

**Zum Tragverhalten von Flachdecken mit integrierten
hohlkastenförmigen Stahlprofilen**

Markus Schäfer

Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Bergische Universität Wuppertal

Juli 2007

Veröffentlicht als Heft 8 in der Schriftenreihe des
Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau
Fachbereich D, Abteilung Bauingenieurwesen
Bergische Universität Wuppertal

Herausgeber

Der Geschäftsführende Direktor
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Bergische Universität Wuppertal

Fachgebiet

Stahlbau und Verbundkonstruktionen
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Gerhard Hanswille
Fachbereich D, Abteilung Bauingenieurwesen
Bergische Universität Wuppertal

Organisation und Verwaltung

Dipl.-Ing. W. Hammer
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Bergische Universität Wuppertal
Pauluskirchstraße 7
42285 Wuppertal
Telefon: (0202) 439-4209

© **Dr.-Ing. Markus Schäfer**
Auf'm Berg 34
54523 Hetzerath

ISBN 978-3-940795-07-6

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten.
Mit Genehmigung des Autors ist es gestattet, dieses Heft ganz oder teilweise auf
fotomechanischem Wege (Fotokopie, Mikrokopie) zu vervielfältigen.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit ist während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau der Bergischen Universität Wuppertal entstanden.

Herrn Prof. Hanswille danke ich herzlich für die Unterstützung meiner Forschung, die wertvolle fachliche Diskussion und die Übernahme des Referates. Ferner möchte ich ihm für das mir entgegengebrachte Vertrauen und die sehr gute Zusammenarbeit während der letzten Jahre danken.

Mein aufrichtiger Dank gilt ebenso Herrn Prof. Mangerig und Herrn Prof. Harte für die Übernahme der Koreferate.

Für den fachlichen Austausch und das Antragen praxisrelevanter Problemstellungen danke ich Herrn Dipl.-Ing. Krummel, Peikko Deutschland GmbH.

Ein weiterer Dank gilt den Kollegen und wissenschaftlichen Hilfskräften des Lehrstuhls für Stahlbau und Verbundkonstruktionen für die gute Zusammenarbeit sowie den Verfassern der von mir betreuten Diplom- und Studienarbeiten. Frau Ingeborg Görge, Sekretariat, danke ich für ihre stetige Hilfsbereitschaft und die abschließende redaktionelle Durchsicht meiner Arbeit.

Ein ganz besonderer Dank gilt meiner Familie, insbesondere meiner Frau, für Ihre Unterstützung und Geduld sowie der großen Toleranz und Rücksichtnahme in den vergangenen Jahren.

Zeltlingen im Juli 2007

Markus Schäfer

Kurzdarstellung

Slim-Floor-Konstruktionen sind Flachdeckensysteme in Verbundbauweise mit integrierten Stahlprofilen. Durch die Forderung nach schlankeren Bausystemen und der Rationalisierung des Bauablaufs gewinnt diese Bauweise immer mehr an Bedeutung. Die aktuellen Regelwerke enthalten jedoch keine vollständigen Bemessungsregeln für derartige Systeme. Daher konzentrieren sich die in dieser Arbeit vorgestellten Untersuchungen auf die Erarbeitung eines praxisnahen Bemessungskonzepts für typische Slim-Floor-Systeme mit ausbetonierten, hohlkastenförmigen Stahlprofilen.

Im Bauzustand liegt ein Stahlprofil vor. Aufgrund der geringen Blechstärken und teilweise erheblichen Torsionsbeanspruchungen ist der Einfluss der Profilverformung beim elastischen Grenztragfähigkeitsnachweis zu berücksichtigen. Die in dieser Arbeit vorwiegend behandelten hutförmigen Querschnitte werden im Endzustand ausbetoniert. Dabei wirken die im Steg oder Obergurt des Stahlprofils angeordneten Betonieröffnungen als Verbundmittel, so dass im Endzustand ein Verbundtragwerk vorliegt. Die Ermittlung der Momententragfähigkeit erfolgt in Anlehnung an die Regelungen für Verbundträger. Vergleichsrechnungen zeigen, dass in vielen Fällen die dehnungsbegrenzte Bemessung maßgebend wird. Zudem sind die Einflüsse aus der Querbiegung im Untergurt zu berücksichtigen. Neben der plastischen Querkrafttragfähigkeit des Stahlprofils stellt sich aufgrund der Umschnürung des Kernbetons durch das Stahlprofil ein hybrides Fachwerkmodell ein, durch das weitere Querkraftanteile übertragen werden können.

Eine in den Kernbeton eingelegte Längsbewehrung substituiert im Brandfall den direkt beflamnten Untergurt. Dadurch können hohe Feuerwiderstandsdauern ohne zusätzliche Maßnahmen realisiert werden. Für die Nachweise im Brandfall wird ein Bemessungsverfahren in Anlehnung an das Nachweisverfahren der Stufe 2 nach EN 1994-1-2 hergeleitet. Dabei werden mittels thermischer Analysen Funktionen zur Beschreibung des von der Brandeinwirkung abhängigen Temperaturverlaufs über den Querschnitt entwickelt.

Bei vollständig in eine Ortbetondecke integrierten Profilen übernimmt der Betongurt gegenüber üblichen Verbundträgern nennenswerte Biegemomentenanteile. Dies hat vor allem auf die Verformungsberechnung Einfluss, da eine Vernachlässigung dieser Biegeanteile zu unrealistischen Trägerüberhöhungen führen kann. Ferner ist die Rissbildung des Betongurtes bereits unter Gebrauchslasten zu berücksichtigen. Das Verformungsverhalten von Slim-Floor Trägern wird abschließend untersucht und dabei ein Näherungsverfahren zur Berücksichtigung des Einflusses der Nachgiebigkeit der Verbundmittel auf die Bauteilverformung entwickelt.

Abstract

Due to the demand for slim constructions and improvement of erection methods on building site composite slim-floor systems become more important. In the present european and national codes do not include complete design rules for slim-floor constructions. Therefore the objective of this thesis is concentrated on the development of design rules for slim-floor girders.

During the erection stage the elastic design resistance of the steel girder is decisive. Because of the slight plate thickness and sometimes considerable torsional stressing the influence of the shape deformation becomes more important and has to be considered. In this approach the steel sections are filled with concrete in the final state. Thereby the concrete in the openings, arranged in the web or upper flange, work concurrently as concrete dowels. The determination of moment resistance follows the rules for composite structures, respectively whereas in many cases the strain limited design is relevant and additionally the influences from transverse bending in the bottom flange have to be considered. Because of the sheathing of the concrete encasement by the steel section a hybrid truss model with a compression strut in the concrete section is developed, increasing the shear of the section.

In case of fire, the directly flamed bottom flange can be substituted by longitudinal reinforcement bars and a high fire resistance period can be realized without any additional activities. For the analysis in case of fire, a design-method is extracted according to EN 1994-1-2. Based on a transient analysis, thermal analytic functions are developed to describe the temperature distribution in the cross section.

The crack behaviour of the concrete slab has already a significant impact on the girder deformation in the serviceability limit state. The concrete flange adopts a remarkable part of the bending-moment. Compared to general treatment of common composite girders, the neglecting of these bending influences can lead to unrealistic camber of the girder. Therefore, an approximation procedure is derived that considers the bearing of the resilience of composite connector and the crack behaviour on the structure deformation.

Inhalt

1	Einführung	1
1.1	Allgemeines zu Flachdecken in Verbundbauweise	1
1.2	Entwicklung der Stahl- und Verbundflachdeckensysteme	3
1.3	Zielsetzung	6
2	Grundlagen	7
2.1	Allgemeines	7
2.2	Sicherheitskonzept und Einwirkungen im Brandfall	7
2.3	Materialeigenschaften bei Raumtemperatur	9
2.3.1	Stahl.....	9
2.3.2	Beton	9
2.4	Materialeigenschaften bei erhöhten Temperaturen	10
2.4.1	Thermische Eigenschaften von Stahl und Beton	13
2.4.2	Mechanische Eigenschaften von Stahl und Beton	16
2.5	Querschnitt und Geometrie.....	20
3	Bauzustand	22
3.1	Allgemeines	22
3.2	Ermittlung der Spannungen im Bauzustand	22
4	Endzustand	29
4.1	Querschnittsklassen und Schnittgrößenermittlung	29
4.2	Einfluss der Querbiegung im Untergurt auf die Tragfähigkeit.....	30
4.3	Momententragfähigkeit	50
4.4	Querkrafttragfähigkeit	54
4.5	Torsion.....	62
4.6	Interaktion bei Momenten- und Schubkraftbeanspruchung	63
4.7	Bemessung der Längskehlnähte	70
4.8	Längsschubtragverhalten	70
4.9	Anwendung von Spannbetonhohldielen	77
5	Brandfall	80
5.1	Allgemeines	80
5.2	Stand der Normung	81

5.3	Thermische Analyse - Grundlagen der Tragwerksanalyse	83
5.3.1	Allgemeines	83
5.3.2	Hauptsatz der Thermodynamik.....	84
5.3.3	Wärmeübertragung	85
5.3.4	Wärmeleitung.....	86
5.3.5	Wärmeströmung	88
5.3.6	Wärmestrahlung	90
5.3.7	Numerische Lösung.....	93
5.3.8	Nachrechnung von Brandversuchen mittels thermischer Analysen	98
5.3.9	Modellentwicklung zur Bestimmung der Bauteiltemperaturen	101
5.4	Mechanische Analyse	109
5.4.1	Grundlagen der mechanischen Analyse.....	109
5.4.2	Momententragfähigkeit im Brandfall	110
5.4.3	Querkrafttragfähigkeit im Brandfall	114
5.4.4	Anschluss der Längsbewehrung.....	116
5.4.5	Verbundtragfähigkeit im Brandfall	117
5.4.6	Auflagerung der Decken im Brandfall.....	118
6	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit - Verformungen	119
6.1	Allgemeines	119
6.2	Berücksichtigung der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge	119
6.2.1	Ansatz zur Berücksichtigung des elastischen Verbundes.....	121
6.2.2	Ansatz zur Verformungsberechnung	125
6.2.3	Anwendung des Näherungsverfahrens bei Verbundträgern	127
6.3	Verformungsverhalten von Slim-Floor-Trägern.....	130
6.3.1	Ermittlung der Biegesteifigkeit zur Verformungsberechnung	132
6.3.2	Anwendung des Näherungsverfahrens bei Slim-Floor-Trägern	136
7	Zusammenfassung und Ausblick.....	139
8	Literatur.....	141
	Anlagen A1 - A4	147

1 Einführung

1.1 Allgemeines zu Flachdecken in Verbundbauweise

Die Integration von Stahlprofilen in Flachdecken ermöglicht innovative Deckensysteme in Verbundbauweise. Sie zeichnen sich insbesondere durch geringe Bauteilhöhen aus und bieten optimale Randbedingungen für die technische Gebäudeausstattung. Die Wirtschaftlichkeit von Verbundflachdecken resultiert aus hohen Vorfertigungsgraden und den damit verbundenen Ersparnissen im Montageaufwand. Durchstanzprobleme werden durch die montagefreundliche Verbindungstechnik des Stahlbaus vermieden und stützennahe Deckendurchbrüche sind uneingeschränkt möglich. Das geringe Eigengewicht der Deckenkonstruktionen ermöglicht kleine Querschnittsabmessungen der Decken und der folgenden Bauteile bis hin zu den Fundamenten. Zudem resultiert aus der geringen Deckenhöhe eine Reduktion des Bauvolumens, was zu Einsparungen bei den Fassaden- und Betriebskosten führt. Gerade der Einsatz vorgefertigter, typisierter Bauelemente birgt einen hohen Qualitätsstandard, einen geringen Planungsaufwand und eine einfache Kostennachhaltung. Ferner folgt aus der Vielfalt der Kombinationsmöglichkeiten eine sehr große Flexibilität. Durch die vollständige Integration des Stahlprofils in die Deckenkonstruktion ergibt sich ein sehr günstiges Verhältnis der beflamten Oberfläche zum Trägervolumen, womit hohe Feuerwiderstandsdauern erzielt werden. Eine eingelegte Längsbewehrung kann vielfach den direkt beflamten Untergurt substituieren und damit kostenaufwendige zusätzliche Brandschutzmaßnahmen vermeiden. Ferner eignet sich eine Vielzahl von Verbundflachdeckensystemen für den Einsatzbereich einer Betonkernaktivierung.

Bei Flachdecken in Verbundbauweise werden werksmäßig vorgefertigte gewalzte oder geschweißte Stahlträger vollständig oder nahezu vollständig in die Decke integriert, sie bilden das Haupttragelement. Das Grundprinzip dieser Bauweise ist bereits bei der Preußischen Kappendecke zu finden. Die Entwicklung der heutigen auch unter dem Begriff „Slim-Floor-Konstruktionen“ bekannten Bauweise wurde vor allem seit den 80er Jahren in den skandinavischen Ländern vorangetrieben [1]. Bei den ersten Trägertypen (THQ-, NSQ-Profil) wurde statisch nur die Tragfähigkeit des Stahlprofils angesetzt. Neuere Entwicklungen zielen darauf, den Beton zur Ermittlung der Tragfähigkeit mit heranzuziehen und die Verbundeigenschaften durch Öffnungen im Stahlprofil in Anlehnung an die heute bei Verbundträgern eingesetzten Betondübel zu verbessern.

Grundsätzlich kann bei Verbundflachdecken in die Ausführung mit Ortbeton und die so genannte Trockenbauweise differenziert werden. Gemeinsam ist allen Ausführungsvarianten die in Stahlskelettbauweise errichtete Tragkonstruktion mit Flächentrag-elementen quer zur Trägerrichtung. Die Ausführung allein mit Ortbeton ist eher selten. Sie kann bei unregelmäßigen Grundrissen von Vorteil sein, wobei die Decken einachsig oder zweiachsig gespannt werden können. Bei der Kombination mit Teilfertigteilplatten und Aufbeton entfällt der Schalungsaufwand. Aufgrund der

Transportkosten wird die Höhe der Teilfertigteile im Allgemeinen möglichst gering gehalten, daher werden im Montagezustand Hilfsstützen erforderlich. Der Abstand der Montagestützen ist von der Stärke der Fertigteile und der Aufbetonhöhe abhängig und liegt i.d.R. zwischen 1,20 m bis 4,00 m. Gegenüber der Kombination von Stahlverbund-Profilblechen und Aufbeton ist zur Verlegung der Halbfertigteilplatten ein Kraneinsatz erforderlich. Unter Verwendung der Profilbleche begrenzt sich der Trägerabstand ohne eine Zwischenunterstützung des Bleches in Abhängigkeit von Deckenstärke und Profilblechhöhe auf ca. 3,00 m. Eine Optimierung der Systeme im Endzustand wird erzielt, wenn die Decke als Verbunddecke bemessen wird. Größere Spannweiten im Bauzustand werden mit hohen Profilblechen erreicht. Streng genommen liegt dann keine Flachdecke mehr vor, da die ebene Deckenunterseite durch die Rippen unterbrochen wird. In dieser Arbeit werden derartige Systeme dennoch unter den Begriffen Flachdecken und Slim-Floor-Konstruktionen eingeordnet. Bei Verwendung von hohen Trapezblechprofilen oder Betonfertigteilen ist in der Regel eine asymmetrische Ausbildung des Stahlträgers erforderlich, da die Profile auf dem breiten Untergurt bzw. einem untergeschweißten Stahlblech aufgelegt werden. Bei der Trockenbauweise werden Betonfertigteile, meist Spannbetonhohldielen, auf die Untergurte der Träger aufgelegt. Die Betonierarbeiten auf der Baustelle beschränken sich dabei auf den Verguss im unmittelbaren Bereich des Stahlträgers und der Fugen. Zur horizontalen Aussteifung des Tragwerks werden die Decken als Scheiben ausgebildet, um Horizontalkräfte in die aussteifenden Verbände und Kerne weiterzuleiten. Da ein statisch wirksamer Aufbeton die Ausnahme darstellt, wird die Scheibenwirkung der Decke durch Fugenbewehrung, Fugenverguss und die Ausbildung eines Ringbalkens erzielt. Dabei wird die Scheibenwirkung durch ein Strebenfachwerk oder ein Bogen-Zugband-Modell beschrieben.

