauer Nachweis gegen lokales Beulen geführt zu werden.

Für vollständig einbetonierte I-Profile braucht kein Nachweis gegen lokales Beulen geführt zu werden, jedoch ist auf eine ausreichende Betondeckung zu achten.

• Besonderheiten für vollständig einbetonierte Walzprofile (Bezeichnungen Bild 3.9 a):

Betondeckung größer als 40 mm

Betondeckung $c_y \leq 0,4b$ und $c_z \leq 0,3h$ und $c_z \geq b/6$

Dabei gehört b zur schwachen Biegeachse des Profils, um quadratische Verbundquerschnitte zu ermöglichen, gilt hier ein höherer Wert.

3.3.18.2 Ablauf des vereinfachten Verfahrens

Die Tragfähigkeit der Verbundstütze nach dem vereinfachten Verfahren muß größer als die aufzunehmende Bemessungslast N_{sd} sein:

$$N_{sd} \leq N_{Rd} \tag{3.14}$$

Die Tragfähigkeit N_{Rd} ergibt sich sehr anschaulich aus der reinen Querschnittstragfähigkeit (plastische Tragfähigkeit), die mit dem Faktor χ zur Berücksichtigung des Knickens reduziert wird.

$$N_{Rd} = N_{pl,Rd} \chi \tag{3.15}$$

Der plastische Normalkraftwiderstand des Querschnitts wird aus den einzelnen Anteilen addiert.

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + A_c \alpha_c f_{cd} + A_s f_{sd} \tag{3.16}$$

Der Faktor α_c ist mit 1,0 bei betongefüllten Hohlprofilen und mit 0,85 für alle anderen Fälle anzunehmen.

Der Reduktionsfaktor χ wird nach den Knickspannungslinien gemäß Eurocode 3, Abschnitt 5.5.1 in Abhängigkeit vom bezogenen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}$ berechnet mit:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr}}} \quad (3.17)$$

mit

$$N_{pl,R} = A_a f_{yk} + A_c \alpha_c f_{ck} + A_s f_{sk} \quad (\text{alle } \gamma_i = 1,0) \quad (3.18)$$

und

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_e}{s_k^2} \quad (\text{ideale Knicklast}) \quad (3.19)$$

mit

s_k : Knicklänge der Stütze und

$(EI)_e$: wirksame Biegesteifigkeit

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,8 E_{cd} I_c + E_s I_s \quad (3.20)$$

I_a, I_c, I_s : Trägheitsmomente des Profilstahls, des ungerissenen Betons und der Bewehrung.

E_a, E_s : Elastizitätsmoduli des Profilstahls und der Bewehrung

$E_{cd} = E_{cm}/\gamma_c, E_{cm}$ = Sekantenmodul des Betons und $\gamma_c = 1,35$

Der Faktor χ wird nach folgender Gleichung aus den europäischen Knickspannungslinien für den Stahlbau bestimmt (EC 3, 5.5.1.2).

$$\chi = 1/(\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)) \quad (3.21)$$

mit

$$\phi = 0,5 (1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) \bar{\lambda}^2) \quad (3.22)$$

und α aus Tabelle 3.2

Knickspannungskurve	a	b	c
Imperfektionsfaktor α	0,21	0,34	0,49

Tabelle 3.2 Imperfektionsfaktor α

3.3.18.3 Berücksichtigung des Kriechens

Der Einfluß aus Schwinden und Kriechen braucht nach Eurocode 4 erst oberhalb bestimmter Schlankheiten berücksichtigt zu werden. Bei unverschieblichen Systemen gilt als Grenzwert für $\bar{\lambda}$:

Einbetonierte Querschnitte	0,8
Betongefüllte Querschnitte	0,8/(1- δ)

Tabelle 3.3 Grenzwerte $\bar{\lambda}$

Der Einfluß des Betonkriechens wird über eine Reduzierung der Betonsteifigkeit berücksichtigt. Überschreitet die bezogene Schlankheit die in Tabelle 3.3 angegebenen Grenzen, so wird E_c

nach folgender Gleichung rechnerisch abgemindert:

$$E_c = E_{cd} (1 - 0,5 N_{G,Sd}/N_{Sd}) \quad (3.23)$$

Die Steifigkeit des Betons wird um bis zu 50 % reduziert, wenn der Anteil der ständigen kriecherzeugenden Last bei 100 % liegt. Für den häufigen Fall, daß der Anteil der ständigen Last 50 % der Gesamtlast beträgt, wird E_c um 25 % reduziert. Bei der Berechnung der Schlankheit kann eine Iteration erforderlich werden.

3.3.18.4 Eignung für Näherungsverfahren

Das vereinfachte Verfahren bildet eine gute Grundlage zur Entwicklung eines Näherungsverfahrens. Es erlaubt die Bemessung der drei am meisten verwendeten Typen von Verbundstützen und ist ohne EDV-Programme anwendbar. Formal wird der Nachweis wie für Stahlstützen nach Eurocode 3 geführt. Nachteilig ist die Verwendung der bezogenen Schlankheit, deren Berechnung für ein Näherungsverfahren noch zu kompliziert ist. In Kapitel 5 wird ein Näherungsverfahren auf Grundlage des Eurocode 4 entwickelt, daß ohne den Begriff der bezogenen Schlankheit und dadurch mit weniger Rechenaufwand auskommt.

3.3.19 DIN 18800 Teil 5, 1999

Dieser Normentwurf ersetzt DIN 18806-1 : 1984-03. ... Der vorliegende Norm-Entwurf basiert auf DIN V ENV 1994-1-1 [Eurocode 4] ... Bei diesem Norm-Entwurf handelt es sich gleichzeitig um einen abgestimmten deutschen Standpunkt zur Weiterentwicklung der europäischen Normen für Verbundtragwerke.“ [DIN 18800-5 1999, Vorwort]

Die Bemessung der Tragfähigkeit nach dem vereinfachten Bemessungsverfahren DIN 18800-5, Abschnitt 7.3, ist nahezu identisch mit dem vereinfachten Verfahren in Eurocode 4, Abschnitt 4.8.3. Da das Näherungsverfahren dieser Arbeit auf der Grundlage von Eurocode 4 entwickelt wird, soll an dieser Stelle nicht näher auf DIN 18800-5 eingegangen werden.

3.3.20 Japanische Vorschriften

Moriya berichtete über die Unterschiede zwischen den Verbundbauvorschriften in Japan und Deutschland [Moriya 1990]. Demnach existiert in Japan eine Verbundbaunorm seit 1923. Sie wurde kurz nach dem verheerenden Kanto-Erdbeben konzipiert. In Japan wird für die Verbundbauweise der Begriff SRC-Bauweise (Steel Reinforced Concrete) verwendet. Anwendungsbereich sind hauptsächlich Gebäude im Bereich von sieben bis 20 Geschossen. Nach der japanischen Verbundbaunorm „Standard for Structural Calculation of Steel-Reinforced Concrete Structures“ [AIJ 1987] gibt es zwei Bemessungsverfahren. Bei Verfahren I (Additionsverfahren) wird die Tragfähigkeit der Verbundbauteile aus der Summe der Einzeltragfähigkeiten berechnet. Verfahren II behandelt die Stahlprofile wie eine Bewehrung, entspricht also dem Verfahren in DIN 1045, Ausgabe 1943. Üblicherweise wird Verfahren I benutzt. In Japan sind kammerbetonierte Verbundstützen nicht zulässig. Betongefüllte Hohlprofile sind erst seit 1987 zulässig. Meist werden einbetonierte Profile verwendet (Bild 3.11).

Bei Verfahren I für Biegung mit Längskraft gibt es zwei Fälle:

Fall 1: vorh $N \leq \text{zul } N_{rc,0}$ oder vorh $M \geq \text{zul } M_{a,0}$

Dann ist nachzuweisen

vorh $N \leq \text{zul } N_{rc}$

vorh $M \leq \text{zul } M_{a,0} + M_{rc}$

Fall 2: vorh $N > \text{zul } N_{rc,0}$ oder vorh $M < \text{zul } M_{a,0}$

In diesem Fall ist nachzuweisen

vorh $N \leq \text{zul } N_{rc,0} + \text{zul } N_a$

vorh $M \leq \text{zul } M_a$

Hierbei sind:

vorh N , vorh M = vorhandene Normalkraft bzw. vorhandenes Biegemoment aus den Einwirkungen

$\text{zul } N_{rc,0}$ = zul. Normalkraft der Stahlbetonteile bei alleiniger Normalkraftbeanspruchung

$\text{zul } M_{a,0}$ = zul. Biegemoment der Stahlprofile bei alleiniger Biegebeanspruchung

$\text{zul } N_{rc}$, $\text{zul } N_a$ = zul. Normalkraft der Stahlbetonteile / Stahlprofile unter Berücksichtigung des zugehörigen Biegemoments

$\text{zul } M_{rc}$, $\text{zul } M_a$ = zul. Biegemoment der Stahlbetonteile / Stahlprofile unter Berücksichtigung der zugehörigen Normalkraft

Zur Erfassung der Reduktion der Betonfläche um die Fläche des Stahlprofils unter Berücksichtigung der Einflüsse infolge Kriechens und Schwindens des Betons sowie der unterschiedlichen E-Moduli von Stahl und Beton wird dabei eine reduzierte zulässige Spannung σ'_c des Betons angesetzt.

$$\text{zul. } \sigma'_c = \text{zul } \sigma_c \left(1 - 15 \frac{A'_a}{b \cdot d} \right) \text{ [MN/m}^2\text{]}$$

$\text{zul } \sigma_c$ = zulässige Spannung des Betons (1/3 bzw. 2/3 β_{cs} ...) [Moriya 1990, 169]

Der Bemessungsansatz nach japanischen Vorschriften ist prinzipiell einfach aufgebaut. Die Traganteile der Komponenten werden addiert. Praktisch führt dies jedoch nicht zu einer einfacheren Rechnung, da man gezwungen ist, eine Fallunterscheidung durchzuführen. Nachteilig ist auch, daß der Steifigkeitsgewinn aus der Verbundwirkung vernachlässigt wird.

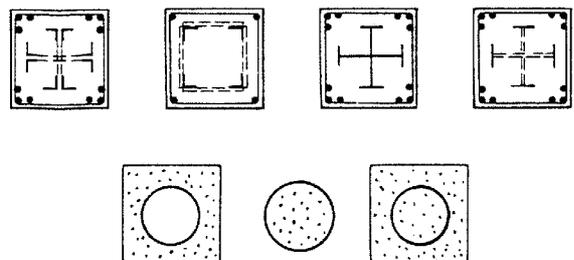


Bild 3.11 Zulässige Querschnittsformen von Verbundstützen in Japan

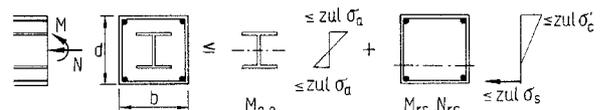
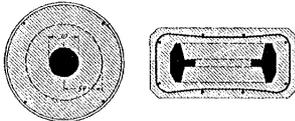
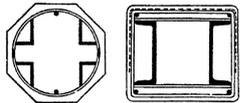
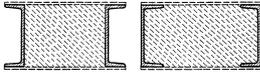
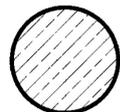
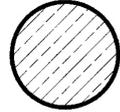
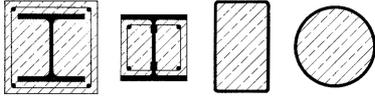
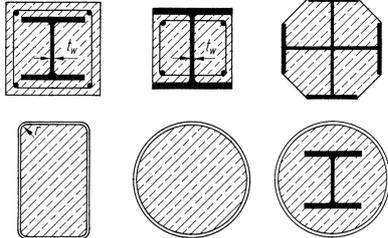


Bild 3.12 Bemessung entsprechend Fall 1

3.4 Zeittafel

Verbundstützenbemessung im 20. Jahrhundert, Deutschland		
Emperger 1913	Umschnürte Säulen mit Gußeisenkern 	$P = (F_b \sigma_b + F_e \sigma_e + F_g \sigma_g) / 4\omega$ [kp]; σ_e = Fließgrenze des Flußeisens, σ_g = Druckfestigkeit des Gußeisens unter Berücksichtigung der Herabminderung durch Knicken des Gesamtquerschnittes, σ_b = Druckfestigkeit des Betons Additionsgesetz
DIN 1045, 1943	Stützen mit Formstahlbewehrung 	$P_{zul} = (K_b F_b + \sigma_s F_e) / 3\omega$ [kp] K_b in Abh. Betongüteklasse, σ_s in Abh. Betonstahlgruppe, ω in Abh. h_k/d 1972 aus DIN 1045 gestrichen
DIN 1050, 1954 beruht auf: Klöppel 1935	Stahlstützen mit Betonkern 	$S \leq \frac{\sigma_{zul}}{\omega_x} \left(F_e + 0,5 \frac{W_{b28}}{\sigma_k} F_b \right) \leq 1,33 F_e \frac{\sigma_{zul}}{\omega_x}$ [kp] F_e = Stahlfläche, F_b = Betonfläche, $W_{b28} \geq 120$ kg/cm ² , σ_{zul} = Stahlspannung, σ_k = Knickspannung Bemessung prinzipiell wie Stahlbau
VDE 0210, 1953	Betongefüllte Stahlrohre 	$\sigma = \omega S / F_{id} \leq \sigma_{zul}$ [kp/cm ²] S = Stützenlast, $F_{id} = F_e + F_b/n$, ω in Abhängigkeit von λ_{id} Einführung ideale Schlankeit
Deutscher Stahlbauverband 1957 beruht auf: Klöppel, Goder 1957	Betongefüllte Stahlrohre 	$\frac{P}{F_e} \leq \sigma_{dVzul}$ [kp/cm ²] P = aufzunehmende Last, F_e = Querschnittsfläche des Stahlrohres, σ_{dVzul} = tabellierte ideale Spannung, abhängig von Schlankeit Stahlrohr Berücksichtigung des Kriechens: $P = P_D (1 + \varphi_{ni}) + P_Z$
DIN 18806 Teil 1, 1984 beruht auf: Roik, Bergmann, Bode und Wagenknecht 1975-1976	Verbundstützen 	$N_{kr} = \kappa N_{pl}$ [kN] N_{kr} rechnerische Traglast der mittig gedrückten Verbundstütze κ in Abhängigkeit von bezogener Schlankeit $\bar{\lambda}$ Steifigkeiten: $(E I)_w = E_a I_a + E_{bl} I_b + E_s I_s$ Nachweis unter γ -fachen Lasten, SI-Einheiten
Eurocode 4, 1992 DIN 18800 Teil 5, 1999	Verbundstützen 	$N_{Rd} = (A_a f_{yd} + A_c \alpha_c f_{cd} + A_s f_{sd}) \cdot \chi$ [kN] χ in Abhängigkeit von bezogener Schlankeit $\bar{\lambda}$ Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten

Verbundstützenbemessung im 20. Jahrhundert, USA und Japan		
Talbot und Lord 1912	Einbetonierte Stahlstützen aus zusammengesetzten Profilen	$P = A (36500 - 155 l/r)$ [lb] $l =$ Stützhöhe, $r =$ Trägheitsradius, $A =$ Querschnittsfläche der Stütze Tetmajer-Formel
Swain und Holmes 1915	Betongefüllte Rohrstützen	$P = 1100 (A_c + 9,6A_s)$ bzw. $P = (A_c + 9,6A_s) (1600 - 7 L/r)$ [lb] $L =$ Stützhöhe, $r =$ Trägheitsradius, $A_c =$ Betonquerschnitt, $A_s =$ Stahlquerschnitt Tetmajer-Formel
ASCE Reports 1910-1917	Profilbewehrte Betonstützen	$P = f_c (A_c + nA_s)$ [lb]; Total safe load $f_c =$ Betondruckfestigkeit (450 lb/in ²), $n = f_s/f_c$, $f_s =$ Stahlfestigkeit, $A_c =$ Betonfläche, $A_s =$ Stahlfläche Berechnung wie „Additionsgesetz“; $h/d \leq 15$; kein Knicken
ACI 23, 1920 Standard Building Regulations for the use of Reinforced Concrete	Composite Columns - Stützen mit Gußeisenkern Combination Columns – Einbetonierte Stahlstützen	$f = 12.000 - 60 L/R < 10.000$ [lb/in ²]; zul. Spannung $L =$ Stützhöhe, $R =$ Trägheitsradius load equal to $(1 + A_g/100A_s)$ times permissible load for uncased steel columns. $A_g =$ area of core of spirally hooped column $A_s =$ effective cross-sectional area of metal reinforcement
ACI 501, 1936 Tentative Building Regulations for reinforced Concrete ACI 318, 1947 Building Code Requirements for Reinforced Concrete	Säulen mit Formstahlbewehrung Stahlsäulen mit Betonumhüllung	Säulen mit Formstahlbewehrung $P = 0,225 A_c f_c' + f_s A_s + f_r A_r$ [lb] Stahlsäulen mit Betonumhüllung a) in Beton eingebettete Stahlsäulen $P = A_r f_r' \left(1 + \frac{A_g}{100A_r} \right)$ b) Rohrsäulen $P = 0,225 f_c' A_c + A_r f_r'$ worin $f_r' = (1260 - 70 h/k) F$ $h =$ freie Länge der Säule; $k =$ kleinste Kernweite oder Widerstandshalbmesser des Stahlrohrquerschnitts; $F =$ Streckgrenze des Rohrmaterials, $A_r =$ Querschnittsfläche der Stahlsäule; $A_g =$ Gesamtquerschnittsfläche des Betons
ACI 318, 1977 Building Code Requirements for Reinforced Concrete	Verbundstützen Verbundstützen werden in Längsrichtung mit statisch mittragenden Profilstählen oder Rohrprofilen bewehrt. Zusätzliche Längsstäbe sind nicht zulässig	Die Traglast einer Verbundstütze ist wie für Bauteile aus üblichem Stahlbeton zu berechnen. Trägheitsradius des Verbundquerschnitts $r = \sqrt{\frac{(E_c I_g / 5) + E_s I_t}{(E_c A_g / 5) + E_s A_t}}$
Architectural Institute of Japan AIJ, 1987 Standard for Structural Calculation of Steel-Reinforced Concrete Structures	Steel Reinforced Concrete	Additionsverfahren, vereinfachte Darstellung $\text{vorh } N \leq \text{zul } N_{rc,0} + \text{zul } N_a$ $\text{vorh } N =$ vorhandene Normalkraft $\text{zul } N_{rc,0} =$ zul. Normalkraft der Stahlbetonteile $\text{zul } N_a =$ zul. Normalkraft der Stahlprofile

4 Bemessung von Verbundstützen für den Brandfall

4.1 Grundlagen

Grundlage für die Landesbauordnungen ist die Musterbauordnung (MBO) aus dem Jahre 1960 in ihrer letzten Fassung von 1997:

Die Grundlagen bauaufsichtlicher **Brandschutzanforderungen** sind in Gesetzen und dazugehörigen Verordnungen bzw. Verwaltungsvorschriften sowie in Technischen Baubestimmungen, die über **Erlasse** mit den Gesetzen und Verordnungen bzw. Verwaltungsvorschriften verbunden werden, enthalten. ... Die wichtigste Vorschrift ist die jeweils gültige Landesbauordnung (LBO). Dieses Gesetz ist stets unmittelbar wirksames Recht. [Haß, u. a. 1989, 1]

Die Musterbauordnung, die bundesländerübergreifend erarbeitet wird, dient den einzelnen Ländern dazu, ihre jeweilige Landesbauordnung möglichst bundeseinheitlich zu gestalten. Bisher gibt es aber noch sehr viele Abweichungen von der Musterbauordnung, eine Bedeutung für die Baupraxis hat sie nicht. In den Landesbauordnungen ist im Detail festgelegt, welche Anforderungen bezüglich des Brandschutzes an die einzelnen Bauteile eines Gebäudes gestellt werden. Eine Stütze in einem freistehenden Einfamilienhaus kann z. B. ohne Anforderungen an den Brandschutz ausgeführt werden, während die gleiche Stütze in einem Zweifamilienhaus die Anforderung F 30 erfüllen muß. Daneben gibt es von Bundesland zu Bundesland weitere unterschiedliche Vorschriften für Gebäude, die nicht vollständig in den Landesbauordnungen geregelt sind. Beispielsweise muß in Nordrhein-Westfalen bei der Planung von Garagen und Parkhäusern die Garagenverordnung beachtet werden [GarVO], bei der Planung von Hochhäusern die Hochhausverordnung [HochhVO]. Sind die Anforderungen an die Stützen eines Gebäudes ermittelt, so müssen die Nachweise erbracht werden, daß die Stützen die verlangten Anforderungen erfüllen. Die Nachweise sind in den technischen Vorschriften geregelt, neben DIN 4102 ist dies ENV 1991-2-2.

In Eurocode 1 Teil 2-2 werden Rechengrundlagen zur Ermittlung der Temperatur- und Lasteinwirkungen gegeben. Der Brandfall wird dabei als ein „außergewöhnliches Ereignis“ (accidental situation) angesehen, das nicht mit anderen, davon unabhängigen außergewöhnlichen Ereignissen überlagert werden muß. ... Aufbauend auf den Vorgaben des

Eurocode 1 Teil 2-2 sehen die Brandschutzteile der baustoffbezogenen Eurocodes 2 bis 6 grundsätzlich brandschutztechnische Nachweisverfahren auf drei Stufen vor:

mittels tabellarischer Daten (Nachweisstufe 1),
mittels vereinfachter Rechenverfahren (Nachweisstufe 2) und
mittels allgemeiner Rechenverfahren (Nachweisstufe 3).

Die Nachweisverfahren mittels tabellarischer Daten beschränken sich in der Regel darauf, die Querschnittsabmessungen des zu untersuchenden Bauteils (und z. B. bei Betonbauteilen den Achsabstand der Bewehrung) mit Werten zu vergleichen, die nach Brandversuchsergebnissen zum Erreichen der vorgesehenen Feuerwiderstandsdauer erforderlich sind.

Mit den vereinfachten Rechenverfahren wird in der Regel nachgewiesen, daß alle maßgebenden Lasteinwirkungen auch nach Ablauf der vorgeschriebenen Feuerwiderstandsdauer eines Bauteils ohne Versagen aufgenommen werden können. Dafür werden u. a. Vereinfachungen bei der Temperaturermittlung für die Bauteilquerschnitte und bei der Beschreibung des Versagenszustandes im Brandfall getroffen.

Die allgemeinen („exakten“) Rechenverfahren ermitteln für eine vorgegebene Feuerwiderstandsdauer das tatsächliche Tragvermögen, u. U. auch das Verformungsverhalten der Bauteile. [Hosser 2000, 1-1f.]

Die Tabellen der Nachweisstufe 1 entsprechen im Prinzip denen der DIN 4102. Eurocode 4 Teil 1-2 enthält Tabellen für die drei Grundtypen von Verbundstützen: vollständig einbetonierte Profile, kammerbetonierte Profile und betongefüllte Hohlprofile. In den folgenden Abschnitten werden die Ermittlung der Einwirkung und die Nachweisstufen 1 und 2 beschrieben. Das allgemeine Verfahren verlangt eine thermische Analyse, verbunden mit einem hohen Rechenaufwand und wird daher zur Entwicklung eines Näherungsverfahrens nicht herangezogen. Im Brandfall wird der Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit gefordert:

$$E_{fi,d,t} \leq R_{fi,d,t} \quad (4.1)$$

$E_{fi,d,t}$: Bemessungswert der Einwirkungen im Brandfall (zum Zeitpunkt t)

$R_{fi,d,t}$: Bemessungswert der Beanspruchbarkeit im Brandfall (Indices: fi für fire; d für design; t für time)

Je nach Verfahren gibt es verschiedene Vereinfachungen zur Berechnung der Bemessungswerte.

4.2 Erforderliche Feuerwiderstandsdauer

Die Musterbauordnung macht folgende Angaben zur Ausbildung von Stützen:

§ 25 Tragende Wände, Pfeiler und Stützen

(1) Tragende Wände, Pfeiler und Stützen sind feuerbeständig, in Gebäuden geringer Höhe mindestens feuerhemmend herzustellen. Dies gilt nicht für oberste Geschosse von Dachräumen.

(2) Im Keller sind tragende Wände, Pfeiler und Stützen feuerbeständig, bei Wohngebäuden geringer Höhe mit nicht mehr als zwei Wohnungen mindestens feuerhemmend und in den wesentlichen Teilen aus nichtbrennbaren Baustoffen herzustellen.

(3) Absätze 1 und 2 gelten nicht für freistehende Wohngebäude mit nicht mehr als einer Wohnung, deren Aufenthaltsräume in nicht mehr als zwei Geschossen liegen, sowie für andere freistehende Gebäude ähnlicher Größe und freistehende landwirtschaftliche Betriebsgebäude. [MBO 1997]

Anschaulicher ist die Darstellung in der Landesbauordnung NRW, siehe Tabelle 4.1. Die Gebäudeklassen, nach denen sich die brandschutztechnischen Anforderungen an tragende Bauteile richten, sind in der Musterbauordnung und in den Landesbauordnungen definiert. Im wesentlichen wird zwischen folgenden Gebäudetypen unterschieden:

- Freistehende Wohngebäude mit nicht mehr als einer Wohnung, deren Aufenthaltsräume in nicht mehr als zwei Geschossen liegen, sowie andere freistehende Gebäude ähnlicher Größe und freistehende landwirtschaftliche Betriebe
- Wohngebäude geringer Höhe mit nicht mehr als zwei Wohnungen
- Gebäude geringer Höhe (h Aufenthaltsraum ≤ 7 m)
- Gebäude mittlerer Höhe (7 m < h Aufenthaltsraum ≤ 22)
- Hochhäuser (h Aufenthaltsraum > 22 m)

Die Definition für Gebäude geringer Höhe wurde von der Erreichbarkeit der Aufenthaltsräume bei einem Feuerwehreinsatz abgeleitet. Aufenthaltsräume mit einer Fußbodenhöhe bis zu 7 m über der Geländeoberfläche können von jeder Feuerwehr mit der tragbaren vierteiligen Steckleiter erreicht werden. Ähnlich wie die 7 m-Grenze hat auch die 22 m-Grenze für die Definition von Hochhäusern eine wesentliche Bedeutung. Bei 22 m Höhe ist in der Regel die Grenze der Erreichbarkeit

von Aufenthaltsräumen mit den bei Feuerwehren üblichen Drehleitern erreicht. [Mayr 1995]

In der Landesbauordnung Nordrhein-Westfalen werden in der Anforderungstabelle Brandverhalten zu § 29, Abs. 1 folgende Angaben für Stützen gemacht. Sie entsprechen den Anforderungen der Musterbauordnung, § 25:

Gebäude	Freistehende Wohngebäude mit nicht mehr als einer Wohnung	Wohngebäude geringer Höhe mit nicht mehr als zwei Wohnungen	Gebäude geringer Höhe	Andere Gebäude
Bauteile				
Tragende und aussteifende Wände, Pfeiler und Stützen	Keine	F 30	F 30	F 90-AB
In Kellergeschossen	Keine	F 30-AB	F 90-AB	F 90-AB
In Geschossen im Dachraum, über denen Aufenthaltsräume möglich sind	Keine	F 30	F 30	F 90
In Geschossen im Dachraum, über denen Aufenthaltsräume nicht möglich sind	Keine	Keine	Keine	Keine

Tabelle 4.1 Anforderungstabelle BauO NW, § 29

Für Hochhäuser gelten die Anforderungen der Hochhausverordnung, § 3 (1):

Tragende Wände müssen mindestens in der Feuerwiderstandsklasse F 90 und aus nichtbrennbaren Baustoffen (F 90-A) hergestellt sein; in Hochhäusern, bei denen der Fußboden mindestens eines Aufenthaltsraumes mehr als 60 m über der Geländeoberfläche liegt, müssen sie mindestens in der Feuerwiderstandsklasse F 120 und aus nichtbrennbaren Baustoffen (F 120 A) hergestellt sein. Diese Anforderungen gelten auch für aussteifende Wände, für Unterstützungen von tragenden Wänden und für Stützen. [HochhVO 2000]

Für Garagen gelten die Anforderungen der Garagenverordnung:

Gebäude	Geschlossene Garagen	Offene Garagen
Bauteile		
Tragende und aussteifende Wände, Pfeiler und Stützen, Treppenraumwände, Decken	F 30-A	A
In unterirdischen Garagen	F 90-AB	A
In eingeschossigen Garagen	F 30-B oder A	A

Tabelle 4.2 Anforderungstabelle GarVO NW, § 10

4.3 Einwirkungen

Die Bemessungslast im Brandfall $E_{fi,d,t}$ kann nach Eurocode 1 mit reduzierten Teilsicherheitsbeiwerten bestimmt werden:

$$E_{fi,d,t} = \gamma_{GA} G_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.2)$$

γ_{GA} : Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkung (= 1,0)

$\psi_{1,1}$; $\psi_{2,i}$: Kombinationsbeiwerte nach [DIN V ENV 1991-1, Tab. 9.3]

Als Vereinfachung darf die Einwirkung im Brandfall aus der Einwirkung bei Normaltemperatur ermittelt werden.

$$E_{fi,d,t} = \eta_{fi} E_d \quad (4.3)$$

$$\eta_{fi} = (\gamma_{GA} + \psi_{1,1} \xi) / (\gamma_G + \gamma_Q \xi) \quad (4.4)$$

$$\xi = Q_k / G_k \quad (4.5)$$

Kategorie	Nutzung	$\psi_{1,1}$
A	Wohnflächen	0,5
B	Büroflächen	0,5
C	Versammlungsflächen (mit Ausnahme von unter A, B, D und E festgelegten Kategorien)	0,7
D	Ladenflächen	0,7
E	Lagerflächen einschließlich Bibliotheken	0,9
F	Verkehrs- und Parkflächen für leichte Fahrzeuge (Parkhäuser, Parkflächen, Parkhallen)	0,7

Tabelle 4.3 Kombinationsbeiwerte $\psi_{1,1}$ nach [DIN V ENV 1991-1, Tab. 9.3]

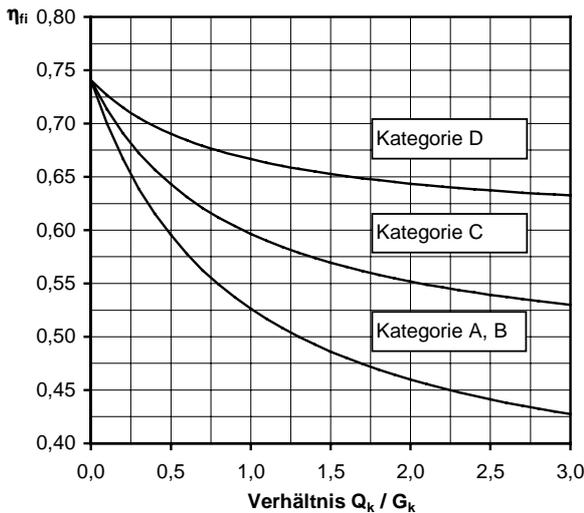


Bild 4.1 Reduktionsfaktor η_{fi} nach [DIN V ENV 1994-1-2, Abschnitt 2.4.3 (5)]

Nach ENV 1994-1-2 darf für „normale Gebäude“ (Kategorie A und B) der Reduktionsfaktor η_{fi} generell mit 0,6 angenommen werden, für Gebäude der

Kategorie D mit 0,7 nach [DIN V ENV 1994-1-2, Abschnitt 2.4.3 (5)]. In [DIN Fa 93] ist dieser Absatz für Deutschland ersetzt durch: „Ohne genaueren Nachweis darf $\eta_{fi} = 0,7$ gesetzt werden“. Tabelle 4.3 (nach DIN V ENV 1991-2-1, Tab. 6.1) enthält die Einteilung der Gebäude in Kategorien mit den zugehörigen Werten für $\psi_{1,1}$. Bild 4.1 zeigt den Reduktionsfaktor η_{fi} in Abhängigkeit von $\psi_{1,1}$ und dem Verhältnis $Q_{k,1}/G_k$. Die Abminderung kann bis zu 57,5 % betragen, entsprechend $\eta_{fi} = 0,425$.