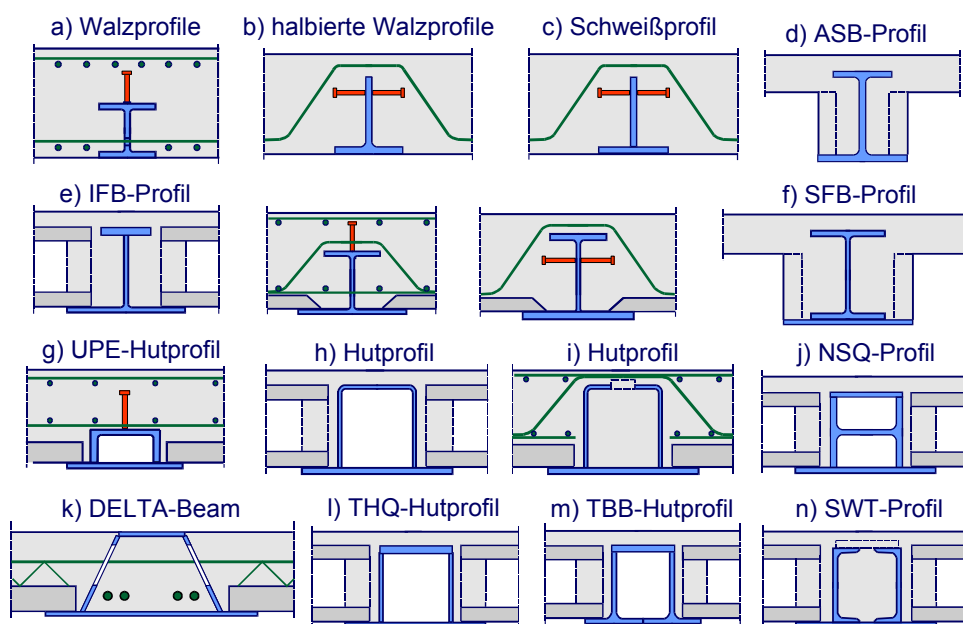


Abb. 1-1: Flachdeckensysteme – Übersicht

Gemäß Abb. 1-1 wird hinsichtlich des Stahlprofils in offene Profile mit Walz- oder Schweißquerschnitten und verschiedene Varianten des Hutprofils unterschieden. Durch das Vorsehen entsprechender Öffnungen ist ein vollständiger Verguss des Hutprofils mit Beton möglich. Neben einer Verbesserung des Brandschutzes wird durch diese Maßnahme auch die Schallübertragung über die Decke vermindert. Sofern Ortbeton zur Anwendung kommt, können die Betongurte über Verbundmittel an das Stahlprofil angeschlossen werden und somit eine Verbundwirkung erzielt werden, die Steifigkeit des Trägers erhöht sich dadurch wesentlich. Bei der Verwendung von Betonfertigteilen wird in der Regel allein die Tragfähigkeit des Stahlträgers berücksichtigt. Sofern in Abhängigkeit von der Profilierung des Stahlquerschnitts oder der Anordnung der Verbundmittel eine Verbundwirkung nachgewiesen werden kann, besteht die Möglichkeit, den Beton innerhalb des Hutprofils bzw. den Beton zwischen den Flanschen des I-Querschnitts zu berücksichtigen. Die Spannweite der Slim-Floor-Träger kann bei einer Beschränkung der Deckenstärke auf 30,0 bis 35,0 cm bis zu 10,0 m betragen. Werden die Decken in Trockenbauweise mit Spannbetonhohldielen ausgeführt, ist es in der Regel wirtschaftlicher, den Spannbetonhohldielen die längere Spannweite zuzuweisen. Dadurch erhält man eine nahezu gleiche Bauhöhe von Hohlplatte und Slim-Floor-Träger. Üblicherweise liegen dann die Stützweiten des Trägers im Bereich 4,0 bis 8,5 m und die der Hohldielen zwischen 6,0 und 10,0 m.

Durch die u. a. auf den hohen Vorfertigungsgraden basierende Wirtschaftlichkeit der Verbundflachdecken setzt sich diese Bauweise vor allem bei regelmäßigen Grundrissen durch. So liegt das Einsatzgebiet neben Wohnhäusern, Schulen, Krankenhäusern, Büro- und Verwaltungsbauten auch bei Geschäfts- und Parkhäusern. Aufgrund des geringen Eigengewichts und der geringen Deckenschlankheit bieten sich die Slim-Floor-Systeme ebenfalls im Bereich der Altbausanierung an.

1.2 Entwicklung der Stahl- und Verbundflachdeckensysteme

Die in Abb. 1-1 h) bis n) dargestellten kastenförmigen Profile weisen gegenüber den offenen Querschnitten wesentlich größere Torsionssteifigkeiten auf. Sie eignen sich daher besonders für Randträger und Systeme mit unterschiedlichen Stützweiten der angrenzenden Deckenfelder. Als erstes wirtschaftliches System kam 1975 das in Schweden entwickelte THQ-Hutprofil auf den Markt. Das Hutprofil besteht aus vier zusammengeschweißten Blechen. Die hohe Torsionssteifigkeit geht mit einem relativ großen Materialverbrauch, hohen Herstellungskosten und einer aufwendigen Anschlusstechnik einher. Varianten zu diesem System sind das NSQ-Profil (Abb. 1-1 j) sowie das TBB-Profil (Abb. 1-1 m). Bei diesen Systemen handelt es sich ebenfalls um geschlossene Kastenquerschnitte, bei denen der Kasten im Endzustand nicht ausbetoniert wird. Während die NSQ-Profile bei hohem Stahlverbrauch einfach herzustellen sind, stellt die TBB-Variante wiederum eine sehr arbeitsintensive Lösung dar. Mit dem SWT-Profil (Abb. 1-1 n) lag erstmals ein kastenähnlicher Querschnitt mit Öffnungen im Obergurt vor. Dadurch wurde es möglich, durch das Einbringen von Längsbewehrung und Auffüllen des Hohlraums mit Beton, höhere Brandschutz-

anforderungen zu erfüllen und den Beton über die Dübelwirkung der Obergurtriegel im Verbund anzusetzen. Eine detaillierte Beschreibung dieser Systeme ist in [1] bis [4] zu finden.

In England wurde Anfang der 90er Jahre unter anderem die SFB-Lösung (Slim-Floor Beam, Abb. 1-1 f) entwickelt. Dabei handelt es sich um ein Standardwalzprofil mit einem breiten untergeschweißten Blech. Ende 1991 kam der IFB-Träger (Integrated Floor Beam, Abb. 1-1 e) auf den Markt [4], [5]. Das System wird durch ein halbiertes Walzprofil mit einem daruntergeschweißten Blech gebildet. Dadurch ist eine sehr große Flexibilität bzgl. der Trägerhöhe möglich. Ferner zeichnet sich der Querschnitt durch eine einfache Herstellung aus, während der Materialverbrauch hinsichtlich der Biegetragfähigkeit im Bereich der Hutprofile liegt. Sowohl die IFB- als auch die SFB-Träger (Abb. 1-2) werden in der Regel als reines Stahlprofil bemessen. In [6] wurde eine Verbundwirkung aufgrund des Profilverbundes festgestellt, diese wird jedoch nur im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zur Bestimmung der Biegesteifigkeiten herangezogen. Durch das Anordnen zugelassener Verbundmittel im Bereich der Stege oder auf dem Obergurt besteht die Option, auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit einen planmäßigen Verbundquerschnitt zu realisieren. Diese Lösung empfiehlt sich bei der Kombination mit Trapezprofilblechen, Teilfertigteilen oder Ortbetondecken.

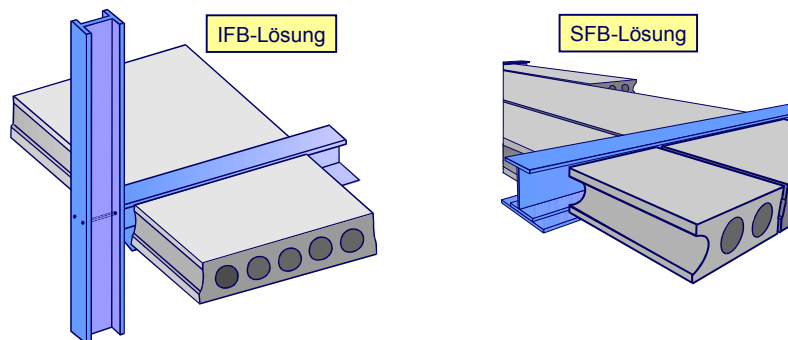


Abb. 1-2: *Stahlflachdecken in Trockenbauweise mit IFB- und SFB-Profilen*

Bei den in Abb. 1-1 a) bis c) dargestellten Trägern handelt es sich um Walzprofile, halbierte Walzprofile oder Schweißquerschnitte, die bis auf den Untergurt vollständig einbetoniert werden. Die Querschnittsoptimierung dieser Profile zielt auf die Aktivierung des Betondruckgurtes im Endzustand und geht daher zu Lasten der Tragfähigkeit im Bauzustand, so dass nur eine Kombination mit Ortbetondecken auf konventioneller Schalung bzw. mit Filigranplatten oder Verbundblechen (z.B. Holorib) mit zusätzlichem Aufbeton wirtschaftlich ist. Durch die Anordnung von stehenden oder liegenden Kopfbolzendübeln wird eine planmäßige Verbundwirkung erzielt (System s+v, [2]). Beim Millennium Tower in Wien [7] wurden die Geschossdecken auf Basis von T-Profilen, bestehend aus zwei Lamellen, mit einer Deckenstärke von 19 cm realisiert. Dabei wurde das Stahlprofil vollständig in die Decke integriert. Als Verbundmittel wurden Kopfbolzendübel auf den Untergurten angeordnet.

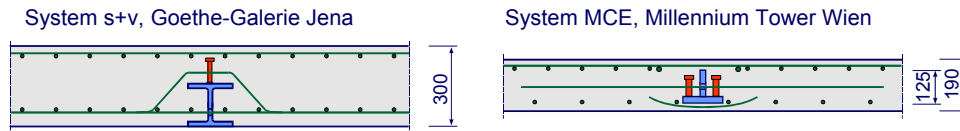


Abb. 1-3: Beispiele für Verbundflachdecken ausgeführt in Ortbetonbauweise

Das Comdeck-System [8], [9], [10] ist die Kombination von ASB-Trägern mit hohen Stahltrapezprofilen (ComFlor 210). Die Flachdecke setzt sich aus den drei Hauptkomponenten ASB-Träger (ASB=Asymmetric Beam), Trapezblech und Aufbeton zusammen. Wie auch bei der Trockenbauweise ergeben sich günstige Systeme, wenn der Träger über die kürzere und die Trapezprofile über die größere Stützweite spannen. Durch die Verbundwirkung zwischen Trapezprofil und Beton wird eine steife Deckenscheibe gewährleistet. Haupttragglied ist der ASB-Träger, dabei handelt es sich um ein asymmetrisch gewalztes I-Profil, bei dem der Untergurt breiter als der Obergurt ist. Die rautenförmige Profilierung an der Flanschoberseite übernimmt, unterstützt durch die Klemmwirkung des seitlichen Kammerbetons, die Verbundwirkung zwischen Träger und Beton. Einen wesentlichen Unterschied zu vergleichbaren Slim-Floor-Trägern stellt der relativ dicke Steg dar. Im Kaltzustand können so große Stegdurchbrüche realisiert werden. Im Brandfall kann der Steg teilweise die Aufgaben des direkt beflamten Untergurtes übernehmen, so dass ohne aufwendige Brandschutzmaßnahmen auch bei diesem System hohe Feuerwiderstandsdauern erreicht werden können.

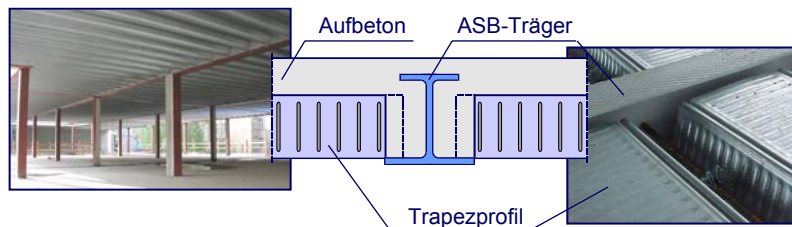


Abb. 1-4: Verbundflachdecke mit dem Comdeck-System

Im gleichen Anwendungsbereich wie die ganz oder teilweise einbetonierten Walzprofile liegen die Slim-Floor-Träger mit UPE-Profilen (Abb. 1-1 g, [11] bis [13]). Dabei handelt es sich um ein hutförmiges Hohlprofil, das im Endzustand nicht ausbetoniert wird. Der Slim-Floor-Träger besteht aus UPE-Profilen in den Größen UPE160 bis UPE400 mit untergeschweißtem, seitlich auskragendem Breitflachstahl. Die Fertigung ist dadurch recht einfach bei geringem Materialverbrauch. Im Endzustand wird die Verbundwirkung mit der Ortbetonplatte ausgenutzt, wobei die Querbewehrung über das Stahlprofil geführt wird. Der Montagefall erfordert eine Unterstützung. Mit dem Ausbetonieren des Hutprofils kann die Tragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit, vor allem aber im Brandfall deutlich verbessert werden. Ein typisches Beispiel für ein ausbetoniertes Hutprofil ist der in Finnland entwickelte DELTA-Beam® [14]. Bei diesem System liegt ein geschweißter, trapezförmiger Kastenquerschnitt vor (Abb. 1-5). Die in den Stegen angeordneten Öffnungen und Entlüftungslöcher ermöglichen ein Ausbetonieren des Querschnitts. Gleichzeitig werden die runden Stegöffnungen, die durch Ausstanzen

oder einen Brennschnitt erzeugt werden, planmäßig als Verbundmittel herangezogen. Dadurch kann auch bei Verwendung von vorgefertigten Deckenelementen der Vergussbeton innerhalb des Hutquerschnitts, im Folgenden auch als Kern- bzw. Kammerbeton bezeichnet, zur Ermittlung der Tragfähigkeit angerechnet werden. Ähnlich dem DELTA-Beam[®] sind die kastenförmigen Querschnitte mit FEDU-Stanzdübeln, bestehend aus einem Untergurt mit aufgeschweißtem Hutprofil [15]. Vor dem Verschweißen der Profile werden H-förmige Schnitte in das Profil eingebracht und daraus rechteckförmige Laschen in einem Winkel von 90° abgekantet (Abb. 1-5). Sofern ein Aufbeton vorhanden ist, wird in jeden Stanzdübel eine Abhebebewehrung eingelegt, die das Abheben des obenliegenden Betongurtes verhindert. Im Bauzustand zeichnen sich die hohen Hutprofilquerschnitte durch eine große Biege- und Torsionssteifigkeit aus, eine Montageunterstützung ist daher in der Regel nicht erforderlich. Wird in dem Hutprofil eine zusätzliche Längsbewehrung vorgesehen, können im Brandfall durch den so genannten integrierten Brandschutz sehr hohe Feuerwiderstandsdauern ohne zusätzliche Maßnahmen erreicht werden.

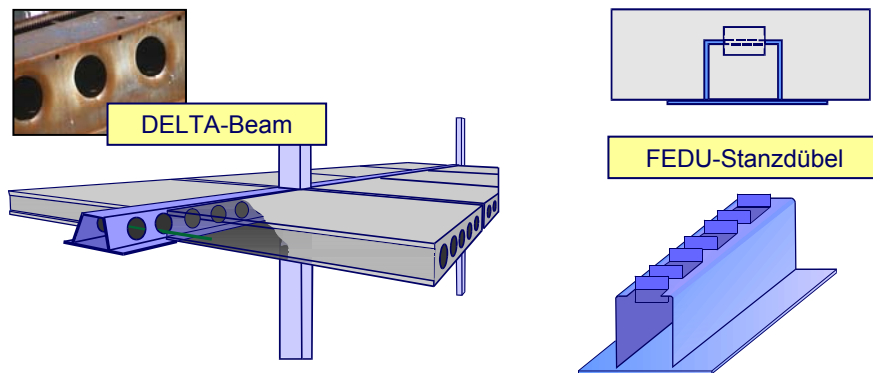


Abb. 1-5: Beispiele für Verbundflachdecken mit ausbetonierten Kastenquerschnitten

1.3 Zielsetzung

Die aktuellen Regelwerke enthalten keine Bemessungsregeln für Flachdecken mit integrierten Stahlprofilen in Verbundbauweise. Oftmals bleibt daher die Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton zu Lasten der Wirtschaftlichkeit rechnerisch unberücksichtigt. Beim Ansatz der Verbundtragwirkung gelten vielfach system-spezifische Besonderheiten. Daher konzentriert sich diese Arbeit auf die Erschließung eines Bemessungsansatzes für Slim-Floor-Systeme mit ausbetonierten hohlkasten-förmigen Stahlquerschnitten. Die Basis dieser Untersuchungen stellt die DIN 18800-5 [16] bzw. der EC 4 [17] dar. Zusätzlich zum Bauzustand wird dabei die Tragfähigkeit im Endzustand und Brandfall sowie der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit untersucht.

2 Grundlagen

2.1 Allgemeines

Grundlage der Untersuchungen ist das probabilistische Sicherheitskonzept, das den aktuellen Regelwerke zugrunde liegt und mit der Einführung der neuen Normengeneration Eingang in die Ingenieurpraxis gefunden hat. Die Grundlagen sind in DIN 1055-100 [18] bzw. EN 1990 [19] geregelt. Nachfolgend wird das Sicherheitskonzept allein im Hinblick auf den Brandfall erläutert, da die Brandbemessung im Verbundbau bisher vielfach auf dem alten Normenkonzept basiert. Die Grundlagen des Materialverhaltens werden im Folgenden nur soweit behandelt, wie sie für die aufgestellten Modelle und die Nachvollziehbarkeit der Berechnungen von Bedeutung sind. Dabei werden vor allem die Materialeigenschaften unter erhöhten Temperaturen beleuchtet, da sie die Grundlage der nichtlinearen Temperaturfeldberechnungen bilden. Für weitergehende Erläuterungen sei auf die Literatur verwiesen, [28]-[31].

2.2 Sicherheitskonzept und Einwirkungen im Brandfall

Die Grundlagen zur Ermittlung der Einwirkungen für eine brandschutztechnische Bemessung nach prEN 1994-1-2 [32] sind in EN 1991-1-2 geregelt [31]. Bei einer Bemessung nach DIN V ENV 1994-1-2 [33] gilt nach der Anwendungsrichtlinie [34] für die Ermittlung der auch unter Normaltemperatur auftretenden Einwirkungen DIN 1055. Die thermischen Einwirkungen sind dann nach DIN 4102 [35] zu bestimmen. In dieser Arbeit wird im Wesentlichen Bezug auf die seit 2003 vorliegende deutsche Fassung der EN 1991-1-2 [31], die die DIN V ENV 1991-2-2:1997-05 ersetzt, genommen. Der Brandfall wird als außergewöhnliches Ereignis betrachtet, d.h. für die Ermittlung der Einwirkungen $E_{fi,d,t}$ ist die außergewöhnliche Einwirkungskombination zugrunde zu legen.

$$E_{fi,d,t} = E \left\{ \sum \gamma_{GA,j} G_{k,j} + \gamma_{PA} P_k + A_{d(t)} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (2.2-1)$$

Die Indizes fi (fire) und t (time) verdeutlichen, dass die Einwirkungen und die Beanspruchbarkeit von der maßgebenden Dauer der Brandbeanspruchung abhängen. Der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen ist dabei mit $\gamma_{GA}=1,0$ anzusetzen.

Bei der Ermittlung des Bemessungswertes $E_{fi,d,t}$ für die außergewöhnliche Einwirkungskombination sind die indirekten Einwirkungen (Zwangsschnittgrößen) infolge Brand zu berücksichtigen. Diese dürfen vernachlässigt werden, wenn sie das Tragverhalten nur geringfügig beeinflussen und/oder durch entsprechende Ausbildung der Auflager aufgenommen werden können. Wenn die indirekten Einwirkungen bei der Bemessung vernachlässigt werden können, dürfen die Einwirkungen im Brandfall direkt aus den Einwirkungen bei Normaltemperatur berechnet werden. Diese Vorgehensweise ist beim Nachweis nach den Verfahren der Stufe 1 und 2 (Abschnitt 5.2) zulässig. Der Reduktionsfaktor η_{fi} gibt dabei das Lastniveau für die Brandbemessung an. Für übliche

Hochbauten darf nach [32] vereinfacht mit $\eta_{fi}=0,65$ bzw. für Verkehrslasten der Anwendungsgruppe E nach EN 1991-1-1 mit $\eta_{fi}=0,70$ gerechnet werden, national ist der Wert $\eta_{fi} = 0,70$ festgelegt [36].

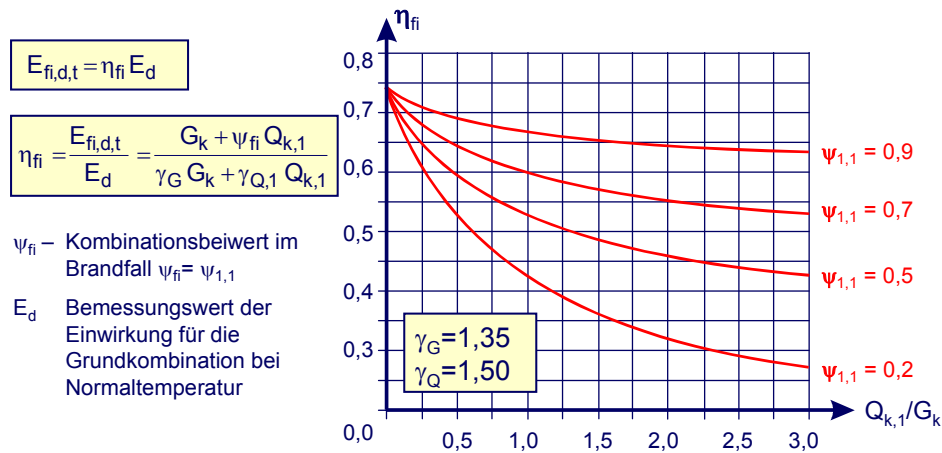


Abb. 2-1: Vereinfachte Ermittlung der Bemessungswerte der Einwirkungen $E_{fi,d,t}$ aus den Bemessungswerten der Einwirkungen E_d bei Normaltemperatur für die Bemessung von Bauteilen nach den Verfahren der Stufe 1 und 2

Die thermischen Einwirkungen im Brandfall werden nach EN 1991-1-2 durch Brandgastemperaturzeitkurven beschrieben. Diese werden entweder als nominelle Temperaturzeitkurven nach Abb. 2-2 angenommen oder mit Hilfe von Naturbrandmodellen ermittelt. Bei den Naturbrandmodellen werden die Brandbelastung, die Ventilationsbedingungen und die Wärmedämmung der Umfassungsbauteile berücksichtigt. Die Zugrundelegung von Naturbrandmodellen erlaubt eine wesentlich realistischere Erfassung der thermischen Einwirkungen im Brandfall, sofern die o. g. Randbedingungen im Einzelfall bekannt sind. In dieser Arbeit wird für Slim-Floor-Träger ein allgemeingültiger Bemessungsansatz für den Brandfall entwickelt, der unabhängig von den vorherrschenden Randbedingungen die ungünstigste Bemessungssituation abdeckt. Daher wird die Einheitstemperaturzeitkurve zur Ermittlung der thermischen Einwirkungen zu Grunde gelegt.

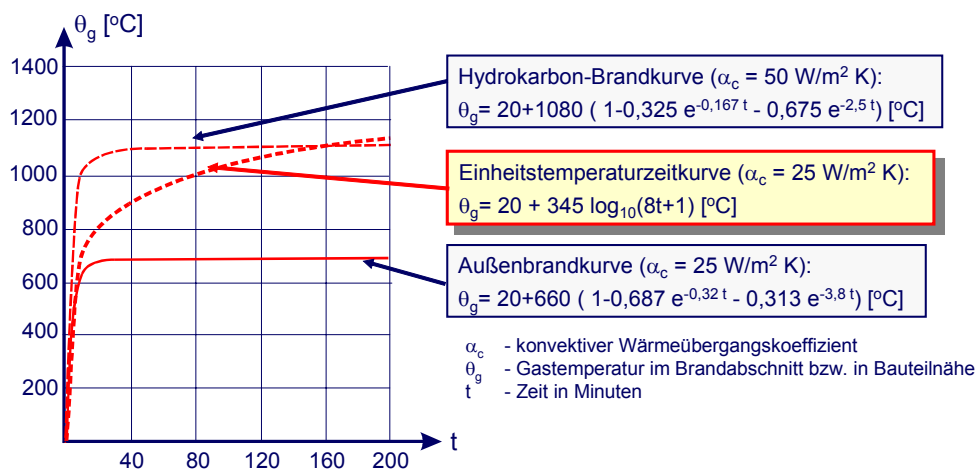


Abb. 2-2: Thermische Einwirkungen – nominelle Temperaturzeitkurven

Bei der Ermittlung des Widerstandes werden die Bemessungswerte der Festigkeiten unter Ansatz der Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{i,fi}$ ermittelt. Das Werkstoffverhalten bei hohen Temperaturen wird dabei durch einen zusätzlichen temperaturabhängigen Abminderungsfaktor k_{θ} erfasst (Abschnitt 2.4). Die Bemessungswerte der Materialfestigkeit $X_{k,fi,d}$ ergeben sich zu:

$$X_{k,fi,d} = \frac{k_{k,\theta} X_k}{\gamma_{M,fi}} \quad \text{mit} \quad \begin{array}{l} X_k : f_{a,y}, f_{s,y}, f_c \\ k_{k,\theta} : k_{a,\theta}, k_{s,\theta}, k_{c,\theta} \\ \gamma_{M,fi} = \gamma_{a,fi} = \gamma_{s,fi} = \gamma_{c,fi} = 1,0 \end{array} \quad (2.2-2)$$

2.3 Materialeigenschaften bei Raumtemperatur

2.3.1 Stahl

Die charakteristischen Kennwerte des Bau- und Betonstahls sind die Streckgrenze f_y , der Elastizitätsmodul E , die Bruchdehnung ε_u und die Verfestigung f_t/f_y . Zur Berechnung wird vereinfacht ein ideal-elastisch, ideal-plastisches Materialverhalten angesetzt, wobei in den FE-Berechnungen der Übergang vom elastischen in den plastischen Bereich eine Ausrundung erfährt. Es gilt die Fließbedingung nach von Mises (Abb. 4-1). Für den Betonstahl darf der Verfestigungsbereich angesetzt werden. Abb. 2-10 stellt u. a. die Spannungs-Dehnungslinie für den Baustahl bei Normaltemperatur ($\theta \leq 100^\circ\text{C}$) dar. In Abb. 2-12 ist u. a. die Spannungs-Dehnungsbeziehung für Betonstahl bei Raumtemperatur dargestellt. Die Materialeigenschaften von Baustahl sind normativ in [20] bzw. [21] geregelt, hinsichtlich des Betonstahls werden die Regelungen nach [22] herangezogen.

2.3.2 Beton

Die wichtigste Bezugsgröße für den Beton stellt die Zylinderdruckfestigkeit dar, sie ist von der Zusammensetzung der Matrix, vom Prüfverfahren sowie der Größe und Form der Prüfkörper abhängig. In DIN 1045-1 [22] wird der Beton entsprechend der Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} in Festigkeitsklassen eingeteilt. Die Regelungen für Verbundträger [16] beziehen sich allein auf Normalbeton bis zur Festigkeitsklasse C50/60. Aus einaxialen Druckversuchen gehen Spannungs-Dehnungslinien hervor. Mit wachsenden Spannungen nehmen die Dehnungen überproportional bis zum Bruch zu. Den Berechnungen liegen die idealisierten Spannungs-Dehnungsbeziehungen nach [16] zugrunde. Für die dehnungsbegrenzte Ermittlung des Bauteilwiderstandes wird das Parabel-Rechteckdiagramm bzw. die bilineare Spannungs-Dehnungslinie herangezogen. Verformungsberechnungen basieren auf der Spannungs-Dehnungslinie nach Abb. 2-3 a). Der E-Modul kann aus dem Last-Dehnungs-Diagramm als Tangenten- oder Sekantenmodul bestimmt werden. In den dreidimensionalen FE-Untersuchungen mit Ansys 7.1 wird die nichtlineare Spannungsdehnungslinie mit der Bruchumhüllenden nach William und Warnke kombiniert, womit der mehraxiale Spannungszustand des Betons beschrieben werden kann. Diesbzgl. wird auf [23] und

[24] verwiesen. Bei der Ermittlung der Momenten-Krümmungsbeziehung wird die Spannungs-Dehnungslinie für den Zugbereich zwischen den Rissen entsprechend den Ausführungen in [25] bzw. [26] mit einem abfallenden Ast nach dem Erreichen der Betonzugfestigkeit in der Spannungs-Dehnungslinie definiert. Bei einer vorhandenen Bewehrung wird die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen in Anlehnung an [27] und [28] berücksichtigt.

Mit zunehmendem Belastungsalter nimmt die Druckfestigkeit des Betons ab. Dem kann in Abhängigkeit des Erhärtungsverlaufs des Zements bei Belastung im frühen Betonalter die Nacherhärtung entgegen wirken [29]. Im Allgemeinen ist der Einfluss der Alterung durch den Dauerstandsbeiwert α zu berücksichtigen, der bei Normalbeton zu 0,85 angenommen wird.

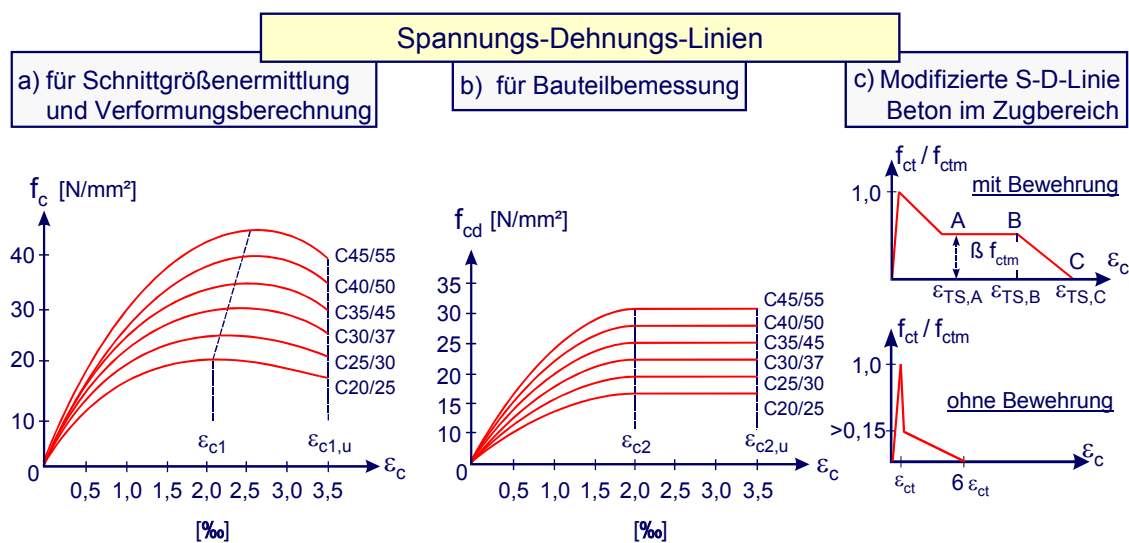


Abb. 2-3: Spannungs-Dehnungslinien - Beton

2.4 Materialeigenschaften bei erhöhten Temperaturen

Zur Ermittlung der indirekten Einwirkungen im Brandfall sowie zur Berechnung des Widerstandes werden bei Verbundkonstruktionen die temperaturabhängigen Werkstoffkennwerte für Baustahl, Betonstahl und Beton sowie die temperaturabhängige Tragfähigkeit der Verbundmittel benötigt. Hinsichtlich der Materialeigenschaften bei erhöhten Temperaturen wird differenziert in die mechanischen und thermischen Eigenschaften der Baustoffe. Zu den thermischen Eigenschaften zählen die Dichte ρ , die spezifische Wärmekapazität c , die Wärmeleitfähigkeit λ sowie der Wassergehalt p . Diese Eigenschaften weisen nicht nur selbst eine Temperaturabhängigkeit auf, sondern beeinflussen ihrerseits das Erwärmungsverhalten des Baustoffs, sie stellen die für den Temperaturverlauf maßgebenden Eigenschaften dar. In der Literatur [37] wird die thermische Dehnung ebenfalls den thermischen Eigenschaften zugeordnet, sie beeinflusst die Temperaturverteilung jedoch nur unwesentlich und ist daher für die Temperaturfeldanalyse unerheblich. Die thermische Dehnung hat einen wesentlichen

Einfluss auf die Verformung des Bauteils und die daraus resultierenden mechanischen Beanspruchungen, so dass die thermische Dehnung hier den mechanischen Eigenschaften zugeordnet wird. Als weitere maßgebende mechanische Eigenschaften sind die temperaturabhängige Festigkeit sowie der Elastizitätsmodul zu nennen. Die Eigenschaften der Baustoffe Beton und Stahl sind in EN 1991-1-2 [31] und EN 1994-1-2 [32] geregelt. Bezüglich der thermischen Eigenschaften unterscheiden die Regelwerke nicht zwischen Baustahl und Betonstahl.

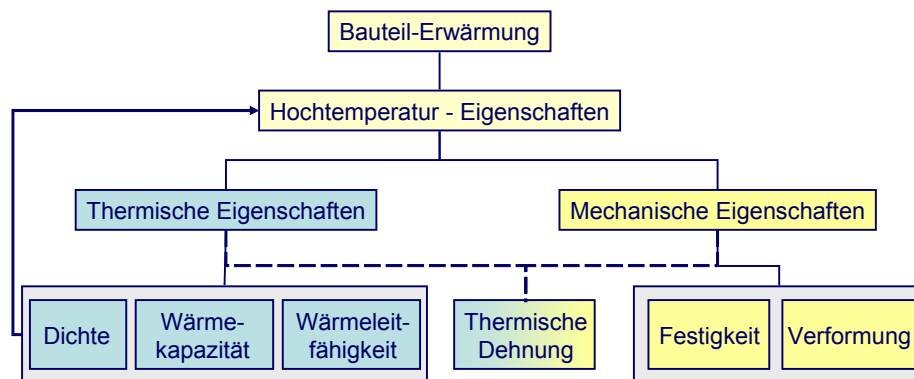


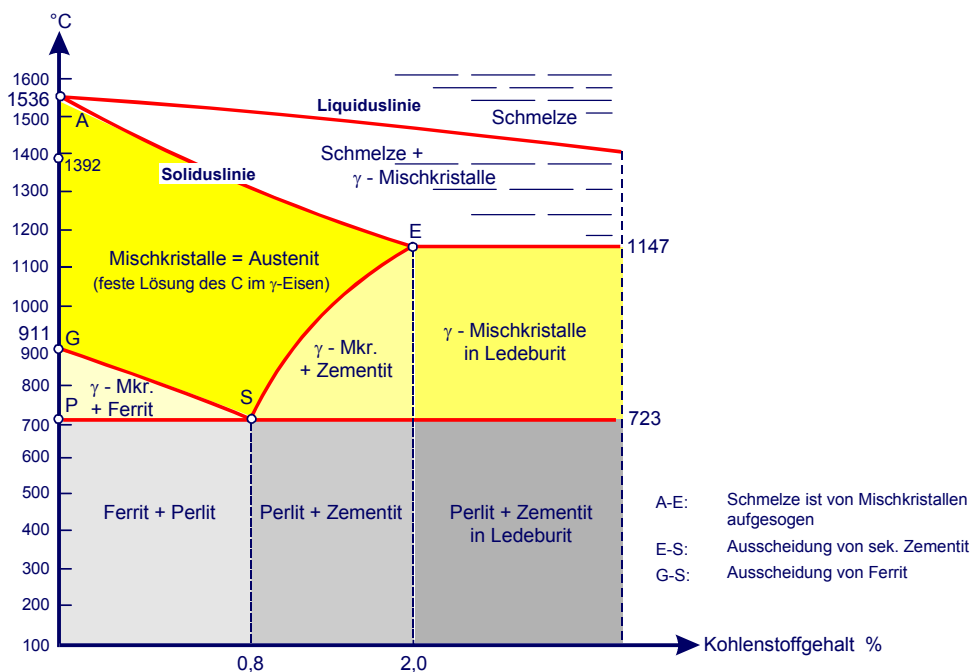
Abb. 2-4: Materialeigenschaften bei erhöhten Temperaturen

Signifikante Punkte hinsichtlich der thermischen Eigenschaften stellen die Phasenübergänge dar. Bei einem Phasenübergang nimmt ein Körper Energie auf oder gibt sie ab, ohne dabei seine Temperatur wesentlich zu ändern. Der Übergang eines Stoffes vom festen Zustand (Zustand = Phase) in die flüssige Phase (Schmelze) stellt einen solchen Phasenübergang dar. Dabei ist Energie notwendig, um den Atom- bzw. Molekülverband der vorhandenen Phase aufzulösen. Erst mit Abschluss dieses Prozesses kann eine weitere Energiezufuhr zu einer Erwärmung führen. In Abhängigkeit vom Phasenübergang wird der Temperaturpunkt des Phasenübergangs Schmelzpunkt, Erstarrungspunkt, Siedepunkt oder Taupunkt genannt.