4.4 Nachweis nach Tabellen Eurocode 4 (Nachweisstufe 1)

Eurocode 4 Teil 1-2 enthält Tabellen für die brandschutztechnische Bemessung von folgenden Verbundstützen:

- Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen der Feuerwiderstandsklassen R 30 bis R 240
- Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Stahlprofilen der Feuerwiderstandsklassen R 30 bis R 180 mit ausschließlich isolierender Funktion des Betons
- Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen der Feuerwiderstandsklassen R 30 bis R 120
- Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen der Feuerwiderstandsklassen R 30 bis R 180

Bei Einhaltung der in den Bemessungstabellen vorgegebenen Werte erfüllen die Stützen ohne weitere Nachweise die Anforderungen der jeweiligen Feuerwiderstandsklasse. Der Ausnutzungsfaktor für die Bemessung für den Brandfall $\eta_{fi,t}$ (nicht zu verwechseln mit η_{fi} , dem Reduktionsfaktor zur vereinfachten Berechnung der Einwirkung) ergibt sich wie folgt:

$$\eta_{fi,t} = N_{fi,d,t} / N_{Rd} \quad (4.6)$$

$N_{fi,d,t}$: Bemessungswert der Einwirkungen im Brandfall zum Zeitpunkt t

N_{Rd} : Bemessungswert der Beanspruchbarkeit bei Normaltemperatur

Daneben existiert ein Ausnutzungsfaktor η , definiert als Verhältnis von Einwirkung zu Widerstand bei Normaltemperatur:

$$\eta = N_{Sd} / N_{Rd} \quad (4.7)$$

Für die Anwendung der Tabellen ergibt sich der Ausnutzungsfaktor für den Brandfall zu:

$$\eta_{fi,t} = \eta_{fi} \eta \tag{4.8}$$

oder übersichtlicher ausgedrückt:

$$\eta_{fi,t} = \eta_{fi} N_{Sd}/N_{Rd} \tag{4.9}$$

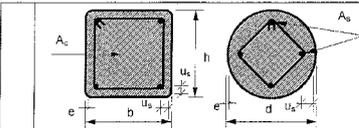
N_{Sd} : Bemessungswert der Einwirkung bei Normaltemperatur

N_{Rd} : Bemessungswert des Bauteilwiderstandes bei Normaltemperatur

Die Werte N_{Sd} und N_{Rd} hat man meist zur Bemessung für Normaltemperatur schon berechnet. Zur Ermittlung des Ausnutzungsfaktors für den Brandfall $\eta_{fi,t}$ muß man η_{fi} aus Bild 4.1 ablesen oder vereinfacht annehmen: $\eta_{fi} = 0,6$. Damit ergibt sich für die meisten Fälle die einfache Beziehung:

$$\eta_{fi,t} = 0,6 N_{Sd}/N_{Rd} \tag{4.10}$$

Mit diesem Wert können nun in den Tabellen Mindestabmessungen und weitere Bedingungen abgelesen werden.



		Feuerwiderstandsklasse				
		R30	R60	R90	R120	R180
1 für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,3$						
1.1	min h und min b oder min d [mm]	160	200	220	260	400
1.2	min $(A_s / (A_c + A_s))$ [%]	0	1,5	3,0	6,0	6,0
1.3	min u_s [mm]	-	30	40	50	60
2 für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,5$						
2.1	min h und min b oder min d [mm]	260	260	400	450	500
2.2	min $(A_s / (A_c + A_s))$ [%]	0	3,0	6,0	6,0	6,0
2.3	min u_s [mm]	-	30	40	50	60
3 für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,7$						
3.1	min h und min b oder min d [mm]	260	450	550	-	-
3.2	min $(A_s / (A_c + A_s))$ [%]	3,0	6,0	6,0	-	-
3.3	min u_s [mm]	(25)	30	40	-	-

Bild 4.2 Tabelle 4.7 (ENV 1994-1-2)

4.5 Vereinfachtes Rechenverfahren Eurocode 4 (Nachweisstufe 2)

Im vereinfachten Berechnungsverfahren muß der Bemessungswert der Grenznormalkraft von Verbundstützen unter zentrischem Druck im Brandfall wie folgt ermittelt werden:

$$N_{fi,Rd} = \chi N_{fi,pl,Rd} \tag{4.11}$$

darin sind

χ : Reduktionsfaktor nach der Knickspannungslinie c gemäß Eurocode 3, Abschnitt 5.5.1 in Abhängigkeit vom bezogenen Schlankheitsgrad $\bar{\lambda}_\theta$.

$N_{fi,pl,Rd}$: Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft im Brandfall.

Der Querschnitt wird in mehrere Teile untergliedert, die das Stahlprofil „a“, die Bewehrungsstäbe „s“

und den Beton „c“ beschreiben. Der Bemessungswert der plastischen Grenznormalkraft im Brandfall ist gegeben durch:

$$N_{fi,pl,Rd} = \sum_i ((A_{ai,\theta} f_{yimax,\theta})/\gamma_{a,fi,i}) + \sum_i ((A_{ci,\theta} f_{cimax,\theta})/\gamma_{c,fi,i}) + \sum_i ((A_{si,\theta} f_{simax,\theta})/\gamma_{s,fi,i}) \tag{4.12}$$

Der Index i durchläuft dabei die einzelnen Teilflächen der verschiedenen Materialien. Die Festigkeiten $f_{imax,\theta}$ werden den einzelnen Teilflächen je nach Temperatur zugewiesen. Man muß also wissen, welche Temperatur die einzelnen Querschnitteile zur Bemessung einer bestimmten Feuerwiderstandsdauer zugewiesen bekommen. In den Anhängen werden dazu weitere Angaben gemacht.

Anhang F des Eurocode 4 Teil 1-2 gibt ein Berechnungsverfahren für den Feuerwiderstand kammerbetonierter Verbundstützen bei Biegeknicken um die schwache Achse. Der Querschnitt wird dabei reduziert und für die übrigen Teile werden einfache Beziehungen zur Ermittlung der Bemessungstemperatur in Form von Gleichungen oder Tabellenwerten gegeben. Für eine kammerbetonierte Verbundstütze gibt Dorn ein Beispiel der vereinfachten Berechnung. Notwendig waren 8 DIN A4 Seiten, in [Hosser 2000, 4-21ff.].

Für betongefüllte Hohlprofile regelt Anhang G (normativ) das vereinfachte Berechnungsverfahren. Im ersten Schritt muß das Temperaturfeld im Verbundquerschnitt für eine bestimmte Branddauer berechnet werden. Dabei wird die Wärmeleitung im Betonkern durch eine partielle Differentialgleichung beschrieben. Hierzu Hosser u. a.:

Bei den in Anhang G des Eurocodes 4 Teil 1-2 angegebenen vereinfachten Berechnungsverfahren für zentrisch belastete Verbundstützen aus betongefüllten Hohlprofilen muß die Temperaturverteilung im Querschnitt programmgesteuert ermittelt werden. Dieses Verfahren ist kein „vereinfachtes Verfahren“ im engeren Sinne und erscheint wegen des Berechnungsaufwandes auch für eine breite Anwendung ungeeignet. [Hosser, Richter, Zehfuß 2000]

Für ein Näherungsverfahren sind beide Vorgehensweisen zu aufwendig. Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Profilen erreichen relativ leicht R 90, darum gibt es für diesen Typ keinen Anhang zum vereinfachten Verfahren. Man kann diese Stützen mit dem Nachweis nach Tabellen behandeln.

4.6 Vereinfachtes Verfahren für kammerbetonierte Verbundstützen von Hosser, Dorn, El-Nesr 1994

Hosser, Dorn und El-Nesr stellten 1994

ein vereinfachtes Rechenverfahren zur Bemessung von Verbundstützen für die Feuerwiderstandsklassen R 30 bis R 180 vor, das auf den Grundlagen des Eurocode 4 Part 1.2 für „Simple Calculation Models“ basiert. Die Grenztragfähigkeit bei zentrischer oder exzentrischer Belastung wird ... über die Reduktion der Festigkeit und Steifigkeit des Querschnitts in Verbindung mit Knickspannungskurven für den Brandfall bestimmt. Eine genaue Berechnung der Querschnittstemperaturen ist dabei nicht erforderlich. Das Verfahren ist so aufbereitet, daß es für die „Handrechnung“ geeignet ist oder leicht programmiert werden kann. [Hosser, Dorn, El-Nesr 1994, 71]

Der formale Rechengang lehnt sich an das vereinfachte Verfahren der Bemessung von Verbundstützen für den Kaltzustand nach Eurocode 4 Teil 1-1 an. An dieser Stelle wird die Vorgehensweise zusammengefaßt erläutert. In Abhängigkeit der Feuerwiderstandsklasse und der Massigkeit (Verhältnis von Umfang zu Fläche U/A) des Bauteils werden festgelegten Querschnittsbereichen Reduktionsfaktoren für die Festigkeit und den E-Modul zugeordnet, mit denen die plastische Normalkraft und eine wirksame Steifigkeit zum untersuchten Zeitpunkt der Brandbeanspruchung berechnet werden können. Die Traglast ergibt sich unter Verwendung von Knickspannungslinien für den Brandfall. Die plastische Querschnittstragfähigkeit ergibt sich wie folgt:

$$N_{pl,Rd,fi}(t) = \sum N_{pl,Rd,fi,i}(t) = \sum A_i f_{i,d,fi} r_{i\beta}(t) \quad (4.13)$$

Die Gleichung unterscheidet sich von der Kaltbemessung durch die Reduktionsfaktoren $r_{i\beta}(t)$. Die Teilsicherheitsbeiwerte für Material γ_M dürfen hierbei zu 1,0 gesetzt werden, d. h. $f_{i,d,fi} = f_{ik}/1,0 = f_{ik}$. Im nächsten Schritt wird die ideale Knicklast berechnet:

$$N_{cr,fi}(t) = \pi^2 \cdot \frac{EI_{eff,fi}(t)}{s_k^2} \quad (4.14)$$

s_k : Knicklänge der Stütze im Brandfall, in der Regel die halbe Geschoßhöhe bei Einspannung der Stützen in die Decken.

Die wirksame Biegesteifigkeit $EI_{eff,fi}(t)$ zum Zeitpunkt t berechnet sich nach:

$$EI_{eff,fi}(t) = \sum EI_{eff,fi,i}(t) = \sum I_i E_i r_{iE}(t) \quad (4.15)$$

I_i : Trägheitsmomente der einzelnen Querschnittsteile,

E_i : Elastizitätsmoduli der einzelnen Querschnittsteile und

$r_{iE}(t)$: Reduktionsfaktoren für die E-Moduli.

Mit der plastischen Querschnittstragfähigkeit und der idealen Knicklast wird die bezogene Schlankheit der Stütze im Brandfall $\lambda_{fi}(t)$ berechnet (λ hier ohne den sonst üblichen Querstrich):

$$\lambda_{fi}(t) = \sqrt{\frac{N_{pl,Rd,fi}(t)}{N_{cr,fi}(t)}} \quad (4.16)$$

Die zentrische Traglast $N_{u,fi,z}(t)$ der Stütze zum untersuchten Zeitpunkt ergibt sich durch Multiplikation mit dem Beiwert $\kappa_1(t)$, der in Abhängigkeit vom bezogenen Schlankheitsgrad aus Knickspannungskurven für den Brandfall berechnet wird, die die Autoren entwickelt haben:

$$N_{u,fi,z}(t) = N_{pl,Rd,fi}(t) \kappa_1(t) \quad (4.17)$$

$$\kappa_1(t) = (c_1 + c_2 \lambda + c_3 \lambda^2 + c_4 \lambda^3) c_5 \quad (4.18)$$

Die Funktion $\kappa_1(t)$ ist eine andere als die Knickspannungskurve c nach Eurocode 3, Abschnitt 5.5.1.2. Sie wurde speziell für diesen Fall angepaßt. Obwohl das Verfahren für die Handrechnung geeignet ist, erscheint es für ein Näherungsverfahren zur schnellen Bemessung zu aufwendig.

4.7 Vereinfachtes Verfahren für Hohlprofilstützen von El-Nesr 1994

El-Nesr stellte 1994 ein vereinfachtes Rechenverfahren zur Bemessung von Hohlprofil-Verbundstützen für die Feuerwiderstandsklassen R 30 bis R 180 vor, das auf den Grundlagen des Eurocode 4 Part 1.2 für „Simple Calculation Models“ basiert. El-Nesrs Verfahren für betongefüllte Hohlprofilstützen ist in seinem Aufbau identisch zu dem in Abschnitt 4.6 vorgestellten Verfahren für kammerbetonierte Verbundstützen. Die Funktion $\kappa_1(t)$ ist auch hier speziell angepaßt worden. Bild 4.3 zeigt die verschiedenen Kurven der Abminderungsfunktionen. Die Kurven für die vereinfachte Brandbemessung liegen weit unterhalb der Kurven a, b und c des Eurocode 3, Abschnitt 5.5.1.2.

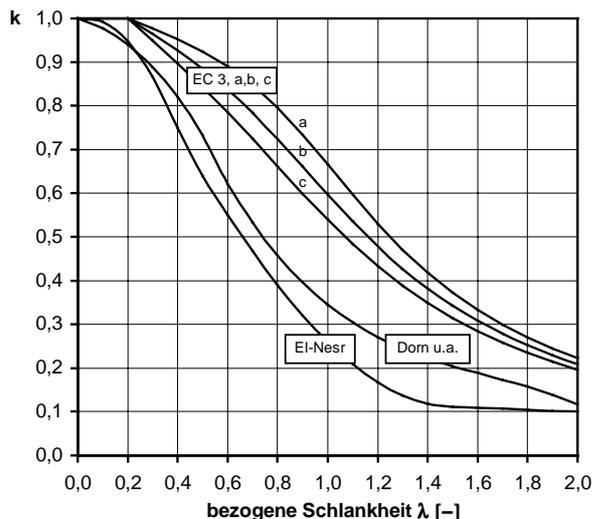


Bild 4.3 Vergleich Knickspannungslinien

4.8 Bemessungshilfen für betongefüllte Verbundstützen mit Einstellprofil von Muess und Richter 2002

Muess und Richter beschreiben von ihnen entwickelte Bemessungshilfen für die brandschutztechnische Bemessung von Verbundstützen aus einem betongefüllten runden Stahlrohr mit massivem Einstellprofil [Muess, Richter 2002]. Für diesen Verbundstützentyp gibt es bisher keine vereinfachten Bemessungsverfahren, für den Einsatz dieses Verbundstützentyps müssen projektbezogene Gutachten erstellt werden. Aus den Daten von verschiedenen Gutachten haben die Autoren eine Bemessungstabelle zusammengestellt, bei der die zentrischen Traglasten für 90 min Brandwiderstand $N_{\text{grenz},F90}$ in Abhängigkeit der Stützenlänge von 2,0 bis 12,0 m dargestellt sind. Für eine Stützenlänge von 3,0 m reichen die Traglasten von 3,7 bis 11,6 MN. Die Abmessungen der Stützen sowie die genauen Angaben über das eingestellte Profil sind nicht veröffentlicht, da es sich hier um eine Firmenentwicklung im Auftrag der „stahl + verbundbau gmbh“ handelt. Nach Auskunft der Firma soll eine kostenlose Planungssoftware angeboten werden, mit der man eine Stütze vorbe-messen kann, ohne jedoch das eingestellte Profil zu kennen. Im Auftragsfalle erstellt „s+v“ eine prüffähige Statik und greift auf die Datenbasis des ABP (Allgemeines bauaufsichtliches Prüfzeugnis) für den Brandfall zu [Sauerborn 2002]. Diese aus Firmensicht verständliche Geheimhaltung verhindert die Verwendung im Rahmen eines allgemeinen Näherungsverfahrens.

4.9 Globales Brandsicherheitskonzept von Schleich 1992

4.9.1 Naturbrandszenario

Schleich beschreibt den Stand der Forschung für ein globales Brandsicherheitskonzept, das sich von den bisherigen Konzepten in wesentlichen Punkten unterscheidet [Schleich 1998]. Die Sicherheit von Menschen steht dabei an erster Stelle:

Das globale Brandsicherheitskonzept ... konzentriert sich auf die vier folgenden Schwerpunkte:

- Brandsicherheit für Gebäudenutzer und Feuerwehrleute,
- erforderliche Feuerwiderstandsdauer,
- realistische Brandschutzbemessung von Bauwerken ... und
- Reduzierung von Materialschäden. [Schleich 1998, 90]

Schleich empfiehlt als Grundlage der Bemessung anstelle von Normbrandkurven die Verwendung von Naturbrandbedingungen. Im Gegensatz zur Normbrandkurve nach ISO 834, deren Temperatur nach 30 min eine konstante Temperatur von 1100 °C erreicht, wird unter Naturbrandbedingungen die Gastemperatur nach Verbrauch der Brennstoffe (Brandlast) wieder zurückgehen. Dadurch kann die erforderliche Feuerwiderstandsklasse der tragenden Bauteile reduziert werden. Dies geschieht im Zusammenhang mit aktiven Brandsicherheitsmaßnahmen, so daß das Sicherheitsniveau gewahrt bleibt. Durch aktive Maßnahmen wie automatische Brandmelder und Rauchabzugsanlagen kann die Sicherheit von Personen sogar deutlich gesteigert werden.

4.9.2 Brandsicherheit für Gebäudenutzer und Feuerwehrleute

Da die meisten Todesfälle bei einem Brand durch Rauch und giftige Gase verursacht werden, ist der Schutz der Nutzer vor Rauch unbedingt sicherzustellen. Für alle neuen bzw. renovierten Bauwerke wird daher ein Rauchabzug als Notwendigkeit angesehen. Das Vorhandensein eines Rauchabzuges sollte nach Schleich eine unerläßliche Bedingung für das Erteilen der Baugenehmigung sein. Das potentielle Risiko sollte begrenzt werden:

$$\text{POTENTIELLES RISIKO} \leq \text{AKZEPTABLES GRENZRISIKO} \times \text{SCHUTZFAKTOR}$$

Durch Rauchmelder, die automatisch den Rauchabzug betätigen, kann die Sicherheit der Gebäudenutzer um den Faktor 1,7 gesteigert werden.

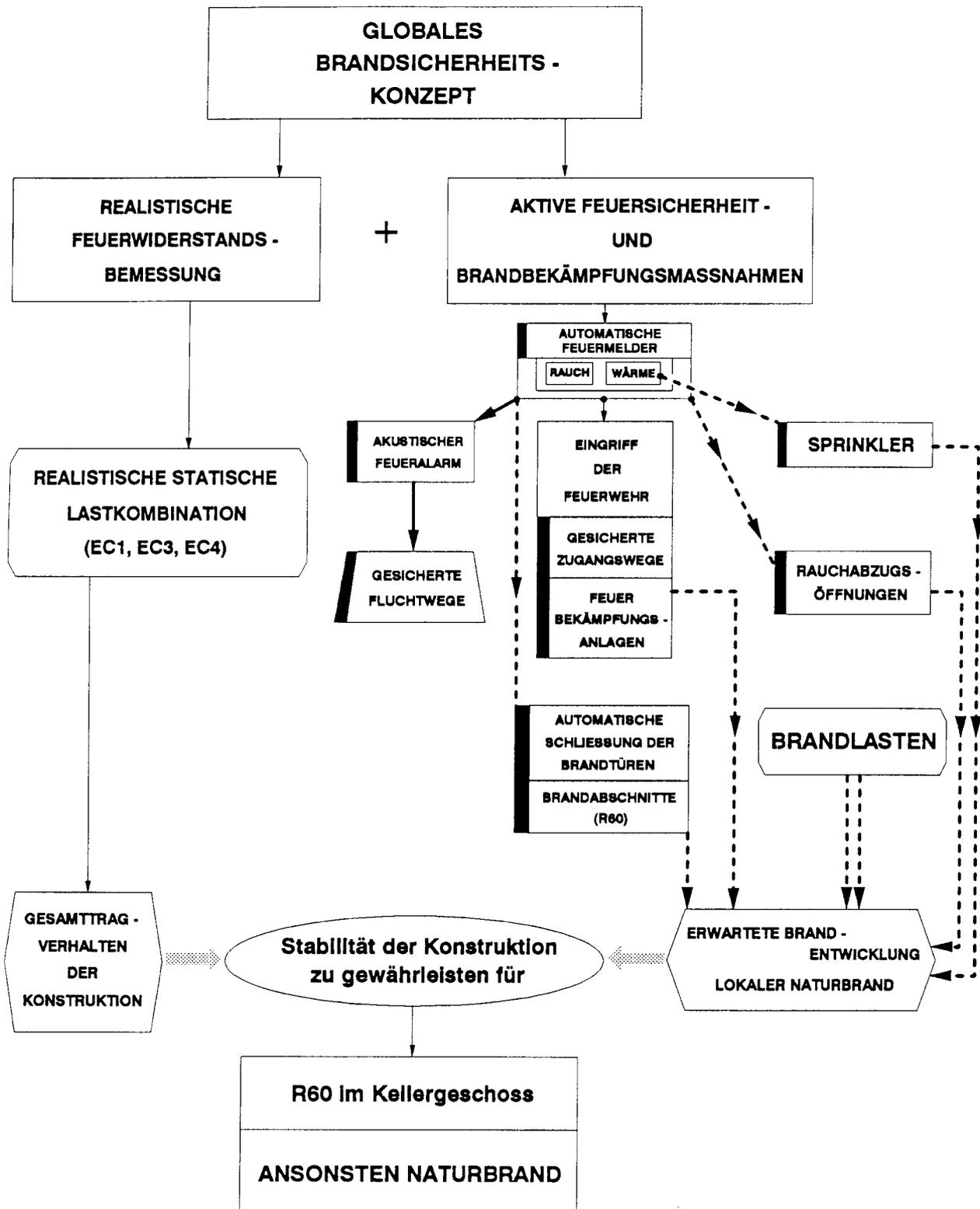


Bild 4.4 Globales Brandsicherheitskonzept (Schleich)

4.9.3 Erforderliche Feuerwiderstandsdauer

Gegenüber den gültigen Bauvorschriften, die in vielen Fällen für tragende Stützen F 90 fordern, kann bei der Anwendung des globalen Konzeptes eine geringere Widerstandsklasse ermittelt werden. Das geschieht auf folgende Weise:

$$t_{fi,requ} = x' \gamma_{s1} \gamma_{s2} \text{ in Minuten} \quad (4.19)$$

x' : entspricht einem Feuerwiderstand von mindestens 15 Minuten.

γ_{s1} : Sicherheitsfaktor, proportional zur Zeit, die für die Evakuierung der jeweiligen Gebäudenutzer benötigt wird.

γ_{s2} : Sicherheitsfaktor, bezogen auf die Folgen, die ein Konstruktionsversagen auf die benachbarte Umgebung, auf den Inhalt des Gebäudes usw. haben würde.

Die Faktoren γ_{s1} und γ_{s2} hängen ihrerseits von zahlreichen anderen Faktoren ab, γ_{s1} von der Mobilität der Gebäudenutzer, der Anzahl der Nutzer, der Geschoßebene des Brandabschnittes, der Länge und Breite des Brandabschnittes und der Anzahl der Fluchtwege. Der Faktor γ_{s2} hängt von der Anzahl der Geschosse ab, und zwar im Bereich von $\gamma_{s2} = 1,0$ für eingeschößige Gebäude bis $\gamma_{s2} = 2,0$ für Hochhäuser.

4.9.4 Realistische Brandschutzbemessung

Der Nachweis der Konstruktion wird über eine Analyse des Gesamttragverhaltens geführt. Dabei muß der rechnerisch ermittelte Feuerwiderstand bei einem Naturbrand größer sein als die erforderliche Feuerwiderstandsdauer:

$$t_{fi,d}^{nat} \geq t_{fi,requ} \text{ in Minuten} \quad (4.20)$$

Dabei ist eine realistische Einschätzung der zu erwartenden Brandlast erforderlich, gleichzeitig muß der Zusammenhang mit der aktiven Brandsicherheit hergestellt werden.

4.9.5 Schlußfolgerungen

Zusammenfassend werden die vier wichtigsten Prinzipien des globalen Brandschutzkonzeptes dargestellt:

Darüber hinaus ist zu betonen, daß dieses globale Brandsicherheitskonzept den folgenden vier Themen Vorrang einräumt:

1. Oberstes Gebot ist die Sicherheit der Gebäudenutzer und Feuerwehrleute.

2. Es ist der Schutz des Eigentums sowie der Umwelt zu gewährleisten.

3. **Die erforderliche Feuerwiderstandsdauer $t_{fi,requ}$ ist so zu bestimmen, daß jedes Todesopfer vermieden wird** und die Folgen eines Konstruktionsversagens verringert werden können.

4. Der Feuerwiderstand $t_{fi,d}^{nat}$ eines Bauwerks bei einem Naturbrand ist so zu bemessen, daß er ... größer ist als die erforderliche Feuerwiderstandsdauer. [Schleich 1998, 94]

Schleich betont noch einmal die Wichtigkeit der aktiven Maßnahmen, die den Schutz der Menschen sicherstellen:

Abschließend sei festgestellt, daß finanzielle Mittel, die für Schutzmaterialien aufgewendet werden, um ISO-Brandschutzanforderungen F90 und höher zu erfüllen, besser für die Realisierung aktiver Brandsicherheitsmaßnahmen verwendet werden sollten. [Schleich 1998, 95]

Der Hauptunterschied zum herkömmlichen Nachweis der Brandsicherheit besteht darin, daß für ein Gebäude eine individuelle Beurteilung des Gefährdungspotentials vorgenommen wird. Dadurch kann die erforderliche Feuerwiderstandsklasse häufig geringer ausfallen als nach den in Abschnitt 4.1 erwähnten Bauvorschriften, in die Gebäude nur nach Ihrem Typ (Hochhaus, Geschäftshaus usw.) zugeordnet werden. Das Gebäude wird immer als Ganzes betrachtet, während im herkömmlichen Nachweis in der Regel jede Stütze als Einzelbauteil nachgewiesen wird.

5 Vorschlag für ein Näherungsverfahren

5.1 Über Näherungsverfahren

Näherungsverfahren wurden in der Vergangenheit für verschiedene Probleme aufgestellt. Man denke nur an K. Pohls Aufsatz „Näherungslösungen für besondere Fälle von Knickbelastung“ [Pohl 1933], an Josef Pirlets Artikel „Vereinfachte Berechnung des Rahmenträgers“ [Pirlet 1940], Paul Sahrms Beiträge „Näherungsweise Berechnung der Knicklänge von Stockwerkrahmen“ [Sahmel 1955] und „Näherungsweise Berechnung von Knickstäben mit veränderlicher Normalkraft“ [Sahmel 1956], bis hin zu Wilfried Führers Beiträgen „Überschlägliche Dimensionierung von Druckgliedern“ [Führer 1980] und „Ein Näherungsverfahren zur Bemessung von Stahltrapezprofilen“ [Führer 2001]. Max Herzog widmete dem Thema vereinfachte Bemessung ein ganzes Buch: „Vereinfachte Bemessung im Stahl- und Verbundbau“ [Herzog 1996]. Herzog gibt hier eine Näherungsformel für Stahlstützen an, die ohne die europäischen Knickspannungslinien auskommt.

Wenngleich der Sinn der Näherungsverfahren vor 50 Jahren ein anderer war als heute, so haben sie doch ihre grundsätzliche Bedeutung behalten. Als Schnittgrößen und Tragfähigkeit noch nicht mit EDV-Anwendung bestimmt wurden, ging es vor allem darum, den Aufwand der Berechnung zu minimieren oder überhaupt in wirtschaftlich vertretbarer Zeit eine Lösung zu erhalten. Heute geht es vor allem darum, die Ergebnisse von elektronischen Berechnungen zu überprüfen.

Dazu Führer: „auch Bauingenieure benötigen sie [Näherungsverfahren], denn die im „Zeitalter der elektronischen Rechner“ gut ausgebildeten Bauingenieure sind oft nicht in der Lage, unabhängig vom Computer zu überprüfen, ob das errechnete Ergebnis richtig ist [Stahlbau 70 (2001), 510].

Näherungsverfahren haben also heute an Bedeutung gewonnen, denn die Ergebnisse von elektronischen Berechnungen müssen von Ingenieuren mit Sachverstand und möglichst geringem Aufwand auf ihre Plausibilität und Konsistenz hin geprüft werden können. Dazu sind Näherungsverfahren zur Berechnung und Bemessung notwendig.

5.2 Bemessungshilfen

Bemessungshilfen sind im Unterschied zu Näherungsverfahren stärker auf den Einzelfall ausgerichtet. Die Randbedingungen, d. h. Stützenabmessung, Materialfestigkeiten und Knicklängen sind genau definiert, die Tragfähigkeiten werden in Tabellen- oder Diagrammform angegeben. Das macht ihre Darstellung oft sehr umfangreich. Die angegebenen Werte sind meist nach genauen Verfahren berechnet und gelten dann für diesen speziellen Fall. Für die Bemessung von Verbundstützen nach Eurocode 6 liegen bislang nur wenige Bemessungshilfen vor. Bode hat Traglastdiagramme von Verbundstützen für die Bemessung nach Eurocode 4 angegeben (Bild 5.1) [Bode 1998]. Diese Diagramme finden sich auch in [Schneider 1998] und [Bode, Minas 1998]. Es gibt Diagramme für die drei verschiedenen Querschnittstypen. Die Diagramme gelten ausschließlich für die Knicklängen 4 m und 8 m.

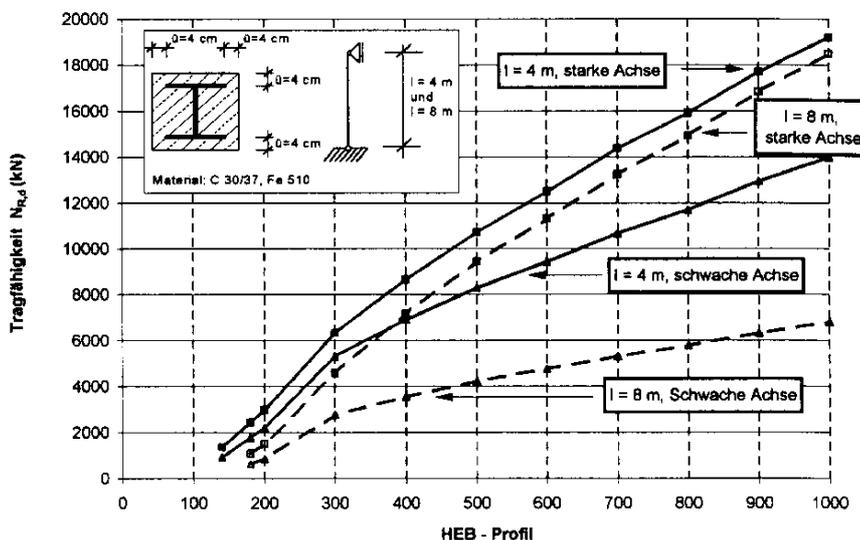


Bild 5.1 Traglastdiagramm HEB-Profil, Bode, Minas 1998

Krauss, Führer und Jürges bieten eine Tabelle für betongefüllte Stahlrohre für die Bemessung nach Eurocode 4 für Stützen aus St 37 und C 30/37, mit Knicklängen von 2 m bis 7 m [Krauss, Führer, Jürges 1996]. Die genannten Quellen liefern unter Einhaltung der Voraussetzungen exakte Traglasten für Verbundstützen, sind also keine Näherungsverfahren.

5.3 Anwendungsbereich des Näherungsverfahrens

Das vorliegende Näherungsverfahren gilt für die gleichen Typen von Verbundstützen wie das vereinfachte Verfahren von Eurocode 4, d. h. für vollständig einbetonierte Stahlprofile (Typ a), für teilweise einbetonierte Stahlprofile oder Profile mit Kammerbeton (Typ b und c) und für betongefüllte Hohlprofile (Typ d und e). Betongefüllte Hohlprofile können auch ohne zusätzliche Betonstahlbewehrung ausgeführt werden, Mischformen sind möglich (Typ f). Das Näherungsverfahren wurde auf der Grundlage des vereinfachten Bemessungsverfahrens in Eurocode 4 erarbeitet und hat daher den gleichen Anwendungsbereich:

- Die Stütze hat einen doppelsymmetrischen und über die Stützenlänge konstanten Querschnitt. Die Schwerpunkte des Stahlprofils und des ungerissenen Betonteils sind identisch.

- Der Traglastanteil des Stahlprofils muß zwischen 20- und 90 % liegen. Dies wird über den Querschnittsparameter δ geprüft:

$$0,2 < \delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} < 0,9.$$

Liegt δ unter 0,2, muß die Stütze wie eine Stahlbetonstütze bemessen werden; liegt δ über 0,9, ist sie wie eine Stahlstütze zu bemessen. Die Stahlprofile können gewalzt oder geschweißt sein.

- Die maximale bezogene Schlankheit ist $\bar{\lambda} = 2,0$. Dies entspricht einer geometrischen Schlankheit von $\lambda = 188$ (S 235) bzw. von $\lambda = (S 355)$.

- Für vollständig einbetonierte Stahlprofile (Typ a) sind in der Berechnung folgende Grenzwerte der Betondeckung einzuhalten:

in y-Richtung: $40 \text{ mm} \leq c_y \leq 0,4b$

in z-Richtung: $40 \text{ mm} \leq c_z \leq 0,3h$

Bezeichnungen nach Bild 5.2. Größere Betondeckungen dürfen ausgeführt, jedoch rechnerisch nicht berücksichtigt werden.

- Als Längsbewehrung darf rechnerisch maximal 4 % der Betonfläche angesetzt werden.
- Wird die Längsbewehrung bei der Berechnung angerechnet, so sollte ein Mindestbewehrungsgrad von 0,3 % der Betonfläche eingehalten werden.
- Falls auf eine Anrechnung der Längsbewehrung bei der Tragfähigkeit verzichtet wird und Umweltbedingungen nach EC 2 Tab 4.1 Zeile 1 (Innenbauteile) gegeben sind, darf folgende Bewehrung als ausreichend angesehen werden:
 - Längsbewehrung mit einem Mindeststabdurchmesser von 8 mm und einem Stababstand von 250 mm.
 - Bügel mit einem Mindeststabdurchmesser von 6 mm und einem Stababstand von 200 mm.
 - Betonstahlmatten mit einem Mindeststabdurchmesser von 4 mm.
 - Betongefüllte Hohlprofile dürfen ohne Längsbewehrung ausgeführt werden.