Um die nachfolgend beschriebenen Hochtemperatureigenschaften des Werkstoffes Stahl zu verdeutlichen, wird zunächst das Eisen-Kohlenstoffdiagramm betrachtet [30]. Mit steigender Temperatur verändert sich die Kristallstruktur des Werkstoffes. Abhängig von der Temperatur verändern sich die Eigenschaften des Stahls. Der Grund dafür ist im Atomaufbau zu finden. Bei geringen Temperaturen liegt eine stabilere Struktur als bei Hochtemperaturen vor. Mit steigender Temperatur nimmt die Bewegungsmöglichkeit der Atomstrukturen zu.

Metalle können kubisch flächenzentrierte (kfz) oder kubisch raumzentrierte (krz) Gittermodelle der Atome aufweisen. Bei Raumtemperatur weist reines Eisen ein dichtes raumzentriertes Gitter auf, es wird α -Eisen genannt. Acht Atome bilden die Eckpunkte und ein Atom befindet sich im Schwerpunkt eines gedachten Würfels. Mit dem Erreichen einer Temperatur von 911°C (abhängig vom Kohlenstoffgehalt) klappt das raumzentrierte Gitter des reinen Eisens in ein flächenzentriertes Gitter (γ -Eisen) um. Dabei bilden die acht Atome die Eckpunkte des Würfels, ein Atom befindet sich

zentrisch in einer Würfelfläche, das Würfelinere bleibt frei. Ein erneutes Umklappen vom flächen- in ein raumzentriertes Gitter erfolgt bei einer Temperatur von 1392°C , dies wird bei Betrachtung des genauen Fe-C Schaubildes [30] deutlich. Neben dem Aggregatzustand und der Gitterstruktur nimmt der Umschlag vom ferromagnetischen in den unmagnetischen Zustand Einfluss auf die thermischen Eigenschaften [38]. Für reines Eisen kann die Unterscheidung für ferromagnetisches α -Eisen und das oberhalb von 769°C vorliegende unmagnetische Eisen, früher als β -Eisen bezeichnet, getroffen werden. Nach [38] wird neben der α - γ Umwandlung der ferromagnetischen Umwandlung im Hinblick auf die Wärmekapazität eine große Bedeutung zugeschrieben.



Kohlenstoff stellt das wichtigste Element einer Eisenlegierung dar. Es liegt als Eisenkarbid (FeC_3) gebunden vor, als Gefügebestandteil wird es mit Zementit bezeichnet. Das Zementit wird in Form dünner Plättchen in das Ferrit eingelagert. Bei langsamer Abkühlung der Schmelze und einem Kohlenstoffgehalt von 0,8% liegt eine eutektoide Eisen-Kohlenstoffverbindung vor (S), das Gefüge wird als Perlit bezeichnet. Mit einer Reduktion des Kohlenstoffgehalts kommt es nicht mehr zur Einlagerung von Zementitplättchen in allen Eisen-Kristallen, somit entsteht ein Gemisch aus Ferrit und Perlit, wobei der Ferrit-Anteil mit sinkendem Kohlenstoffgehalt steigt (unterperlitisch). Ein überperlitisches Gefüge liegt bei Kohlenstoffgehalten größer 0,8% vor. Mit zunehmendem Kohlenstoffgehalt lagern sich weitere Zementitplättchen zwischen den perlitischen Kristallen schalenförmig ab. In über- und unterperlitischen Bereichen liegen α -Mischkristalle (Ferrit, Perlit) vor. Die Erwärmung des reinen Perlits mit 0,8% Kohlenstoffgehalt auf 723°C führt zu einer Auflösung der Eisenkarbidverbindung, die α -Mischkristalle klappen in γ -Mischkristalle um, dabei löst sich der Kohlenstoff in den

leeren Würfelraum des Fe-Gitters hinein auf und es bildet sich Austenit. Damit wird deutlich, dass für diese Legierung der Umwandlungspunkt der Kristallstrukturen im Eisen-Kohlenstoffdiagramm (Abb. 2-5) gegenüber dem reinen Eisen von 911°C auf 723°C absinkt. In den nachfolgenden Erläuterungen der thermischen Eigenschaften können an den zuvor aufgeführten Umwandlungsstellen Beeinflussungen der thermischen Eigenschaften verzeichnet werden.

Das Verhalten von Beton bei hohen Temperaturen ist im Wesentlichen vom Porengehalt (Dichte), dem Zementgehalt sowie dem Verhalten des Zements bei hohen Temperaturen, der Zuschlagart und dem Wassergehalt abhängig. Dabei stellt der Wassergehalt eine Besonderheit dar. Dem Beton wird mehr Wasser zugegeben, als zur Hydratation erforderlich ist. Dadurch entstehen bei der Erhärtung Wasserporen im Zementstein. Ferner liegt über das chemisch gebundene Wasser hinaus ein Teil des Wassers als physikalisch gebundenes Gelwasser in den Gelporen vor; es wird für die vollständige Hydratation benötigt. Bei vollständiger Hydratation machen das chemisch gebundene Wasser und das Gelwasser ca. 40% der Zementmasse aus, entsprechend einem w/z-Wert von 0,4. Mit Überschreiten dieses Wertes bilden sich Kapillarporen im Zementstein aus, in denen freies Wasser vorliegt. Bei Portlandzementen ist die Menge des chemisch gebundenen Wassers unabhängig von der Zusammensetzung praktisch gleich. Daher kann davon ausgegangen werden, dass rund 25% als nicht verdampfbares Wasser und ca. 15 % als verdampfbares Wasser vorliegen. Mit einer Erwärmung des Betonkörpers über den Siedepunkt von Wasser kommt es zum Verdampfen des nicht chemisch gebundenen Wassers. Solange das Wasser noch nicht vollständig verdampft ist, steigt an diesen Stellen die Betontemperatur nicht über die Verdampfungstemperatur. Somit wird die Erwärmung des Bauteils verzögert. In [32] wird der Einfluss des Wassergehaltes vereinfacht bei der Ermittlung der spezifischen Wärmekapazität berücksichtigt.

Die Zuschläge unterscheiden sich hinsichtlich der Wärmeleitfähigkeit der Gesteinsarten. Beton aus kristallinen Zuschlägen weist z.B. gegenüber einem Beton mit glasigen Zuschlägen bei gleicher Rohdichte eine etwa zweifach größere Wärmeleitfähigkeit auf [29]. Die Regelungen nach [32] unterscheiden nicht hinsichtlich der Zuschlagart, die dort aufgeführten Ansätze gelten für trockenen Normalbeton mit quarz- bzw. kalksteinhaltigen Zuschlägen.

2.4.1 Thermische Eigenschaften von Stahl und Beton

2.4.1.1 Dichte

Als Dichte wird die auf das Volumen bezogene Masse eines Körpers bezeichnet.

Die in [39] (Abb. 2-6) aufgeführten Messwerte der Dichte von unlegiertem Stahl zeigen einen mit steigender Temperatur leicht linear abfallenden Verlauf, wobei die Messwerte in einem engen Streuband liegen. Der Sprung des temperaturabhängigen Verlaufs im Bereich von 723°C ist auf die Umwandlung der α - in γ -Mischkristalle zurückzuführen.

In den normativen europäischen Regelwerken [32] wird die Dichte von Bau- und Betonstahl unabhängig von der Temperatur zu einer Konstanten von $\rho_a=7850 \text{ kg/m}^3$ über den gesamten Temperaturbereich vereinfacht.

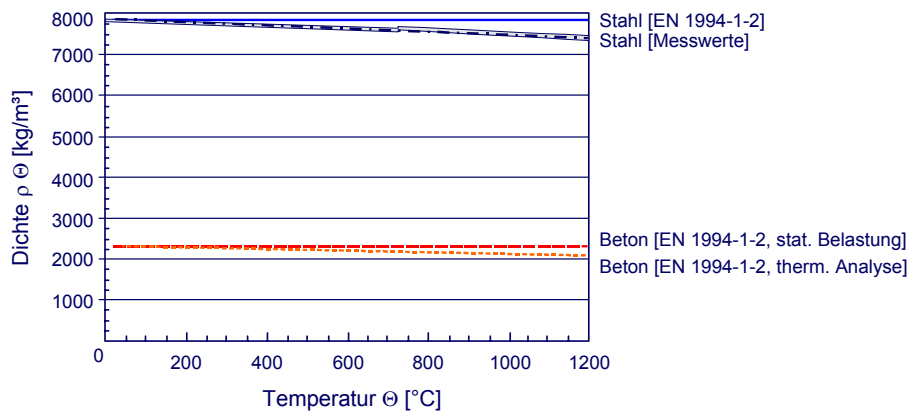


Abb. 2-6: Dichte für Stahl und Beton

Bei infolge der Verdampfung sinkendem Wassergehalt nimmt die Dichte des Betons mit steigender Temperatur ab. Nach [32] darf im Rahmen der statischen Analyse die Dichte des Betons als unabhängig von der Temperatur konstant zu $\rho_c=2300 \text{ kg/m}^3$ angenommen werden. Für die thermische Analyse wird bzgl. der Dichte auf EN 1992-1-2 verwiesen. Der Verlauf der Dichtefunktion wird entsprechend Gl. (2.4-3) angegeben.

$$\rho_{c,\theta} = 2354 - (\theta_c / 100) \quad (2.4-3)$$

2.4.1.2 Wärmekapazität

Wärmespeicherung ist ein Effekt, der im Volumen des Bauteils auftritt. Durch die Erwärmung oder Abkühlung des Bauteils ergibt sich eine Zu- oder Abnahme der darin enthaltenen thermischen Energie. Das Wärmespeichervermögen ist materialabhängig und wird im Allgemeinen über die spezifische Wärmekapazität definiert.

Unter der spezifischen Wärmekapazität c ist die Wärmemenge zu verstehen, die erforderlich ist, um die Masse von einem Gramm um ein Kelvin zu erwärmen. Die spezifische Wärmekapazität wird auch als wahre spezifische Wärmekapazität bezeichnet und in der Regel auf die Masse (oder das Volumen) bezogen. Darin ist auch jene latente Wärmemenge enthalten, die aufgebraucht wird, um z.B. die Kristallgefüge des Materials umzuwandeln oder vorhandene Feuchtigkeit zu verdampfen.

$$c = \frac{C}{m} \text{ [J/(kgK)]} \quad (2.4-4)$$

c spezifische Wärmekapazität

m Masse

C Wärmekapazität

Die Wärmekapazität kann nur in bestimmten Grenzen als konstant angesehen werden, sie ist von der Temperatur abhängig.

$$Q_{12} = m \int_{\theta_1}^{\theta_2} c(\theta) d\theta \quad (2.4-5)$$

Für Stahl wird die spezifische Wärmekapazität in [32] für verschiedene Temperaturbereiche durch Funktionen beschrieben. Abb. 2-7 zeigt den Verlauf der spezifischen Wärmekapazität. Im Bereich von ca. 735°C ist eine starke Zunahme der Wärmekapazität infolge der Umwandlung der α - in γ -Mischkristalle und der ferromagnetischen Umwandlung festzustellen. Für vereinfachte Berechnungen kann ein konstanter Wert von $c_a=600 \text{ J}/(\text{kgK})$ angenommen werden.

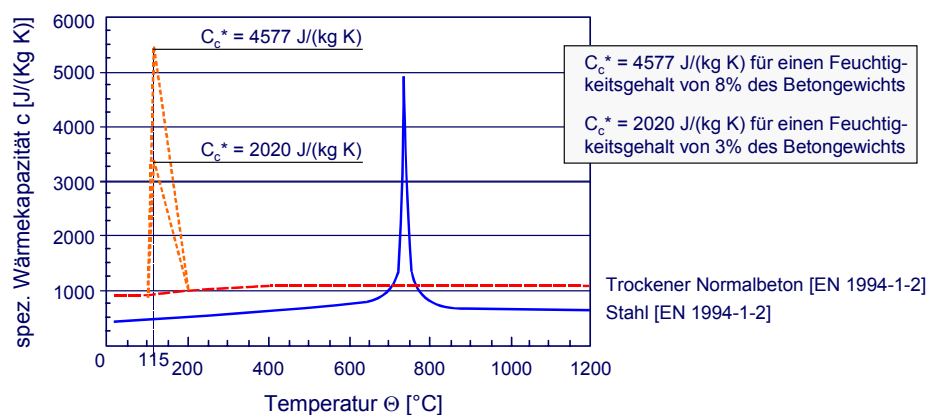


Abb. 2-7: Spezifische Wärmekapazität von Stahl und Beton

Die spezifische Wärmekapazität c_c von Beton wird stark durch den Wassergehalt beeinflusst. Dies wirkt sich vor allem beim Verdampfen des Wassers im Temperaturbereich zwischen 100°C und 200°C aus, da zum Verdampfen des Wassers mehr Energie benötigt wird. Nach Norm [32] erfolgt die Berücksichtigung des Wassergehalts durch eine Erhöhung der Kurve für trockenen Normalbeton durch den Höchstwert C_c^* bei 115°C. Dabei darf der Höchstwert in Abhängigkeit vom Feuchtigkeitsgehalt zwischen den Werten $C_c^*=2020 \text{ J}/(\text{kg K})$ für einen Feuchtigkeitsgehalt von 3% und $C_c^*=5600 \text{ J}/(\text{kg K})$ für einen Feuchtigkeitsgehalt von 10% linear interpoliert werden. Nach [29] beträgt die Feuchtigkeit für einen den Umgebungsbedingungen ausgesetzten Normalbeton 4 bis 6% des Betongewichts. Sofern der Feuchtigkeitsgehalt nicht bekannt ist, sollte nach [32] ein Wert von 4% angenommen werden. Der Höchstwert des rechnerischen Feuchtigkeitsgehaltes von 10% kann z.B. bei betongefüllten Hohlprofilen, aber auch bei den in dieser Arbeit untersuchten ausbetonierten Profilen auftreten, da der umschließende Stahlmantel günstige Randbedingungen bzgl. der Austrocknung des Kernbetons birgt.

Für die angestrebten Temperaturfeldberechnungen über den Querschnitt der Slim-Floor-Träger wird für die Betongurte und den Aufbeton ein Feuchtigkeitsgehalt von 4% angesetzt. Der durch die Stege und Gurte der hohlkastenförmigen Stahlprofile von der Umgebungsluft abgeschottete Beton verhält sich hinsichtlich der Austrocknung ähnlich

günstig wie ein Hohlprofil, es wird für den Kernbeton ein Feuchtigkeitsgehalt von 8% angenommen.

2.4.1.3 Wärmeleitfähigkeit

Die Wärmeleitfähigkeit λ beschreibt die Wärmemenge, die innerhalb einer Sekunde durch einen Quadratmeter einer einen Meter dicken Stoffschicht bei einer Temperaturdifferenz von einem Kelvin zwischen den Schichtoberflächen hindurchgeht.

Für Stahl ist eine Abnahme der Wärmeleitfähigkeit mit zunehmender Temperatur festzustellen. Ferner nimmt der Legierungsgehalt Einfluss auf die Proportionalitätskonstante λ . In [32] ist für die Wärmeleitfähigkeit von Bau- und Betonstahl für den Bereich zwischen 20 und 800°C ein linearer Abfall von 53,3 auf 27,3 W/(m K) angegeben. Im weiteren Verlauf oberhalb von 800°C bleibt der Wert konstant.

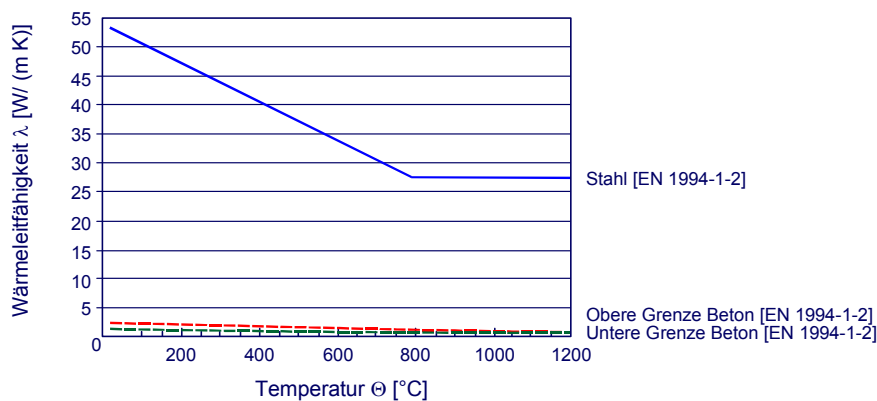


Abb. 2-8: Wärmeleitfähigkeit von Stahl und Beton

Die Wärmeleitfähigkeit von Beton hängt in erster Linie von der Porigkeit, d. h. der Rohdichte, dem Zuschlag und dem Wassergehalt ab. Mit zunehmendem Wassergehalt und steigender Temperatur nimmt die Wärmeleitfähigkeit ab. Für Normalbeton wird in [32] ein oberer und ein unterer temperaturabhängiger Verlauf der Wärmeleitfähigkeit angegeben, wobei die oberen Grenzwerte aus Versuchen von Verbundbauteilen abgeleitet wurden und die Verwendung dieser Werte in der Norm empfohlen wird.

2.4.2 Mechanische Eigenschaften von Stahl und Beton

Für die Ermittlung des Last- und Verformungsverhaltens brandbeanspruchter Bauteile ist die Kenntnis der temperaturabhängigen Veränderungen der mechanischen Baustoffeigenschaften unablässig. Im Wesentlichen sind das die Hochtemperatureigenschaften der Festigkeit und des Elastizitätsmoduls.

2.4.2.1 Thermische Dehnung

Wie bereits beschrieben wird die thermische Dehnung an dieser Stelle den mechanischen Eigenschaften zugeordnet, da diese keinen Einfluss auf die thermische

Entwicklung innerhalb des Querschnitts nimmt. Mit steigender Temperatur dehnen sich Beton und Stahl aus, dies wird durch die thermische Dehnung $\Delta l / l$ ausgedrückt.

Die thermische Dehnung von Stahl wird von der Art und Menge der Legierungszusätze bestimmt. In [38] sind Messwerte für die thermische Dehnung von Stahl dargestellt (Abb. 2-9), aus denen hervorgeht, dass die oben genannten Einflüsse erst im Temperaturbereich oberhalb von 600°C deutlich werden. Besonders hebt sich das Streuband im Bereich der Umwandlung der α - in γ -Mischkristalle hervor. Nach [32] wird der Verlauf der thermischen Dehnung bis zu einer Temperatur von 750°C als Polynomfunktion zweiten Grades beschrieben, dem ein konstanter Abschnitt folgt, der ab 860°C in eine lineare Funktion übergeht. Abb. 2-9 stellt den Funktionsverlauf nach Norm im Vergleich zu der Streubreite der Messwerte nach [38] dar.

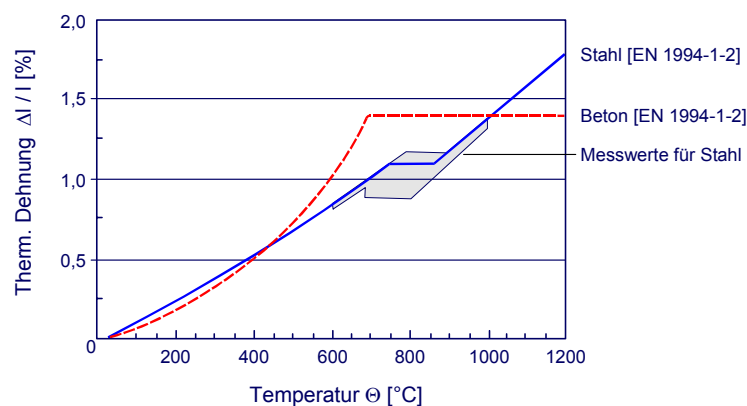


Abb. 2-9: Thermische Dehnung von Stahl und Beton

Die thermische Dehnung von Beton wird durch dessen Einzelkomponenten bestimmt. Als Haupteinflussgröße ist der Zuschlag zu nennen. So kann z.B. der Wärmeausdehnungskoeffizient von quarzhaltigen Zuschlägen bis zu dreimal so hoch sein wie der von kalkhaltigen Gesteinen. In [32] wird der Verlauf der thermischen Dehnung für Normalbeton mit quarzhaltigen Zuschlägen angegeben (Abb. 2-9). Ab einer Temperatur von 600°C dehnt sich demnach der Beton nicht mehr weiter aus.

2.4.2.2 Spannungs-Dehnungslinien für Stahl

Bei der Erwärmung durchlaufen Stähle verschiedene Kristallgitterstrukturen (α -, β -, δ -Eisen), wodurch das Verformungsverhalten und die Festigkeitseigenschaften beeinflusst werden. PrEN 1994-1-2 beinhaltet temperaturabhängige Stoffgesetze, wobei zwischen Bau- und Betonstahl unterschieden wird.

Die Spannungs-Dehnungslinie für Baustahl wird durch den Elastizitätsmodul $E_{a,\theta}$, die Proportionalitätsgrenze $f_{ap,\theta}$ und das maximale Spannungsniveau $f_{a,max,\theta}$, das der Streckgrenze entspricht, charakterisiert. Abb. 2-10 zeigt die Kurve, die in vier Bereiche unterteilt wird. Bereich I entspricht dem elastischen Bereich. Im Bereich II liegt ein elliptischer Verlauf vor, es folgen der Fließbereich III und der abfallende Ast. Die temperaturabhängigen Spannungsdehnungslinien für Baustahl sind in Abb. 2-10 bis zu

einer Dehnung von 2% dargestellt, dabei ist f_{ay} die Streckgrenze des Baustahls bei Normaltemperatur [32], [33].

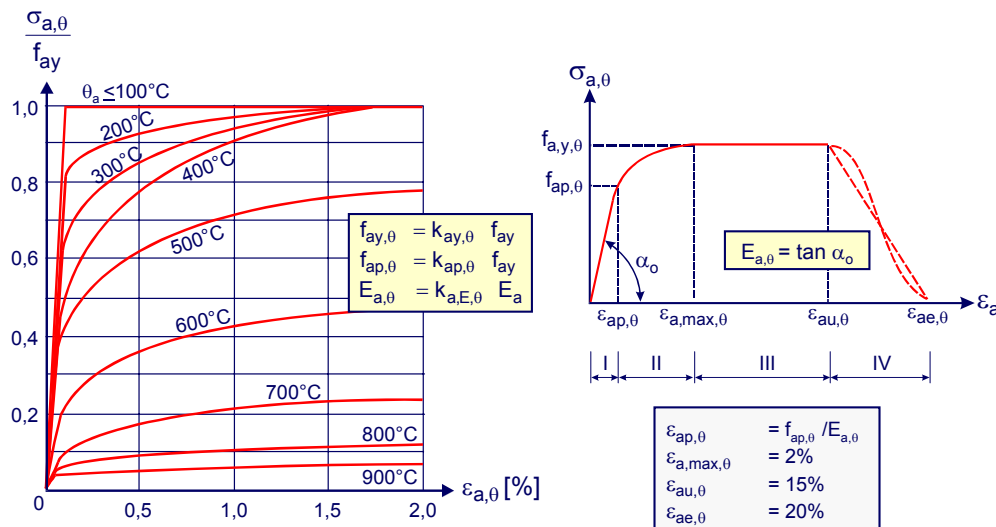


Abb. 2-10: Spannungs-Dehnungslinie für Baustahl bei Temperatureinwirkung [32]

Die temperaturabhängigen Werte der Streckgrenze, der Proportionalitätsgrenze und des Elastizitätsmoduls werden mit den in Abb. 2-11 angegebenen Abminderungsfaktoren k_θ ermittelt.

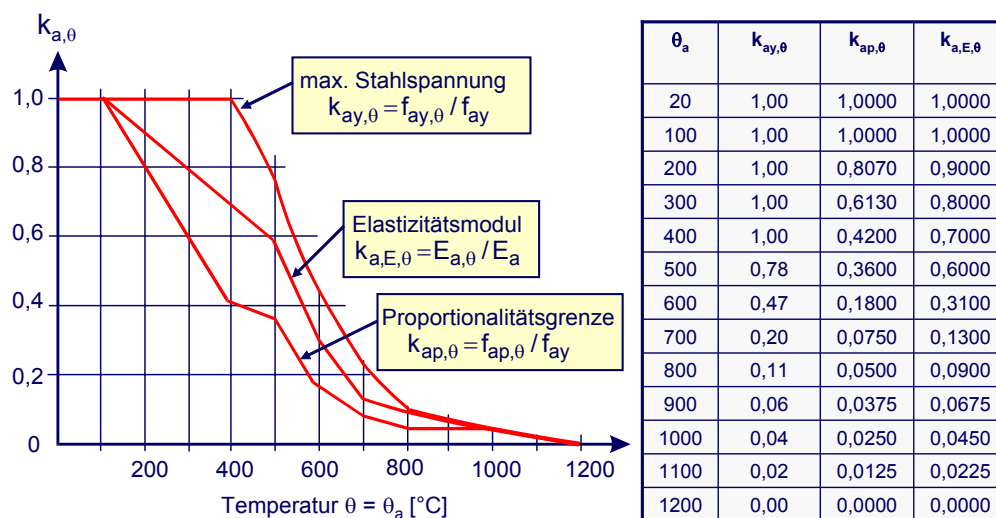


Abb. 2-11: Werkstoffkennwerte für Baustahl im Brandfall – Reduktionsfaktoren [32]

Beim Betonstahl wird hinsichtlich des Herstellungsverfahrens unterschieden. Für warmgewalzte Stähle gelten die gleichen Regelungen wie für Baustahl. Die temperaturabhängigen Werkstoffeigenschaften für kaltgewalzte Betonstähle werden analog zu den Regelungen für Baustahl mit den in Abb. 2-12 gezeigten Spannungsdehnungslinien und den Abminderungsfaktoren k_θ nach Abb. 2-13 ermittelt.

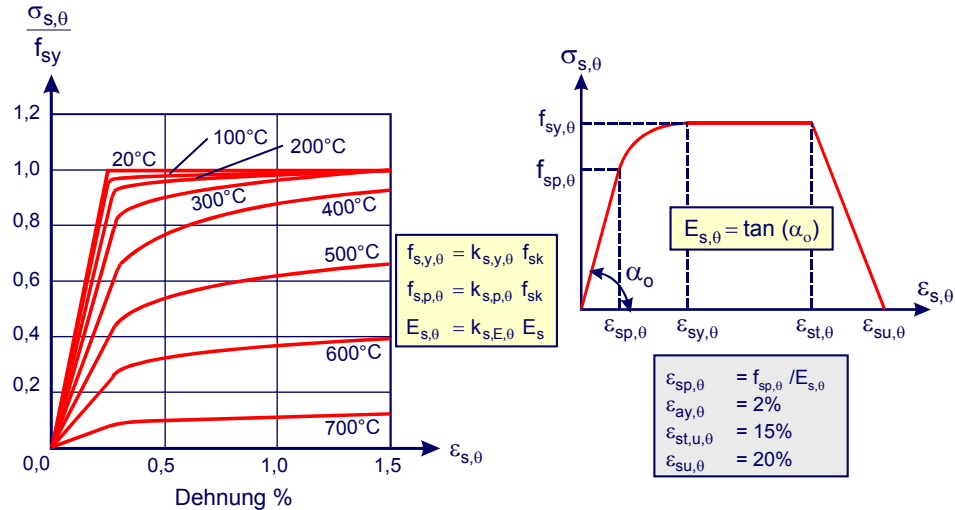


Abb. 2-12: Spannungsdehnungsbeziehung für Betonstahl – (Betonstahl S500)

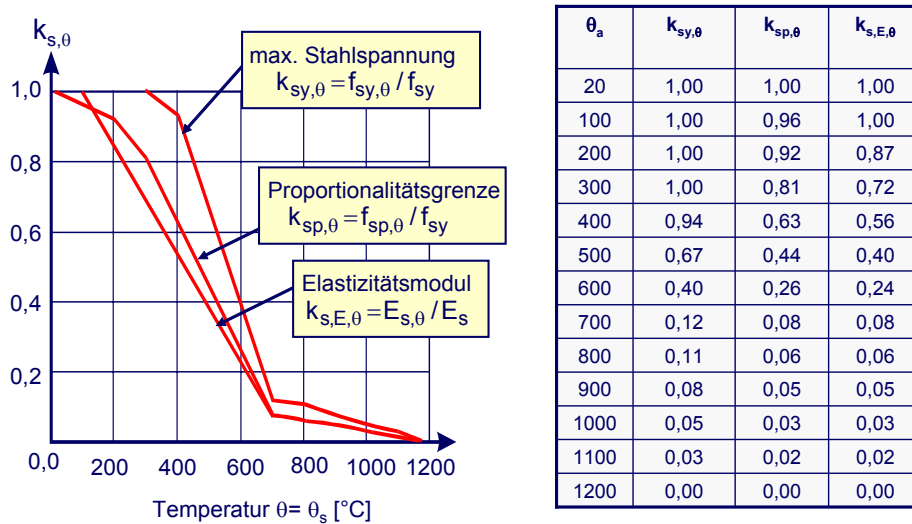


Abb. 2-13: Werkstoffkennwerte für kaltverformten Betonstahl – Reduktionsfaktoren [32]

2.4.2.3 Mechanische Eigenschaften von Beton

Mit zunehmender Temperatur erfährt der Zementstein einen direkten Festigkeitsverlust sowie Schwindverformungen, die zur Auflockerung und Zerstörung des Verbundes durch Rissbildung führen. In [32] wird das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Beton durch die in Abb. 2-14 dargestellten temperaturabhängigen Spannungsdehnungslinien beschrieben. Sie basieren auf der Auswertung von instationären Kriechversuchen, wobei die Dehnungen sowohl die temperaturabhängigen elastischen und plastischen Anteile als auch die großen instationären Hochtemperatur-Kriechanteile beinhalten. Sie gelten für Betone mit quarzhaltigen Zuschlägen. Der Verlauf der Spannungs-Dehnungslinien wird von der Betondruckfestigkeit $f_{c,\theta}$ mit der zugehörigen Stauchung $\epsilon_{cu,\theta}$ und durch die maximale Stauchung $\epsilon_{ce,\theta}$ beim Abfall der Spannungen auf den Wert Null bestimmt. Dabei gliedert sich die Kurve in den Bereich I bis zum Erreichen der maximalen Druckfestigkeit und dem daran folgenden abfallenden Ast (Bereich II).

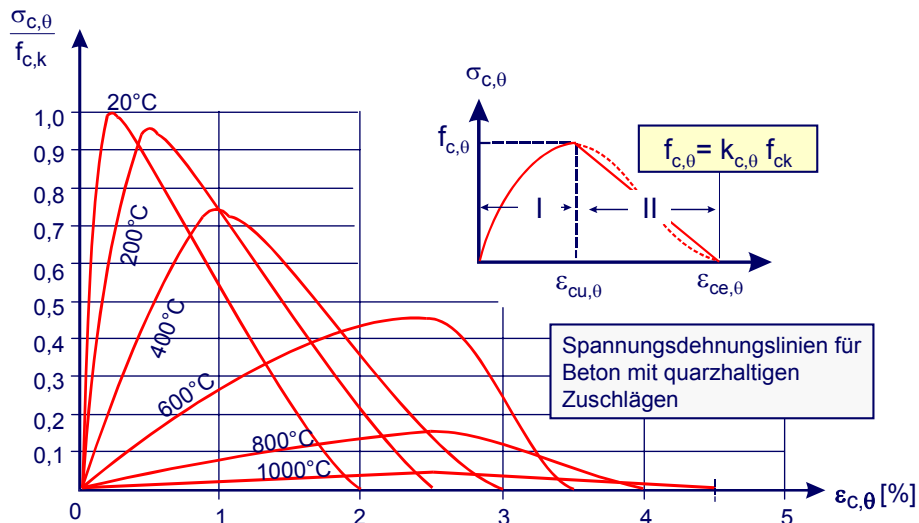


Abb. 2-14: Spannungsdehnungsbeziehung für Beton [32]

Die zur Ermittlung der Spannungsdehnungslinien erforderlichen Reduktionsfaktoren $k_{c,\theta}$ sind für Normal- und Leichtbeton in Abb. 2-15 zusammengestellt. Bei einer Bemessung nach DIN 18800-5 in Kombination mit DIN V ENV 1994-1-2 ist dabei bereits bei einer Betontemperatur von 100°C eine Reduktion der Zylinderdruckfestigkeit um 5% vorzunehmen (100°C → $k_{c,\theta}=0,95$; 200°C → $k_{c,\theta}=0,90$), nach [32] ist dies erst ab 200°C erforderlich (Abb. 2-15). Für Bauteiltemperaturen oberhalb von 300°C verläuft die Reduktionsfunktion nach DIN V ENV 1994-1-2 [33] und prEN 1994-1-2 gleich.

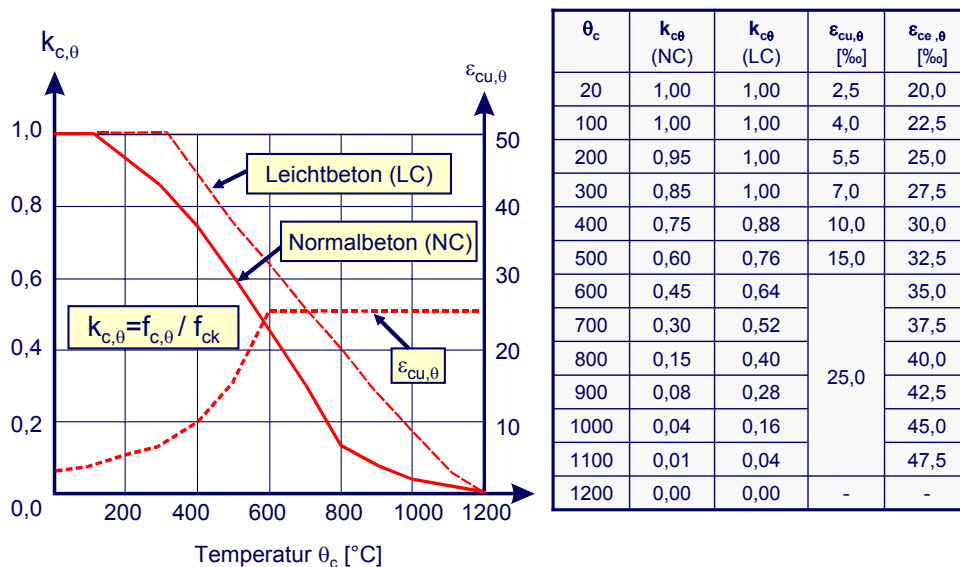


Abb. 2-15: Werkstoffeigenschaften Beton – Reduktionsfaktoren und Grenzdehnungen bei quarzhaltigen Zuschlägen [32]

2.5 Querschnitt und Geometrie

Hohlkastenförmige Slim-Floor-Querschnitte werden als Schweißprofile gefertigt. Grundsätzlich besteht der untere Flansch aus einem durchgehenden Blech mit 5 bis

30 mm Blechstärke, auf den die Stegbleche aufgesetzt werden. Alternativ können die Stegbleche und der Obergurt aus einem abkanteten Blech bestehen, in diesem Fall wird der Schweißaufwand reduziert. Die Stegbleche weisen eine Stärke von 5 bis 8 mm auf. Bei Ausführungen aus einzelnen Blechen werden Obergurte bis 30mm Gurtstärke verwendet. Sofern Öffnungen durch Stanzen in den Steg bzw. Obergurt eingebracht werden, sind aus Fertigungsgründen die Blechstärken auf 6 bis 8 mm begrenzt.