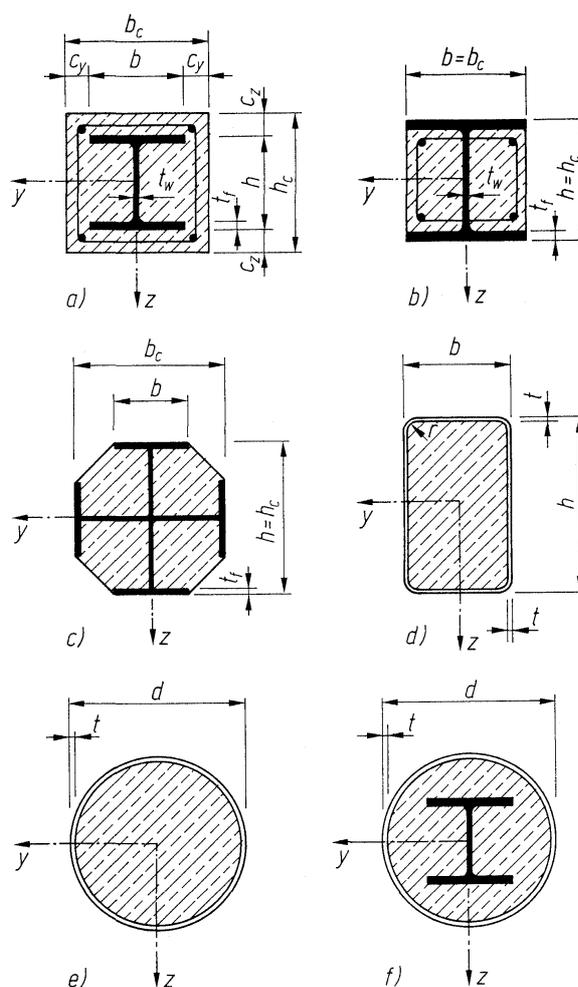


Bild 5.2 Querschnitte von Verbundstützen, Näherungsverfahren

5.4 Formaler Aufbau und Herleitung des Näherungsverfahrens

5.4.1 Lastaufstellung

Die Lastaufstellung kann nach DIN 1055 erfolgen, solange Eurocode 1 in Deutschland noch nicht bauaufsichtlich eingeführt ist. Dabei kann ein gemittelter Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_f = 1,4$ zur Bestimmung der Bemessungslast N_{Sd} benutzt werden. Dieses Vorgehen empfehlen unter anderen Führer [Führer 2001, 60] und Mann [Mann 1997, 218]. In der Schweizer Norm SIA 160 heißt es in Abschnitt 3.25.5: „Bei Gebäuden darf in einfachen Fällen, bei denen das Gefährdungsbild nur die Eigenlasten des Tragwerks, die Auflasten und die Leiteinwirkung umfaßt, der Bemessungswert der Beanspruchung mit einem einheitlichen Lastfaktor von 1,4 für alle Einwirkungen bestimmt werden. Die Auflasten dürfen in diesen Fällen jedoch nicht die Leiteinwirkung sein.“ Bei üblichen Hochbauten mit Massivdecken sind die Bedingungen dieses Abschnittes erfüllt.

5.4.2 Nachweisformat

Der Nachweis der Tragfähigkeit einer Verbundstütze wird formal wie nach Eurocode geführt; die Einwirkung muß kleiner als der Widerstand der Stütze sein:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \quad (5.1)$$

mit

N_{Sd} : Bemessungslast mit gemitteltem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_f = 1,4$ (Einwirkung)

N_{Rd} : Querschnittstragfähigkeit (Widerstand)

$$N_{Rd} = A \sigma_{Ri} k \quad (5.2)$$

mit

A: Gesamtquerschnittsfläche gleich Summe der Teilflächen

σ_{Ri} : ideelle Grenzspannung, enthält die charakteristischen Materialfestigkeiten und Teilsicherheitsbeiwerte

k: Abminderungsfaktor wegen Knickgefahr

Als Eingangsgröße zur Bestimmung des Abminderungsfaktors k wird die Schlankheit $\lambda = s_k/i$ verwendet. Dabei bezeichnet s_k die Knicklänge und i den Trägheitsradius der Stütze. Diese Schlankheit wird ab jetzt „geometrische Schlankheit“ genannt, um sie von der bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda}$ zu unterscheiden, die in der heutigen Bemessung von

Holz-, Stahl- und Verbundstützen nach den Eurocodes verwendet wird. Die Ermittlung von A (Querschnittsfläche) und σ_{Ri} (ideelle Grenzspannung) erfolgt abschnittsweise für die verschiedenen Typen von Verbundstützen.

Dieses Nachweisformat hat sich in der Tragwerklehre der RWTH Aachen bewährt und wird für die Baustoffe Holz, Stahl und Stahlbeton seit Jahren erfolgreich angewendet und gelehrt. In der Tragwerklehre für Architekten ist es wichtig, daß die verwendeten Verfahren in allen Baustoffen einheitlich sind, um die Studenten der Architektur das Wesentliche fühlen zu lassen. Unterschiedliche Bemessungsverfahren wären dabei hinderlich, vgl. [Krauss, Führer, Neukäter 1999] und [Krauss, Führer, Jürges 1999]. Holz- und Stahlstützen werden nach dem k-Verfahren mit der Eingangsgröße Schlankheit bzw. Trägheitsradius des Querschnittes bemessen: $\lambda = s_k/i$. In Abhängigkeit dieser „geometrischen Schlankheit“ λ wird die Abminderung der Querschnittstragfähigkeit wegen Knickgefahr bestimmt. Führer entwickelte auch für die Bemessung von Stahlbetonstützen ein k-Verfahren [Führer, 1980]. Diese Methode hat den Vorteil, daß der Nachweis analog zur Knickbemessung in Holz oder Stahl geführt wird. Das Näherungsverfahren zur Bemessung von Verbundstützen wird daher auch als k-Verfahren mit der Eingangsgröße „geometrische Schlankheit“ entwickelt. Da bei Verbundstützen drei verschiedene Baustoffe zusammenwirken, ist die Bestimmung des Trägheitsradius für Verbundstützen komplizierter als für reine Stahl- oder Holzstützen. Die geometrische Schlankheit von Verbundstützen wird im folgenden als ideelle Schlankheit entwickelt.

5.4.3 Ideelle Schlankheit

5.4.3.1 Stahlstützen

Nach Eurocode 3 wird für die Bemessung auf Längskraft neben der Knicklänge und der Materialfestigkeit die bezogene Schlankheit $\bar{\lambda}$ als maßgebende Eingangsgröße verwandt:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (5.3)$$

mit

$$N_{pl,Rk} = A_a f_{yk} \quad (\text{plast. Tragfähigkeit}) \quad (5.4)$$

und

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{s_k^2} \quad (\text{Euler-Knicklast}) \quad (5.5)$$

Durch Umformen erhält man:

$$\bar{\lambda} = \frac{s_k}{i \lambda_a} = \frac{\lambda_k}{\lambda_a} \quad (5.6)$$

mit $\lambda_k = s_k/i$ (geometrische Schlankheit) und

$$\lambda_a = \pi \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}} \quad (5.7)$$

Man kann die Berechnung nach Eurocode 3 also auch mit der Eingangsgröße „geometrische Schlankheit“ durchführen, wenn man den Faktor λ_a in die europäischen Knickspannungslinien überträgt und so ihren Definitionsbereich entsprechend ändert. Dies hat natürlich unterschiedliche Knicklinien für die verschiedenen Stahlsorten zur Folge mit dem Vorteil, die geometrische Schlankheit benutzen zu können. Diese Vorgehensweise haben Krauss, Führer und Jürges in „Tabellen zur Tragwerklehre“ angewandt [Krauss, Führer, Jürges 1999].

5.4.3.2 Verbundstützen

Da Verbundstützen nach Eurocode 4 mit den europäischen Knickspannungslinien bemessen werden können, liegt es nahe, diese Vorgehensweise auf das Näherungsverfahren zu übertragen. Die Tragfähigkeit der Verbundstütze ist dabei nach Gl. 5.8 zu bestimmen:

$$N_{Rd} = N_{pl,Rd} k = (A_a f_{yd} + A_c \alpha_c f_{cd} + A_s f_{sd}) k \quad (5.8)$$

A_a, A_c, A_s : Querschnittsflächen von Profilstahl, Beton und Bewehrung

f_{yd}, f_{ck}, f_{sd} : Festigkeiten von Profilstahl, Beton und Bewehrung

Beiwert $\alpha_c = 1,0$ für betongefüllte Hohlprofile

$= 0,85$ für alle anderen Querschnitte.

Dabei bekommt Profilstahl für die Fläche den Index a, für die Festigkeit den Index y.

Der Faktor k hängt wiederum von der bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda}$ ab. Transformiert (streckt) man den Definitionsbereich der europäischen Knickspannungslinien um den Faktor λ_a , so kann man für Verbundstützen eine ideale Schlankheit definieren:

$$\lambda_{id} = \bar{\lambda} \lambda_a \quad (5.9)$$

$$\lambda_{id} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \cdot \lambda_a \quad (5.10)$$

Nun gilt es, den Wurzelterm aus Gleichung 5.10 zu vereinfachen. Es ist möglich, den ideellen Träg-

heitsradius i_{id} zu berechnen, ähnlich wie in [VDE 0210 1953]. Der Term für i_{id} ergibt sich, wenn man in Gleichung (5.10) die Knicklänge s_k isoliert und den Kehrwert des Resttermes als ideellen Trägheitsradius definiert.

$$\begin{aligned} \lambda_{id} &= \frac{\sqrt{N_{pl,Rk}} \cdot \lambda_a}{\sqrt{N_{cr}}} \\ &= \frac{\sqrt{N_{pl,Rk}} \cdot \pi \cdot \sqrt{E_s/f_{yk}}}{\sqrt{\frac{(EI)_e \cdot \pi^2}{s_k^2}}} \\ &= \frac{s_k \cdot \sqrt{N_{pl,Rk}} \cdot \sqrt{E_s/f_{yk}}}{\sqrt{(EI)_e}} \\ &= \frac{s_k}{i_{id}} \end{aligned}$$

mit

$$i_{id} = \frac{\sqrt{(EI)_e}}{\sqrt{N_{pl,Rk}} \cdot \sqrt{E_s/f_{yk}}} \quad (5.11)$$

Stellt man Gleichung (5.11) ein wenig um, so erhält man:

$$\begin{aligned} i_{id} &= \sqrt{\frac{(EI)_e}{N_{pl,Rk}}} \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_s}} \\ &= \sqrt{\frac{(E_s I_a + 0,8 E_{cd} I_c + E_s I_s) \cdot \frac{1}{E_s}}{\left(A_a f_{yk} + A_c \alpha_c f_{yk} + A_s f_{sk} \right) \cdot \frac{1}{f_{yk}}} } \\ &= \sqrt{\frac{I_a + I_c \cdot \frac{0,8 E_{cd}}{E_s} + I_s}{A_a + A_c \cdot \frac{\alpha_c f_{ck}}{f_{yk}} + A_s \cdot \frac{f_{sk}}{f_{yk}}} } \\ &= \sqrt{\frac{I_a + \frac{I_c}{n_E} + I_s}{A_a + \frac{A_c}{n_c} + \frac{A_s}{n_s}}} \\ i_{id} &= \frac{\sqrt{I_a + \frac{I_c}{n_E} + I_s}}{\sqrt{A_a + \frac{A_c}{n_c} + \frac{A_s}{n_s}}} \quad (5.12) \end{aligned}$$

analog zu [VDE 0210, 3.3.8], mit dem Unterschied, daß es verschiedene Werte n_i gibt, je nachdem, ob Steifigkeiten oder Flächen addiert werden.

$$n_E = \frac{E_s}{0,8E_{cd}} = \frac{E_s}{0,6E_{cm}} \tag{5.13}$$

$$n_s = \frac{f_{yk}}{f_{sk}} \tag{5.14}$$

$$n_c = \frac{f_{yk}}{\alpha_c f_{ck}} \tag{5.15}$$

Vernachlässigt man zur Bestimmung des ideellen Trägheitsradius die Betonstahlbewehrung, so vereinfacht sich der Term zu:

$$i_{id} = \frac{\sqrt{I_a + \frac{I_c}{n_E}}}{\sqrt{A_a + \frac{A_c}{n_c}}} \tag{5.16}$$

Dies ist sinnvoll, weil Verbundstützen häufig ohne oder nur mit Mindestbewehrung ausgeführt werden. Auf diese Weise lassen sich beliebig zusammengesetzte Verbundstützen mit dem Begriff der ideellen Schlankheit bemessen, solange sie den Anwendungsgrenzen dieses Verfahrens entsprechen. Wichtigstes Kriterium ist hierbei: doppelte Querschnittsymmetrie. Die ideale Schlankheit einer Verbundstütze mit beliebigem Querschnitt ist also:

$$\lambda_{id} = s_k / i_{id} \tag{5.17}$$

Zahlenwerte für n_i sind in den Tabellen 5.1 und 5.2 zusammengestellt. Die Werte n_E unterscheiden sich bei betongefüllten Hohlprofilen und einbetonierten Walzprofilen, weil der Einfluß des Kriechens über den E-Modul des Betons berücksichtigt wird und für betongefüllte Hohlprofile vernachlässigt werden kann, vgl. Abschnitte 3.3.18.3 und 5.4.4.2. Die Werte n_c unterscheiden sich, weil der Faktor α_c für betongefüllte Hohlprofile zu 1,0 angenommen werden darf, während er für andere Stützentypen zu 0,85 angenommen werden muß, vgl. Abschnitte 3.3.18.2 und 5.4.3.2.

Der Elastizitätsmodul der Bewehrung ist gleich der des Baustahls, jedoch ist wegen der höheren Festigkeit von Betonstahl der Faktor $n_s = 0,48$ für (S 235) und $n_s = 0,72$ für (S 355) kleiner als 1.

Im weiteren Verlauf dieses Abschnittes werden Hilfsmittel entwickelt, mit denen man den ideellen Trägheitsradius i_{id} in Abhängigkeit des Trägheitsradius des Stahlprofils berechnen kann:

$$i_{id} = a i_a \tag{5.18}$$

Die Werte von a können je nach Stützentyp größer oder kleiner als 1 sein. So ist es dann möglich, die Schlankheit von Verbundstützen nach der Formel:

$$\lambda = s_k / (a i_a) \tag{5.19}$$

zu bestimmen. Der Abminderungsfaktor k kann danach aus der gestreckten europäischen Knickspannungslinie abgelesen werden.

	Betongefüllte Hohlprofile			
	S 235		S 355	
	n_E	n_c	n_E	n_c
C 20/25	12,2	11,8	12,2	17,8
C 30/37	11,1	7,8	11,1	11,8
C 40/50	10,1	5,9	10,1	8,9
C 50/60	9,6	4,7	9,6	7,1

Tabelle 5.1 n-Werte für betongefüllte Hohlprofile

	Ein-, Ausbetonierte Walzprofile			
	S 235		S 355	
	n_E	n_c	n_E	n_c
C 20/25	16,3	13,8	16,3	20,9
C 30/37	14,8	9,2	14,8	13,9
C 40/50	13,5	6,9	13,5	10,4
C 50/60	12,8	5,5	12,8	8,4

Tabelle 5.2 n-Werte für einbetonierte bzw. kammerbetonierte Profile

5.4.4 Betongefüllte Stahlhohlprofile

5.4.4.1 Allgemeines

Die Tragfähigkeit einer Stütze aus betongefülltem Hohlprofil berechnet sich nach Gleichung 5.2:

$$N_{Rd} = A \sigma_{Ri} k \tag{5.2}$$

mit

A: Gesamtquerschnittsfläche

σ_{Ri} : ideale Grenzspannung in Abhängigkeit von Stahlsorte, Betondruckfestigkeit und Verhältnis t/d (Wandstärke / Durchmesser)

k: Abminderungsfaktor

Die Grenzspannung σ_{Ri} kann man aus Bild 5.3 ablesen. Im Diagramm lassen sich die Einflußgrößen auf die Tragfähigkeit gut erkennen. Eine Erhöhung der Betonfestigkeit führt zu einer höheren ideellen Grenzspannung. Ebenso führt eine größere bezogene Wandstärke t/d oder ein höherer Bewehrungsgrad ρ zu einer höheren ideellen Grenzspannung σ_{Ri} .

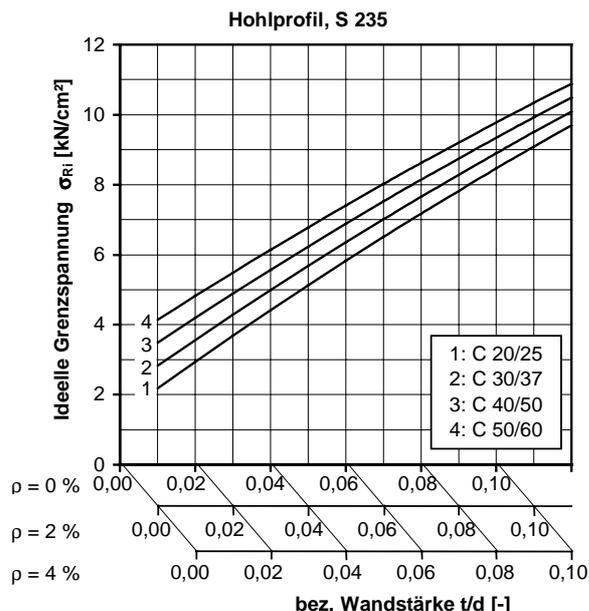


Bild 5.3 Ideelle Grenzspannung σ_{Ri}

5.4.4.2 Anwendungsgrenzen

Verhältnis t/d

Die Wandstärke des Profils muß nach oben und unten sinnvoll abgegrenzt werden. Der untere Grenzwert ergibt sich aus der Vermeidung der lokalen Beulgefahr. Er liegt bei 1,0 % des Durchmessers d oder 2,4 % der Kantenlänge d. Weiterhin muß die Bedingung $0,2 < \delta < 0,9$ zur Abgrenzung der Verbundstütze gegen Stahl- und Stahlbetonstützen eingehalten werden. Für den unteren Wert $\delta = 0,2$ ergibt sich bei S 235 und C 40/50 ein Wert von $t/d = 0,7 \%$, d. h., er liegt unterhalb der Grenze für lokales Beulen. Die Grenzwerte für lokales Beulen sind also maßgebend. Für $\delta = 0,9$ und der Kombination S 235 und C 20/25 ergibt sich $\max t/d = 9,8 \%$. Bei S 235 und C 50/60 liegt $\max t/d$ bei 17,6 %. Dieser Wert ist nicht mehr realistisch. In Tabelle 5.3 sind die Grenzwerte der bezogenen Wandstärke t/d zusammengestellt. Der übliche Bereich ist bei

- Rundprofilen: $1,5 \% < t/d < 5 \%$
- Rechteckprofilen: $2,4 \% < t/d < 10 \%$

Nach Profiltabellen in [Bode, Bergmann 1989]. Bei der Verwendung von Regelprofilen werden diese Bedingungen eingehalten.

Berücksichtigung des Kriechens

Nach Eurocode 4 muß bei betongefüllten Stützen in ausgesteiften Tragwerken das Kriechen des Betons nur berücksichtigt werden, wenn die bezo-

gene Schlankheit $\bar{\lambda} > 0,8/(1-\delta)$ ist [EC 4, Tab. 4.6]. Hierzu schreibt Bode:

Diese Grenzschlankheiten für die Berücksichtigung des Langzeitverhaltens des Betons führen bei betongefüllten Hohlprofilstützen zu ziemlich großen Werten. Dieses konnte durch Langzeitversuche bestätigt werden, bei denen nahezu keinerlei Einfluß aus Kriechen und Schwinden zu beobachten war. [Bode 1998, 255]

Zu genauen Untersuchungen siehe [Roik, Bergmann, Mangerig 1982]. Aus diesen Ergebnissen folgt, daß im Rahmen dieses Näherungsverfahrens der Einfluß des Langzeitverhaltens des Betons vernachlässigt werden kann. Die bezogenen Schlankheiten, oberhalb derer dieser Einfluß berücksichtigt werden muß, zeigt Tabelle 5.4. Nur für den grau unterlegten Bereich muß man den Einfluß des Kriechens berücksichtigen, oberhalb von $t/d = 0,05$ ist der Wert $0,8/(1-\delta)$ größer als die zulässige bezogene Schlankheit von 2,0. Ein Verhältnis von $t/d = 0,01$ ist eher die Ausnahme, und ein Wert $\bar{\lambda} = 1,25$ (bei $t/d = 0,02$ und C 50/60) entspricht für S 235 einer geometrischen Schlankheit von 116. Dies ist im Hochbau bei üblichen Geschoßhöhen sehr selten. Für betongefüllte Hohlprofilstützen wird der Einfluß des Betonkriechens daher vernachlässigt.

Grenzwerte t/d min, max [%]		lokales Beulen □ ○		$\delta > 0,2$	$\delta < 0,9$
S 235	C 20/25	1,9	1,1	0,4	9,8
	C 30/37			0,6	13,0
	C 40/50			0,7	15,5
	C 50/60			0,9	17,6
S 355	C 20/25	2,4	1,7	0,3	7,2
	C 30/37			0,4	9,8
	C 40/50			0,5	12,0
	C 50/60			0,6	13,9

Tabelle 5.3 Grenzwerte t/d

t/d	C 20/25	C 30/37	C 40/50	C 50/60
0,01	1,34	1,16	1,07	1,02
0,02	1,91	1,54	1,36	1,25
0,03	2,52	1,95	1,66	1,49
0,04	3,18	2,38	1,99	1,75
0,05	3,87	2,85	2,34	2,03
0,06	4,61	3,34	2,71	2,33
0,07	5,41	3,87	3,10	2,64
0,08	6,26	4,44	3,53	2,98
0,09	7,18	5,05	3,99	3,35
0,10	8,16	5,71	4,48	3,75

Tabelle 5.4 Grenzschlankheiten Kriechen $0,8/(1-\delta)$

5.4.4.3 Ideelle Schlankheit

Im letzten Schritt der Näherungsberechnung muß der Abminderungsfaktor k bestimmt werden. Nach Eurocode 4 wird k als Funktion der bezogenen Schlankheit λ berechnet, $k = f(\lambda)$. In diesem Näherungsverfahren soll aber die ideelle geometrische Schlankheit λ_{id} verwendet werden. Hierin liegt der entscheidende Punkt des Näherungsverfahrens. Wie gezeigt, ist

$\lambda_{id} = s_k/i_{id}$ mit

$$i_{id} = \frac{\sqrt{I_a + I_s + \frac{I_c}{n_E}}}{\sqrt{A_a + \frac{A_s}{n_s} + \frac{A_c}{n_c}}} \quad (5.12)$$

und vereinfacht

$$i_{id} = a i_a \quad (5.18)$$

Bezugsgröße ist die geometrische Schlankheit des gewählten Stahlprofils. Auch hier wird der Wertebereich der europäischen Knickspannungslinie um den Faktor λ_a transformiert.

Der ideelle Trägheitsradius i_{id} von betongefüllten Hohlprofilen wurde bereits 1957 von Klöppel und Goder herangezogen [Klöppel, Goder 1957]. Die Autoren stellten in einem Diagramm das Verhältnis ideeller Trägheitsradius zu Trägheitsradius des Stahlprofils i_{id}/i_e dar, in Abhängigkeit des Verhältnisses Stahl- zu Betonfläche, F_e/F_b , hier als Faktor μ auf der Abszisse. Damals wurde die Schlankheit von Stahlprofilen noch nicht bezogen berechnet und die Autoren gaben einen Vorschlag zur Bemessung von Verbundstützen, der formal wie die Bemessung von Stahlstützen aufgebaut war. In der praktischen Aufbereitung des Ansatzes von Klöppel und Goder haben die Autoren jedoch die Schlankheit des Stahlprofils benutzt und die zulässige Spannung in Abhängigkeit der Schlankheit des Stahlprofils und des Faktors μ (Verhältnis von Stahl- zu Betonfläche) angegeben. Die ideellen zulässigen Druckspannungen waren dabei größer als die zulässigen Stahlspannungen, weil als Fläche nur die Stahlfläche anzusetzen war. Das ist zwar praktisch, führt aber zu fast dreimal so großen zulässigen Spannungen und verschleiert die Verhältnisse im Querschnitt.

In diesem Verfahren wird die Idee von Klöppel und Goder abgeändert und ein Diagramm zur Bestimmung der ideellen Schlankheit entwickelt. Berechnet man die ideelle Schlankheit nach Gleichung

5.12, so kann man daraus den Faktor $a = i_{id}/i_a$ bestimmen, dargestellt in Bild 5.5.

Der ideelle Trägheitsradius von betongefüllten Hohlprofilstützen ist kleiner als derjenige von Stahlhohlprofilen ohne Füllung. Dies ist anschaulich klar, weil die Füllung innen liegt und weniger steif ist als Stahl, also relativ wenig zur Gesamtsteifigkeit beiträgt. Die Tragfähigkeit wird durch die Füllung trotzdem gesteigert, weil der Beton einen großen Flächenanteil bekommt, besonders bei dünnen Wandstärken. Die Abweichung ist umso größer, je höher die Betonfestigkeit und je größer die Betonfläche ist. Die Festigkeit von C 40/50 ist zum Beispiel doppelt so hoch wie die von C 20/25, seine Steifigkeit jedoch nur um 20 % (Verhältnis der E-Moduli: 35000 N/mm² zu 29000 N/mm² gleich 1,2). Daher wird mit zunehmender Betonfestigkeit der ideelle Trägheitsradius der Stütze kleiner, entsprechend die Schlankheit der Stütze größer.

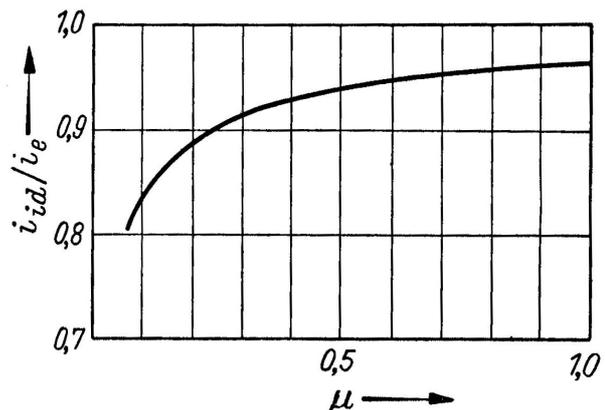


Bild 5.4 Verhältnis i_{id}/i_e nach Klöppel, Goder 1957

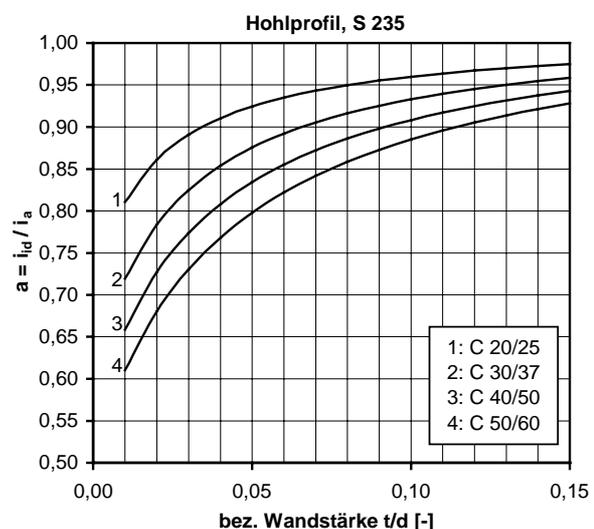


Bild 5.5 Verhältnis i_{id}/i_a Näherungsverfahren

Wie sich leicht zeigen läßt, entspricht der Trägheitsradius eines dünnwandigen Hohlprofils mit $t \ll d$ in erster Näherung dem $\sqrt{2}$ -fachen des Vollprofils:

$$i_{\text{ahohl}} = \sqrt{2} \cdot i_{\text{avoll}} = \sqrt{2} \cdot 0,25 d \quad (5.20)$$

Dies ergibt für ideal dünnwandige runde Hohlprofile $i_a = 0,35d$ und für quadratische Hohlprofile $i_a = 0,40d$. Ein Vergleich mit den Profiltabellen zeigt, daß ein Hohlprofil mit $d = 101,6$ mm bei $t = 4$ mm einen Trägheitsradius von $3,45$ cm hat. Dies entspricht dem Wert $0,34 d$. Mit der Vereinfachung $i_a = 0,34d$ (runde Profile) und $i_a = 0,39d$ (quadratische Profile) läßt sich der Trägheitsradius von Hohlprofilen bis zu einem Verhältnis von $t/d = 0,04$ auf der sicheren Seite berechnen. Bis zu einem Verhältnis $t/d = 0,07$ wäre dann $i_a = 0,33d$ (runde Profile) und $i_a = 0,38d$ (quadratische Profile) ein sicherer Wert. Für quadratische Hohlprofile empfiehlt es sich daher, den kleineren Wert $0,38$ auswendig zu wissen, da quadratische Hohlprofile mit verhältnismäßig dickeren Wandstärken genormt sind. Beispiel: Ein quadratisches Hohlprofil mit $d = 100$ mm hat bei $t = 3,6$ mm einen Trägheitsradius $i_a = 3,93$ cm; bei $t = 6,3$ mm einen Trägheitsradius $i_a = 3,82$ cm.

5.4.5 Kammerbetonierte Stahlprofile

5.4.5.1 Allgemeines

Die Tragfähigkeit von Stützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen berechnet sich nach Gleichung 5.2:

$$N_{\text{Rd}} = A \sigma_{\text{Ri}} k \quad (5.2)$$

mit A: Gesamtquerschnittsfläche

σ_{Ri} : ideelle Grenzspannung in Abhängigkeit von Stahlsorte, Betondruckfestigkeit, Bewehrungsgrad, Profilhöhe und Profilverteilung

k: Abminderungsfaktor

Da auch bei kammerbetonierten Verbundstützen der Querschnitt eindeutig durch das Profil definiert wird, läßt sich die Grenzspannung σ_{Ri} kompakt in Tabellenform darstellen; in Abhängigkeit von Profilverteilung, Stahlfestigkeit, Betonfestigkeit und Bewehrungsgrad, siehe Abschnitt 5.7.4.2.

5.4.5.2 Anwendungsgrenzen

Verhältnis t_f/b

Das Verhältnis Flanschdicke zu Querschnittsbreite muß zur Vermeidung der lokalen Beulgefahr die Bedingungen nach Tabelle 5.5 erfüllen. Diese Werte sind für Profile der IPE-, HEA-, HEB- und HEM-Reihe eingehalten. Es besteht für Regelprofile keine Gefahr durch lokales Beulen.

Kammerbetonierte Profile	S 235	S 355
Grenzwerte $\lim t_f/b$ (b/t_f)	0,023 (44)	0,028 (36)

Tabelle 5.5 Grenzwerte t_f/b

Berücksichtigung des Kriechens

Nach Eurocode 4 muß bei kammerbetonierten Stützen in ausgesteiften Tragwerken das Kriechen des Betons nur berücksichtigt werden, wenn die bezogene Schlankheit $\bar{\lambda} > 0,8$ ist [EC 4, Tab. 4.6]. Dies entspricht für S 235 einer geometrischen Schlankheit von $\lambda = 74$. Dieser Wert wird im Hochbau bei üblichen Geschoßhöhen erreicht. Für betongefüllte Hohlprofilstützen wird der Einfluß des Betonkriechens daher berücksichtigt, und zwar mit einem Anteil der ständigen Last an der Gesamtlast von 50 %. Dies ist für übliche Hochbauten eine sinnvolle Annahme. Bei Bürogebäuden mit großen Lasten und Spannweiten kann man annehmen:

Bürogebäude: Verkehrslast 5 kN/m^2

Decke $d = 20$ cm, $g = 0,2 \cdot 25 = 5 \text{ kN/m}^2$

$$\frac{N_{\text{G,Sd}}}{N_{\text{Sd}}} = \frac{1,35 \cdot 5}{1,35 \cdot 5 + 1,5 \cdot 5} = 0,47$$

Bei Parkhäusern ist die Deckenspannweite meist kleiner, daher die Deckenplatte dünner:

Parkhäuser: Verkehrslast $3,5 \text{ kN/m}^2$

Decke $d = 16$ cm, $g = 0,16 \cdot 25 = 4 \text{ kN/m}^2$

$$\frac{N_{\text{G,Sd}}}{N_{\text{Sd}}} = \frac{1,35 \cdot 4}{1,35 \cdot 4 + 1,5 \cdot 3,5} = 0,51$$

Bei Hochhäusern wird heute meistens mit einer Verkehrslast von 5 kN/m^2 gerechnet, um die Nutzungsmöglichkeit offen zu halten. Für die Stützen in den unteren Geschossen liegt der Anteil der ständigen Last leicht oberhalb der 50 %, da man die Verkehrslast über das gesamte Gebäude in diesem Falle abmindern darf und sollte – nicht in dem gesamten Gebäude wird die höchstzulässige

Last von 5 kN/m² auch ausgenutzt. Bei Wohn- und Bürogebäuden darf ab einer Geschößzahl von 10 und mehr die summierte Verkehrslast für die unteren Stützen auf 60 % herabgesetzt werden. Dies ergibt bei 10 und mehr Geschossen insgesamt ein Verhältnis von

$$\frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}} = \frac{1,35 \cdot 5}{1,35 \cdot 5 + 1,5 \cdot 5 \cdot 0,6} = 0,6.$$

Eine Annahme von 50 % kriecherzeugender Dauerlasten (Eigengewicht) ist daher auch bei Hochhäusern ein vertretbarer Wert für eine Vorbemessung.