Der seitliche Überstand der unteren Flansche ($b_{fb,2}$) ist größer gleich 100 mm, der geringste Abstand der Stegbleche ($b_{fb,1}$) beträgt 200 mm. Im Hinblick auf die brandschutztechnischen Untersuchungen in dieser Arbeit wird vorausgesetzt, dass die Betondeckung der Stegbleche mindestens dem Maß des Untergurtüberstandes $b_{fb,2}$ entspricht. Bei alleiniger Betrachtung des Kaltfalls kann die seitliche Betondeckung der Stege entfallen, was einen Beulnachweis für die Stegbleche erfordert. Die Standardquerschnitte weisen eine Höhe zwischen 200 und 370 mm auf. Liegen Querschnitte mit Stegöffnungen vor, so sind unmittelbar unterhalb des Obergurtes Lüftungsöffnungen mit einem Mindestdurchmesser größer gleich dem Größtkorndurchmesser in regelmäßigen Abständen (ca. 200-300 mm) anzuordnen. Bei Trägern mit Aufbeton ist die Aufbetonhöhe h_{ct} in Anlehnung an die Regelungen nach [16] für Verbundstützen aus vollständig einbetonierten I-Profile größer gleich $1/6$ der Flanschbreite b_{ft} zu wählen, mindestens jedoch zu 50 mm. Im Fall des Profils mit FEDU-Dübeln beträgt der Abstand der Verbundmittel 150 mm, beim DELTA-Beam liegt ein Abstand der Stegöffnungen von 300 mm vor.

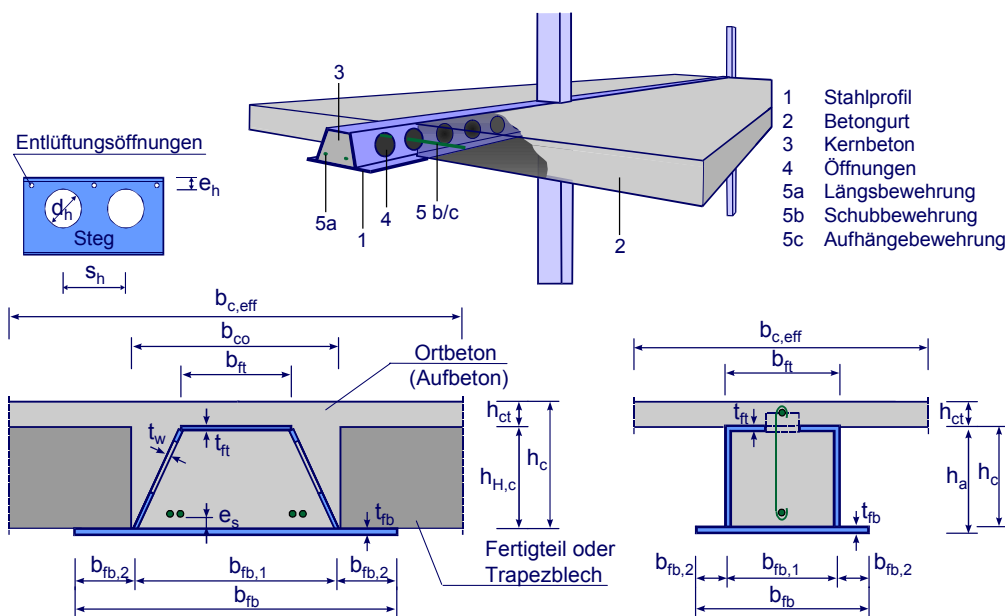


Abb. 2-16: Geometrie und Bezeichnungen

Die in dieser Arbeit aufgeführten Bezeichnungen und Formelzeichen stimmen mit den Definitionen der Regelwerke für den Verbundbau überein, sofern Abweichungen bestehen, werden an den entsprechenden Stellen die Begriffe definiert.

3 Bauzustand

3.1 Allgemeines

Im Bauzustand werden die Träger in der Regel als Einfeldträger ausgeführt. Die Einwirkungen werden allein vom Stahlprofil aufgenommen. Durch die hohlkasten-ähnliche Querschnittsform weisen die Träger eine hohe Biege- und Torsionssteifigkeit auf, so dass im Allgemeinen keine Unterstützung erforderlich wird. Der Tragfähigkeitsnachweis wird als elastischer Grenztragfähigkeitsnachweis geführt. Dabei ist insbesondere die Ableitung von Torsionsbeanspruchungen von Bedeutung. Da die Querschnitte nicht durch Schotte ausgesteift werden, ist bei der Bemessung der Einfluss der Profilverformung zu berücksichtigen. Aus dieser resultieren Querbiegemomente, die bei einigen Profiltypen erhebliche Größenordnungen annehmen können. Für die praktische Berechnung kann ein Näherungsverfahren verwendet werden, mit dem die Beanspruchungen aus Biegung und Torsion realistisch ermittelt werden können.

3.2 Ermittlung der Spannungen im Bauzustand

Die Träger werden in der Regel durch Streckenlasten aus dem Trägereigengewicht, der Auflast aus Betonfertigteilen und Ortbeton sowie aus den Verkehrslasten für Betonierbetrieb beansprucht. Exzentrische Beanspruchungen resultieren aus ungleichen Trägerabständen und dem Montagevorgang. Als Torsionsbeanspruchungen liegen in der Regel aus Streckenlasten resultierende Torsionsmomente m_T vor.

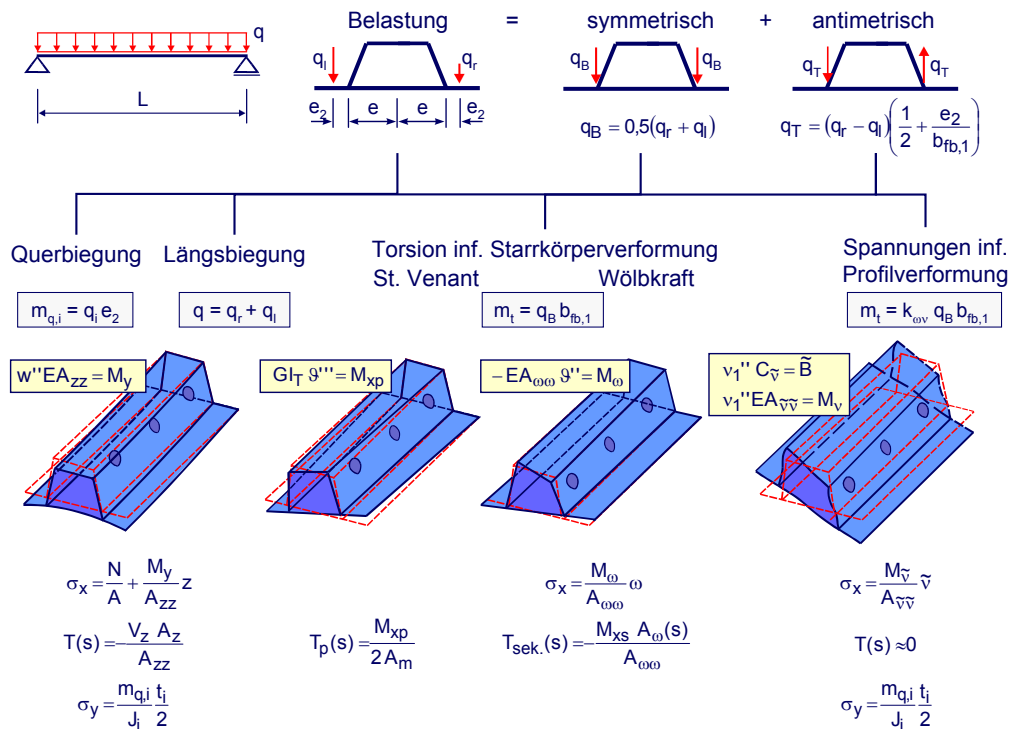


Abb. 3-1: Beanspruchung aus Biegung und Torsion – Ermittlung der Spannungen

Zur Ermittlung der Spannungen aus Biegung und Torsion wird die Belastung in einen symmetrischen und einen antimetrischen Anteil aufgeteilt (Abb. 3-1). Bei Torsions- einwirkungen setzen sich die Beanspruchungen neben den Spannungen aus Normalkraft- (N), Biegung (M_y) und Querbiegung (m_q) zusätzlich aus den Anteilen des Torsionsmomentes (primäres Torsionsmoment $M_{T,p}$, sekundäres Torsionsmoment $M_{T,s}$, Wölbmoment M_ω) und den Spannungen aus der antimetrischen Konturverformung (Verformungsmoment $M_{\tilde{v}}$, Querbiegemoment m_q) entsprechend Abb. 3-1 zusammen. Die resultierende Vergleichsspannung ergibt sich unter Vernachlässigung der geringen Schubanteile aus der Profilverformung nach Gl. (3.2-1):

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xz}^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq f_{yd} \tag{3.2-1}$$

Neben der Querschnittsprofilierung sind die Blechstärken sowie die Einleitung des Torsionsmomentes die maßgebenden Einflussparameter für die Profilverformung. Dies verdeutlicht das Beispiel eines quadratischen Hohlkastenprofils (Abb. 3-2), bei dem vereinfacht die auskragenden Untergurte und Öffnungen unberücksichtigt bleiben. Am Auflager wirkt eine Stirnplatte wie ein Schott. Nach der Theorie der Starrkörpertorsion stellt dieser Querschnitt ein wölbfreies Profil dar, bei dem unter Torsion keine Normalspannungen auftreten. Aus der ersten Bredtschen Gleichung resultieren primäre Schubspannungen. Bei Slim-Floor-Profilen erfolgt die Einleitung des Torsionsmomentes durch ein Kräftepaar in den Knotenpunkten Steg-Untergurt, ähnlich dem einzelligen Kastenquerschnitt einer Brücke. Durch die ovalisierende Verschiebungsfigur in Profilebene nehmen die Normalspannungen in Längsrichtung und die Querbiegung in den Blechen teilweise erhebliche Größenordnungen an.

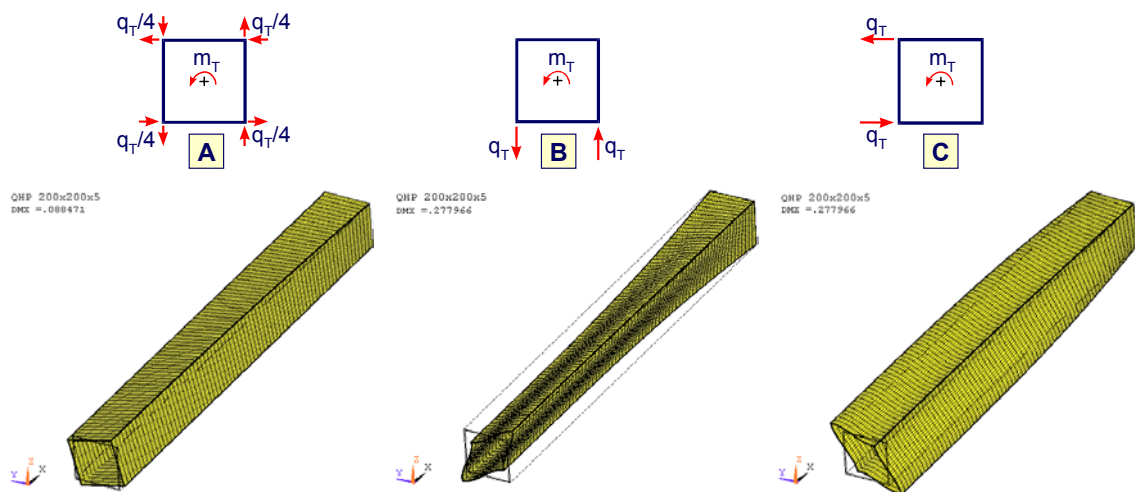


Abb. 3-2: Verformung und Lasteinleitung – QHP200x200x5, L=4,00 m, $m_t=10$ kNm/m

Bei einer Einleitung des Torsionsmomentes gemäß Abb. 3-2 A überlagern sich die Figuren B und C. Der Eintrag des Torsionsmomentes erfolgt wie bei einem Querrahmen, entsprechend gering sind die Spannungen aus der Konturverformung. Ferner ist in Abb. 3-3 der Spannungsverlauf für eine Lasteinleitung allein in den unteren Knotenpunkten nach Abb. 3-2 B aufgeführt.

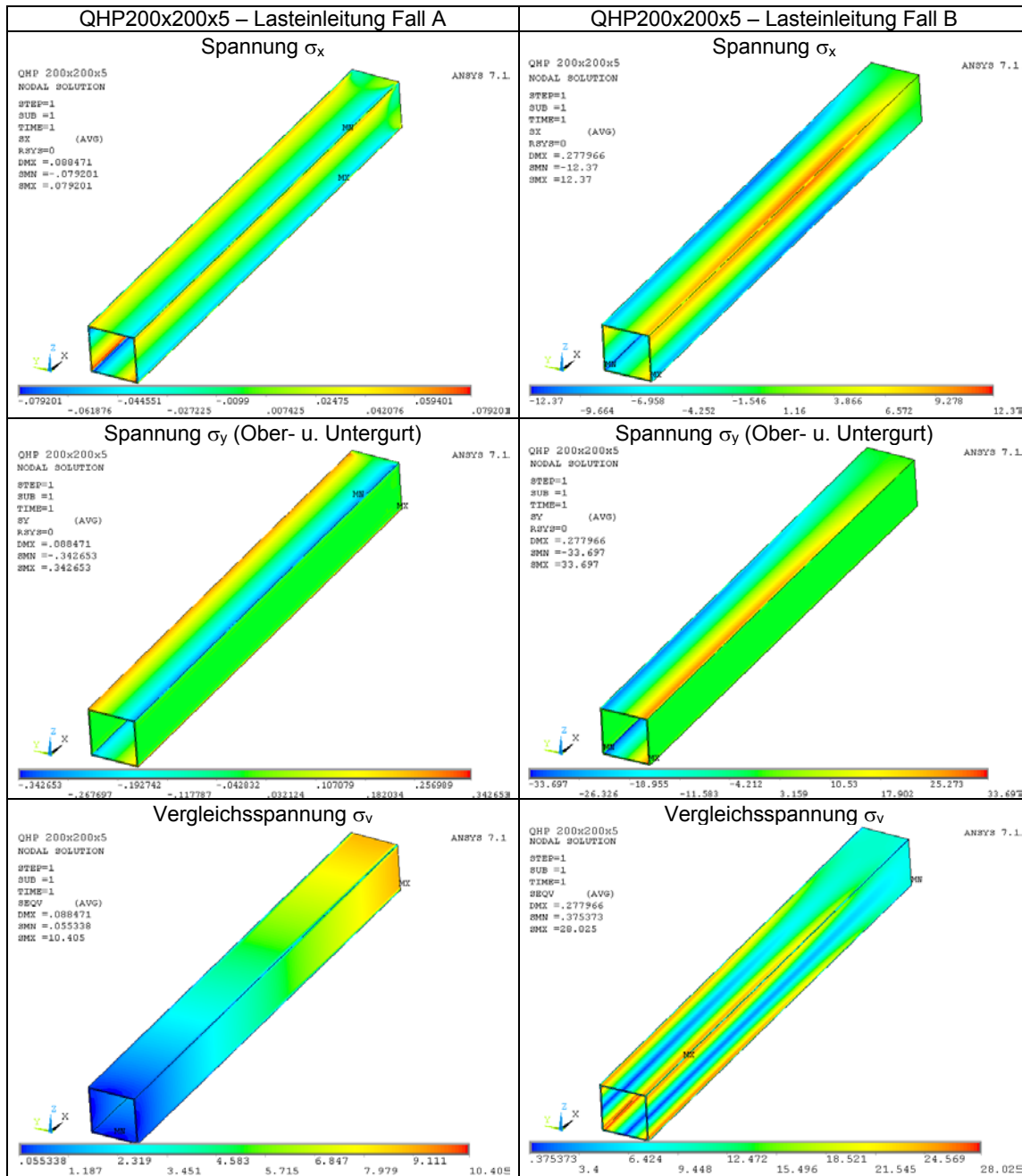


Abb. 3-3: Einheitslastfall Torsion, Spannungen [kN/cm²] – QHP200x200x5

In Abb. 3-4 ist der Verlauf der Spannungen im Punkt (1) im Obergurt des Profils QHP 200x200x5 bezogen auf die maximale Vergleichsspannung dargestellt. Deutlich ist die Differenz zu der auf Grundlage der Starrkörpertorsion ermittelten Vergleichsspannung (Strichlinie) zu erkennen, die einen ca. 2,5fach kleineren Wert ergibt. Im Vergleich dazu zeigt sich bei dem Profil mit 25 mm Blechstärke eine deutlich geringere Abweichung zwischen den Maximalwerten der Vergleichsspannung. Das Beispiel unterstreicht den Einfluss der Profilverformung bei Querschnitten mit dünnen Blechen unter Torsionsbeanspruchung. Darüber hinaus ist für die Beanspruchung infolge Torsion die Ausbildung der Auflagerpunkte wesentlich, die eine Ableitung der Torsionsmomente gewährleisten muss. Große Einzeltorsionsmomente M_T , die sich z.B. aus dem

Anschluss eines Querträgers ergeben, erfordern eine Unterstützung des Querschnitts an der Lasteinleitungsstelle, zusätzlich sind Querschotte anzuordnen.