5.4.5.3 Ideelle Schlankheit

Der ideale Trägheitsradius von kammerbetonierten Stützen ist ungefähr so groß wie der des Stahlprofils. Die Werte i_{id}/i_a sind teilweise größer und teilweise kleiner als 1,0 in Abhängigkeit der Betonfestigkeit. Über die Profilhöhe ist das Verhältnis nahezu konstant. Bis zu einer Profilhöhe von 600 mm ist die Abweichung kleiner als 2 %. Deswegen läßt sich der Faktor a zur Berechnung von $i_{id} = a i_a$ sehr gut tabellieren in Abhängigkeit von Profilvereihe, Stahlorte und Betonfestigkeit. Angegeben ist ein unterer Wert auf der sicheren Seite.

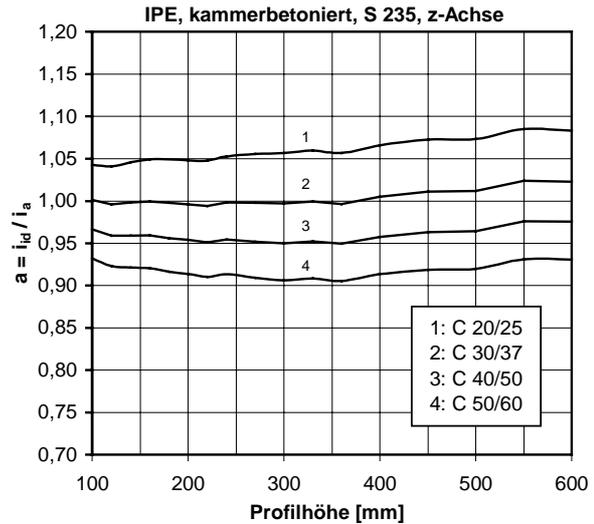


Bild 5.6 Verhältnis i_{id}/i_a , kammerbetonierte Profile

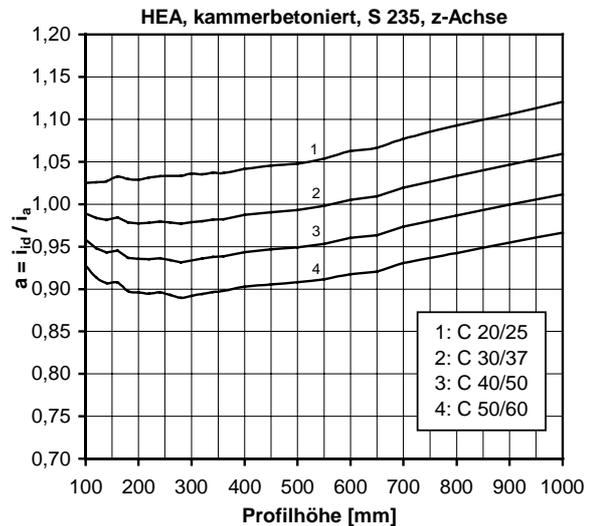


Bild 5.7 Verhältnis i_{id}/i_a , kammerbetonierte Profile

Faktor a $i_{id} = a i_a$	IPE		HEA		HEB		HEM	
	S 235	S 355						
C 20/25	1,05	1,10	1,03	1,09	1,02	1,07	1,02	1,04
C 30/37	1,00	1,07	0,98	1,05	0,98	1,04	0,99	1,02
C 40/50	0,95	1,04	0,93	1,02	0,94	1,01	0,96	1,01
C 50/60	0,91	1,01	0,89	0,99	0,90	0,98	0,94	0,99

Tabelle 5.6 Faktor a für kammerbetonierte Profile

5.4.6 Einbetonierte Stahlprofile

5.4.6.1 Allgemeines

Der vollständig einbetonierte Stützentyp weist bei ausreichender Betondeckung ohne weitere Maßnahmen einen hohen Feuerwiderstand auf und benötigt keinen Korrosionsschutz. Allerdings ist das Stahlprofil unsichtbar, entfällt also als gestalterisches Element. Zur Kräfteinleitung können zusätzliche Stahleinbauteile erforderlich sein. Die Tragfähigkeit von Stützen aus einbetonierten Stahlprofilen berechnet sich nach Gleichung 5.2:

$$N_{Rd} = A \sigma_{Ri} k \quad (5.2)$$

mit A: Gesamtquerschnittsfläche

σ_{Ri} : ideale Grenzspannung in Abhängigkeit von Stahlsorte, Betondruckfestigkeit, Bewehrungsgrad, Profilhöhe und Profilverteilung

k: Abminderungsfaktor

Bei Verbundstützen aus einbetonierten Stahlprofilen ist der Querschnitt nicht in eindeutiger Weise durch das Stahlprofil festgelegt, die Betondeckung kann alle Werte zwischen der Mindestbetondeckung und dem Höchstwert annehmen:

in y-Richtung: $40 \text{ mm} \leq c_y \leq 0,4b$

in z-Richtung: $40 \text{ mm} \leq c_z \leq 0,3h$

Trotzdem läßt sich die Grenzspannung σ_{Ri} kompakt in Tabellenform darstellen; in Abhängigkeit von Flächenanteil des Profils an der Gesamtstützenfläche, Stahlfestigkeit, Betonfestigkeit und Bewehrungsgrad, siehe Abschnitt 5.7.4.3. Für Verbundstützen mit Mindestbetondeckung läßt sich zusätzlich der Flächenanteil des Profils an der Gesamtstützenfläche tabellieren.

5.4.6.2 Anwendungsgrenzen

Betondeckung

Für vollständig einbetonierte I-Profile braucht kein Nachweis gegen lokales Beulen geführt werden, jedoch ist auf eine ausreichende Betondeckung zu achten. Für vollständig einbetonierte Stahlprofile sind in der Berechnung folgende Grenzwerte der Betondeckung einzuhalten:

in y-Richtung: $40 \text{ mm} \leq c_y \leq 0,4b$

in z-Richtung: $40 \text{ mm} \leq c_z \leq 0,3h$

Bezeichnungen nach Bild 5.2.a. Größere Betondeckungen dürfen ausgeführt, jedoch rechnerisch nicht berücksichtigt werden.

Berücksichtigung des Kriechens

Auch bei einbetonierten Stützen in ausgesteiften Tragwerken muß das Kriechen des Betons nur berücksichtigt werden, wenn die bezogene Schlankheit $\bar{\lambda} > 0,8$ ist [DIN EN 1994-1-1, Tab. 4.6]. Dies entspricht für S 235 einer geometrischen Schlankheit von $\lambda = 74$. Dieser Wert wird im Hochbau bei üblichen Geschoßhöhen erreicht. Für einbetonierte Stahlprofilstützen wird der Einfluß des Betonkriechens daher auch berücksichtigt, und zwar mit einem Anteil der ständigen Last an der Gesamtlast von 50 %.

5.4.6.3 Ideale Schlankheit

Da Verbundstützen aus einbetonierten Stahlprofilen in ihren Abmessungen nicht in eindeutiger Weise durch das Stahlprofil festgelegt sind, läßt sich die ideale Schlankheit nicht in allgemeiner Form aus dem Trägheitsradius des Stahlprofils herleiten. Daher empfiehlt es sich, die ideale Schlankheit unter Vernachlässigung der Betonstahlbewehrung nach Gleichung 5.16 zu berechnen.

$$i_{id} = \frac{\sqrt{I_a + \frac{I_c}{n_E}}}{\sqrt{A_a + \frac{A_c}{n_c}}} \quad (5.16)$$

Die Querschnittswerte des Stahlprofils lassen sich aus den Profiltabellen ablesen, die Querschnittswerte des Betons sind für rechteckige Querschnitte leicht zu berechnen.

Für Stützen mit Mindestbetondeckung $c = 4 \text{ cm}$ kann für Knicken um die schwache Achse als Eingangsgröße der Trägheitsradius des Stahlprofils verwendet werden. Das Verhältnis $a = i_{id}/i_a$ ist dabei nicht von der Profilhöhe unabhängig. Anschaulich kann das auch nicht so sein, denn die Mindestbetondeckung von 4 cm macht bei einem HEA 100 vierzig Prozent der Querschnittsabmessung aus, bei einem HEA 400 nur zehn Prozent. Entsprechend wird die Steifigkeit eines HEA 100 stärker durch die Einbetonierung erhöht als die Steifigkeit eines HEA 400. Wie Bild 5.9 zeigt, hat für HEA-Profile das Verhältnis ideeller Trägheitsradius zu Trägheitsradius des Stahlprofils bei einer Profilhöhe von 300 mm für alle Betonfestigkeiten ein Minimum. Ähnliches gilt für Stützen mit HEB- und HEM-Profile.

Für Stützen mit schmalen Profilen IPE ergibt sich ein nahezu konstanter Wert für $a = i_{id}/i_a$ ab einer Profilhöhe von 360 mm. Diese Werte eignen sich, um eine Tabelle auf der sicheren Seite aufzustellen. So lässt sich für Stützen mit Mindestbewehrung im üblichen Bereich von $h = 200$ bis $h = 600$ mm und Betonfestigkeitsklasse C 30/37 und höher die Berechnung von i_{id} nach Gleichung 5.16 vermeiden. Die Abweichung vom exakten Wert für i_{id} nach Gleichung 5.12 liegt dabei etwa bei 5 %. Wie Bild 5.10 verdeutlicht, ist bei hoher Betonfestigkeit der ideale Trägheitsradius von HEA-, HEB- und HEM-Profilen fast gleich.

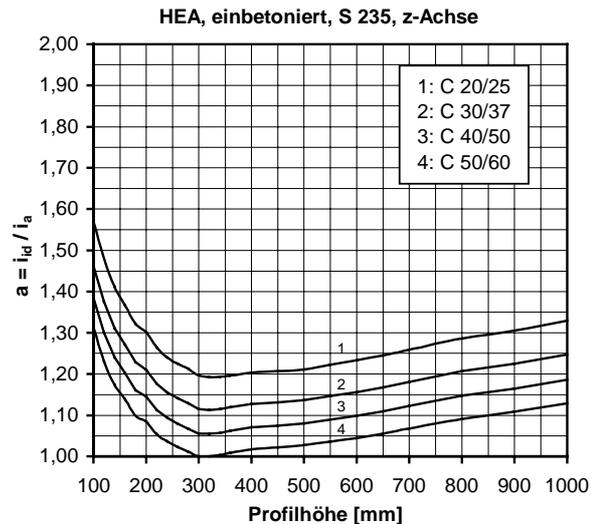


Bild 5.9 Verhältnis i_{id}/i_a , einbetonierte Profile HEA mit Mindestbetondeckung

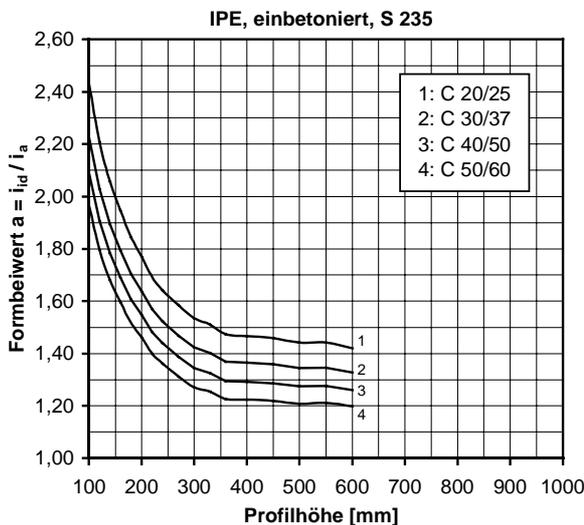


Bild 5.8 Verhältnis i_{id}/i_a , einbetonierte Profile IPE mit Mindestbetondeckung

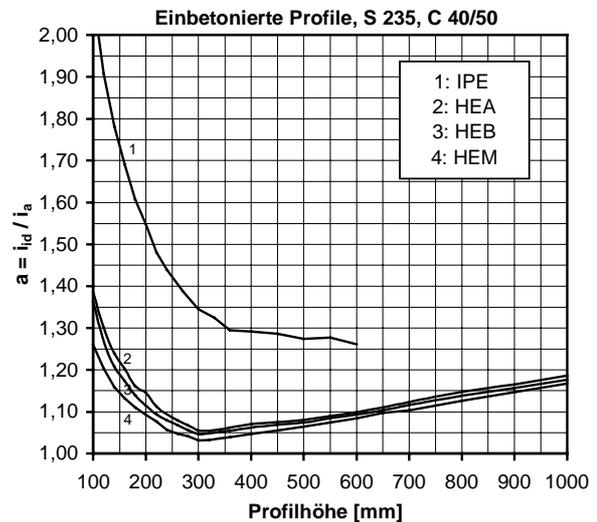


Bild 5.10 Verhältnis i_{id}/i_a , einbetonierte Profile C 40/50 mit Mindestbetondeckung

Faktor a $i_{id} = a \cdot i_a$	IPE		HEA		HEB		HEM	
	S 235	S 355						
C 20/25	1,46	1,60	1,20	1,29	1,18	1,26	1,11	1,15
C 30/37	1,36	1,52	1,12	1,24	1,11	1,21	1,07	1,13
C 40/50	1,29	1,46	1,06	1,19	1,06	1,17	1,03	1,10
C 50/60	1,22	1,40	1,00	1,14	1,01	1,13	1,00	1,08

Tabelle 5.7 Faktor a für einbetonierte Profile, $h = 200 - 600$ mm, Mindestbetondeckung

5.5 Näherung für die Brandbemessung

5.5.1 Anforderungen und Grundlagen

Die Anforderungen an das Näherungsverfahren ergeben sich aus den Bauvorschriften. Das Verfahren muß die Bemessung der verschiedenen Feuerwiderstandsklassen R 30, R 60 und R 90 ermöglichen. Die Bauteile werden dabei wie bei der Kaltbemessung einzeln nachgewiesen.

Feuerwiderstand: Fähigkeit eines Tragwerks, eines Tragwerkteiles oder eines Bauteils die geforderten Funktionen (Tragfähigkeit und/oder Raumabschluß) für eine bestimmte Brandbeanspruchung und für eine bestimmte Dauer zu erfüllen. [DIN V ENV 1994-1-2, Abschnitt 1.3]

Die in Kapitel 4.5ff. vorgestellten vereinfachten Nachweisverfahren sind allesamt zu kompliziert für die Anwendung im Rahmen einer Vorbemessung. Die Verfahren von Hosser und El-Nesr könnten ähnlich wie das vereinfachte Verfahren für die Kaltbemessung aufbereitet und weiter vereinfacht werden. Das hätte für die Vorbemessung jedoch einen hohen Aufwand zur Folge. Für eine Stütze müßte für den Brandfall in Abhängigkeit der geforderten Widerstandsdauer eine ideelle Schlankheit $\lambda_{id,fi}(t)$ und eine plastische Tragfähigkeit für den Brandfall $N_{pl,rd,fi}(t)$ ermittelt werden. Für die Widerstandsklasse R 30 ergeben sich dabei andere Werte für die Querschnittstragfähigkeit und für die Schlankheit als für R 60 bzw. R 90. Die Knickspannungslinien nach Hosser und El-Nesr unterscheiden sich zudem von den europäischen Knickspannungslinien nach Eurocode 3, 5.5.1.2, so daß für den Brandfall auch andere Knickabminderungen notwendig wären. Alle diese Gründe widersprechen dem Prinzip, daß ein Näherungsverfahren vor allem einfach sein soll. Weiterhin existiert kein vereinfachtes Verfahren für Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Profilen, diese Stützen würde man ohnehin nach den Tabellen nach Eurocode 4, Teil 1-2 bemessen. Es empfiehlt sich daher, die anderen Typen von Verbundstützen auch nach diesen Tabellen zu bemessen. Die Brandbemessung kann dann weitgehend mit den in der Kaltbemessung ermittelten Werten erfolgen.

Ein weiterer Grund für diese Vorgehensweise ist die Tatsache, daß bei sämtlichen vereinfachten Rechenverfahren die Stützenabmessung die wichtigste Eingangsgröße ist. Die Abmessung wird über das Verhältnis Umfang zu Fläche U/A berücksichtigt. In Abhängigkeit dieses Verhältnisses wer-

den die Reduktionsfaktoren für die Festigkeit und die Steifigkeit der Materialien berechnet. Die Stützenabmessung hat also großen Einfluß auf die plastische Tragfähigkeit und auf die Schlankheit im Brandfall. Beim Nachweis nach Tabellen wird ebenfalls die Abmessung der Stützen als wichtigste Eingangsgröße verwandt.

Um auch für den Brandfall, gegenüber der auf der sicheren Seite liegenden Tabellenbemessung, schlankere Stützen mit ausreichender Sicherheit einsetzen zu können, ist die möglichst genaue und aufwendige Rechnung nicht aussichtsreich. Wenn man R 90 fordert, kann man mit einer „genauen“ Rechnung einen nur geringen Prozentsatz an Tragfähigkeit gegenüber dem Nachweis nach Tabellen herausholen. So stellten Hosser u. a. durch Vergleichsrechnungen fest, daß sich eine gute Übereinstimmung aller Nachweisverfahren ergibt [Hosser, Richter, Zehfuß 2000, 93]. Untersucht wurde die Gleichwertigkeit der Bemessung nach DIN 4102, Tabellen, Eurocode 4, Tabellen und Eurocode 4, vereinfachtes Verfahren. Es wäre daher ratsamer, den Ansatz zu erweitern und den Blick auf das ganze Bauwerk zu richten, um im Rahmen eines globalen Brandschutzkonzeptes eine geringere Feuerwiderstandsdauer der Stützen ohne Einbußen an Sicherheit für die Nutzer und Eigentümer des Gebäudes vertreten zu können. Wenn es durch globale Maßnahmen gelingt, eine Stütze in R 60 statt in R 90 mit der gleichen Sicherheit ausführen zu können, dann ist der rechnerische Tragfähigkeitsgewinn nach Tabellen schon so groß, daß für eine Vorbemessung keine genaue Rechnung mehr nötig ist.

Das globale Brandschutzkonzept läßt sich nicht direkt auf dieses Näherungsverfahren übertragen. Der Nachweis für den Brandfall erfolgt hier als Einzelnachweis für jede Stütze. Eine Aufbereitung des globalen Brandschutzkonzeptes für die Tragwerklehre würde den Rahmen dieser Arbeit sprengen, denn man kann dieses Konzept auch für andere Baustoffe und andere Bauteile anwenden, müßte daher auch deren Besonderheiten berücksichtigen. Es besteht an dieser Stelle weiterer Forschungsbedarf, nämlich die Entwicklung eines Näherungsverfahrens für das globale Brandschutzkonzept. Damit könnte man gegenüber dem konventionellen Nachweis reduzierte Feuerwiderstandsdauern ermitteln und so sinnvolle Querschnitte mittels tabellarischer Daten nachweisen (Nachweisstufe 1).

5.5.2 Erforderliche Feuerwiderstandsdauer

Die erforderliche Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen wird in Deutschland durch die Landesbauordnungen und ihre Ergänzungsvorschriften festgelegt (vgl. Abschnitt 4.2). In der Landesbauordnung Nordrhein-Westfalen werden die in Tabelle 5.8 dargestellten Angaben für Stützen gemacht. Für spezielle Fälle wie Hochhäuser oder Warenhäuser siehe Kapitel 4.2. Sind die Anforderungen an die Stützen geklärt, wird für jede Stütze die erforderliche Feuerwiderstandsdauer aufweist.

5.5.3 Nachweis für den Brandfall (t)

Der Nachweis für den Brandfall hat das gleiche Format wie der Nachweis bei Raumtemperatur. Die Einwirkung muß kleiner als der Widerstand der Stütze sein:

$$N_{fi,Sd} \leq N_{fi,Rd} \tag{5.21}$$

mit

$$N_{fi,Sd} = \eta_{fi} N_{Sd} \tag{5.22}$$

Bemessungslast im Brandfall und

$$N_{fi,Rd} = \eta_{fi,t} N_{Rd} \tag{5.23}$$

Tragfähigkeit im Brandfall. Insgesamt ergibt sich:

$$N_{fi,Sd} = \eta_{fi} N_{Sd} \leq \eta_{fi,t} N_{Rd} = N_{fi,Rd} \tag{5.24}$$

Formelzeichen:

η_{fi} : Reduktionsfaktor für N_d zur Ermittlung von $N_{fi,d}$

$\eta_{fi,t}$: Lastausnutzungsgrad für die Bemessung für den Brandfall

Beide Bemessungsgrößen für den Nachweis im Brandfall werden aus den Werten für den Nachweis bei Raumtemperatur berechnet. Die Bemessungslast im Brandfall $N_{fi,Sd}$ ist die um den Reduktionsfaktor η_{fi} abgeminderte Bemessungslast bei Raumtemperatur. Die Tragfähigkeit im Brandfall ist die um den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t}$ reduzierte Tragfähigkeit bei Raumtemperatur.

Der Reduktionsfaktor η_{fi} hängt ab von der Gebädekategorie (Tabelle 5.9) und dem Verhältnis Q_k/G_k von veränderlicher Last zu ständiger Last. Für normale Gebäude in Verbundbauweise (Kategorie A und B) darf η_{fi} generell mit 0,6 angenommen werden, für Gebäudeflächen der Kategorie D (Ladenflächen) mit 0,7 [ENV 1994-1-2, 2.4.3 (5)]. Das nationale Anwendungsdokument [DIN Fa 93] erlaubt für Deutschland nur die generelle Vereinfachung $\eta_{fi} = 0,7$. Genauere Werte können aus Bild 5.11 abgelesen werden.

Gebäude	Freistehende Wohngebäude mit nicht mehr als einer Wohnung	Wohngebäude geringer Höhe mit nicht mehr als zwei Wohnungen	Gebäude geringer Höhe	Andere Gebäude
Bauteile				
Tragende und aussteifende Wände, Pfeiler und Stützen	Keine	F 30	F 30	F 90-AB
In Kellergeschossen	Keine	F 30-AB	F 90-AB	F 90-AB
In Geschossen im Dachraum, über denen Aufenthaltsräume möglich sind	Keine	F 30	F 30	F 90
In Geschossen im Dachraum, über denen Aufenthaltsräume nicht möglich sind	Keine	Keine	Keine	Keine

Tabelle 5.8 Anforderungstabelle Brandverhalten zu § 29, BauO NW

Nutzung	Gebäudekategorie
Wohnflächen	A
Büroflächen	B
Versammlungsflächen (mit Ausnahme von unter A, B, D und E festgelegten Kategorien)	C
Ladenflächen	D
Lagerflächen einschließlich Bibliotheken	E
Verkehrs- und Parkflächen für leichte Fahrzeuge (Parkhäuser, Parkflächen, Parkhallen)	F

Tabelle 5.9 Kategorien von Gebäudeflächen nach ENV 1991-2-1, Tabelle 6.1

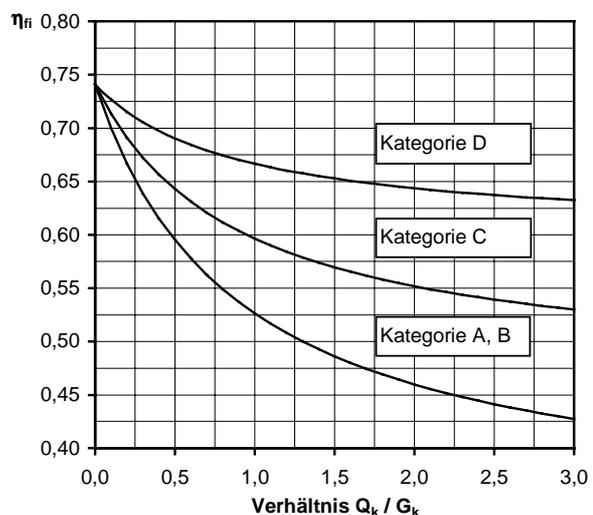


Bild 5.11 Reduktionsfaktoren η_{fi} nach ENV 1994-1-2, Abschnitt 2.4.3 (5)

Der Lastausnutzungsgrad $\eta_{fi,t}$ (Widerstandsseite) hängt ab von der Stützenabmessung, dem Bewehrungsgrad, der Betondeckung und den Profilabmessungen. Er kann aus Tabellen bestimmt werden, die in Eurocode 4, Teil 1-2 [ENV 1994-1-2] angegeben sind. Man spricht hier auch von „Klassifizierung“. Für jeden der drei Typen von Verbundstützen gibt es eine Tabelle. Verbundstützen aus vollständig einbetonierten Profilen haben eine Sonderstellung, ihr Lastausnutzungsgrad $\eta_{fi,t}$ ist immer gleich 1, so daß der Nachweis sich darauf beschränkt, die notwendigen Abmessungen für die geforderte Feuerwiderstandsdauer zu prüfen.

Wird die erforderliche Tragfähigkeit im Brandfall mit den gegebenen Abmessungen nicht erreicht, kann man entweder die Querschnittstragfähigkeit erhöhen (z. B. höhere Betonfestigkeit, größeres Profil); oder man kann durch einen höheren Bewehrungsgehalt den zulässigen Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t}$ erhöhen. Eine andere Möglichkeit ist es, durch genauere Lastermittlung den Reduktionsfaktor η_{fi} zu verringern.

5.5.4 Betongefüllte Hohlprofilstützen

Der Lastausnutzungsgrad $\eta_{fi,t}$ wird aus [ENV 1994-1-2, Tab. 4.7] abgelesen. Liegt das gewählte Profil zwischen zwei angegebenen Größen, darf der Ausnutzungsfaktor interpoliert werden.

Für betongefüllte Hohlprofile sind folgende Besonderheiten zu beachten:

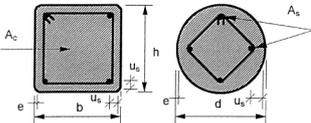
- Für die Berechnung von N_{Rd} darf als Stahlgüte nur S 235 angesetzt werden. Daraus folgt: Die Verwendung von S 355 lohnt sich nicht.
- Die Wanddicke des Hohlprofils darf nur bis maximal 1/25 von b oder h berücksichtigt werden. Daraus folgt: $\max t/d = 0,04$.
- Für die Berechnung von N_{Rd} darf der Bewehrungsgrad nur bis 3 % angerechnet werden, auch wenn man nach Bild 5.12 aus Brandschutzgründen einen höheren Bewehrungsgehalt bis zu 6 % einbauen muß.
- Die Betonfestigkeit wird wie bei der Bemessung unter Normaltemperatur angesetzt.

5.5.5 Kammerbetonierte Profile

Der Lastausnutzungsgrad $\eta_{fi,t}$ wird aus Bild 5.13 abgelesen. Liegt das gewählte Profil zwischen zwei angegebenen Größen, darf der Ausnutzungsfaktor interpoliert werden.

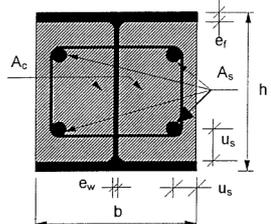
Für kammerbetonierte Stahlprofile sind folgende Besonderheiten zu beachten:

- Bewehrungsgrade ($A_s/(A_c+A_s)$), die größer als 6 % oder kleiner als 1 % sind, sollen nicht in Rechnung gestellt werden. Nach [ENV 1994-1-1, 4.8.3.1 (3) (e)] darf als Längsbewehrung jedoch höchstens 4 % der Betonfläche angesetzt werden.
- Die Tabelle gilt für S 235 und S 355.
- Die Betonfestigkeit wird wie bei der Bemessung unter Normaltemperatur angesetzt.
- Der Mindestwert des Verhältnisses Steg- zu Flanschdicke e_w/e_f darf anstelle von 0,7 zu 0,6 angenommen werden, wenn die Profilhöhe h mindestens 350 mm und der Bewehrungsgehalt ($A_s/(A_c+A_s)$) mindestens 3 % beträgt.



		Feuerwiderstandsklasse				
		R30	R60	R90	R120	R180
Stahlprofil: (b / e) ≥ 25 oder (d / e) ≥ 25						
1	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,3$					
1.1	min h und min b oder min d [mm]	160	200	220	260	400
1.2	min ($A_s / (A_c + A_s)$) [%]	0	1,5	3,0	6,0	6,0
1.3	min u_s [mm]	-	30	40	50	60
2	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,5$					
2.1	min h und min b oder min d [mm]	260	260	400	450	500
2.2	min ($A_s / (A_c + A_s)$) [%]	0	3,0	6,0	6,0	6,0
2.3	min u_s [mm]	-	30	40	50	60
3	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,7$					
3.1	min h und min b oder min d [mm]	260	450	550	-	-
3.2	min ($A_s / (A_c + A_s)$) [%]	3,0	6,0	6,0	-	-
3.3	min u_s [mm]	(25)	30	40	-	-

Bild 5.12 Klassifizierung betongefüllter Hohlprofile [ENV 1994-1-2, Tabelle 4.7]



		Feuerwiderstandsklasse			
		R30	R60	R90	R120
1	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,3$				
1.1	min h und min b [mm]	160	260	300	300
1.2	min u_s [mm]	40	40	50	60
1.3	min (e_w / e_f)	0,6	0,5	0,5	0,7
2	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,5$				
2.1	min h und min b [mm]	200	300	300	-
2.2	min u_s [mm]	35	40	50	-
2.3	min (e_w / e_f)	0,6	0,6	0,7	-
3	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,7$				
3.1	min h und min b [mm]	250	300	-	-
3.2	min u_s [mm]	30	40	-	-
3.3	min (e_w / e_f)	0,6	0,7	-	-

Bild 5.13 Klassifizierung kammerbetonierter Profilstützen [ENV 1994-1-2, Tabelle 4.6]

In Zukunft wird eine neue Tabelle nach [Schaumann, Upmeyer 2002] zur Klassifizierung von kammerbetonierten Verbundstützen in EC 4-1-2 aufgenommen (Tabelle 5.10). Die Autoren bemängelten an der „alten“ Tabelle, daß zahlreiche Profile durch die Bedingung Mindestverhältnis Steg- zu Flanschdicke e_w/e_f nicht klassifiziert werden konnten und daß die Ergebnisse teilweise zu unwirtschaftlichen, aber auch zu unsicheren Ergebnissen geführt haben. Mit der neuen Tabelle soll dieser Mißstand behoben werden; die Querschnitte werden jetzt nur noch über die drei Parameter Mindestquerschnittsabmessung, Mindestachsabstand der Längsbewehrung und Mindestbewehrungsgrad klassifiziert. Das Mindestverhältnis Steg- zu Flanschdicke wird einheitlich zu 0,5 festgelegt.

5.5.6 Vollständig einbetonierte Profile

Die Berechnung von $\eta_{fi,t}$ kann entfallen, es dürfen alle Lastausnutzungsgrade $\eta_{fi,t}$ angesetzt werden. Die Bewehrung sollte mindestens aus 4 Stäben mit einem Durchmesser von 12 mm bestehen und mindestens 0,3 % der Betonfläche betragen [ENV 1994-1-1, 4.8.2.5 (3)]. Die Längsbewehrung darf rechnerisch mit höchstens 4 % der Betonfläche angesetzt werden.

5.5.7 Gesamtbemessung

Die Bemessung für den Brandfall ist in vielen Fällen maßgebend für die Abmessung der Stütze. Daher empfiehlt es sich, den Nachweis für den Brandfall vor der Bemessung bei Normaltemperatur zu machen oder zumindest bei der „Kaltbemessung“ etwas Spielraum zu lassen, damit die „Heißbemessung“ mit dem gleichen Querschnitt gelingt. Aus der erforderlichen Feuerwiderstandsklasse und der ungefähren Stützenabmessung läßt sich aus den Tabellen der Lastausnutzungsgrad für den Brandfall $\eta_{fi,t}$ bestimmen. Aus dem Verhältnis Reduktionsfaktor zu Lastausnutzungsgrad $\eta_{fi}/\eta_{fi,t}$ ergibt sich, wieviel Reserve die Stütze bei der Kaltbemessung erhalten muß, damit der Nachweis für den Brandfall auch gelingt. Ist beispielsweise der Reduktionsfaktor $\eta_{fi} = 0,6$ (Bürogebäude) und der Lastausnutzungsgrad aus der Stützenabmessung $\eta_{fi,t} = 0,5$ (betongefülltes Hohlprofil, $d = 400$ mm), so folgt aus der umgeformten Gleichung (5.24):

		Feuerwiderstandsklasse			
		R 30	R 60	R 90	R120
	Mindestverhältnis Steg- zu Flanschdicke e_w/e_f	0,5			
1	Ausnutzungsgrad $\eta_{fi,t} \leq 0,28$				
1.1	min h und min b [mm]	160	200	300	400 ¹⁾
1.2	min u_s [mm]	-	50	50	70
1.3	min $A_s/(A_c+A_s)$ [%]	-	4	3	4
2	Ausnutzungsgrad $\eta_{fi,t} \leq 0,47$				
2.1	min h und min b [mm]	160	300	400 ¹⁾	-
2.2	min u_s [mm]	-	50	70	-
2.3	min $A_s/(A_c+A_s)$ [%]	-	4	4	-
3	Ausnutzungsgrad $\eta_{fi,t} \leq 0,66$				
3.1	min h und min b [mm]	160	400	-	-
3.2	min u_s [mm]	40	70	-	-
3.3	min $A_s/(A_c+A_s)$ [%]	1	4	-	-

¹⁾ Bei Mindestquerschnittshöhen min h > 400 mm dürfen Mindestquerschnittsbreiten min b = 300 mm verwendet werden.

Tabelle 5.10 Klassifizierung kammerbetonierter Verbundstützen nach [Schaumann, Upmeyer 2002]

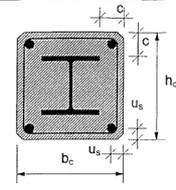
		Feuerwiderstandsklasse						
		R30	R60	R90	R120	R180	R240	
	1.1	min h_c und min b_c [mm]	150	180	220	300	350	400
	1.2	min c [mm]	40	50	50	75	75	75
	1.3	min u_s [mm]	(20)	30	30	40	50	50
	oder							
	2.1	min h_c und min b_c [mm]	-	200	250	350	400	-
	2.2	min c [mm]	-	40	40	50	60	-
	2.3	min u_s [mm]	-	(20)	(20)	30	40	-

Bild 5.14 Klassifizierung einbetonierter Profilstützen [ENV 1994-1-2, Tabelle 4.4]

$$N_{fi,Sd} = \eta_{fi} N_{Sd} \leq \eta_{fi,t} N_{Rd} = N_{fi,Rd} \tag{5.24}$$

$$N_{Rd} \geq \frac{\eta_{fi}}{\eta_{fi,t}} \cdot N_{Sd} \tag{5.25}$$

$$N_{Rd} \geq \frac{0,6}{0,5} \cdot N_{Sd} = 1,2 \cdot N_{Sd} \tag{5.26}$$

Die Tragfähigkeit der Stütze muß für den Brandfall um 20 % erhöht werden gegenüber der Bemessung für Normaltemperatur. Als Faustregel gilt: je schlanker die Stütze, desto größer der Unterschied zwischen Kalt- und Warmbemessung.

5.6 Genauigkeitsbetrachtungen

5.6.1 Einwirkungsseite

Die Bemessungsnormalkraft N_{Sd} wird nach Abschnitt 5.4.1 mit dem einheitlichen Teilsicherheitsbeiwert Last $\gamma = 1,4$ berechnet. Die Abweichung vom exakten Wert nach Gleichung 5.27 ist dabei kleiner als 5 %, im üblichen Hochbau bei einem Verhältnis veränderliche Lasten zu ständige Lasten von 1,0 kleiner als 2 %, siehe Bild 5.15.

$$N_{Sd} = 1,35 N_G + 1,5 N_Q \quad (5.27)$$

Bei einem hohen Anteil an veränderlichen Lasten mit $Q_k/G_k = 5,0$ (leichtes Dach mit Schneelast) liegt die Abweichung bei 5 %. Im Verbundbau mit Massivdecken liegt der Anteil an veränderlichen Lasten höchstens bei $Q_k/G_k = 2,0$ (Lagerraum mit $Q_k = 10 \text{ kN/m}^2$, $G_k = 5 \text{ kN/m}^2$ entsprechend Massivdecke $d = 20 \text{ cm}$). Die Näherung mit $\gamma = 1,4$ liegt bei geringen Verkehrslasten mit $Q_k/G_k < 0,5$ sogar auf der sicheren Seite (Bürogebäude mit $Q_k = 2,0$, $G_k = 4 \text{ kN/m}^2$ entsprechend einer Massivdecke $d = 16 \text{ cm}$). Für ein unendlich großes Verhältnis von Q_k/G_k bleibt die Abweichung auf 7 % beschränkt. Der Term

$$1,4N_k / (1,35N_G + 1,5N_Q) \quad (5.28)$$

konvergiert für $Q_k/G_k \rightarrow \infty$ gegen 0,93.

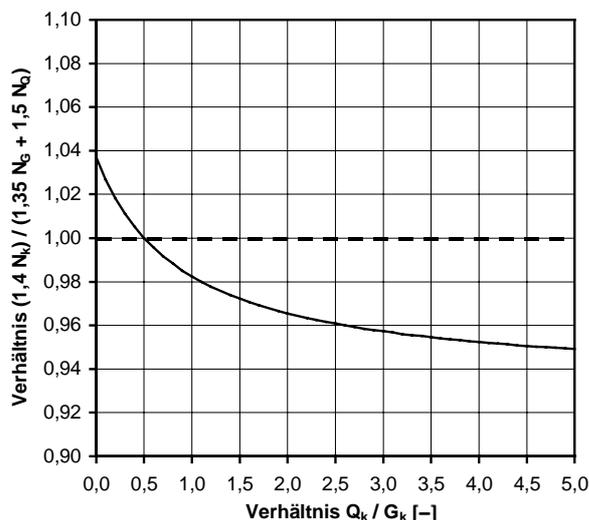


Bild 5.15 Genauigkeit Lastermittlung

5.6.2 Widerstandsseite

Die Bemessung erfolgt nach Gleichung 5.2:

$$N_{Rd} = A \sigma_{Ri} k \quad (5.2)$$

mit A: Gesamtquerschnittsfläche

σ_{Ri} : ideelle Grenzspannung, enthält die charakteristischen Materialfestigkeiten und Teilsicherheitsbeiwerte

k: Abminderungsfaktor wegen Knickgefahr

Der Wert A für die Gesamtquerschnittsfläche kann immer exakt angegeben werden, ebenso der Wert σ_{Ri} für die ideelle Grenzspannung. Bis zu diesem Punkt ist das vorgeschlagene Näherungsverfahren exakt im Sinne des vereinfachten Bemessungsverfahrens nach ENV 1994 (Eurocode 4). Ungenaue Angaben stecken in der Berechnung des Faktors k. Wie in Abschnitt 5.4.3 gezeigt, stellt die Verwendung der ideellen Schlankheit keine Ungenauigkeit an sich dar. Mit der ideellen geometrischen Schlankheit und der gestreckten Knickspannungslinie ergibt sich derselbe Wert für k wie nach der Berechnung mit bezogener Schlankheit $\bar{\lambda}$. Ungenauigkeit ist dadurch vorhanden, daß für die Berechnung des ideellen Trägheitsradius die Betonstahlbewehrung vernachlässigt wurde. Die Größe der vorhandenen Abweichung zum vereinfachten Verfahren nach Eurocode 4 soll im folgenden untersucht werden.

5.6.3 Betongefüllte Hohlprofile

Die Bemessungsdiagramme für betongefüllte Hohlprofile sind exakt, wenn keine Längsbewehrung vorgesehen ist. Längsbewehrung erhöht die ideelle Schlankheit einer Verbundstütze. Anschaulich ergibt sich diese Tatsache aus der Vorstellung, daß die Bewehrung weiter innen liegt als das Stahlrohr und bei gleichem E-Modul ungefähr die doppelte Festigkeit besitzt. Der Steifigkeitsgewinn durch Betonstahlbewehrung ist also verhältnismäßig kleiner als der Zugewinn an Tragfähigkeit. In der ungünstigen Kombination C 20/25 mit S 235 und einem hohen Bewehrungsgrad von 4 % wird die ideelle Schlankheit so um 9,5 % unterschätzt (Bild 5.16). Für höhere Betonfestigkeiten und größere Wandstärken nimmt dieser Effekt ab, für gewöhnliche Stützen mit Beton der Festigkeit C 30/37 oder höher und Bewehrungsgrad $\rho < 2,5 \%$ läßt sich die Abweichung auf 5 % abschätzen.

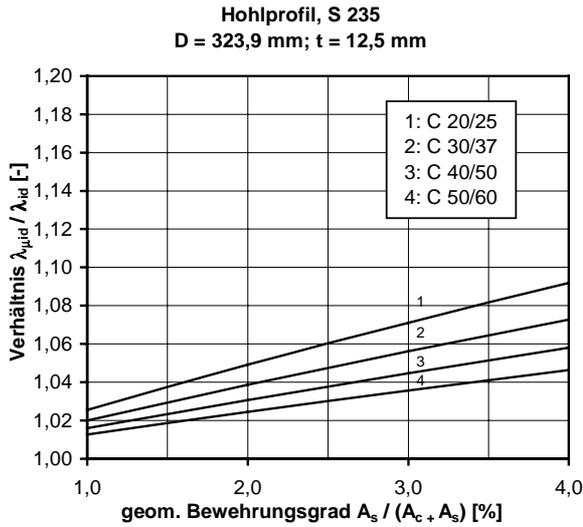


Bild 5.16 Einfluß der Längsbewehrung auf die ideale Schlankheit von Hohlprofilstützen

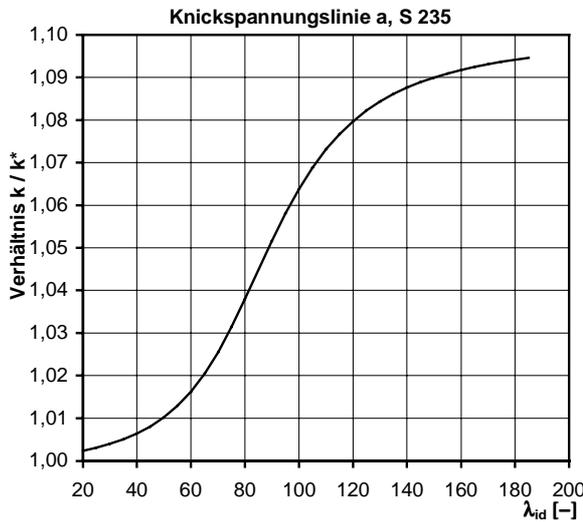


Bild 5.17 Verhältnis k/k^* mit k nach Näherungsverfahren und k^* exakter Wert nach ENV 1994-1-1

Die Abweichung des für die Bemessung entscheidenden Faktors k läßt sich damit graphisch darstellen (Bild 5.17). Bis zu einer ideellen Schlankheit von $\lambda_{id} = 70$ bleibt die Abweichung vom richtigen Wert kleiner als 3 %. Bei großen Schlankheiten über 100 wächst die Überschätzung der Tragfähigkeit auf bis zu 10 % an. Das Näherungsverfahren sollte also für betongefüllte Hohlprofilstützen auf ideale Schlankheiten $\lambda_{id} < 70$ beschränkt werden. Dies entspricht bei einer Geschoßhöhe von 3,00 m einem Mindeststützendurchmesser von ungefähr 14 cm und läßt daher die meisten Fälle zu. Für Stützen größerer Schlankheit sollte der Einfluß der Bewehrung beachtet werden.

Dies kann über eine Erhöhung der ideellen Schlankheit nach Bild 5.16 geschehen. Für eine Stütze mit $\rho = 3 \%$ und C 30/37 wird der errechnete Wert λ_{id} also um 6 % erhöht.

5.6.4 Kammerbetonierte Stahlprofile

Bei kammerbetonierten Stahlprofilen ist kein oder nur ein geringer Einfluß der Bewehrung auf den ideellen Trägheitsradius zu erwarten. Die Bewehrung liegt relativ weit außen, jedoch innerhalb des Stahlprofils, so daß sich der Tragfähigkeitszuwachs und der Zugewinn an Steifigkeit durch die Bewehrung die Waage halten. Bei hohen Betonfestigkeiten nimmt der ideale Trägheitsradius durch die Bewehrung sogar zu, mit einer Vernachlässigung der Bewehrung im Näherungsverfahren liegt man also auf der sicheren Seite. Die Abweichung ist dabei klein, der tatsächliche ideale Trägheitsradius ist um höchstens 2 % größer als der genäherte. Damit wird die Tragfähigkeit um höchstens 6 % unterschätzt.

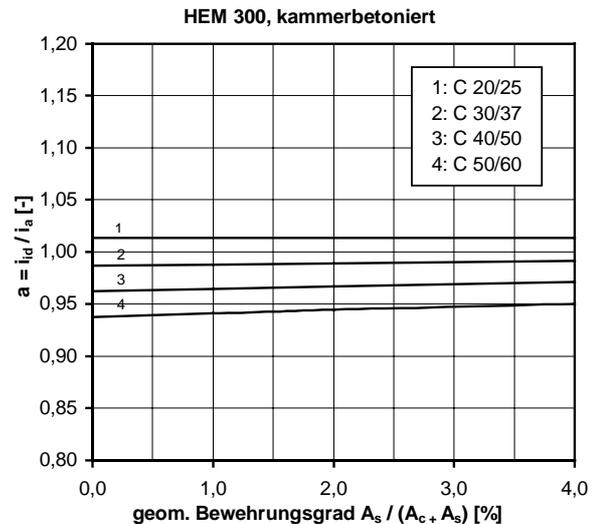


Bild 5.18 Einfluß des Bewehrungsgrades auf den Faktor $a = i_{id}/i_a$ bei kammerbetonierten Stützen

5.6.5 Einbetonierte Profile

Bei einbetonierten Stahlprofilen ist ein geringer Einfluß der Bewehrung auf den ideellen Trägheitsradius zu erwarten. Die Bewehrung liegt relativ weit außen, außerhalb des Stahlprofils, so daß der Zugewinn an Steifigkeit durch die Bewehrung relativ größer ist als der Tragfähigkeitszuwachs. Bild 5.19 verdeutlicht diesen Sachverhalt.

Der ideale Trägheitsradius nimmt mit steigendem Bewehrungsgrad zu, bei hohen Betonfestigkeiten mehr als bei niedrigen. Der maximale Fehler bei der ideellen Schlankheit liegt bei -7 %, daraus resultiert bei üblichen Schlankheiten von $\lambda_{id} \leq 70$ eine Unterschätzung der Tragfähigkeit von maximal 3 %. Die Abweichung liegt für diesen Stützentyp also auf der sicheren Seite und erfordert daher keine Einschränkung des Näherungsverfahrens.

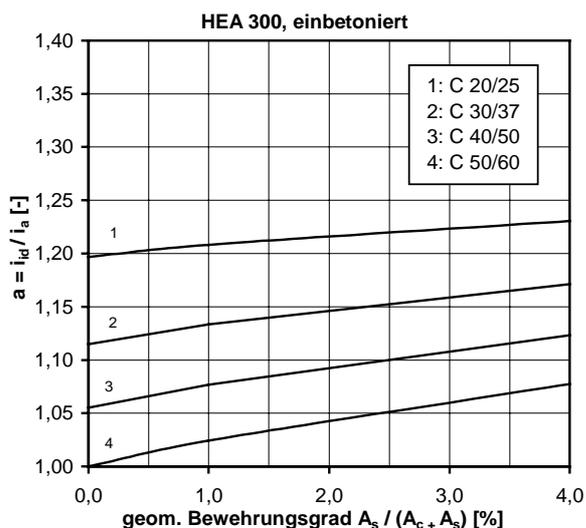


Bild 5.19 Einfluß des Bewehrungsgrades auf den Faktor $a = i_{id}/i_a$ bei einbetonierten Stützen

5.6.6 Zusätzliche Anwendungsgrenzen

Zusätzlich zu den Anwendungsgrenzen des vereinfachten Verfahrens nach Eurocode 4 sollten für das hier vorgestellte Näherungsverfahren folgende Grenzen eingehalten werden:

Die Lastermittlung kann bis zu einem Verhältnis von $Q_k/G_k = 1,0$ mit einem gemittelten Teilsicherheitsbeiwert Last $\gamma = 1,4$ durchgeführt werden.

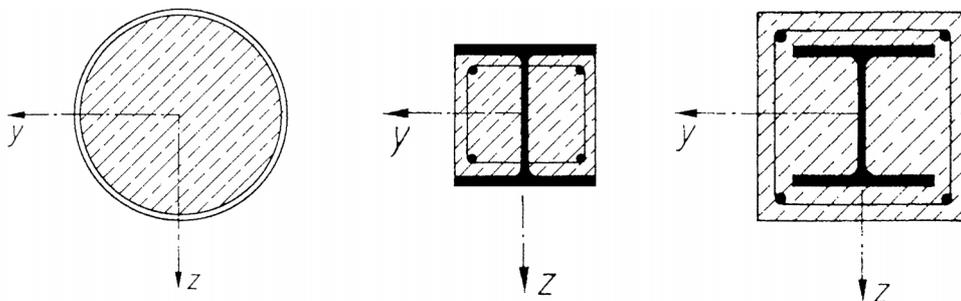
Für betongefüllte Hohlprofile soll $\lambda_{id} < 70$ sein, da das Verfahren unter Vernachlässigung der Bewehrung sonst Ergebnisse auf der unsicheren Seite liefert.

Für kammerbetonierte und vollständig einbetonierte Profile liegt das Näherungsverfahren auf der sicheren Seite, es sind keine weiteren Anwendungsgrenzen erforderlich. Die Abweichung von der tatsächlichen rechnerischen Tragfähigkeit nach Eurocode 4 beträgt für ideale Schlankheiten $\lambda_{id} < 70$ nicht mehr als 3 %, für ideale Schlankheiten $\lambda_{id} > 70$ nicht mehr als 10 %.

5.7 Näherungsverfahren in Tabellenform

5.7.1 Allgemeines

Verbundstützen bestehen aus Stahlprofilen, Beton und Bewehrungsstahl. Grundsätzlich werden drei verschiedene Typen unterschieden: betongefüllte Hohlprofile, kammerbetonierte Stahlprofile und vollständig einbetonierte Stahlprofile.



5.7.2 Baustoffe

Baustoffe	Beton				Baustahl		Betonstahl	
	C 20/25 ¹	C 30/37	C 40/50	C 50/60 ²	S 235	S 355	BSt 500 S	
Teilsicherheitsbeiwert γ_M [-]	1,5	1,5	1,5	1,5	1,1	1,1	1,15	γ_M
Charakteristische Festigkeit f_k [kN/cm ²]	2,0	3,0	4,0	5,0	23,5	35,5	50,0	f_k
Bemessungsfestigkeit f_d [kN/cm ²]	1,33	2,00	2,67	3,33	21,4	32,3	43,5	f_d
Elastizitätsmodul E [kN/cm ²]	2900	3200	3500	3700	21000	21000	21000 ³	E

¹ Wegen der geringen Druckfestigkeit von C 20/25 wird mindestens die Betonfestigkeitsklasse C 30/37 empfohlen.

² Betonfestigkeitsklassen höher als C 50/60 sollten nur verwendet werden, wenn ihr Einsatz entsprechend genehmigt ist. Für diesen Fall werden keine Anwendungsregeln gegeben. [EC 4, 3.1.1 (2)]

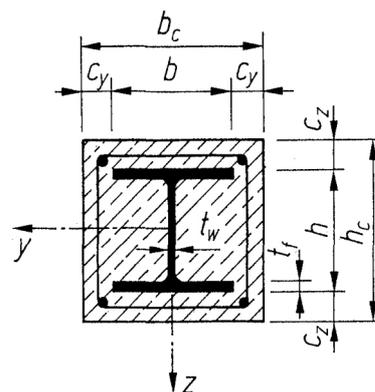
³ Für die Bemessung von Verbundbauteilen darf vereinfachend als Elastizitätsmodul E_s der Wert für Baustahl nach EC 3 angenommen werden, d. h. 210 kN/mm². [EC 4, 3.2.4]

5.7.3 Anwendungsgrenzen

Das Näherungsverfahren wurde auf der Grundlage des vereinfachten Bemessungsverfahrens in Eurocode 4 erarbeitet und hat daher den gleichen Anwendungsbereich:

- Die Stütze hat einen doppelsymmetrischen und über die Stützenlänge konstanten Querschnitt. Die Schwerpunkte des Stahlprofils und des ungerissenen Betonteils sind identisch.
- Der Traglastanteil des Stahlprofils muß zwischen 20 % und 90 % liegen. Dies wird über den Querschnittsparameter $\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}}$ geprüft: $0,2 < \delta < 0,9$. Liegt δ unter 0,2, muß die Stütze wie eine Stahlbetonstütze bemessen werden. Liegt δ über 0,9, ist sie wie eine Stahlstütze zu bemessen. Die Stahlprofile können gewalzt oder geschweißt sein.
- Die maximale geometrische Schlankheit beträgt $\lambda = 188$ (S 235) bzw. $\lambda = 153$ (S 355), für betongefüllte Hohlprofile $\lambda = 70$.
- Als Längsbewehrung darf rechnerisch maximal 4 % der Betonfläche angesetzt werden.
- Wird die Längsbewehrung bei der Berechnung angerechnet, so sollte ein Mindestbewehrungsgrad von 0,3 % der Betonfläche eingehalten werden.
- Falls auf eine Anrechnung der Längsbewehrung bei der Tragfähigkeit verzichtet wird und Umweltbedingungen nach EC 2 Tab 4.1 Zeile 1 (Innenbauteile) vorliegen, darf folgende Bewehrung als ausreichend angesehen werden:
 - Längsbewehrung mit einem Mindeststabdurchmesser von 8 mm und einem Stababstand von 250 mm.
 - Bügel mit einem Mindeststabdurchmesser von 6 mm und einem Stababstand von 200 mm.
 - Betonstahlmatten mit einem Mindeststabdurchmesser von 4 mm.
- Betongefüllte Hohlprofile dürfen ohne Längsbewehrung ausgeführt werden.
- Um lokales Beulen zu vermeiden, müssen folgende Grenzwerte eingehalten werden:

Grenzwerte der Profilwandstärke von Verbundstützen	S 235 (St 37)	S 355 (St 52)
Betongefülltes Hohlprofil, rund lim t/d (d/t) [-]	0,011 (90)	0,017 (60)
Betongefülltes Hohlprofil, rechteckig lim t/h (h/t) [-]	0,019 (52)	0,024 (42)
Teilweise einbetoniertes I-Profil lim t _f /b (b/t _f) [-]	0,023 (44)	0,028 (36)



- Für vollständig einbetonierte I-Profile braucht kein Nachweis gegen lokales Beulen geführt werden, jedoch ist auf eine ausreichende Betondeckung zu achten.
- Für vollständig einbetonierte Stahlprofile (Typ a) sind in der Berechnung folgende Grenzwerte der Betondeckung einzuhalten:
 - in y-Richtung: $40 \text{ mm} \leq c_y \leq 0,4b$
 - in z-Richtung: $40 \text{ mm} \leq c_z \leq 0,3h$
- Größere Betondeckungen dürfen ausgeführt, jedoch rechnerisch nicht berücksichtigt werden.

5.7.4 Verbundstützen - Grenzzustand der Tragfähigkeit

Einwirkung $N_{Sd} \leq N_{Rd}$ Widerstand der Tragfähigkeit

$$N_{Rd} = [A_a f_{yd} + A_c \alpha_c f_{cd} + A_s f_{sd}] k$$

A_a : Querschnittsfläche Stahlprofil; A_c : Querschnittsfläche Beton; A_s : Querschnittsfläche Bewehrung

f_{yd} : Festigkeit Stahlprofil; f_{cd} : Betonfestigkeit; f_{sd} : Festigkeit Bewehrung

$\alpha_c = 0,85$ (betongefüllte Hohlprofile); $\alpha_c = 1,0$ (sonst)

k: Knickbeiwert

$$\lambda_{id} = s_k / i_{id}$$

λ_{id} : Ideelle Schlankheit der Verbundstütze

s_k : Knicklänge

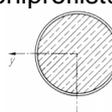
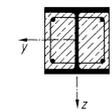
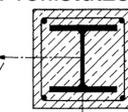
$$i_{id} = \frac{\sqrt{I_a + \frac{I_c}{n_E} + I_s}}{\sqrt{A_a + \frac{A_c}{n_c} + \frac{A_s}{n_s}}} \quad (\text{ideeller Trägheitsradius})$$

	Hohlprofile				Walzprofile			
	S 235		S 355		S 235		S 355	
	n_E	n_c	n_E	n_c	n_E	n_c	n_E	n_c
C 20/25	12,2	11,8	12,2	17,8	16,3	13,8	16,3	20,9
C 30/37	11,1	7,8	11,1	11,8	14,8	9,2	14,8	13,9
C 40/50	10,1	5,9	10,1	8,9	13,5	6,9	13,5	10,4
C 50/60	9,6	4,7	9,6	7,1	12,8	5,5	12,8	8,4

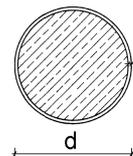
Die Steifigkeit der Bewehrung ist gleich der des Baustahls, jedoch ist wegen der höheren Festigkeit von Betonstahl der Faktor $n_s = 0,48$ für S 235 und $n_s = 0,72$ für S 355 kleiner als 1. In der Regel kann man zur Bestimmung des ideellen Trägheitsradius die Bewehrung vernachlässigen.

Knickbeiwerte k für die Knickspannungslinien

λ	S 235			S 355		
	a	b	c	a	b	c
20	0,997	0,995	0,992	0,986	0,977	0,968
25	0,985	0,975	0,965	0,971	0,953	0,934
30	0,972	0,956	0,937	0,954	0,928	0,900
35	0,959	0,935	0,910	0,936	0,901	0,864
40	0,945	0,914	0,881	0,916	0,872	0,828
45	0,929	0,891	0,852	0,893	0,841	0,789
50	0,912	0,867	0,821	0,866	0,806	0,750
55	0,893	0,841	0,790	0,836	0,769	0,709
60	0,872	0,813	0,758	0,801	0,730	0,668
65	0,848	0,784	0,725	0,762	0,689	0,627
70	0,821	0,753	0,691	0,719	0,647	0,586
75	0,792	0,720	0,658	0,674	0,604	0,547
80	0,759	0,686	0,624	0,628	0,563	0,509
85	0,724	0,652	0,591	0,582	0,523	0,474
90	0,688	0,617	0,558	0,539	0,486	0,440
95	0,650	0,583	0,527	0,498	0,451	0,410
100	0,612	0,550	0,497	0,460	0,418	0,381
105	0,576	0,518	0,469	0,426	0,389	0,355
110	0,540	0,487	0,442	0,394	0,361	0,331
115	0,507	0,458	0,416	0,366	0,337	0,310
120	0,475	0,431	0,393	0,340	0,314	0,290
125	0,446	0,406	0,370	0,317	0,293	0,271
130	0,418	0,382	0,350	0,295	0,274	0,254
135	0,393	0,360	0,330	0,276	0,257	0,239
140	0,370	0,340	0,312	0,258	0,241	0,225
145	0,348	0,321	0,296	0,242	0,227	0,212
150	0,328	0,303	0,280	0,228	0,214	0,200
155	0,310	0,287	0,266	nicht zulässig		
160	0,293	0,272	0,252			
165	0,277	0,258	0,240			
170	0,262	0,245	0,228			
175	0,249	0,233	0,217			
180	0,236	0,222	0,207			
185	0,225	0,211	0,198			
190	nicht zulässig					

Querschnitt	Ausweichen um Achse	Knickspannungslinie
Betongefüllte Hohlprofilstütze 	y-y z-z	a a
Kammerbetonierte Profilstütze 	y-y z-z	b c
Einbetonierte Profilstütze 	y-y z-z	b c

5.7.4.1 Betongefüllte Hohlprofile



$$N_{Rd} = A \cdot \sigma_{Ri} \cdot k$$

A: Gesamtquerschnittsfläche

σ_{Ri} : ideelle Grenzspannung in Abhängigkeit von Stahlsorte Fe, Betonfestigkeitsklasse C

Bewehrungsgrad ρ und Verhältnis Wandstärke zu Durchmesser t/d

k: Knickbeiwert, Tabelle Abschnitt 5.7.4

$$\lambda_{id} = s_k / i_{id} \text{ mit } i_{id} = a \cdot i_a$$

λ_{id} : Ideelle Schlankheit der Verbundstütze

s_k : Knicklänge

i_a : Trägheitsradius des Stahlprofils, für $t/d < 0,05$ gilt: $i_a = 0,34d$ (rund) oder $i_a = 0,38d$ (quadratisch)

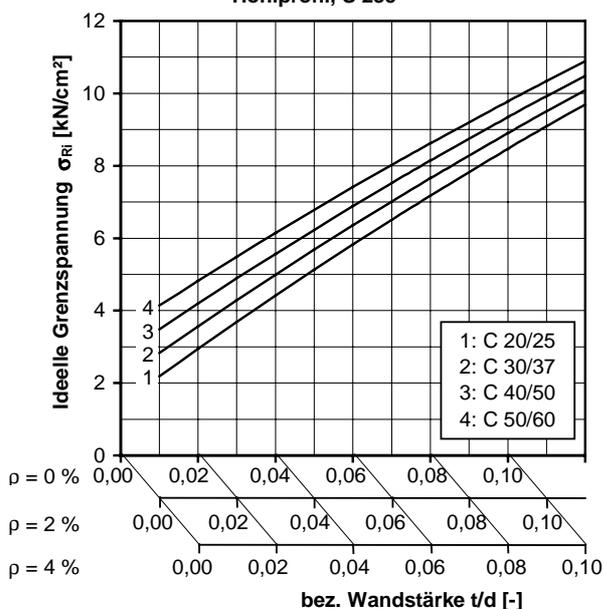
a: Faktor aus Diagramm

Ideelle Grenzspannung σ_{Ri} [kN/cm²]

t/d [%]	C 20/25 ρ [%]					C 30/37 ρ [%]					C 40/50 ρ [%]					C 50/60 ρ [%]				
	0%	1%	2%	3%	4%	0%	1%	2%	3%	4%	0%	1%	2%	3%	4%	0%	1%	2%	3%	4%
0,01	2,13	2,53	2,94	3,34	3,75	2,77	3,17	3,56	3,96	4,36	3,41	3,80	4,19	4,58	4,97	4,05	4,43	4,82	5,20	5,59
0,02	2,90	3,29	3,68	4,07	4,46	3,52	3,90	4,28	4,66	5,05	4,13	4,51	4,88	5,26	5,64	4,75	5,12	5,49	5,86	6,23
0,03	3,66	4,04	4,41	4,78	5,15	4,25	4,62	4,99	5,35	5,72	4,84	5,20	5,56	5,92	6,29	5,43	5,79	6,14	6,50	6,85
0,04	4,41	4,77	5,12	5,48	5,84	4,97	5,33	5,68	6,03	6,38	5,54	5,88	6,23	6,57	6,92	6,10	6,44	6,78	7,12	7,46
0,05	5,14	5,48	5,82	6,16	6,50	5,68	6,02	6,35	6,69	7,02	6,22	6,55	6,88	7,21	7,54	6,76	7,08	7,41	7,73	8,06
0,06	5,85	6,18	6,50	6,83	7,16	6,37	6,69	7,01	7,33	7,65	6,88	7,20	7,52	7,83	8,15	7,40	7,71	8,02	8,33	8,64
0,07	6,55	6,86	7,17	7,48	7,80	7,04	7,35	7,66	7,96	8,27	7,54	7,84	8,14	8,44	8,74	8,03	8,33	8,62	8,92	9,22
0,08	7,23	7,53	7,83	8,12	8,42	7,70	7,99	8,29	8,58	8,87	8,17	8,46	8,75	9,03	9,32	8,64	8,92	9,21	9,49	9,77
0,09	7,90	8,18	8,46	8,75	9,03	8,34	8,62	8,90	9,18	9,46	8,79	9,07	9,34	9,62	9,89	9,24	9,51	9,78	10,0	10,3
0,10	8,54	8,81	9,08	9,35	9,62	8,97	9,24	9,50	9,77	10,0	9,40	9,66	9,92	10,1	10,4	9,82	10,0	10,3	10,6	10,8

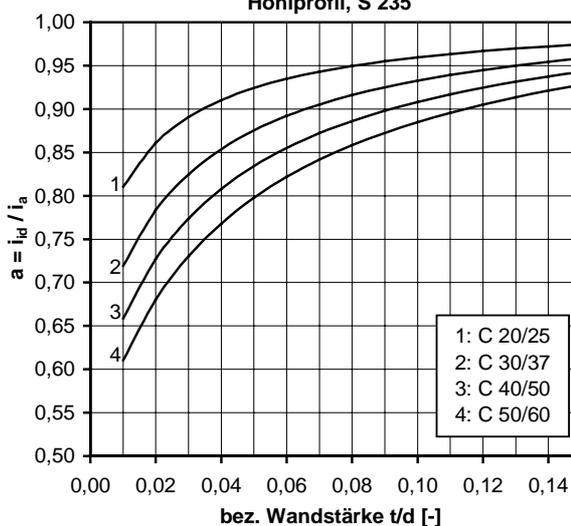
Ideelle Grenzspannung σ_{Ri}

Hohlprofil, S 235



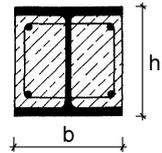
Faktor $a = i_{id} / i_a$

Hohlprofil, S 235



Bei diesem Stütztyp wird S 355 nicht empfohlen. Bei der Bemessung für den Brandfall darf höchstens die Festigkeit von S 235 angesetzt werden, da das Stahlprofil vollständig ungeschützt außen liegt.

5.7.4.2 Kammerbetonierte Stahlprofile



$$N_{Rd} = A \sigma_{Ri} k$$

A: Gesamtquerschnittsfläche

σ_{Ri} : ideale Grenzspannung

k: Knickbeiwert, Tabelle Abschnitt 5.7.4

$$\lambda = s_k / i_{id} \text{ mit } i_{id} = a i_a$$

s_k : Knicklänge; i_a : Trägheitsradius des Stahlprofils; a: Faktor aus Tabelle

Aus der folgenden Tabelle liest man den Flächenanteil des Stahlprofils μ ab. Mit diesem Wert wird aus der unteren Tabelle die ideale Grenzspannung σ_{Ri} in Abhängigkeit von Stahlsorte S, Betonfestigkeitsklasse C und Bewehrungsgrad ρ bestimmt.