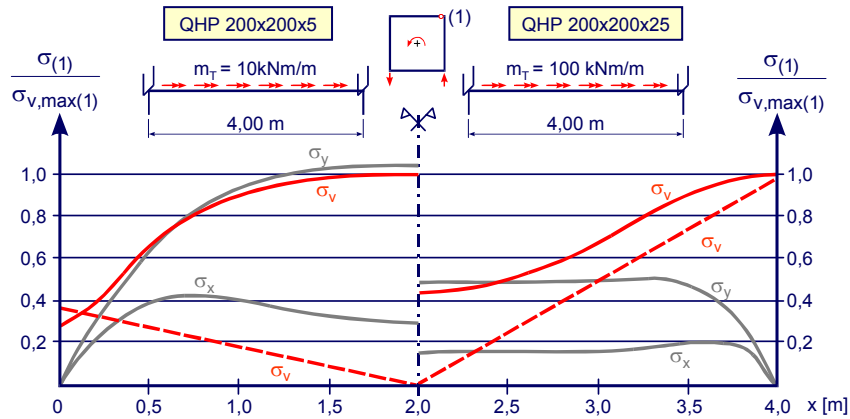


Abb. 3-4: Spannungsverlauf, QHP200x200x5 und QHP200x200x25

Die Nachrechnung der Spannungen aus antimetrischer Konturverformung kann mit den in [45] hergeleiteten Beziehungen erfolgen, der theoretische Hintergrund wird in [40] bis [44] dargestellt. Dabei wird das Analogiesystem des „elastisch gebetteten Balkens“ zugrunde gelegt (Abb. 3-5). Die Gleichstreckenlast entspricht dem Anteil des Torsionsmomentes, der Profilverformung hervorruft ($k_{ov} \cdot m_t$). Es wird davon ausgegangen, dass die Lasteinleitung in den Rahmenknoten erfolgt. Aus der Integration der Einheitsquerbiegeverteilung resultiert der Verdrehwiderstand des Rahmens, der die Bettungssteifigkeit repräsentiert und als Produkt mit der Verdrehung die Bettungskraft ergibt. Die Biegesteifigkeit des Ersatzbalkens entspricht der Wölbsteifigkeit der Profilverformung. Zur Berechnung der Wölbspannungen kann das Analogiesystem „Biegeträger mit Zugkraft“ herangezogen werden.

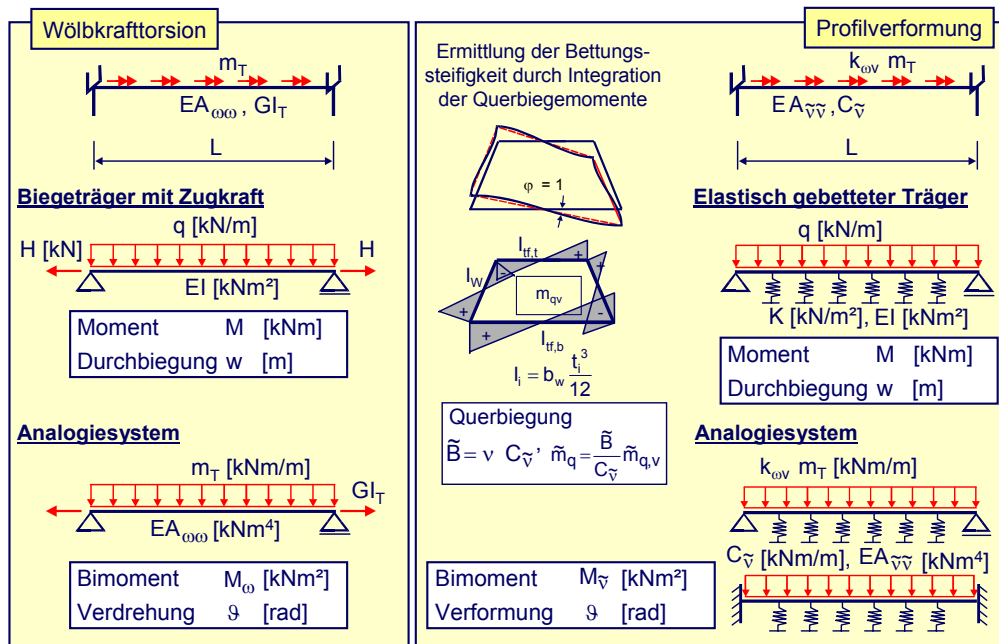


Abb. 3-5: Ermittlung der Schnittgrößen aus Wölbkrafttorsion und Profilverformung

Liegen Querschnitte mit Stegöffnungen vor, resultieren Zusatzbeanspruchungen aus der Vierendeelwirkung und der Umleitung der Normalspannungen. Im Bereich neben den Öffnungen sind die Längsspannungen über den gesamten Querschnitt verteilt, die Umlenkung im Öffnungsbereich führt zu einer Spannungskonzentration am oberen bzw. unteren Öffnungsrand. Zudem ruft die Übertragung der Querkräfte über die verbleibenden Teilquerschnitte sekundäre Biegemomente hervor, die zu Spannungsspitzen am Rand der Aussparungen führen. Bei runden Stegöffnungen liegt das Maximum im Querschnitt im Bereich $\varphi = 15\text{-}45^\circ$ (Abb. A 1-6). Durchgeführte FE-Berechnungen zeigen für die Nachrechnung der Einfeldträger mit Stegöffnungen [14] zunächst, dass bei diesen Profilen der Durchmesser und der Abstand der seitlichen Öffnungen in den Stegen so gewählt sind, dass die Zusatzbeanspruchungen bei der Ermittlung der Normalspannungen in den Gurten nur geringfügig größer werden. In Abb. 3-6 ist der Spannungsverlauf, basierend auf einem ideal elastisch - idealplastischen Materialverhalten, für einen Querschnitt (D26-300 12/10, Abb. A 1-1) unter dem Einheitslastfall Biegung dargestellt. Die Belastung ist so festgelegt, dass am Nettoquerschnitt in der oberen Querschnittsfaser gerade die Streckgrenze f_{yd} erreicht wird. Als Ergebnis ist ein lokal plastizierter Bereich unmittelbar am Rand der Öffnung festzustellen. Lokale Plastizierungen in diesem Bereich sind hinsichtlich der Tragfähigkeit unbedenklich, wenn für die Obergurte keine Stabilitätsgefahr besteht (Querschnittsklasse 2 \rightarrow kein örtliches Beulen) und somit Umlagerungen in den Obergurtquerschnitt möglich sind. Für überwiegende Biegebeanspruchung kann der Spannungsnachweis daher näherungsweise am Nettoquerschnitt unter Vernachlässigung örtlicher Plastizierungen erfolgen. Im Fall hoher Querkraftbeanspruchungen und bei durchlaufenden Systemen ist der Einfluss der Öffnungen auf die Spannungsverteilung jedoch zu untersuchen. Zur Ermittlung der Schubspannungen aus Torsion kann im Bereich von Querschnittsöffnungen eine ideale Blechdicke angesetzt werden. Bei asymmetrischen Querschnitten (z. B. Randträgern), sind die Spannungen auf die Hauptachsen zu beziehen.

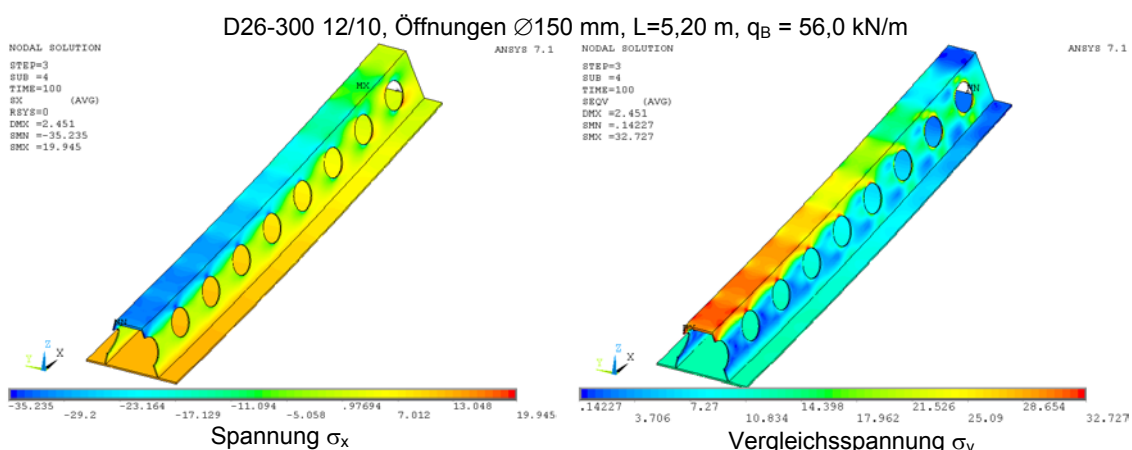


Abb. 3-6: Örtliche Spannungsspitzen infolge Stegöffnungen – Spannungen in [kN/cm²]

In Abb. 3-7, Abb. A 1-2 und Abb. A 1-3 ist die Verformung und Spannungsverteilung der Einheitslastfälle Biegung und Torsion sowie deren Kombination für einen

Einfeldträger ($L = 4,70 \text{ m}$) mit einer Streckenlast von $q = 55,0 \text{ kN/m}$ und einem aus der exzentrischen Laststellung ($q_r = 3 q_i$) resultierenden Moment $m_T = 6,69 \text{ kNm/m}$ dargestellt. Das Profil entspricht einem D26-400 12/10 [14] mit $d_h = 100 \text{ mm}$. Aus Abb. A 1-2 und Abb. A 1-3 geht hervor, dass vor allem in Feldmitte die Konturverformung nennenswerte Spannungen σ_x und σ_y hervorruft. Die Nachrechnung ohne Berücksichtigung der Profilverformung ergibt einen Maximalwert der Vergleichsspannung im Obergurt von $15,2 \text{ kN/cm}^2$. Bei Vernachlässigung der Spannungsspitzen im Öffnungsbereich, liegt die Vergleichsspannung nach Abb. A 1-3 um ca. 10% höher.

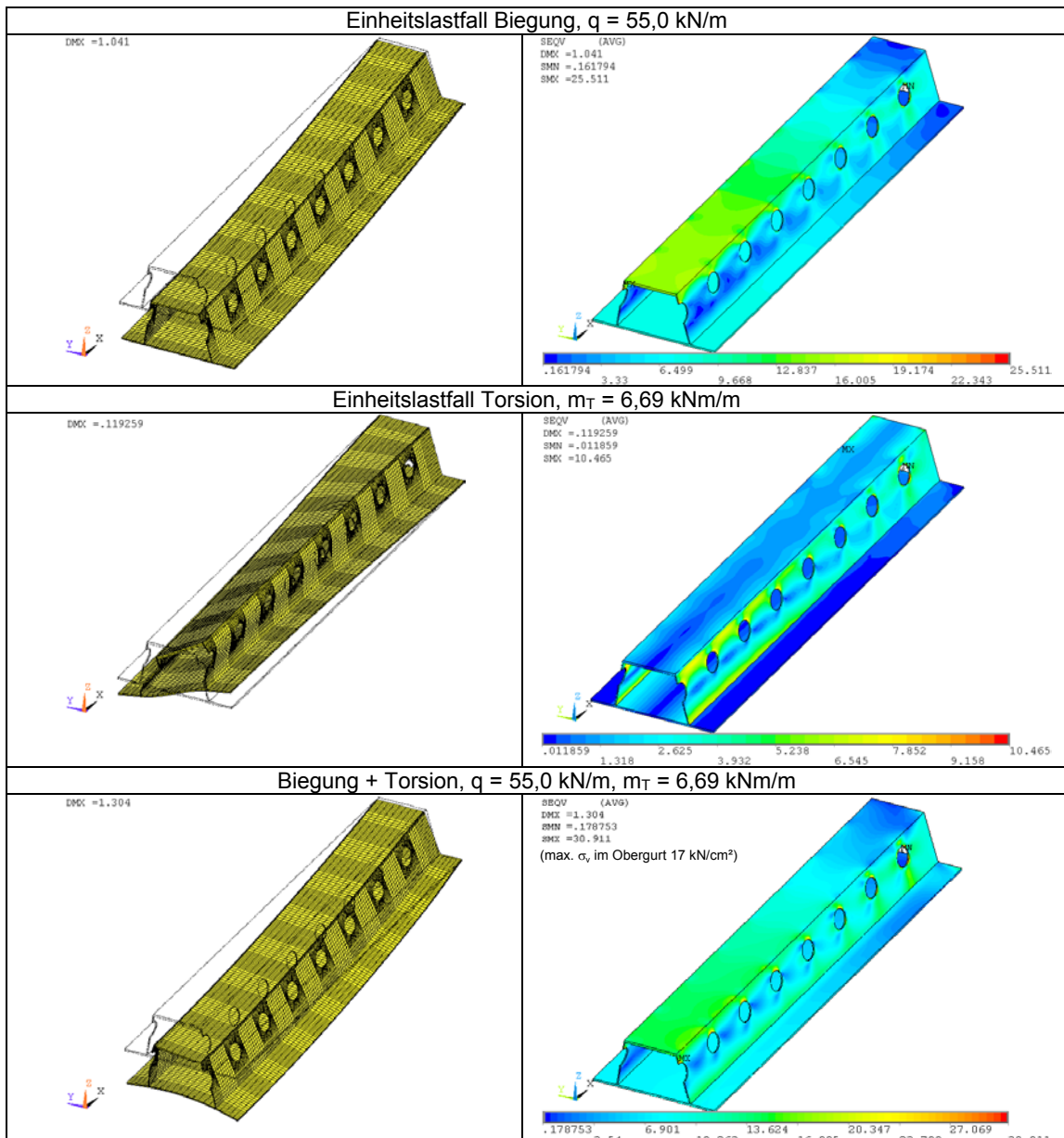


Abb. 3-7: Verformung und Vergleichsspannung – Profil D26-400 12/10 [cm, KN/cm²]

Ein weiteres Beispiel mit dem Profil D26-400 8/8 (Abb. A 1-4 und Abb. A 1-5) weist eine Spannungsdifferenz in gleicher Größenordnung auf. Die Vergleichsrechnungen

verdeutlichen gegenüber dem Beispiel in Abb. 3-3, dass mit zunehmendem Spannungsanteil aus Biegung der Einfluss der Profilverformung abnimmt. Dennoch zeigt sich eine nicht mehr zu vernachlässigende Größenordnung der Konturverformung bei großen Torsionsbeanspruchungen und Querschnitten mit dünnen Blechen bzgl. der Spannungen und Verformungen.

Gemäß den Forderungen nach [20] bzw. [21] ist zu prüfen, ob der Widerstand der Querschnitte durch lokales Beulen beeinflusst wird. Sofern die Querschnitte nicht mehr der Querschnittsklasse 3 entsprechen, sind diese in die Klasse 4 einzustufen. Die wirksamen Breiten der druckbeanspruchten Bleche können dann z.B. nach [40] bestimmt werden, der Tragfähigkeitsnachweis erfolgt dann mit reduzierten Querschnitten.

4 Endzustand

4.1 Querschnittsklassen und Schnittgrößenermittlung

Die Verdübelung erzwingt im Endzustand ein gemeinsames Tragverhalten der Komponenten Stahl und Beton. Es liegt ein Verbundtragwerk vor, das in Anlehnung an die Regelungen des Verbundbaus [16], [17] bemessen werden kann. Dabei erfolgt anhand der b/t -Verhältnisse eine Differenzierung in vier Querschnittsklassen. Diese reflektieren indirekt die Rotationsfähigkeit und den Widerstand des Querschnitts gegen örtliches Beulen und zeichnen sich als Indikator zur Wahl der geeigneten Verfahren für die Querschnittsbemessung und Schnittgrößenermittlung aus. Für die einseitig angeschlossenen äußeren Untergurte erfolgt die Klassifizierung in Anlehnung an die Anforderungen für Gurte kammerbetonierter Verbundträger. Der mittlere Bereich des Untergurts bzw. der Obergurt wird gemäß dem Grenzkriterium für betongefüllte Rechteckprofile [16] eingestuft. Da für die einbetonierten Stegbleche keine lokale Stabilitätsgefahr besteht, kann die Querschnittstragfähigkeit vollplastisch ermittelt werden, sofern die gedrückten Gurte mindestens der Klasse 2 entsprechen (s. a. Abschnitt 4.3). Für Querschnitte der Klasse 3 ist ein Plastizieren des Stahlquerschnitts nur im Zugbereich zulässig, die Bemessung erfolgt dehnungsbegrenzt oder elastisch. In den Regelwerken des Verbundbaus ist zur Einstufung in die Querschnittsklasse 3 das Grenzkriterium (b/t) nur für Flansche von Verbundträgern (dreiseitig gelagertes Beulfeld) angegeben. Auf Grundlage des in [46] für einen durch den Beton einseitig elastisch gebetteten Druckstab hergeleiteten Beulwerts ($k_\sigma=9,86$) und der aus der Winterkurve resultierenden bezogenen Plattenschlankheit von 0,673 ergibt sich das Grenzverhältnis b/t für den zweiseitig gelagerten, unendlich langen Plattenstreifen wie folgt:

$$\text{grenz}\left(\frac{b}{t}\right) = \bar{\lambda}_{p,el} \sqrt{\frac{k_\sigma E \pi^2}{12(1-\mu^2) f_{yk}}} = 0,673 \sqrt{\frac{9,86 \cdot 210000 \cdot \pi^2}{12(1-0,3^2) f_{yk}}} = 60,0 \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad (4.1-1)$$

Bei dünnen Gurten (Klasse 4) muss der Einfluss des lokalen Beulens durch die Einführung effektiver Querschnitte [40] berücksichtigt werden. Der Nachweis der Momenten Tragfähigkeit wird unter Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit elastisch geführt. In Tabelle A 2-1 sind die Einstufungskriterien zusammengefasst.