Flächenanteil Stahlprofil μ [%]

Profil	160	180	200	220	240	260	280	300	320	340	360	400	450	500	550	600	650	700	800	900	1000
IPE	15,3	14,6	14,3	13,8	13,6	*270 / 12,6	12,0	*330 / 11,9	11,9	11,7	11,6	11,6	11,6	11,6	11,8	-	-	-	-	-	-
HEA	16,0	14,7	14,4	13,9	13,9	13,4	12,9	12,9	13,3	13,4	13,6	13,6	13,5	13,5	13,1	12,8	12,6	12,6	12,1	12,0	11,7
HEB	21,2	20,2	19,5	18,8	18,4	17,5	16,7	16,6	16,8	16,8	16,8	16,5	16,1	15,9	15,4	15,0	14,7	14,6	13,9	13,7	13,3
HEM	32,5	30,4	28,9	27,5	29,9	28,3	26,9	28,7	28,1	27,1	26,2	24,6	22,8	21,5	20,2	19,2	18,4	17,6	16,4	15,4	14,6

* Abweichende Profilhöhen

Ideelle Grenzspannung σ_{Ri} [kN/cm²]

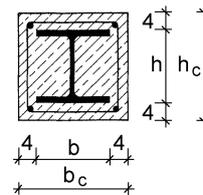
Stahl	S 235								S 355							
	C 20/25		C 30/37		C 40/50		C 50/60		C 20/25		C 30/37		C 40/50		C 50/60	
	$\rho = 1\%$	$\rho = 4\%$														
0	1,6	2,8	2,1	3,4	2,7	3,9	3,2	4,5	1,6	2,8	2,1	3,4	2,7	3,9	3,2	4,5
2	2,0	3,2	2,5	3,7	3,1	4,3	3,6	4,8	2,2	3,4	2,7	3,9	3,3	4,5	3,8	5,0
4	2,3	3,6	2,9	4,1	3,4	4,6	4,0	5,1	2,8	4,0	3,3	4,5	3,9	5,0	4,4	5,6
6	2,7	3,9	3,3	4,5	3,8	5,0	4,3	5,5	3,4	4,6	3,9	5,1	4,5	5,6	5,0	6,1
8	3,1	4,3	3,7	4,8	4,2	5,3	4,7	5,8	4,0	5,2	4,5	5,7	5,0	6,2	5,6	6,7
10	3,5	4,7	4,0	5,2	4,5	5,7	5,1	6,1	4,6	5,8	5,1	6,3	5,6	6,8	6,1	7,2
12	3,9	5,1	4,4	5,5	4,9	6,0	5,4	6,5	5,2	6,4	5,7	6,8	6,2	7,3	6,7	7,8
14	4,3	5,4	4,8	5,9	5,3	6,4	5,8	6,8	5,9	6,9	6,3	7,4	6,8	7,9	7,3	8,4
16	4,7	5,8	5,2	6,2	5,7	6,7	6,1	7,2	6,5	7,5	6,9	8,0	7,4	8,5	7,9	8,9
18	5,1	6,2	5,6	6,6	6,0	7,1	6,5	7,5	7,1	8,1	7,5	8,6	8,0	9,0	8,5	9,5
20	5,5	6,5	6,0	7,0	6,4	7,4	6,9	7,8	7,7	8,7	8,1	9,2	8,6	9,6	9,0	10,0
22	5,9	6,9	6,4	7,3	6,8	7,8	7,2	8,2	8,3	9,3	8,8	9,7	9,2	10,2	9,6	10,6
24	6,3	7,3	6,7	7,7	7,2	8,1	7,6	8,5	8,9	9,9	9,4	10,3	9,8	10,7	10,2	11,1
26	6,7	7,6	7,1	8,0	7,5	8,5	8,0	8,9	9,5	10,5	10,0	10,9	10,4	11,3	10,8	11,7
28	7,1	8,0	7,5	8,4	7,9	8,8	8,3	9,2	10,2	11,1	10,6	11,5	11,0	11,9	11,4	12,2
30	7,5	8,4	7,9	8,8	8,3	9,1	8,7	9,5	10,8	11,7	11,2	12,0	11,6	12,4	11,9	12,8
32	7,9	8,8	8,3	9,1	8,7	9,5	9,0	9,9	11,4	12,2	11,8	12,6	12,1	13,0	12,5	13,4
34	8,3	9,1	8,7	9,5	9,0	9,8	9,4	10,2	12,0	12,8	12,4	13,2	12,7	13,6	13,1	13,9

Faktor a = i_{id}/i_a

	IPE		HEA		HEB		HEM	
	S 235	S 355						
C 20/25	1,05	1,10	1,03	1,09	1,02	1,07	1,02	1,04
C 30/37	1,00	1,07	0,98	1,05	0,98	1,04	0,99	1,02
C 40/50	0,95	1,04	0,93	1,02	0,94	1,01	0,96	1,01
C 50/60	0,91	1,01	0,89	0,99	0,90	0,98	0,94	0,99

Für kammerbetonierte Stützen ist der Faktor a für Ausweichen um die schwache Achse über die Profilhöhe nahezu konstant und von der Bewehrung unabhängig (Abweichung < 5 %). Die angegebenen Werte liegen auf der sicheren Seite.

5.7.4.3 Vollständig einbetonierte Stahlprofile



$$N_{Rd} = A \sigma_{Ri} k$$

A: Gesamtquerschnittsfläche

σ_{Ri} : Ideelle Grenzspannung

k: Knickbeiwert, Tabelle Abschnitt 5.7.4

$$\lambda = s_k / i_{id} \text{ mit } i_{id} = a i_a$$

s_k : Knicklänge

i_e : Trägheitsradius des Stahlprofils

a: Faktor aus Tabelle

Zur Vereinfachung ist die Berechnung von Stützen mit Mindestbetondeckung $nom\ c = 4\text{ cm}$ aufbereitet. Aus der untenstehenden Tabelle liest man den Flächenanteil des Stahlprofils μ ab. Mit diesem Wert wird aus der Tabelle in Abschnitt 5.7.4.2 die ideelle Grenzspannung σ_{Ri} in Abhängigkeit der Betonfestigkeitsklasse C und des Bewehrungsgrades ρ abgelesen.

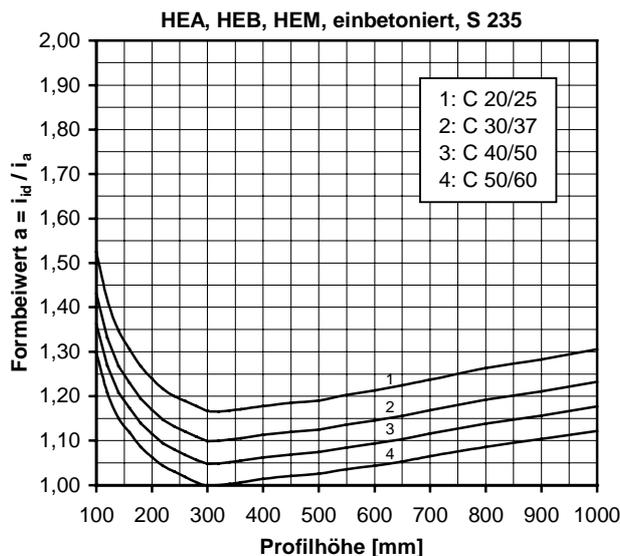
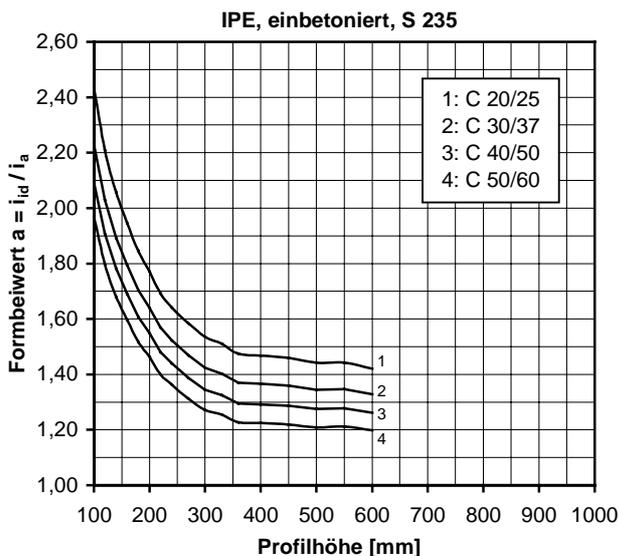
Flächenanteil Stahlprofil μ [%]

Profil	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300	320	340	360	400	450	500	550	600	650	700	800	900	1000
IPE	4,2	4,6	4,9	5,2	5,4	5,7	5,9	6,1	*270 / 6,1	6,2	*330 / 6,4	6,6	6,8	6,9	7,1	7,3	7,6	-	-	-	-	-	-	-
HEA	6,5	6,3	6,5	6,7	6,7	7	7,1	7,5	7,5	7,5	7,6	8	8,1	8,4	8,5	8,7	8,8	8,7	8,6	8,6	8,7	8,5	8,5	8,4
HEB	8,0	8,5	8,9	9,4	9,7	10	10	10	10	9,8	9,8	10	10	10	10	10	11	10	10	10	10	9,8	9,8	9,6
HEM	15	16	16	16	16	16	16	19	18	16	18	18	17	17	16	15	14	14	13	13	12	12	11	10,5

* Abweichende Profilhöhen

Faktor $a = i_{id} / i_a$

	IPE		HEA		HEB		HEM	
	S 235	S 355						
C 20/25	1,46	1,60	1,20	1,29	1,18	1,26	1,11	1,15
C 30/37	1,36	1,52	1,12	1,24	1,11	1,21	1,07	1,13
C 40/50	1,29	1,46	1,06	1,19	1,06	1,17	1,03	1,10
C 50/60	1,22	1,40	1,00	1,14	1,01	1,13	1,00	1,08



Bei vollständig einbetonierten Profilen ist a von der Querschnittshöhe abhängig. In der Tabelle ist ein unterer Wert auf der sicheren Seite angegeben. Für den gebräuchlichen Profilbereich zwischen $h = 300$ und $h = 600$ mm ist die Abweichung vom genauen Wert kleiner als 5 %, bei der Profilreihe IPE kleiner als 10 %. Genauere Werte können aus den Diagrammen abgelesen werden. Für breite I-Träger lässt sich mit geringer Abweichung ein Diagramm für alle Typen erstellen.

5.7.5 Verbundstützen - Brandbemessung

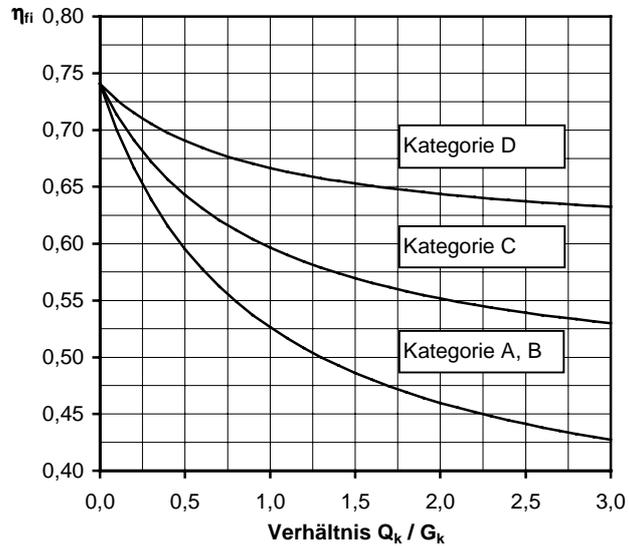
$$N_{fi,Sd} = \eta_{fi} N_{Sd} \leq \eta_{fi,t} N_{Rd} = N_{fi,Rd}$$

η_{fi} : Reduktionsfaktor für N_d zur Ermittlung von $N_{fi,Sd}$

$\eta_{fi,t}$: Ausnutzungsfaktor für die Bemessung für den Brandfall

Beide Bemessungsgrößen für den Nachweis im Brandfall werden aus den Werten für den Nachweis bei Raumtemperatur berechnet. Die Bemessungslast im Brandfall $N_{fi,Sd}$ ist die um den Reduktionsfaktor η_{fi} abgeminderte Bemessungslast bei Raumtemperatur. Die Tragfähigkeit im Brandfall ist die um den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t}$ reduzierte Tragfähigkeit bei Raumtemperatur. Der Faktor η_{fi} hängt von der Gebäudekategorie ab. Für normale Gebäude in Verbundbauweise (Kategorie A und B) darf η_{fi} generell mit 0,6 angenommen werden, für Gebäudeflächen der Kategorie D mit 0,7. Das NAD für Deutschland erlaubt nur die generelle Vereinfachung $\eta_{fi} = 0,7$. Genauere Werte können aus dem Diagramm abgelesen werden.

Nutzung	Kategorie	η_{fi} vereinfacht
Wohnflächen	A	0,6
Büroflächen	B	0,6
Versammlungsflächen (mit Ausnahme von unter A, B, D und E festgelegten Kategorien)	C	Diagramm
Ladenflächen	D	0,7
Lagerflächen einschließlich Bibliotheken	E	Diagramm
Verkehrs- und Parkflächen für leichte Fahrzeuge (Parkhäuser, Parkflächen, Parkhallen)	F	Diagramm



Kategorien von Gebäudeflächen [ENV 1991-2-1, Tabelle 6.1]

Abminderungsfaktor η_{fi} Lastseite

Gesamtbemessung: $N_{Rd} \geq \frac{\eta_{fi}}{\eta_{fi,t}} \cdot N_{Sd}$

Die Bemessung für den Brandfall ist in vielen Fällen maßgebend für die Abmessung der Stütze. Daher empfiehlt es sich, den Nachweis für den Brandfall vor der Bemessung bei Normaltemperatur zu machen. Aus der erforderlichen Feuerwiderstandsklasse und der ungefähren Stützenabmessung läßt sich aus den Tabellen der Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t}$ bestimmen. Liegt der vorhandene Querschnitt zwischen den tabellierten Abmessungen, darf $\eta_{fi,t}$ interpoliert werden. Aus dem Verhältnis Lastreduktionsfaktor zu Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi}/\eta_{fi,t}$ ergibt sich, wieviel Reserve die Stütze bei der Kaltbemessung erhalten muß, damit der Nachweis für den Brandfall auch gelingt. Ist beispielsweise der Lastreduktionsfaktor $\eta_{fi} = 0,6$ (Bürogebäude) und der Ausnutzungsfaktor aus der Stützenabmessung $\eta_{fi,t} = 0,5$ (Betongefülltes Hohlprofil, $d = mm$), so muß $N_{Rd} \geq ,2$ sein. Ist das Verhältnis $\eta_{fi}/\eta_{fi,t} < 1$, so wird die Kaltbemessung maßgebend.

5.7.5.1 Betongefüllte Hohlprofile

$$N_{fi, Sd} = \eta_{fi} N_{Sd} \leq \eta_{fi, t} N_{Rd} = N_{fi, Rd}$$

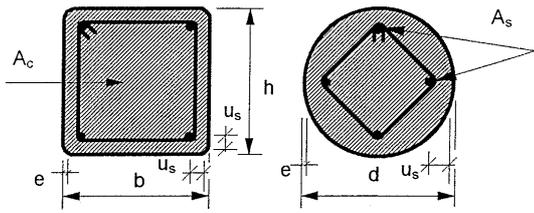
η_{fi} : Reduktionsfaktor für N_d zur Ermittlung von $N_{fi, d}$

$\eta_{fi, t}$: Ausnutzungsfaktor für die Bemessung für den Brandfall

Bei der Berechnung von $\eta_{fi, t} N_{Rd} = N_{fi, Rd}$ sind folgende **Besonderheiten** zu beachten:

- Für die Berechnung von N_{Rd} darf als Stahlgüte nur **S 235** angesetzt werden. Daraus folgt: Die Verwendung von **S 355** lohnt nicht.
- Die Wanddicke des Hohlprofils darf nur bis maximal 1/25 von b oder h berücksichtigt werden. Daraus folgt: **max t/d = 0,04**.
- Für die Berechnung von N_{Rd} darf der Bewehrungsgrad nur bis **3 %** angerechnet werden, auch wenn man nach ENV 1994-1-2, Tabelle 4.7 aus Brandschutzgründen einen höheren Bewehrungsgehalt bis zu **6 %** einbauen muß.
- Die Betonfestigkeit wird wie bei der Bemessung unter Normaltemperatur angesetzt.
- Liegt der vorhandene Querschnitt zwischen den tabellierten Abmessungen, darf $\eta_{fi, t}$ interpoliert werden.

ENV 1994-1-2, Tabelle 4.7

		Feuerwiderstandsklasse				
		R30	R60	R90	R120	R180
Stahlprofil: $(b/e) \geq 25$ oder $(d/e) \geq 25$						
1	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi, t} = 0,3$					
1.1	min h und min b oder min d [mm]	160	200	220	260	400
1.2	min $(A_s / (A_c + A_s))$ [%]	0	1,5	3,0	6,0	6,0
1.3	min u_s [mm]	-	30	40	50	60
2	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi, t} = 0,5$					
2.1	min h und min b oder min d [mm]	260	260	400	450	500
2.2	min $(A_s / (A_c + A_s))$ [%]	0	3,0	6,0	6,0	6,0
2.3	min u_s [mm]	-	30	40	50	60
3	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi, t} = 0,7$					
3.1	min h und min b oder min d [mm]	260	450	550	-	-
3.2	min $(A_s / (A_c + A_s))$ [%]	3,0	6,0	6,0	-	-
3.3	min u_s [mm]	(25)	30	40	-	-

Mindestquerschnittsabmessungen **min h** und **min b** oder **min d**,

Mindestbewehrungsgrade **min $(A_s / (A_c + A_s))$**

Mindestachsabstand **min u_s** der Bewehrungsstäbe zur Profillinenseite bei gefüllten Hohlprofilen

5.7.5.2 Kammerbetonierte Profile

$$N_{fi,Sd} = \eta_{fi} N_{Sd} \leq \eta_{fi,t} N_{Rd} = N_{fi,Rd}$$

η_{fi} : Reduktionsfaktor für N_d zur Ermittlung von $N_{fi,d}$

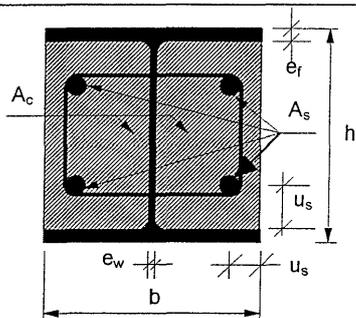
$\eta_{fi,t}$: Ausnutzungsfaktor für die Bemessung für den Brandfall

Bei der Berechnung von $\eta_{fi,t} N_{Rd} = N_{fi,Rd}$ sind folgende **Besonderheiten** zu beachten:

- Bewehrungsgrade ($A_s/(A_c+A_s)$), die größer als 4 % oder kleiner als 1 % sind, sollen nicht in Rechnung gestellt werden.
- Die Tabelle gilt für **S 235** und **S 355**.
- Die Betonfestigkeit wird wie bei der Bemessung unter Normaltemperatur angesetzt.
- Der Mindestwert des Verhältnisses Steg- zu Flanschdicke e_w/e_f darf anstelle von 0,7 zu 0,6 angenommen werden, wenn die Profilhöhe h mindestens 350 mm und der Bewehrungsgehalt ($A_s/(A_c+A_s)$) mindestens 3 % beträgt.
- Liegt der vorhandene Querschnitt zwischen den tabellierten Abmessungen, darf $\eta_{fi,t}$ interpoliert werden.

ENV 1994-1-2, Tabelle 4.6

		Feuerwiderstandsklasse			
		R30	R60	R90	R120
1	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,3$				
	1.1 min h und min b [mm]	160	260	300	300
	1.2 min u_s [mm]	40	40	50	60
	1.3 min (e_w / e_f)	0,6	0,5	0,5	0,7
2	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,5$				
	2.1 min h und min b [mm]	200	300	300	-
	2.2 min u_s [mm]	35	40	50	-
	2.3 min (e_w / e_f)	0,6	0,6	0,7	-
3	für den Ausnutzungsfaktor $\eta_{fi,t} = 0,7$				
	3.1 min h und min b [mm]	250	300	-	-
	3.2 min u_s [mm]	30	40	-	-
	3.3 min (e_w / e_f)	0,6	0,7	-	-



Mindestquerschnittsabmessungen **min h** und **min b**

Mindestachsabstand **min u_s** der Bewehrung

Mindestverhältnis von Steg- zu Flanschdicke **min (e_w/e_f)**

5.7.5.3 Vollständig einbetonierte Profile

$$N_{fi,Sd} = \eta_{fi} N_{Sd} \leq \eta_{fi,t} N_{Rd} = N_{fi,Rd}$$

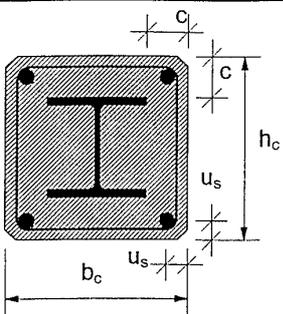
η_{fi} : Reduktionsfaktor für N_d zur Ermittlung von $N_{fi,d}$

$\eta_{fi,t}$: Ausnutzungsfaktor für die Bemessung für den Brandfall

Für vollständig einbetonierte Stützen sind folgende **Besonderheiten** zu beachten:

- Es dürfen alle Ausnutzungsfaktoren $\eta_{fi,t}$ angesetzt werden. Die **Berechnung** von $\eta_{fi,t}$ kann **entfallen**.
- Die Bewehrung sollte mindestens aus 4 Stäben mit einem Durchmesser von 12 mm bestehen. Die Mindest- und Höchstwerte der Längsbewehrung nach Abschnitt 5.7.3 müssen eingehalten werden.

ENV 1994-1-2, Tabelle 4.4

		Feuerwiderstandsklasse					
		R30	R60	R90	R120	R180	R240
							
1.1	min h_c und min b_c [mm]	150	180	220	300	350	400
1.2	min c [mm]	40	50	50	75	75	75
1.3	min u_s [mm]	(20)	30	30	40	50	50
	oder						
2.1	min h_c und min b_c [mm]	-	200	250	350	400	-
2.2	min c [mm]	-	40	40	50	60	-
2.3	min u_s [mm]	-	(20)	(20)	30	40	-

Mindestquerschnittsabmessungen **min h_c** und **min b_c**

Mindestbetonüberdeckung **min c** des Stahlquerschnittes

Mindestachsabstand der Bewehrungsstäbe **min u_s**

5.7.6 Umrechnungsfaktoren SI-Einheiten - US-Amerikanische Einheiten

	SI-Einheiten	US-Einheiten	SI - US	US – SI
Biegemoment	kNm	in-kip	8,851	0,113
	kNm	ft-kip	0,738	1,356
Dichte	kg/m ³	lb/ft ³	0,0624	16,02
Fläche	cm ²	in ²	0,155	6,452
	m ²	ft ²	10,764	0,093
Kraft	N	lb	0,225	4,448
	kN	kip	0,225	4,448
Länge	cm	in	0,394	2,54
	m	ft	3,281	0,3048
Masse	kg	lb	2,205	0,454
	t	kip	2,205	0,454
Spannung	N/cm ²	lb/in ² - psi	1,4504	0,6895
	kN/cm ²	kip/in ²	1,4504	0,6895

nach [Viest u. a. 1997, 1.36]

Pound: Einheitenzeichen **lb**, in Großbritannien und in den USA verwendete Massen- und Gewichtseinheit. Für Großbritannien (zur Unterscheidung von den in den USA verwendeten US-Pound oft als Imperial [Standard] Pound, Einheitenzeichen imp. p. oder imp. lb, bezeichnet) gilt nach der Festlegung der Royal Commission on Units and Standards of Measurement von 1964 die Umrechnung 1 [imp.] pound = 0,453 592 37 kg; in den USA hingegen gilt 1 [US-] pound = 0,453 592 427 7 kg. [Meyers 1977]

Pound per square inch: Einheitenzeichen **ppsi** oder **psi**, in den USA verwendete Druckeinheit; es gilt die Umrechnung: 1 psi = 6,89467 · 10³ N/m². [Meyers 1977]

Ton: In Großbritannien und in den USA verwendete Massen- bzw. Gewichtseinheit. In Großbritannien gilt: 1 ton = 2240 pounds = 1016,0470 kg; in den USA unterscheidet man zwischen Longton und Shortton. [Meyers 1977]

Short ton: Einheitenzeichen sh tn; in den USA verwendete Gewichts- bzw. Masseneinheit: 1 sh tn = 2000 pounds = 907,18486 kg. [Meyers 1977]

Longton: Einheitenzeichen ltn; in den USA verwendete Masseneinheit; 1 ltn = 2240 pounds = 1016,047 kg. [Meyers 1977]

5.8 Bemessungsbeispiele

Beispiel 1: Betongefülltes Hohlprofil

Projekt:	Umbau und Erweiterung Europaschule Bornheim
Architektur:	Heuer, Faust, Aachen
Tragwerksplanung:	Führer, Kosch, Jürges, Aachen
Position:	Außenstütze für Fluchttreppe

Bemessung für Raumtemperatur

Knicklänge:	$s_k = 8,0 \text{ m}$
Bemessungslast:	$N_{Sd} = 400 \text{ kN}$
Baustoffe:	S 235, BSt 500 S, C 30/37
Stahlrohr:	$d = 193,7 \text{ mm}$, $t = 6,3 \text{ mm}$, $t/d = 0,0325$
Querschnittswerte:	$A_{ges} = 294,5 \text{ cm}^2$ $A_c = 257,5 \text{ cm}^2$
Trägheitsradius Profil:	$i_a = 6,63 \text{ cm}$ (aus Profiltabelle, Näherung: $0,34 \cdot 19,4 = 6,60 \text{ cm}$)
Bewehrung:	$A_s = 9,0 \text{ cm}^2$ (8 \varnothing 12)
Geom. Bewehrungsgrad:	$\rho = 9,0/257,5 = 3,5 \%$
Grenzspannung:	$\sigma_{Ri} = 5,6 \text{ kN/cm}^2$ (aus Tabelle Abschnitt 5.7.4.1)
Ideeller Trägheitsradius:	$i_{id} = 6,63 \cdot 0,83 = 5,50 \text{ cm}$ ($a = 0,83$ aus Diagramm Abschnitt 5.7.4.1)
Schlankheit:	$\lambda = 800/5,50 = 145$ $k = 0,348$ (Tabelle Abschnitt 5.7.4, Knickspannungslinie a)
Tragfähigkeit:	$N_{Rd} = A_{ges} \sigma_{Ri} k = 294,5 \cdot 5,6 \cdot 0,348 = 574 \text{ kN}$ $> N_{Sd} = 400 \text{ kN}$

Beispiel 2: Betongefülltes Hohlprofil, R 60

Projekt:	Kaufhaus ZARA, Köln
Architektur:	Feinhals, Aachen
Tragwerksplanung:	Führer, Kosch, Jürges, Aachen
Position:	Innenstütze, 1.OG

Bemessung für Raumtemperatur

Knicklänge:	$s_k = 3,50 \text{ m}$
Bemessungslast:	$N_{Sd} = 4470 \text{ kN}$
Baustoffe:	S 235, BSt 500 S, C 30/37
Stahlrohr:	$d = 355,6 \text{ mm}$, $t = 12,5 \text{ mm}$, $t/d = 0,035$
Querschnittswerte:	$A_{ges} = 993 \text{ cm}^2$ $A_c = 858 \text{ cm}^2$
Trägheitsradius Profil:	$i_a = 12,1 \text{ cm}$ (aus Profiltabelle, Näherung: $0,34 \cdot 35,6 = 12,1 \text{ cm}$)
Bewehrung:	$A_s = 49,3 \text{ cm}^2$ (8 \varnothing 28)
Geom. Bewehrungsgrad:	$\rho = 49,3/858 = 5,75 \%$, anrechenbar: $3 \% = 25,7 \text{ cm}^2$
Grenzspannung:	$\sigma_{Ri} = 5,69 \text{ kN/cm}^2$ (aus Tabelle Abschnitt 5.7.4.1)
Ideeller Trägheitsradius:	$i_{id} = 12,1 \cdot 0,84 = 10,1 \text{ cm}$ ($a = 0,84$ aus Diagramm Abschnitt 5.7.4.1)
Schlankheit:	$\lambda = 350/10,1 = 35$ $k = 0,959$ (aus Tabelle Abschnitt 5.7.4, Knickspannungslinie a)
Tragfähigkeit:	$N_{Rd} = A_{ges} \sigma_{Ri} k = 993 \cdot 5,69 \cdot 0,959 = 5420 \text{ kN}$ $> N_{Sd} = 4470 \text{ kN}$

Bemessung für den Brandfall

Feuerwiderstandsklasse:	generell R 90, wegen Sprinkleranlage gemindert zu R 60
Reduktionsfaktor:	$\eta_{fi} = 0,7$, Ladenfläche Kategorie D
Belastung:	$N_{fi,Sd} = 0,7 \cdot 4470 \text{ kN} = 3130 \text{ kN}$
Mindestabmessungen:	vorh $d = 355 \text{ mm}$ liegt zwischen 260 und 450 mm, daher Interpolation
Ausnutzungsfaktor:	$\eta_{fi,t} = 0,5 + 0,2 \cdot (355 - 260)/(450 - 260) = 0,60$ (Interpoliert aus Tabelle Abschnitt 5.7.5.1)
Tragfähigkeit:	$N_{fi,Rd} = 0,60 \cdot 5420 = 3250 \text{ kN}$ $> N_{fi,Sd} = 3130 \text{ kN}$

Beispiel 3: Kammerbetoniertes Profil

Projekt:	Umbau und Erweiterung Europaschule Bornheim
Architektur:	Heuer, Faust, Aachen
Tragwerksplanung:	Führer, Kosch, Jürges, Aachen
Position:	Außenstütze für Fluchttreppe, Alternative

Bemessung für Raumtemperatur

Knicklänge:	$s_k = 8,0 \text{ m}$
Bemessungslast:	$N_{Sd} = 400 \text{ kN}$
Baustoffe:	S 235, BSt 500 S, C 30/37
Profil:	HEA 200
Querschnittswerte:	$A_{ges} = 380 \text{ cm}^2$ $A_a = 54,8 \text{ cm}^2$ (aus Profiltabelle) $A_c = 380 - 54,8 = 325 \text{ cm}^2$ $i_a = 4,98 \text{ cm}$ (aus Profiltabelle)
Bewehrung:	$A_s = 4,5 \text{ cm}^2$ (4 \varnothing 12)
Geom. Bewehrungsgrad:	$\rho = 4,5/325 = 1,4 \%$
Flächenanteil Profil:	$\mu = 14,4 \%$ (aus Tabelle Abschnitt 5.7.4.2)
Grenzspannung:	$\sigma_{Ri} = 5,0 \text{ kN/cm}^2$ (aus Tabelle Abschnitt 5.7.4.2)
Ideeller Trägheitsradius:	$i_{id} = 4,98 \cdot 0,98 = 4,88 \text{ cm}$ (a = 0,98 aus Tabelle Abschnitt 5.7.4.2)
Schlankheit:	$\lambda = 800/4,88 = 164$ $k = 0,24$ (aus Tabelle Abschnitt 5.7.4, Knickspannungslinie c)
Tragfähigkeit:	$N_{Rd} = A_{ges} \sigma_{Ri} k = 380 \cdot 5,0 \cdot 0,24 = 456 \text{ kN}$ $> N_{sd} = 400 \text{ kN}$

Beispiel 4: Einbetoniertes Profil, R 90

Projekt:	Kaufhaus ZARA, Köln
Architektur:	Feinhals, Aachen
Tragwerksplanung:	Führer, Kosch, Jürges, Aachen
Position:	Innenstütze, 1.OG, Alternative

Bemessung für Raumtemperatur

Knicklänge:	$s_k = 3,50 \text{ m}$
Bemessungslast:	$N_{Sd} = 4470 \text{ kN}$
Baustoffe:	S 235, BSt 500 S, C 30/37
Profil:	HEB 280, Außenabmessung: $d = 28,0 + 2 \cdot 4,0 = 36 \text{ cm}$
Querschnittswerte:	$A_{ges} = 1296 \text{ cm}^2$ $i_a = 7,09 \text{ cm}$ (aus Profiltabelle)
Geom. Bewehrungsgrad:	$\rho = 2,0 \%$
Flächenanteil Profil:	$\mu = 9,8 \%$ (aus Tabelle Abschnitt 5.7.4.3)
Grenzspannung:	$\sigma_{Ri} = 4,4 \text{ kN/cm}^2$ (aus Tabelle Abschnitt 5.7.4.2)
Ideeller Trägheitsradius:	$i_{id} = 7,09 \cdot 1,11 = 7,89 \text{ cm}$ ($a = 1,11$ aus Tabelle Abschnitt 5.7.4.3)
Schlankheit:	$\lambda = 350/7,89 = 44$ $k = 0,858$ (aus Tabelle Abschnitt 5.7.4, Knickspannungslinie c)
Tragfähigkeit:	$N_{Rd} = A_{ges} \sigma_{Ri} k = 1296 \cdot 4,4 \cdot 0,858 = 4890 \text{ kN}$ $> N_{Sd} = 4470 \text{ kN}$

Bemessung für den Brandfall

Feuerwiderstandsklasse:	R 90, ohne Sprinkleranlage
Reduktionsfaktor:	$\eta_{fi} = 0,7$, Ladenfläche Kategorie D
Belastung:	$N_{fi,Sd} = 0,7 \cdot 4360 \text{ kN} = 3130 \text{ kN}$
Mindestabmessungen:	min $d = 25,0 \text{ cm}$ mit min $c = 4,0 \text{ cm}$, erfüllt (aus Tabelle Abschnitt 5.7.5.3)
Ausnutzungsfaktor:	$\eta_{fi,t} = 1,0$
Tragfähigkeit:	$N_{fi,Rd} = 4890 \text{ kN}$ $> N_{fi,Sd} = 3130 \text{ kN}$

Beispiel 5: Betongefülltes Hohlprofil mit zusätzlich eingestelltem Profil HEM

Knicklänge:	$s_k = 3,50 \text{ m}$
Baustoffe:	S 235, C 40/50
Profil:	Hohlprofil $d = 355,6 \text{ mm}$, $t = 5,6 \text{ mm}$, Profil HEA 180
Querschnittswerte:	
Hohlprofil:	$A_{a1} = 61,6 \text{ cm}^2$; $I_{a1} = 9430 \text{ cm}^4$
Profil HEA 180:	$A_{a2} = 45,3 \text{ cm}^2$; $I_{a2} = 616 \text{ cm}^4$
Beton:	$A_c = 35,6^2 \pi/4 - 61,6 - 45,3 = 888 \text{ cm}^2$ $I_c = 35,6^4 \pi/64 - 9430 - 616 = 68800 \text{ cm}^4$
n-Werte	$n_E = 10,1$; $n_c = 5,9$ (aus Tab. Abschnitt 5.7.4 für Hohlprofile, S 235, C 40/50)

Ideeller Trägheitsradius:
$$i_{id} = \sqrt{\frac{I_{a1} + I_{a2} + I_c/n_E}{A_{a1} + A_{a2} + A_c/n_c}} = \sqrt{\frac{9430 + 616 + 68800/10,1}{61,6 + 45,3 + 888/5,9}} = 8,09 \text{ cm}$$

Schlankheit: $\lambda = s_k/i_{id} = 350/8,09 = 43,3$
 $k = 0,86$ (aus Tabelle Abschnitt 5.7.4, Knickspannungslinie c)

Tragfähigkeit: $N_{Rd} = N_{pl,Rd} k = (A_{a1} f_{yd} + A_{a2} f_{yd} + A_c \alpha_c f_{cd}) k$
 $N_{Rd} = [(61,6 + 45,3) \cdot 23,5/1,1 + 888 \cdot 1,0 \cdot 4,0/1,5] \cdot 0,86 = 4000 \text{ kN}$

5.9 Ausblick

Nachfolgende Arbeiten können sich auf dem Gebiet der Verbundstützen damit beschäftigen, die Gültigkeit des Näherungsverfahrens für höhere Betonfestigkeiten zu untersuchen und ein Näherungsverfahren für exzentrisch belastete Stützen zu entwickeln. Für Stützen unter Druck und einachsiger Biegung wären zwei Möglichkeiten vielversprechend. Zum einen eine Bemessung nach diesem Näherungsverfahren mit zusätzlichen Abminderungsfaktoren k in Abhängigkeit der geometrischen ideellen Schlankheit und der Lastexzentrizität e . Dieses Vorgehen wählte Führer für ein Näherungsverfahren zur Bemessung von Stahlbetonstützen [Führer 1980]. Zu ermitteln wären hierbei die Abminderungsfaktoren k für exzentrische Lasten in Abhängigkeit der Lastausmitte $e = M/N$. Diese Nachweisform ist für den Anwender gut nachvollziehbar und einfach in der Handhabung. Eine andere Möglichkeit wäre ein Nachweis in der Form:

$$N_{Sd}/N_{Rd} + M_{Sd}/M_{Rd} \leq 1,0 \quad (5.28)$$

wie er prinzipiell im Stahlbau nach Eurocode 3 geführt werden darf. Die zentrische Tragfähigkeit könnte dabei mit diesem Näherungsverfahren berechnet werden, für die Momententragfähigkeit müßte eine Näherung entwickelt werden.

$$N_{Sd}/(A \sigma_{ri} k) + M_{Sd}/M_{Rd,Näherung} \leq 1,0 \quad (5.29)$$

Die Näherung für das aufnehmbare Biegemoment müßte die Interaktion zwischen Normalkraft und Biegung berücksichtigen. Es wäre zu untersuchen, ob ein Nachweis nach Gleichung 5.28 die Anforderungen des Nachweises nach Eurocode 4 erfüllen kann. Nach Eurocode 4 erfolgt der Nachweis für Druck und einachsige Biegung mit den nach Theorie II. Ordnung ermittelten Randschnittgrößen M_{Sd} und N_{Sd} und einer Querschnittsinteraktionskurve. Die Interaktionskurve wird für einen gewählten Querschnitt der Schlankheit 0 berechnet. Mit der vorhandenen bezogenen Schlankheit $\bar{\lambda}$ wird der Abminderungsfaktor χ für zentrische Druckkraft berechnet und mit diesem aus dem Interaktionsdiagramm ein Faktor μ für das aufnehmbare Moment M_{Rd} bestimmt (Bild 5.20). Mit diesem Faktor μ lautet der Nachweis dann:

$$M_{Sd} \leq 0,9 \mu M_{pl,Rd} \quad (5.30)$$

Der Faktor 0,9 berücksichtigt, daß die vollplastischen Spannungsverteilungen der Querschnittsinteraktionskurve ohne Dehnungsbeschränkungen

berechnet werden und daß das Bemessungsmoment M_{Sd} mit ungerissenem Betonquerschnitt berechnet wird. Wenn es gelänge, diesen Nachweis näherungsweise ohne Berechnung der Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung mit ausreichender Genauigkeit zu führen, wäre er der ersten Methode vorzuziehen, da das Prinzip „Längskraft und Biegung“ deutlicher hervortritt. Eine weitere Bedingung wäre die einfache Berechnungsmöglichkeit des aufnehmbaren Biegemomentes M_{Rd} .

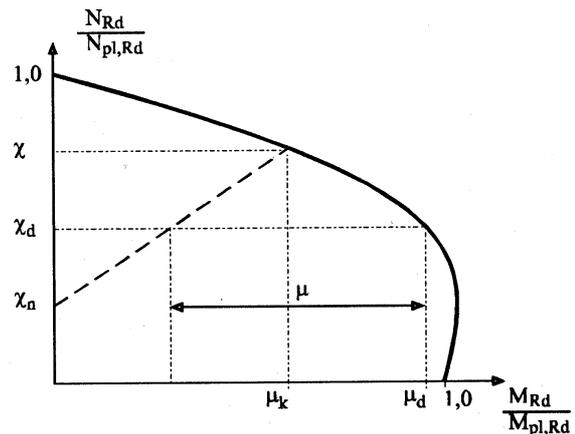


Bild 5.20 Interaktionsdiagramm Verbundstütze

Weitere Arbeiten wären über die Entwicklungsgeschichte sowie die vereinfachte Bemessung von Verbunddecken und Verbundträgern sinnvoll. Einen Überblick über die Entwicklung der Verbundträgerdecken von der preußischen Kappendecke bis zu einbetonierten Walzprofilträgern in der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts gab [Zendler 1950]. Mit der „Verbundbauweise im Hochbau“ beschäftigte sich [Kriesche 1950].

Verbundträger wurden in Deutschland seit 1950 besonders im Brückenbau eingesetzt. Die ersten „Vorläufige Richtlinien für die Bemessung von Verbundträgern im Straßenbrückenbau“ erschienen 1950. Interessant wäre die Frage, ab welchem Zeitpunkt Verbundträger vermehrt im Hochbau eingesetzt wurden. Verbunddecken mit Stahlprofilblechen werden seit den sechziger Jahren des 20. Jahrhunderts in den USA, Deutschland und anderen europäischen Ländern genutzt [König, Maurer, Milbrecht 1993, 317].

Verbunddecken sind prinzipiell wie Massivdecken zu bemessen. Neben dem Nachweis der Zugkraftdeckung muß die Verbundwirkung nachgewiesen werden. Die erforderliche Plattenstärke kann näherungsweise wie bei Massivdecken nach DIN 1045 zu $d = l/30$ festgelegt werden. Bode empfiehlt für

die erforderliche Plattenstärke von Verbunddecken folgende Gleichung [Bode, Minas 1998]:

$$d \text{ [cm]} = 8 + 1,7 B \text{ [m]} \geq 12 \text{ cm} \tag{5.31}$$

Dabei bezeichnet B den Trägerabstand. Zusätzlich muß das Profilblech für die Aufnahme der Betonierlast bemessen werden. Hierzu bietet sich das Näherungsverfahren nach [Führer 2001] an. Bei ausreichender Plattendicke kann davon ausgegangen werden, daß die erforderliche Biegebewehrung im Querschnitt untergebracht werden kann.

Zur Bemessung von Verbundträgern gibt Herzog folgende Gleichung für das vollplastische Biegemoment eines Feldquerschnittes an [Herzog 1996, 45]:

$$M_{pl} = Z_s z \tag{5.32}$$

Z_s : Zugkraft im Stahlprofil

z : Hebelarm der inneren Kräfte

Mit der zusätzlichen Näherung

$$z \approx 0,5 h \tag{5.33}$$

wird Gleichung (5.32) zu

$$M_{pl} = A_a f_{yd} 0,5 h \tag{5.34}$$

mit

Z_s : Zugkraft im Stahlprofil

h : Gesamtträgerhöhe (Profil + Platte)

A_a : Fläche des Stahlprofils

f_{yd} : Bemessungswert der Streckgrenze Baustahl

Dabei muß zur Gewährleistung der ausreichenden Duktilität (Stahl muß vor Beton versagen) die Tragfähigkeit der Druckplatte größer sein als die Fließlast des Stahlträgers. Diese Bemessung ist für die Tragwerklehre gut geeignet, da man mit einer einfachen Gleichung in einem Schritt den Widerstand der Tragfähigkeit M_{Rd} bestimmen kann.

Zur Dimensionierung von Verbundträgern nach Eurocode 4 haben Krauss, Führer und Jürges sowie Bode und Minas Bemessungshilfen nach Eurocode 4 entwickelt [Krauss, Führer, Jürges 1996; Bode, Minas 1998].

Krauss, Führer und Jürges geben Blockdiagramme für Verbunddecken-Trägersysteme an. In Abhängigkeit von der Trägerstützweite l können der maximale Trägerachsabstand e_{TR} und die Mindestbauteilhöhe h mit Stahlträgerprofil und Stahlbetonplattendicke abgelesen werden. Die Diagramme gelten für eine Verkehrslast von 5 kN/m^2 und beinhalten das Eigengewicht sowie eine Ausbaulast von 1 kN/m^2 , berücksichtigt sind IPE-, HEA- und HEM-Profile. Die Diagramme sind einfach in der Anwendung, erlauben aber keine Aussage zu anderen Kombinationen von Stützweite und Trägerabstand.

1. Verbunddecken mit Trapezblechschalung 50/250 IPE-Profile

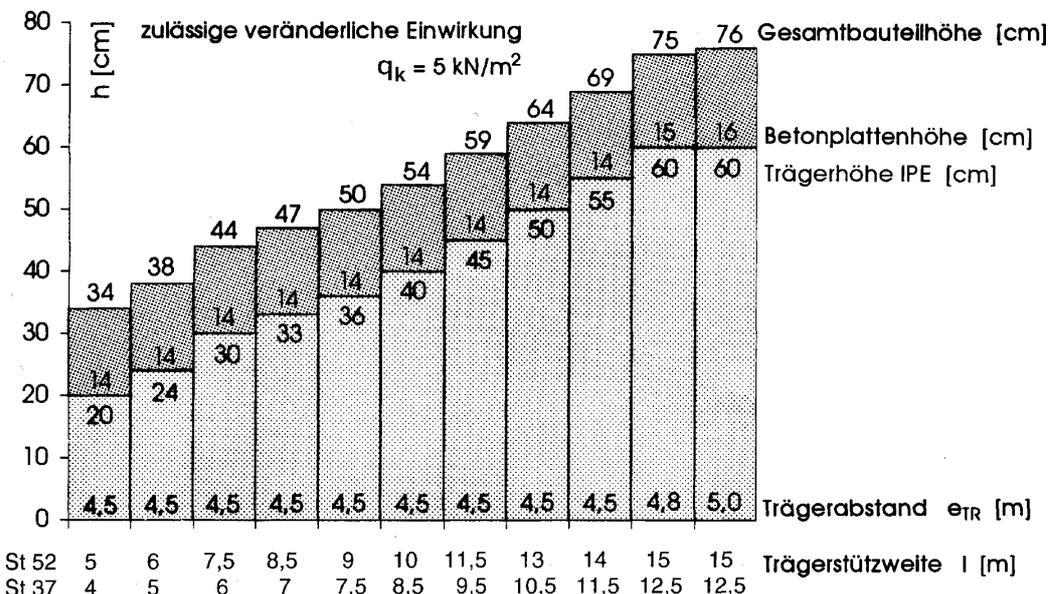


Bild 5.21 Vorbemessung von Verbundträgern, Krauss, Führer, Jürges 1996

Mehr Details liefern die Liniendiagramme von Bode und Minas [Bode, Minas 1998]. In Abhängigkeit des Trägerabstandes können für verschiedene Profilhöhen die maximalen Stützweiten sowie die notwendigen Plattendicken abgelesen werden. Die Diagramme gibt es ohne und mit Berücksichtigung des Brandschutzes (R 90). Weiterhin haben die Autoren Diagramme für Hauptunterzüge entwickelt, aus denen man für ein Profil in Abhängigkeit des Trägerabstandes die maximale Streckenlast ablesen kann. Zweifelhaft ist die Darstellung von Kurven für verschiedene Deckenstärken, die Kurven für ein Profil bestimmter Höhe liegen sehr dicht beieinander.

Eine weitere Arbeit könnte die Synthese zwischen beiden Varianten suchen und einfache Diagramme entwickeln, die die wichtigsten Einflußparameter berücksichtigen, ohne zu viele Details darzustellen. Es wäre zu untersuchen, wie groß die Abhängigkeit zwischen Bauhöhe und Trägerstützweite sowie zwischen Plattenstärke und Trägerabstand ist und wie groß der Einfluß der Belastung ist. Für kammerbetonierte Verbundträger existieren in Eurocode 4 Tabellenwerte [ENV 1994-1-2, Tab. 4.1 und 4.2] zur Einstufung in Feuerwiderstandsklassen, so daß die in dieser Arbeit vorgestellte Brandbemessung auf Verbundträger übertragen werden kann. Die Widerstandsklasse R 90 läßt sich bei geringer Ausnutzung ($\eta_{fi,t} = 0,3$) schon mit einem Profil der Breite 150 mm erreichen.

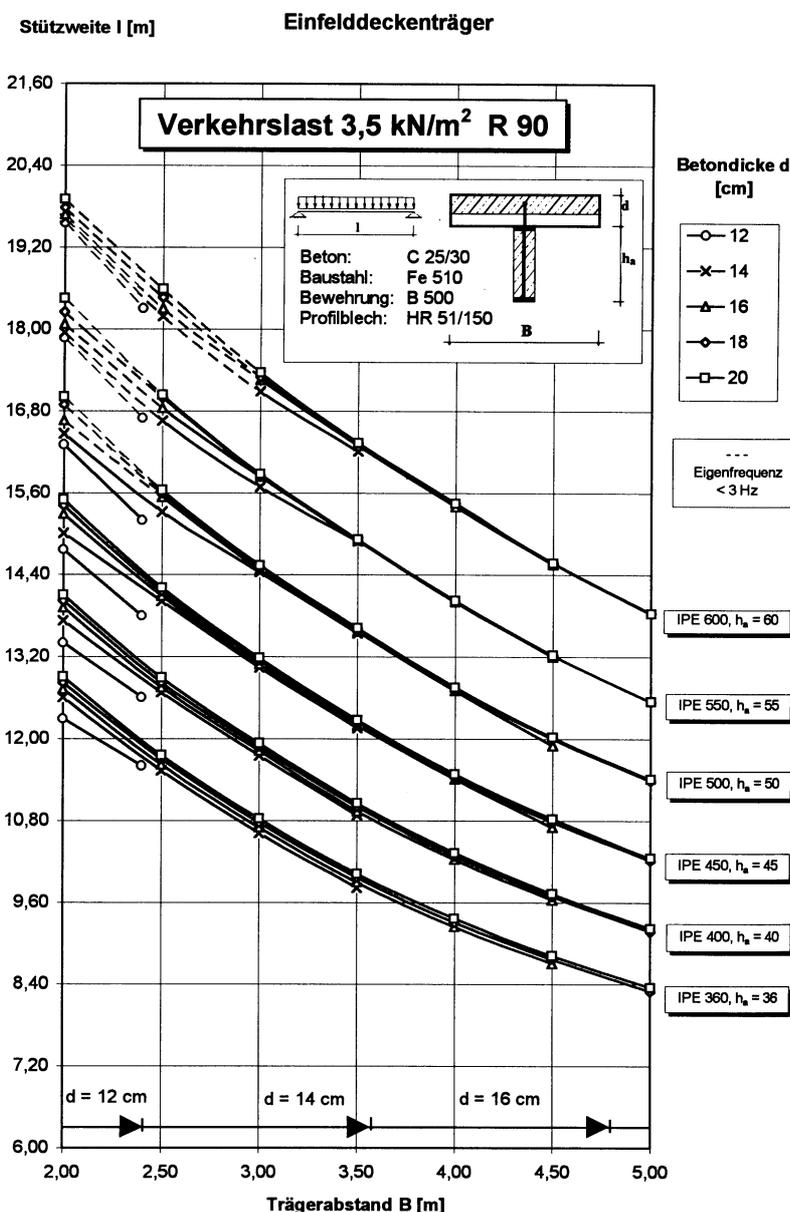


Bild 5.22 Vorbemessung von Verbundträgern, Bode, Minas 1998

6 Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wird ein einfaches Näherungsverfahren zur Dimensionierung und Bemessung von Verbundstützen entwickelt, daß die Bemessung sowohl für den kalten (Grenzzustand der Tragfähigkeit) als auch für den heißen Zustand (Brandbemessung) ermöglicht. Grundlage ist dabei die europäische Normung, speziell Eurocode 4. Das Näherungsverfahren kann einerseits in der Tragwerklehre für Architekten eingesetzt werden, andererseits ermöglicht es dem Tragwerksplaner in der Entwurfsphase eine realistische und schnelle Dimensionierung von Verbundstützen.

In Kapitel 2 wird zunächst die Entwicklung der Verbundstützen untersucht. Die heutigen Grundtypen von Verbundstützen, betongefüllte Hohlprofile, einbetonierte Profile und kammerbetonierte Profile waren prinzipiell seit den 30er Jahren des 20. Jahrhunderts bekannt. Damals nannte man sie betongefüllte Rohrstützen, Eisenbetonstützen mit Walzprofilbewehrung und Stahlstützen mit Betonkern. Eine Sonderstellung hatte die Emperger-Stütze, benannt nach ihrem Erfinder Fritz von Emperger. Er erwarb im Jahre 1911 einen Patentsanspruch auf „Hohle Gußeisenstütze mit einem Mantel aus umschnürten Beton“ [Pat. 291068]. Dieser Stützentyp wurde später auch mit massivem Gußeisenkern ausgeführt und kann als Vorläufer der heutigen Verbundstütze mit massivem Stahlkern angesehen werden. Die Empergerstütze wurde vor allem im Hochhausbau der 1930er Jahre in den Vereinigten Staaten eingesetzt. Während in der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts Forschungen über Verbundstützen sowohl aus dem Bereich des Stahlbetonbaus als auch aus dem Bereich des Stahlbaus berichtet wurden, haben sich die Forschungsaktivitäten in der zweiten Jahrhunderthälfte immer mehr zum Stahlbau verlagert. Daraus folgt die Erkenntnis, daß sich ein Näherungsverfahren zur Bemessung von Verbundstützen an der Bemessung von Stahlstützen und nicht an der Bemessung von Stahlbetonstützen orientieren sollte.

Kapitel 3 bietet eine Darstellung zur Entwicklung der Bemessung von Verbundstützen. Es wird untersucht, welche historischen Bemessungsansätze für ein heutiges Näherungsverfahren geeignet sind. Die Entwicklung, die [Dudeck 1976] aufgezeichnet hat, trifft für die Bemessung von Verbund-

stützen genau zu. Nach den empirischen Ansätzen zu Beginn des 20. Jahrhunderts (Talbot, Burr, Gessner) wurde die Forschung intensiviert und die Bemessungsansätze verfeinert. Dabei muß die ingenieure Denkart Empergers hervorgehoben werden, der bereits 1908 das „Additionsgesetz“ formulierte und zu Beginn seiner Forschungen über Stützen die Behauptung aufstellte, daß die Bruchlast einer beliebigen Verbundstütze (auch Eisenbeton) von den Festigkeiten und nicht von den Elastizitätskoeffizienten ihrer Komponenten abhängt. Dieses Additionsgesetz ist heute noch im vereinfachten Verfahren nach Eurocode 4 zu finden. Die ideelle Schlankheit von Verbundstützen wurde zuerst in den Vorschriften für den Bau von Starkstrom-Freileitungen [VDE 0210 1953] definiert. Dies war der erste Bemessungsansatz, der für die Knickberechnung die Steifigkeit des Stahlprofils und des Betons heranzog. In den 60er Jahren wurde verstärkt im englischsprachigen Raum geforscht, die entwickelten Bemessungsansätze sind auf dem Gipfel der Entwicklungskurve nach Dudeck anzuordnen [Dudeck 1976, 325]. Der Ansatz von Roik u. a. 1975 ist als Meilenstein zu nennen, denn er war der erste, der die Bemessung aller drei Typen von Verbundstützen einheitlich ermöglichte. Die Querschnittstragfähigkeit berechnete Roik nach dem Additionsgesetz, die Knickberechnung wurde mit den Knickspannungslinien des Stahlbaus durchgeführt. Dieser Ansatz bildet in überarbeiteter Form die Grundlage des vereinfachten Verfahrens nach Eurocode 4.

Kapitel 4 gibt Informationen für die Bemessung von Verbundstützen für den Brandfall. Es werden die amtlichen Auflagen, die daraus folgende erforderliche Feuerwiderstandsdauer eines Bauteils, die Einwirkungen im Brandfall und verschiedene Bemessungsansätze vorgestellt. Für ein Näherungsverfahren eignet sich besonders die Bemessung nach Tabellen des Eurocode 4. Die genaueren Rechenverfahren sind allesamt zu kompliziert und erfordern einen zu großen Rechenaufwand. Das globale Brandschutzkonzept nach J. B. Schleich führt zwar zu geringeren erforderlichen Feuerwiderständen der Bauteile, kann aber nicht für dieses Näherungsverfahren verwendet werden, weil es eine Gesamtbetrachtung des Bauwerks erfordert.

In Kapitel 5 werden Erkenntnisse aus der Geschichte der Bemessung und aktuelle Forschungsergebnisse in ein Näherungsverfahren zur Dimensionierung und Bemessung von Verbundstützen

auf der Grundlage der europäischen Normung eingearbeitet. Das Näherungsverfahren ermöglicht die Bemessung für Normaltemperatur und für den Brandfall. Die Bemessung richtet sich nach dem vereinfachten Verfahren des Eurocode 4. Dort wird die plastische Querschnittstragfähigkeit als Summe der Teilflächen multipliziert mit ihren Festigkeiten berechnet (Additionsgesetz). Im Näherungsverfahren wird für alle drei Arten von Verbundstützen die plastische Querschnittstragfähigkeit als Produkt der Gesamtfläche A und einer ideellen Grenzspannung σ_{ri} berechnet. Hierbei erhält man das gleiche Ergebnis wie nach Additionsgesetz. Die Näherung betrifft nur die Knickberechnung; diese wird nicht mit der bezogenen Schlankheit nach Eurocode 4, sondern mit einer ideellen „geometrischen“ Schlankheit geführt. Hier werden für alle Typen von Verbundstützen Hilfsmittel entwickelt, die das Berechnen der ideellen Schlankheit mit dem Trägheitsradius des Stahlprofils ermöglichen. An dieser Stelle fließen Erkenntnisse von Klöppel ein. Die Bemessung für den Brandfall wird mit Tabellen (Nachweisstufe 1) geführt. Es wird gezeigt, wie die Bemessung für den Brandfall in die Gesamtbemessung integriert werden kann. Das Näherungsverfahren wird in Tabellenform aufbereitet zur Verfügung gestellt und es werden Bemessungsbeispiele gegeben. Im Ausblick wird beschrieben, wie das in dieser Arbeit entwickelte Näherungsverfahren in folgenden Arbeiten auf die vereinfachte Bemessung von Verbundträgern und Verbunddecken übertragen werden kann.

Abbildungsverzeichnis

- 1.1 Roik, Bergmann, u. a. 1999, Bild 1.1, S. 374
 1.2 DIN V ENV 1994 T 1-1, Bild 4.9
 1.3 DafStb 333, Bild 8, S. 38
 1.4 Leonhardt 1976, Bild 4, S. 15
 1.5 Roik, Bergmann, u. a. 1999, Bild 4.50, S.432
 1.6 Kerensky, Dallard 1968, Fig. 13, S. 311
 1.7 Taus 1999, Bild 7, S. 650
- 2.1 Ward 1883, Fig. 1, S. 394
 2.2 Sewell 1902, S. 335
 2.3 Emperger 1908b, Tafel IV, Säule 5
 2.4 Dencer 1928, Abb. 71, S. 102
 2.5 Pat. 291068, Fig. 1 u. 2
 2.6 Pat. 291068, S. 1
 2.7 Emperger 1913a, Abb. 58, S. 56
 2.8 Thullie 1921, in Pauser 1994, Abb. 7-22, S. 71
 2.9 ENR 1929, Fig. 3, S. 130
 2.10 ENR 1929, Fig. 1, S. 129
 2.11 ENR 1929, Fig. 2, S. 130
 2.12 Emperger 1907a, Abb. 2, S. 102
 2.13 Emperger 1907b, Abb. 2, S. 173
 2.14 Emperger 1931a, Abb. 2a-2e, S. 189
 2.15 Gehler 1936, Bild 4, S. 3
 2.16 Gehler 1936, Bild 25, S. 28
 2.17 Enyedi 1931, Abb. 9, S. 243
 2.18 Enyedi 1931, Abb. 20, S. 245
 2.19 Enyedi 1931, Abb. 16, S. 244
 2.20 Enyedi 1931, Abb. 1, S. 242
 2.21 Burr 1912, Figs. 1, S. 117
 2.22 Burr 1908, Plate LII, S. 445
 2.23 Burr 1908, Plate LVI, S. 452
 2.24 Burr 1908, Plate LVI, S. 452
 2.25 Talbot, Lord 1912, Fig. 1, S. 4
 2.26 Talbot, Lord 1912, Fig. 2 u. 3, S. 17
 2.27 Memmler, Bierett, Breit 1934, Abb. 1, S. 49
 2.28 Memmler, Bierett, Breit 1934, Abb. 12, S. 102
 2.29 Girkmann, Königshofer 1952, Abb. 315, S. 320
 2.30 Girkmann, Königshofer 1952, Abb. 317, S. 321
 2.31 Klöppel, Goder 1957, Bild 5, S. 4
 2.32 Klöppel, Goder 1957, Bild 4, S. 3
 2.33 Kerensky, Dallard 1968, Fig. 3, S. 298
 2.34 Kerensky, Dallard 1968, Fig. 12, S. 310
 2.35 Buch, Paul 1979, Bild 4, S. 138
 2.36 Bergmann 1994, Bild 5, S. 266
 2.37 Bachmann, Widmann 2000, Bild 6b, S. 560
 2.38 Bachmann, Widmann 2000, Bild 1, S. 558
 2.39 Bachmann, Widmann 2000, Bild 13, S. 563
 2.40 Bachmann, Widmann 2000, Bild 2, S. 559
 2.41 Boll, Vogel 1969, Bild 5, S. 255
 2.42 Boll, Vogel 1969, Bild 13, S. 260
 2.43 Angerer, Rubin, Taus 1999, Bild 1, S. 641
 2.44 Angerer, Rubin, Taus 1999, Bild 3, S. 642
 2.45 Tschemmerneegg 1999, Bild 9, S. 610
 2.46 Huber, Obholzer 1999, Bild 10, S. 627
 2.47 Ralston, Korman 1989, S. 49
 2.48 Viest 1997, Fig. 1.10, S. 1.31
 2.49 Ladberg 1996, Bild 12, S. 361
 2.50 Ladberg 1997, Fig. 10, S. 245
 2.51 Ladberg 1996, Bild 15, S. 362
 2.52 SIZ 1997, S. 11
- 3.1 Petersen 1982, Bild 2.49, S. 119
 3.2 Talbot, Lord 1912, Fig. 10, S. 21
 3.3 Swain, Holmes 1915, Fig. 9, S. 244
 3.4 DIN 1045-1943, Bild 23
 3.5 DIN 1045-1943, Tafel IV
 3.6 DIN 1050-1954, Bild 1 u. Bild 2
 3.7 Klöppel, Goder 1957, Tafel 15 u. Bild 30, S. 49
 3.8 Stahlbau 1957, Tafel 7, S. 90
 3.9 DIN 18806-1984, Bild 1
 3.10 DIN V ENV 1994-1-1, Bild 4.9
 3.11 Moriya 1990, Bild 4, S. 169
 3.12 Moriya 1990, Bild 5, S. 169

- 4.1 Eggemann
 4.2 DIN V ENV 1994-1-2, Tabelle 4.7
 4.3 Eggemann
 4.4 Schleich 1992, Bild 22, S. 14
- 5.1 Schneider 1998, S. 8.236
 5.2 DIN V ENV 1994-1-1, Bild 4.9
 5.3 Eggemann
 5.4 Klöppel, Goder 1957, Bild 26, S. 47
 5.5 Eggemann
 5.6 Eggemann
 5.7 Eggemann
 5.8 Eggemann
 5.9 Eggemann
 5.10 Eggemann
 5.11 Eggemann
 5.12 DIN V ENV 1994-1-2, Tabelle 4.7
 5.13 DIN V ENV 1994-1-2, Tabelle 4.6
 5.14 DIN V ENV 1994-1-2, Tabelle 4.4
 5.15 Eggemann
 5.16 Eggemann
 5.17 Eggemann
 5.18 Eggemann
 5.19 Eggemann
 5.20 Bode 1998, Abb. 6.25, S. 262
 5.21 Krauss, Führer, Jürges 1999, S. 153
 5.22 Bode, Minas 1998, Bild 4.2.2, S. 4-10

Zeittafeln

Kapitel 2.3

Betongefüllte Hohlprofile	
-	-
2.4	-
2.30	2.29
Kerensky, Dallard 1968, S. 311	2.33
Ralston, Korman 1989, S. 49	www.skyscrapers.com
Ladberg 1997, Fig. 7, S. 244	SIZ 1997, Umschlag
2.44	Tschemmerneegg 1999, Bild 9, S. 610

Einbetonierte Stahlprofile	
-	-
-	-
2.21	2.22
2.5	-
Enyedi 1931, S. 243	2.19
2.9	2.10
2.42	-
2.51	SIZ 1997, Umschlag
2.37	2.38

Kapitel 3.4

Verbundstützenbemessung im 20. Jahrhundert, Deutschland
2.8
3.4
3.6
3.9
3.9
3.9
1.2

Literaturverzeichnis

- [ACI 23 1920] Standard Specifications No. 23, Standard Building Regulations for the Use of Reinforced Concrete. Proceedings, American Concrete Institute, V. 16, 1920, S. 283-302.
- [ACI 318-47] Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-47). In: Betonkalender 1951, Teil II, S. 386-396.
- [ACI 318-63] Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63). In: Betonkalender 1971, Teil II, S. 635-750.
- [ACI 318-77] Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77). In: Betonkalender 1980, Teil I, S. 1087-1178.
- [ACI 501-36-T] Building Regulations for Reinforced Concrete (ACI 501-36-T). Proceedings, American Concrete Institute, Vol. 32, S. 407ff.
- [ACI E-1A-28T] Tentative Building Regulations for Reinforced Concrete (E-1A-28T). Proceedings, American Concrete Institute, V. 24, 1928, S. 791-828.
- [AIJ 1987] AIJ Standard for Structural Calculation of Steel-Reinforced Concrete Structures, 1987. Architectural Institute of Japan.
- [Angerer, Rubin, Taus 1999] Angerer, T., Rubin, D., Taus, M.: Verbundstützen und Querkraftanschlüsse beim Millenium Tower. Stahlbau 68 (1999), S. 641-646.
- [ASCE 1910] Progress Report of Special Committee on Concrete and Reinforced Concrete. Transactions, ASCE, Vol. 66, 1910, S. 431-493.
- [ASCE 1914] Progress Report of the Special Committee on Concrete and Reinforced Concrete. Transactions, ASCE, Vol. 77, 1914, S. 385-437.
- [ASCE 1917] Final Report of the Special Committee on Concrete and Reinforced Concrete. Transactions, ASCE, Vol. 81, 1917, S. 1101-1206.
- [Bachmann, Widmann 2000] Bachmann, H., Widmann, H.: GSW-Hochhaus Berlin. Beton- und Stahlbetonbau 95 (2000), S. 558-563.
- [BauO NRW 2000] BauO NRW: Bauordnung für das Land Nordrhein-Westfalen – Landesbauordnung – (BauO NRW). In: Bauordnung für das Land Nordrhein-Westfalen. München: Beck, 2000.
- [Basu, Sommerville 1969] Basu, A. K., Sommerville, W.: Derivation of Formulae for the Design of Rectangular Composite Columns. Proceedings, Institution of Civil Engineers, Supplementary Volume 1969, S. 233-280. Zit. in: [Roik u. a. 1976].
- [Bergmann 1994] Bergmann, R.: Zum Einsatz von hochfestem Beton bei Stahl-Hohlprofilverbundstützen. Stahlbau 63 (1994), S. 262-267.
- [Bergmann, Breit 1989] Bergmann, R., Breit, M.: Verbundstützen aus einbetonierten Walzprofilen. Merkblatt 217, 3. Auflage. Düsseldorf: Stahl-Informationen-Zentrum, 1989.
- [Beton-Kalender 1953] Beton-Kalender 1953. Taschenbuch für Beton- und Stahlbetonbau sowie die verwandten Fächer. Berlin: Ernst & Sohn, 1953.
- [Beton-Kalender 1969] Beton-Kalender 1969. Taschenbuch für Beton- und Stahlbetonbau und die verwandten Fächer. Berlin: Ernst & Sohn, 1969.
- [Beton-Kalender 1980] Beton-Kalender 1980. Taschenbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau sowie die verwandten Fächer. Berlin: Ernst & Sohn, 1980.

- [Bode 1998] Bode, H.: Euro-Verbundbau: Konstruktion. Berechnung. 2. Aufl., Düsseldorf: Werner, 1998.
- [Bode, Bergmann 1989] Bode, H., Bergmann, R.: Betongefüllte Stahlhohlprofilstützen. Merkblatt167, 3.Auflage, Stahl-Informations-Zentrum, 1989.
- [Bode, Minas 1998] Bode, H., Minas, F.: Verbundkonstruktionen im Hochbau, Arbeitshilfen. Düsseldorf: Deutscher Stahlbau-Verband DSTV, 1998.
- [Boll, Vogel 1969] Boll, K., Vogel, U.: Die Stahlkernstütze und ihre Bemessung. Bautechnik 46 (1969), S. 253-262, 303-309.
- [Bondale, Clark 1966] Bondale, D. S., Clark, P. J.: Composite Construction in the Almondsbury Interchange. Conference on Structural Steelwork, British Construtional Steelwork Association, London, September 1966. Zit. in: [Kerensky, Dallard 1968].
- [Bonzel, Bub, Funk 1972] Bonzel, J., Bub, H., Funk, P.: Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen. Bd. I, 7. Auflage. Berlin, München, Düsseldorf: Ernst & Sohn, 1972.
- [Boué, Seekamp 1957] Boué, P., Seekamp, H.: Die Verwendung betongefüllter Stahlstützen mit geschlossenem Querschnitt. Der Bau und die Bauindustrie 1957, S. 161-164.
- [Buch, Paul 1979] Buch, G., Paul, H.: Zum Bau des Verwaltungshochhauses der Dresdner Bank AG in Frankfurt. Beton- und Stahlbetonbau 74 (1979), S. 137-144.
- [Burr 1908] Burr, W. H.: The reinforced concrete work of the McGraw Building. Transactions, ASCE, vol. 60, 1908, S. 443-457.
- [Burr 1912] Burr, W. H.: Composite Columns of Concrete and Steel. Minutes of the Proceedings of the Institution of Civil Engineers 188, 1912, London: Institution of Civil Engineers, S. 114-126.
- [DafStb 333 1982] Festschrift 75 Jahre Deutscher Ausschuß für Stahlbeton. Heft 333, Berlin, München: Ernst & Sohn, 1982.
- [DafStb 1925] Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, September 1925. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1926.
- [DAST-Ri 104] DAST – Richtlinie 104 Nationales Anwendungsdokument (NAD). Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1994 Teil 1-1.
- [Dencer 1928] Dencer, F., W.: Amerikanischer Eisenbau in Bureau und Werkstatt. Übs. R. Mitzkat. Berlin: Springer, 1928.
- [DIN 1045 1932] Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932, DIN 1045, In: Beton-Kalender 1942 Teil I, S. 389-442, Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1943.
- [DIN 1045 1943] DIN 1045: A. Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton. 4. Ausg. 1943. Berlin: Beuth, 1943.
- [DIN 1045 1951] DIN 1045: Bauwerke aus Stahlbeton. Ausgabe 1943, Stand Juli 1951. In: Beton-Kalender 1953, Berlin: Ernst & Sohn, 1953, S. 493-544.
- [DIN 1045 1959] DIN 1045: Bauwerke aus Stahlbeton, Ausgabe 1943, Stand November 1959. In: Beton-Kalender 1969, Teil I, Berlin: Ernst & Sohn, 1969, S. 812-886.
- [DIN 1045 1972] DIN 1045: Beton- und Stahlbetonbau Bemessung und Ausführung. Ausgabe Januar 1972. In: Beton-Kalender 1973, Teil I, Berlin: Ernst & Sohn, 1973, S. 917-1069.
- [DIN 1050 1937] DIN 1050: Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau, Juli 1937. In: ZdB 57 (1937), sechste Beilage zum 57. Jahrg., Heft 28, S. 713-720.

- [DIN 1050 1954] DIN 1050: Genietete und geschraubte Stahlbauten außer Eisenbahn- und Straßenbrücken, Berechnung und bauliche Durchbildung, April 1954. In: Stahlbau 23 (1954), S. 273-278.
- [DIN 1050 1968] DIN 1050: Stahl im Hochbau, Berechnung und bauliche Durchführung, Juni 1968. In: Beton-Kalender 1969, S. 1103-1120.
- [DIN 4114 1952] DIN 4114: Berechnungsgrundlagen für Stabilitätsfälle im Stahlbau (Knickung, Kippung, Beulung). In: Stahl im Hochbau. 12. Aufl. Düsseldorf: Stahleisen, 1953, S. 137-189.
- [DIN 18800-5 1999] DIN 18800: Teil 5 Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion, Ausgabe Januar 1999.
- [DIN 18806 1984] DIN 18806: Teil 1 Verbundkonstruktionen, Verbundstützen, Ausgabe März 1984.
- [DIN-Fa 91] DIN-Fachbericht 91: Nationales Anwendungsdokument (NAD) Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1991-2-2: 1997-05 Eurocode 1.
- [DIN-Fa 94] DIN-Fachbericht 94: Nationales Anwendungsdokument (NAD) Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1994-1-2: 1997-06 Eurocode 4.
- [DIN V ENV 1991-1] DIN V ENV 1991-1: Eurocode 1, Grundlagen der Tragwerksplanung, Teil 1 Grundlagen der Tragwerksplanung. Dezember 1995.
- [DIN V ENV 1991-2-2] DIN V ENV 1991-2-2: Eurocode 1, Grundlagen der Tragwerksplanung, Teil 2-2 Einwirkungen auf Tragwerke – Einwirkungen im Brandfall. Mai 1997.
- [DIN V ENV 1992-1-1] DIN V ENV 1992-1-1: Eurocode 2, Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1 Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Juni 1992.
- [DIN V ENV 1993-1-1] DIN V ENV 1993-1-1: Eurocode 3, Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-1 Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für den Hochbau. April 1992.
- [DIN V ENV 1994-1-1] DIN V ENV 1994-1-1: Eurocode 4, Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1 Allgemeine Bemessungsregeln – Bemessungsregeln für den Hochbau. Februar 1994.
- [DIN V ENV 1994-1-2] DIN V ENV 1994-1-2: Eurocode 4, Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-2 Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall. Juni 1997.
- [Dörnen 1950] Dörnen, A.: Ansprachen bei der Arbeitstagung „Stahlverbund-Bauweise“ am 8.12.49 in Hannover. Bauingenieur 25 (1950), S. 73-100.
- [Duddeck 1976] Duddeck, H.: Zu den Berechnungsmodellen der Technik. Bau-technik 53 (1976), S. 325.
- [Dutta 1988] Dutta, D.: Handbuch Hohlprofile in Stahlkonstruktionen. Köln: TÜV Rheinland 1988.
- [Dutta 1995] Dutta, D.: Drei Jahrzehnte anwendungstechnische Forschung und Entwicklung von Hohlprofilen. Stahlbau 64 (1995), S. 44-50.
- [Eberhard, Ernst, Wolf 1958] Eberhard, F., Ernst, E., Wolf, W.: 50 Jahre Deutscher Ausschuss für Stahlbau. Seine Entwicklung, seine Arbeiten. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbau 1908 – 1958. Köln: Stahlbau-Verlags-GmbH, 1958.

- [Eggemann, Führer 2000] Eggemann, H., Führer, W. (2000): Entwurfs- und Bemessungshilfen für Mauerwerkswände nach Eurocode 6. Mauerwerk 4 (2000), S. 159-164.
- [El-Nesr 1994] El-Nesr, O.: Vereinfachtes Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Verbundstützen aus betongefüllten runden Stahl-Hohlprofilen. Bautechnik 71 (1994), S. 676-686.
- [Emperger 1907a] Emperger, F.: Drei Versuche mit Eisenbetonsäulen. Beton und Eisen 6 (1907), S. 101-104.
- [Emperger 1907b] Emperger, F.: Welche statische Bedeutung hat die Einbetonierung einer Eisensäule? Beton und Eisen 6 (1907), S. 172-174.
- [Emperger 1908a] Emperger, F.: Welche Querverbindung bedarf eine Eisensäule? Beton und Eisen 7 (1908), S. 96.
- [Emperger 1908b] Emperger, F.: Versuche mit Säulen aus Eisenbeton und mit einbetonierten Eisensäulen in Stuttgart und Wien. Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft VIII, Berlin: W. Ernst & Sohn, 1908.
- [Emperger 1912] Emperger, F.: Versuche mit umschnürtem Gußeisen System Dr. v. Emperger. Beton und Eisen 11 (1912), S. 57-61, 116-119.
- [Emperger 1913a] Emperger, F.: Neuere Bogenbrücken aus umschnürtem Gußeisen, System Dr. Ing. Fritz Edler von Emperger. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1913.
- [Emperger 1913b] Emperger, F.: Weitere Versuche mit umschnürtem Gußeisen. Beton und Eisen 12 (1913), S. 30-37, 137-139.
- [Emperger 1913c] Emperger, F.: Die Tragfähigkeit umschnürter Säulen. Beton und Eisen 12 (1913), S. 67-71.
- [Emperger 1913d] Emperger, F.: Säulen aus umschnürtem Gußeisen nach System Dr. Ing. F. v. Emperger, Wien. Beton und Eisen 12 (1913), S. 365-367.
- [Emperger 1927] Emperger, F.: Der Säulenbau in Eisen und Eisenbeton. Bauingenieur 8 (1927), S. 773-777.
- [Emperger 1930a] Emperger, F.: Der Hochhausbau in den vereinigten Staaten. Beton und Eisen 29 (1930), S. 317-318.
- [Emperger 1930b] Emperger, F.: Der Wettbewerb zwischen Eisen und Eisenbeton im Hochbau. Zentralblatt der Bauverwaltung 50 (1930), Beilage Konstruktion und Ausführung, S. K81-K84.
- [Emperger 1931a] Emperger, F.: Die umschnürte Stahlsäule. Stahlbau 4 (1931) S. 188-189.
- [Emperger 1931b] Emperger, F.: Die Säule im amerikanischen Hochhausbau. Beton und Eisen 30 (1931), S. 264-265.
- [Emperger 1932] Emperger, F.: Verbundsäulen. In: Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Erster Kongreß Paris 1932, Vorbericht, Vol. 1, IABSE: Zürich, 1932, S. 595-616.
- [ENR 1929] Cast-Iron Cores used in Columns of 16-Storey Concrete Building. Engineering News-Record, July 25, 1929, S. 129-131.
- [ENR 1930] Reinforced-Concrete Columns with Cast-Iron Cores. Engineering News-Record, Feb. 13, 1930, S. 277-278.
- [Enyedi 1931] Enyedi, B.: Telephonfabrikgebäude bei Budapest. Beton und Eisen 30 (1931), S. 241-245.
- [Freudenthal 1933] Freudenthal, A.: Verbundstützen für hohe Lasten. Forscherarbeiten auf dem Gebiete des Eisenbetons, Heft XL. Berlin: W. Ernst & Sohn, 1933.

- [Führer 1980] Führer, W.: Überschlägliche Dimensionierung für das Entwerfen von Druckgliedern. Düsseldorf: Werner, 1980.
- [Führer 1992] Führer, W.: Entwurfs- und Bemessungshilfen für schlanke Mauerwerkswände. Bautechnik 69 (1992), S. 305-310.
- [Führer 2001] Führer, W.: Ein Näherungsverfahren zur Bemessung von Stahltrapezprofilen. Stahlbau 70 (2001), S. 59-66.
- [Furlong 1967] Furlong, R.W.: Strength of Steel-Encased Beam Columns. ASCE, Journal of the Structural Division, Vol. 93, No. St5, Proc. Paper 5492, Oct. 1967, S. 113-124.
- [Furlong 1968] Furlong, R.W.: Design of Steel-Encased Beam Columns. ASCE, Journal of the Structural Division, Vol. 94, No. St1, Proc. Paper 5761, Jan. 1968, S. 2565-2587.
- [GarVO 2000] GarVO: Verordnung über den Bau und den Betrieb von Garagen (Garagenverordnung – GarVO). In: Bauordnung für das Land Nordrhein-Westfalen. München: Beck, 2000.
- [Gehler 1933] Gehler, W.: Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen 1932 mit Beispielen. 5. Neub. u. erg. Aufl. Berlin: W. Ernst & Sohn, 1933.
- [Gehler, Amos 1936] Gehler, W., Amos, H.: Versuche an Säulen mit Walzprofilbewehrung. Versuche über Balkenanschlüsse bei Säulen mit Walzprofilbewehrung. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 81. Berlin: W. Ernst und Sohn, 1936.
- [Gessner 1908] Gessner, A.: Die Knickfestigkeit betongefüllter Mannesmann-Stahlrohrsäulen. Beton und Eisen 7 (1908), S. 333-335.
- [Girkmann, Königshofer 1952] Girkmann, K., Königshofer, E.: Die Hochspannungsfreileitungen. Wien: Springer, 1952.
- [Graf 1951] Graf, O.: Die Versuchsberichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Inhalt der Hefte 1 bis 102. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 105, Berlin: Ernst & Sohn, 1957.
- [Hampe 1950] Hampe, B.: Anwendung und Bedeutung der Verbundträgerbauweise. Bauingenieur 25 (1950), S. 73-75.
- [Haß, Meyer-Ottens, Quast 1989] Haß, R., Meyer-Ottens, C., Quast, U.: Verbundbau Brandschutz Handbuch. Berlin: Ernst & Sohn 1989.
- [Herzog 1996] Herzog, M.: Vereinfachte Bemessung im Stahl- und Verbundbau. Düsseldorf: Werner, 1996.
- [Herzog 1999] Herzog, M.: 150 Jahre Stahlbeton (1848-1998). Bautechnik Spezial (Sonderheft), Berlin: Ernst und Sohn, 1999.
- [Hirschfeld 1950] Hirschfeld, K.: Betrachtungen über neuere Fahrbahntafeln für Straßenbrücken. Bauingenieur 25 (1950), S. 191-200.
- [HochhVO 2000] HochhVO: Verordnung über den Bau und Betrieb von Hochhäusern. In: Bauordnung für das Land Nordrhein-Westfalen. München: Beck, 2000.
- [Hosser 2000] Hosser, D.: Brandschutz in Europa – Bemessung nach den Eurocodes: Erläuterungen und Anwendungen zu den Brandchutzteilen der Eurocodes 1 bis 6. Hrsg.: DIN Deutsches Institut für Normung e. V. Dietmar Hosser. Berlin, Wien, Zürich: Beuth, 2000.
- [Hosser, Dorn, El Nesr 1994] Hosser, D., Dorn, T., El-Nesr, O.: Vereinfachtes Rechenverfahren zur brandschutztechnischen Bemessung von Verbundstützen aus kammerbetonierten Stahlprofilen. Stahlbau 63 (1994), S. 71-79, S. 116-119.

- [Hosser, Richter, Zehfuß 2000] Hosser, D., Richter, E., Zehfuß, J.: Brandschutznachweise nach den Eurocodes als Alternative zu DIN 4102-4. Bauingenieur 75 (2000), S. 88-95.
- [Huber, Obholzer 1999] Huber, G., Obholzer A.: Verbundflachdecken beim Millenium Tower. Stahlbau 68 (1999), S. 623-630.
- [IABSE 61] International Association for Bridge and Structural Engineering IABSE. Composite Steel-Concrete Construction and Eurocode 4, Volume 61.
- [Kerensky, Dallard 1968] Kerensky, O. A., Dallard, N. J.: The four-level interchange between M4 and M5 motorways at Almonsbury. Proceedings, Institution of Civil Engineers, Vol. 40, 1968, S. 296-320.
- [Kleineberg 1950] Kleineberg, F.: Die wichtigsten Probleme der „Verbund-Bauweise“. Bauingenieur 25 (1950), S. 269-271.
- [Klöppel 1935] Klöppel, K.: Berechnungsvorschlag für Stahlstützen mit Betonkern auf Grund von Versuchsergebnissen. Zentralblatt der Bauverwaltung 55 (1935), S. 536-540.
- [Klöppel, Goder 1957] Klöppel, K., Goder, W.: Traglastversuche mit ausbetonierten Stahlrohren und Aufstellung einer Bemessungsformel. Stahlbau 26 (1957), S. 1-10, S. 44-50.
- [König, Maurer, Milbrecht 1993] König, G., Maurer, R., Milbrecht, G.: Verbunddecken bei Hochhäusern aus Stahlbeton. Beton- und Stahlbetonbau 88 (1993), S. 317-322.
- [Kordina, Quast 2001] Kordina, K., Quast, U.: Bemessung von schlanken Bauteilen für den durch Tragwerksverformungen beeinflussten Grenzzustand der Tragfähigkeit - Stabilitätsnachweis. In: Beton-Kalender 2001 Teil I, Berlin: Ernst & Sohn, 2001, S. 349-416.
- [Krauss, Führer, Jürges 1996] Krauss, F., Führer, W., Jürges, T.: Tabellen zur Tragwerklehre. 6., vollst. ü. Aufl., Köln: Rudolf Müller, 1996.
- [Krauss, Führer, Jürges 1999] Krauss, F., Führer, W., Jürges, T.: Tabellen zur Tragwerklehre. 7. Aufl., Köln: Rudolf Müller, 1999.
- [Krauss, Führer, Neukäter 1999] Krauss, F., Führer, W., Neukäter, J.: Grundlagen der Tragwerklehre 1. 8. Aufl., Köln: Rudolf Müller, 1999.
- [Kriesche 1950] Kriesche, H.: Verbundbauweise im Hochbau. Bauingenieur 25 (1950), S. 316-318.
- [Ladberg 1996] Ladberg, W.: Commerzbank-Hochhaus Frankfurt/Main Planung, Fertigung und Montage der Stahlkonstruktion. Stahlbau 65 (1996), S. 356-367.
- [Ladberg 1997] Ladberg, W.: Commerzbank-Hochhaus Frankfurt am Main: Lieferung und Montage der Stahlkonstruktion. Bauingenieur 72 (1997), S. 241-252.
- [Leonhardt 1976] Leonhardt, F.: Rissebeschränkung. Beton- und Stahlbetonbau 71 (1976), S. 14-20.
- [Lindner 1994] Lindner, J.: Ein Vorschlag für einheitliche, vereinfachte Tragsicherheitsnachweise von Stahlstützen und Verbundstützen. Stahlbau 63 (1994), S. 290-294.
- [Mann 1997] Mann, W.: Nationales Anwendungsdokument (NAD) zum Eurocode 6 – Mauerwerk. Mauerwerk 1 (1997), S. 217-218.
- [Mayr 1995] Mayr, J.: Brandschutzatlas Baulicher Brandschutz. Wolfrathshausen, 1995.
- [MBO 1997] MBO: Musterbauordnung, Fassung Juni 1996, zuletzt geändert durch Beschluß der Bauminister-Konferenz vom 4./5. 12.1997.

- [Memmler, Bierett, Grüning 1934] Memmler, K., Bierett, G., Grüning, G.: Tragfähigkeit von Stahlstützen mit Betonkern bei mittigem Kraftangriff. Stahlbau 7 (1934), S. 49-53, 61-64.
- [Memmler, Bierett, Grüning 1935] Memmler, K., Bierett, G., Grüning, G.: Tragfähigkeit von Stahlstützen mit Betonkern bei verschiedenen Betoneigenschaften und bei außermittigem Druck. Stahlbau 8 (1935), S.81-85, 99-103.
- [Mensch 1930] Mensch, J. L.: Composite Columns. Journal, ACI, No. 23, November, 1930, S. 263-280.
- [Meyers 1977] Meyers Enzyklopädisches Lexikon, 9., v. n. bearb. Aufl., Bibliographisches Institut, Mannheim, Wien, Zürich: Lexikonverlag, 1979.
- [Moos, Hoffmann, Dämgen 1975] Moos, G., Hoffmann, H.-P., Dämgen, G.: Hochhaus Senckenberganlage, Frankfurt am Main. Beton- und Stahlbetonbau 70 (1975), S. 205-211.
- [Moriya 1990] Moriya, K.: Vergleich der Verbundbauweisen in Japan und Deutschland. Bautechnik 67 (1990), S. 167-170.
- [Mörsch 1950] Mörsch, E.: Die Bemessung im Eisenbetonbau auf Grund der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton DIN 1045 vom Jahr 1943. Stuttgart: Wittwer, 1950.
- [Muess, Richter 2002] Muess, H., Richter, E.: Bemessungshilfen für den Brandschutz von Verbundstützen. Beton- und Stahlbetonbau 97 (2002), S. 173-177.
- [Muess 2003] Muess, H.: Verbundstützen für den Stahlbetonbau. Beton und Stahlbetonbau 98 (2003), S. 1-12.
- [Nitzsche 2001] Nitzsche, F.: Entwicklung der Verbundstützenbauweise in Nordamerika. Studienarbeit RWTH-Aachen. Betreuung: H. Egemann. Unveröffentlicht.
- [Off. 1559482] Offenlegungsschrift Nr. 1559482. Deutsches Patentamt. Kuno Boll. Stahlkernstützen. Offenlegungstag 5. März 1970.
- [Pat. 291068] Patentschrift Nr. 291068. Kaiserliches Patentamt. Dr.-Ing. Fritz von Emperger in Wien. Hohle Gußeisensäule mit einem Mantel aus umschnürtem Beton. Patentiert im Deutschen Reiche vom 24. Januar 1911 ab.
- [Pat. 1432192] Pat. 1432192. U.S. Patent Office. John Lally. Building Column. Patented Oct. 17, 1922.
- [Pauser 1994] Pauser, A.: Eisenbeton 1850 – 1950: Idee – Versuch – Bemessung – Realisierung; unter Berücksichtigung des Hochbaus in Österreich. Wien: Manz, 1994.
- [Petersen 1982] Petersen, C.: Statik und Stabilität der Baukonstruktionen. Braunschweig, Wiesbaden: Vieweg, 1982.
- [Pirlet 1940] Pirlet, J.: Vereinfachtes Verfahren zur Berechnung des Rahmenträgers (Vierendeel-Trägers). Bauingenieur 21 (1940), S. 72-80.
- [Pohl 1933] Pohl, K.: Näherungslösungen für besondere Fälle von Knickbelastung. Stahlbau 6 (1933), S. 137-143.
- [Ralston, Korman 1989] Ralston, M., Korman, R.: Put that in your Pipe and cure it. Engineering News-Record, Feb. 16, 1989, S. 44-53.
- [Rehm 1962] Rehm, G.: Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton, DafStb, Heft 138, Berlin: Ernst & Sohn, 1962.

- [Roik, Bergmann, u. a. 1975] Roik, K., Bergmann, R., Bode, H., Wagenknecht, G.: Tragfähigkeit von ausbetonierten Hohlprofilstützen aus Baustahl. Techn.-wissenschaftl. Mitteilungen, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, Heft 75-4, 1975.
- [Roik, Bergmann, u. a. 1976] Roik, K., Bergmann, R., Bode, H., Wagenknecht, G.: Tragfähigkeit von einbetonierten Stahlstützen. Techn.-wissenschaftl. Mitteilungen, Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, Heft 76-4, 1976.
- [Roik, Bergmann, u. a. 1999] Roik, K., Bergmann, R., Haensel, J., Hanswille, G.: Verbundkonstruktionen Bemessung auf der Grundlage des Eurocode 4 Teil 1. Betonkalender 1999, Teil II, S. 373-510, Berlin: Ernst & Sohn, 1999.
- [Roik, Bergmann, Mangerig 1990] Roik, K., Bergmann, R., Mangerig, I.: Zur Traglast von einbetonierten Stahlprofilstützen unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens von Beton. Stahlbau 59 (1990), S. 15-19.
- [Roik, Bode, Bergmann 1982] Roik, K., Bode, H., Bergmann, R.: Zur Traglast von betongefüllten Hohlprofilstützen unter Berücksichtigung des Langzeitverhaltens des Betons. Stahlbau 51 (1982), S. 207-212.
- [Sahmel 1955] Sahmel, P.: Näherungsweise Berechnung der Knicklängen von Stockwerkrahmen. Stahlbau 24 (1955), S. 89-94.
- [Sahmel 1956] Sahmel, P.: Näherungsweise Berechnung von Knickstäben mit veränderlicher Normalkraft. Stahlbau 25 (1956), S. 194-199.
- [Saliger 1931] Saliger, R.: Versuche an betonumschnürten Stahlsäulen. Bauingenieur 12 (1931), S. 255-258, 282-286.
- [Saliger 1956] Saliger, R.: Der Stahlbetonbau. 8., durchges. u. erg. Aufl. Wien: Deuticke, 1956.
- [Sattler 1953] Sattler, K.: Theorie der Verbundkonstruktionen. Berlin: Ernst & Sohn, 1953.
- [Sauerborn 2002] Sauerborn, N.: Email an H. Eggemann, 29.04.2002.
- [SBZ 1948] Neue Hochspannungs-Leitungsmasten. Nach Mitteilungen der Motor-Columbus A.-G., Baden. Schweizerische Bauzeitung 66 (1948), S. 547-550.
- [Schaumann, Upmeyer 2002] Schaumann, P., Upmeyer, J.: Neue Nachweistabellen zum Feuerwiderstand kammerbetonierter Verbundstützen. Stahlbau 71 (2002), S. 334-341.
- [Schießl, Alfes, Hirschfeld 1994] Schießl, P., Alfes, Ch., Hirschfeld, M.: Fertigteilstützen aus hochfestem Beton – Bemessung und konstruktive Durchbildung am Beispiel Shadow-Arkaden. Beton- und Stahlbetonbau 89 (1994), S. 101-106.
- [Schleich 1992] Schleich, J. B.: Brandschutzkonzepte aus europäischer Sicht. In: Das moderne Stahlbauunternehmen. Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton im Hoch- und Brückenbau. Vorträge der Fachsitzung II Deutscher Stahlbautag Berlin 1992. Hrsg. Deutscher Stahlbau-Verband DSTV. Köln: 1992.
- [Schleich 1998] Schleich, J. B.: Globales Brandsicherheitskonzept. Stahlbau 67 (1998), S. 81-96.
- [Schneider 1998] Bautabellen für Ingenieure: mit Berechnungshinweisen und Beispielen. Hrsg. von K.-J. Schneider, 13. Aufl., Düsseldorf: Werner, 1998.
- [Sewell 1902] Sewell, J. S.: Columns for Buildings. Engineering News and American Railway Journal, V. 48, No. 17, 1920, S. 334-335.
- [SIA 160 1989] SIA 160: Einwirkungen auf Tragwerke. 1989.

- [SIZ 1997] Stahl-Informations-Zentrum, Düsseldorf. Reihe "Stahl und Form". Ausgabe "Commerzbank Frankfurt am Main".
- [Sobek 1999] Sobek, W.: Das Entwickeln von Tragwerken durch Fügen von elementaren Bauteilen. Stahlbauatlas. München: 1999.
- [Stahl im Hochbau 1947] Stahl im Hochbau. Taschenbuch für Entwurf, Berechnung und Ausführung von Stahlbauten. Hg. Verein deutscher Eisenhüttenleute. 11. Aufl., Düsseldorf: Stahleisen, 1947.
- [Stahlbau 1957] Stahlbau. Ein Handbuch für Studium und Praxis. Hg. Deutscher Stahlbauverband Köln, 1957.
- [Swain, Holmes 1915] Swain, F. W., Holmes, A. F.: An Investigation of the Strength and Elastic Properties of Concrete-filled Pipe Columns. ASTM Proceedings V. 15, Part II, 1915, S. 230-244.
- [Talbot, Lord 1912] Talbot, A. N., Lord, A. R.: Tests of Columns: An Investigation of the Value of Concrete as Reinforcement for Structural Steel Columns. University of Illinois, Engineering Experiments Station Bulletin No. 56, March 1912.
- [Tetmajer 1903] Tetmajer, L. v.: Die Gesetze der Knickungs- und zusammengesetzten Druckfestigkeit der wichtigsten Baustoffe. 3. Aufl. Wien: Deuticke 1903. Zit. in: [Petersen 1982].
- [Thullie 1921] Thullie, M.: Druckfestigkeit des reinen bewehrten und umschürnten Betons. Handbuch für Eisenbeton 1. Band. Berlin: W. Ernst und Sohn 1921. Zit. in [Pauser 1994].
- [Torroja 1961] Torroja, E.: Logik der Form. München: Callwey, 1961.
- [Tschemmernegg 1999] Tschemmernegg, F.: Innsbrucker Mischbautechnologie im Wiener Millenium Tower. Stahlbau 68 (1999), S. 606-611.
- [VDE 0210 1953] VDE 0210: Vorschriften für den Bau von Starkstrom-Freileitungen. Verband Deutscher Elektrotechniker. Wuppertal, Berlin: VDE-Verlag, 1953.
- [VDE 0210 1962] VDE 0210: Vorschriften für den Bau von Starkstrom-Freileitungen. Verband Deutscher Elektrotechniker. Berlin: VDE-Verlag, 1962.
- [Viest, Colaco, u. a. 1997] Viest, I.M., Colaco, J. P., Furlong, R. W. et al.: Composite Construction Design for Buildings. New York: McGraw-Hill and ASCE, 1997.
- [Virdi, Dowling 1973] Virdi, K. S., Dowling, P. J.: The Ultimate Strength of Composite Columns in Biaxial Bending. Proceedings, ICE, 1973, Vol. 55, S. 251-272. Zit. in: [Roik u. a. 1976].
- [Ward 1873] Ward, W. E.: Béton in Combination with Iron as a Building Material. Transactions, ASME Vol.4 Part II, June 1883, S. 388-400.
- [Werner, Seidel 1992] Werner, F., Seidel, J.: Der Eisenbau, Vom Werdegang einer Bauweise. Berlin, München: Verlag für Bauwesen, 1992.
- [Wise, Bridges, u. a. 1996] Wise, C. M., Bridges, H. W., Smith, C. J., Walsh, S. R., Krebs, A., Reußner, K.: Commerzbank-Hochhaus Frankfurt am Main: Das Tragwerk. Bauingenieur 71 (1996), S. 471-479.
- [Zendler 1950] Zendler, K.: Beitrag zur Entwicklungsgeschichte der Verbund-Trägerdecke. Bauingenieur 25 (1950), S. 88-91.

Lebenslauf

Persönliches

Name Holger Eggemann
Geburtsdaten 17.12.1968 in Köln

Schule

1975 - 1979 Konrad-Adenauer Grundschule in Köln-Porz
1979 - 1988 Städtisches Gymnasium in Köln-Porz
1988 Abitur

Zivildienst

1988 - 1990 Pestalozzi-Schule für Behinderte in Köln-Porz

Studium

09/90 - 03/93 Mathematik an der Universität zu Köln
03/93 Vordiplom

04/93 - 12/97 Bauingenieurwesen an der RWTH Aachen
Vertiefungsrichtung: Konstruktiver Ingenieurbau
12/97 Diplom
06/98 F.C. Trapp-Preis 1998 der RWTH Aachen

Tätigkeiten während des Studiums

10/92 - 09/94 Mathematisches Institut der Universität zu Köln
02/93 - 04/93 Tief- und Straßenbau Blandfort in Linnich
08/94 - 07/95 Ingenieurbüro Dausinger in Aachen
10/94 - 11/97 Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen

Berufspraxis

01/98 - Lehrstuhl für Baukonstruktion (Tragwerklehre)
Fakultät für Architektur der RWTH Aachen
Wissenschaftlicher Angestellter