In der Regel werden die Systeme als Einfeldträger ausgeführt, durchlaufende Träger bilden bisher in der Praxis eine Ausnahme. Derzeit liegen keine ausreichenden experimentellen Erfahrungen zur Anwendung der Fließgelenktheorie vor. Bei großen Rotationen im Querschnitt besteht die Gefahr, dass der stabilisierende Einfluss des Betons durch das Überschreiten der Betongrenzdehnungen verloren geht [47] und dadurch die Rotationsfähigkeit eingeschränkt wird. Daher basiert die Schnittgrößenermittlung auf der Elastizitätstheorie. Die elastische Schnittgrößenermittlung durchlaufender Träger ohne Momentenumlagerung führt vor allem bei Querschnitten mit Aufbeton zu hohen Bewehrungsgraden im Stützbereich. Aufgrund der

Schnittgrößen- und Steifigkeitsverteilung sowie der Rissbildung ist bei durchlaufenden Systemen mit ähnlichen Stützweiten unter Gleichstreckenlast eine Umlagerung des Stützmomentes zu erwarten. Hinsichtlich der Rotationskapazität sind Slim-Floor-Träger zwischen kammerbetonierten Verbundträger und Stahlbetondecken einzustufen. Nach [16] dürfen negative Biegemomente über Innenstützen von Verbundträgern, wenn diese ohne Berücksichtigung der Rissbildung ermittelt werden, für Querschnitte der Klasse 2 um 30% und für die Querschnittsklasse 3 um 20% umgelagert werden. Die Prozentsätze erfassen die Einflüsse aus dem nichtlinearen Materialverhalten von Beton- und Baustahl sowie der Rissbildung des Betongurts im Stützbereich von Verbundträgern. Im Gegensatz zu hohen Verbundträgern spielt bei Flachdeckensystemen die Rissbildung des Betons eine wesentliche Rolle, zudem unterliegt auch der Feldbereich einer Rissbildung. Ferner nimmt die Größe der Betondruckzone Einfluss auf die Rotationskapazität. Eine große Druckzonenhöhe vermindert die Rotationskapazität des Querschnitts, während mit abnehmender Druckzone das Rotationsvermögen steigt und größere Dehnungen in der Zugbewehrung möglich werden. Nach DIN 1045-1 [22] wird für Stahlbetonquerschnitte nach dem vereinfachten Verfahren der Schnittgrößenermittlung mit Momentenumlagerung der Umlagerungsgrad δ direkt in Abhängigkeit von der bezogenen Druckzonenhöhe ($\xi = x_d/d$) ermittelt. Dabei ist eine Umlagerung des Stützmomentes bei hochduktiler Bewehrung um bis zu 30% und bei normalduktiler Bewehrung bis 15% möglich. Auch bei der Ermittlung der Schnittgrößen über den vereinfachten Nachweis der plastischen Rotation fließt die Druckzonenhöhe im Zustand I und II in die Querschnittssteifigkeiten zur Ermittlung der Momenten-Krümmungs-Beziehung ein. Zudem zeigt sich im Stützbereich von Verbund-Flachdeckensystemen eine starke Abhängigkeit der Rotationskapazität von der Ausbildung der Trägeranschlüsse [48]. Nach [20] dürfen für Stahlquerschnitte infolge des Plastizierens die nach Elastizitätstheorie ermittelten Schnittgrößen um bis zu 15% umgelagert werden.

Für Slim-Floor-Träger mit einer dünnen Betongurtscheibe, z.B. in der Kombination mit hohen Trapezblechprofilen, kann der Einfluss der Rissbildung in Anlehnung an kammerbetonierte Verbundträgern durch eine wirksame Biegesteifigkeit ($E_a J_w = 0,5(E_a J_I + E_a J_{II})$) [16] bestimmt werden. Querschnitte in Kombination mit Fertigteilen, bei denen nur der Kernbeton statisch mitwirkt, sind ähnlich den kammerbetonierten Trägern ohne Aufbeton einzustufen. Für diese ist nach DIN 18800-5 zur Umlagerung der Schnittgrößen der Umlagerungsbeiwert nach DIN 18800-1 und DIN 1045-1 zu bestimmen, der kleinere Wert ist dabei für die Schnittgrößenumlagerung maßgebend. Eine systematische Analyse des Umlagerungsvermögens vollständig in Ortbetondecken integrierter Stahlprofile sowie experimentelle Untersuchungen dazu wurden bisher nicht vorgenommen, diesbzgl. besteht weiterer Forschungsbedarf.

4.2 Einfluss der Querbiegung im Untergurt auf die Tragfähigkeit

Die aus der Auflagerung der Decke resultierenden Querbiegemomente im Untergurt der Slim-Floor-Träger beeinflussen die Tragfähigkeit in Längsrichtung. Im Untergurt

liegt ein räumlicher Spannungszustand vor. Bei positiver Momentenbeanspruchung wird der Untergurt in Längsrichtung auf Zug beansprucht und gleichzeitig in Querrichtung auf Biegung. Eine volle plastische Ausnutzung des Profils im Untergurt ist nicht mehr möglich, daraus resultiert eine reduzierte Biegetragfähigkeit in Trägerlängsrichtung. Die Zusammenhänge sind in Abb. 4-1 dargestellt.

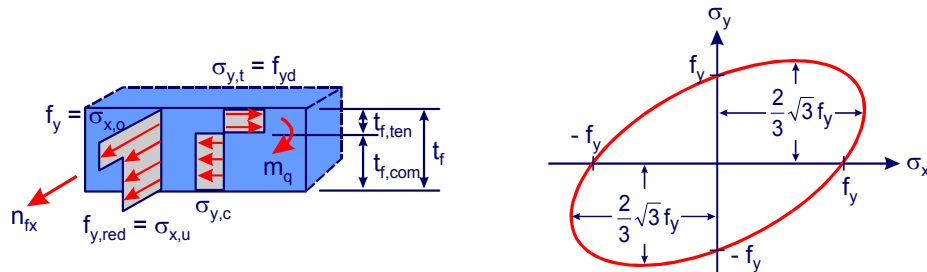


Abb. 4-1: Plastische Spannungsverteilung im Untergurt und Fließbedingung

In [6] wird für Querschnitte mit einer I-förmigen Profilierung (IFB-, SFB-Profile) eine Interaktionsbeziehung zur Ermittlung der Momententragfähigkeit in Längsrichtung unter Beachtung der Querbiegung hergeleitet. Dabei führt die Herleitung zu einem Bemessungsvorschlag, der in Abhängigkeit vom Auslastungsgrad der Querbiegung zu einer Reduzierung der plastischen Widerstandsmomente für die Längsbiegetragfähigkeit der Querschnitte führt. Im Allgemeinen zeigt sich für übliche Querschnitte eine geringe Beeinflussung der Hauptbiegetragfähigkeit durch die Querbiegung, maximal wurde für IFB-Querschnitte eine Abminderung des plastischen Widerstandsmomentes von ca. 10% festgestellt. Die folgenden Überlegungen zeigen, dass diese Beziehungen nicht auf Querschnitte mit hohlkastenförmigen Stahlprofilen übertragbar sind. Bei den in dieser Arbeit untersuchten hohlkastenförmigen Profilen erfährt der mittlere Untergurt infolge der Eigenlasten des Bauzustandes ein konstantes (aus symmetrischer Belastung) bzw. linear veränderliches Moment aus der Querbiegung (Abb. 4-2).

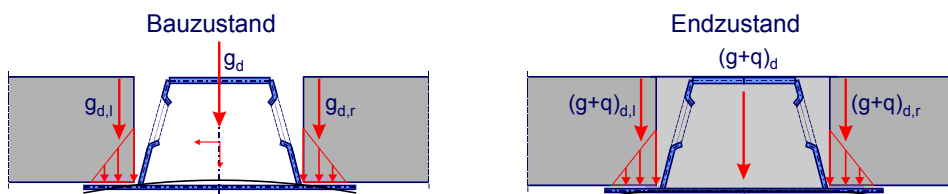


Abb. 4-2: Querbiegung erzeugende Auflagerung der Deckenelemente

Mit dem Ausbetonieren erfolgt eine Stützung des Untergurts durch den Kernbeton im mittleren Bereich, so dass weitere Querbiegemomente, die sich aus den Lastanteilen infolge der Ausbau- und Verkehrslasten ergeben, dadurch abgebaut werden und im Hinblick auf eine Beeinflussung der Hauptbiegemomente vernachlässigt werden können. In den auskragenden Untergurten rufen diese Lastanteile dagegen zum Teil erhebliche Querbiegeanteile hervor. Im Allgemeinen wird bei Querschnitten der Klasse 1 und 2 die Belastungsgeschichte bei der Ermittlung der Momententragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit vernachlässigt, hinsichtlich der Querbiegung gilt dies

entsprechend den vorhergehenden Ausführungen nicht. Bei hutförmigen Slim-Floor-Trägern, die im Endzustand nicht ausbetoniert werden, rufen die Auflagerkräfte des Bau- und Endzustandes Querbiegemomente in allen Bereichen des Untergurtes hervor. In Abb. 4-3 werden die Querbiegemomente und die daraus resultierende Auswirkung auf die Streckgrenzenverteilung des Untergurtes für die zuvor beschriebenen Trägertypen gegenüber gestellt.

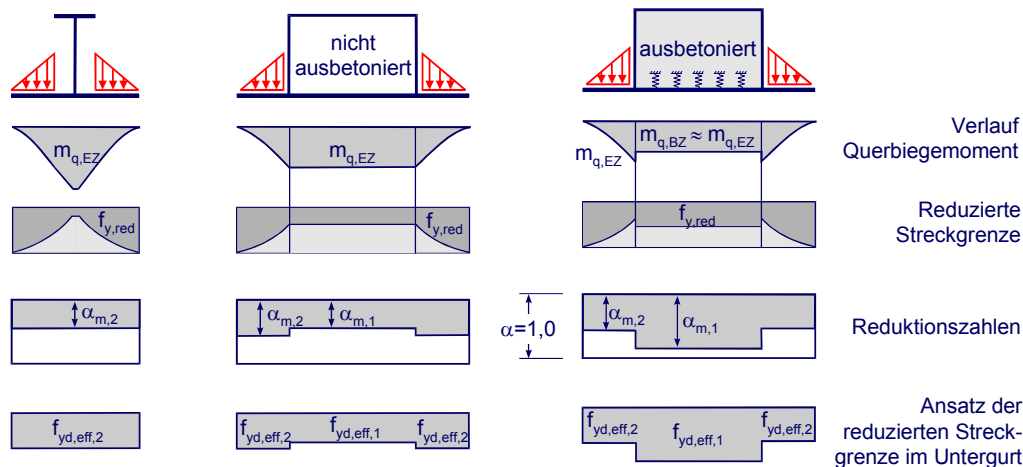


Abb. 4-3: Querbiegung bei verschiedenen Slim-Floor-Trägern

Ferner unterscheiden sich die Profilformen durch das Verhältnis der Obergurt- zur Untergurtfläche, so dass eine Abminderung der Untergurtspannungen unterschiedlich stark ins Gewicht fällt. Im Folgenden werden daher die Interaktionsbeziehungen zur Berücksichtigung der Querbiegung für hutförmige Trägervarianten hergeleitet. Eine direkte Lasteinleitung in die Stege über die bei einigen Profiltypen vorhandenen Betondübel sowie über die Ausbildung einer Betondruckstrebe und Reibungsanteile bleibt dabei unberücksichtigt.

Für die Ermittlung der Biegetragfähigkeit des Trägers wird auf der sicheren Seite angenommen, dass der Untergurt an die Stege des Profils gelenkig angeschlossen ist und somit keine Querbiegemomente in den Stegen auftreten. Auf der Gurtunterseite ergibt sich wegen der Kombination von Druck- und Zugspannungen bei Ansatz der Fließbedingung nach Mises-Huber-Henky eine abgeminderte Tragfähigkeit (Abb. 4-1). Ausgehend von einem idealelastisch-idealplastischen Werkstoffverhalten und der Fließbedingung lässt sich der Reduktionsfaktor für die Untergurtspannungen wie folgt herleiten:

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau^2} \leq f_{yd} \quad (4.2-1)$$

$$\sigma_y = \frac{\sigma_x \pm \sqrt{4f_{yd}^2 - 3\sigma_x^2 - 12\tau^2}}{2} \quad (4.2-2)$$

Sofern die Spannungen σ_x und σ_y die gleichen Vorzeichen aufweisen, kann in beiden Richtungen die Fließgrenze ausgenutzt werden. Bei unterschiedlichen Vorzeichen der

Spannungen ist eine Ausnutzung bis zur Fließgrenze nicht mehr möglich. Die in Abb. 4-1 an der Unterseite des Flansches dargestellte Druckspannung $\sigma_{y,c}$ liegt demnach unterhalb des Fließplateaus. Aus der Forderung nach dem Gleichgewicht der inneren Kräfte resultiert eine Vergrößerung der Druckzone $t_{f,com}$. Im Regelfall sind die infolge der Querbiegung auftretenden Querkräfte im Untergurt sehr gering, so dass die Ermittlung der plastischen bzw. reduzierten Momententragfähigkeit des Untergurtes in Querrichtung nach Gleichung (4.2-4) ohne eine Berücksichtigung der Querkraft-Interaktion erfolgt. Durch die Einführung des bezogenen Momentes η kann die Höhe des Zugbereiches $t_{f,ten}$ in Abhängigkeit von der Auslastung der Momententragfähigkeit für die Querbiegung formuliert werden. Wird im Weiteren die Gleichung (4.2-5) in Gleichung (4.2-3) eingesetzt, ergibt sich die Druckspannung $\sigma_{y,c}$ am unteren Rand nach Gl. (4.2-6). Mit Hilfe der Fließbedingung (4.2-1) kann die Interaktionsbeziehung zwischen den Stahlspannungen in x- und y-Richtung nach Gleichung (4.2-7) zunächst unter Vernachlässigung der Schubspannungen bzw. Gl. (4.2-8) aufgestellt werden. Abb. 4-4 stellt die Interaktionsbeziehung bezogen auf die Fließgrenze dar.

$$\sum n_{y(i)} = 0 = \sigma_v = f_{yd} t_{f,ten} + \sigma_{y,c} t_{f,com} = f_{yd} t_{f,ten} + \sigma_{y,c} (t_f - t_{f,ten}) \quad (4.2-3)$$

$$m_{pl,q} = f_{yd} \frac{t_f^2}{4}, \quad m_{Rd,q} = \sigma_{y,t} t_{f,ten} \frac{t_f}{2} \quad (4.2-4)$$

$$\eta = \frac{m_{Rd,q}}{m_{pl,q}} \rightarrow t_{f,ten} = \frac{1}{2} t_f \eta \quad (4.2-5)$$

$$\sigma_{y,c} = \frac{\eta}{\eta - 2} f_{yd} \quad (4.2-6)$$

$$\sigma_{x,u} = \frac{\eta \pm \sqrt{\eta^2 - 16\eta + 16}}{2(\eta - 2)} f_{yd} \quad (4.2-7)$$

$$\sigma_{x,u} = \frac{\eta \pm \sqrt{\eta^2 - 4\beta^2\eta^2 + 16\beta^2\eta - 16\beta^2 - 16\eta + 16}}{2(\eta - 2)} f_{yd} \quad \text{mit } \beta = \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} \quad (4.2-8)$$

Durch die Integration der Längsspannungen über die Untergurtfläche ergibt sich die innere Normalkraft des Untergurtes. Die bezogene Normalkraft α stellt das Verhältnis der infolge des räumlichen Spannungszustandes reduzierten inneren Untergurtkraft $n_{fx,red}$ zur vollplastischen Normalkraft n_{fx} dar, wobei diese Kräfte im Folgenden auf eine Einheitsbreite bezogen werden. In Gl. (4.2-9) können die Größen $t_{f,ten}$ und $\sigma_{x,u}$ durch die bereits bekannten Beziehungen substituiert werden, daraus ergibt sich eine Abminderung der Untergurtkraft nach Gl. (4.2-10).

$$\alpha = \frac{n_{fx,red}}{n_{fx}} = \frac{f_{yd} t_{f,ten} + \sigma_{x,u} t_f - \sigma_{x,u} t_{f,ten}}{f_{yd} t_f} \quad (4.2-9)$$

$$\alpha = \frac{\eta \pm \sqrt{\eta^2 - 4\beta^2\eta^2 + 16\beta^2\eta - 16\beta^2 - 16\eta + 16}}{4} \quad (4.2-10)$$

Abb. 4-4 zeigt den Zusammenhang zwischen dem bezogenen Querbiegemoment und der Ausnutzung der plastischen Normalkraft im Untergurt.

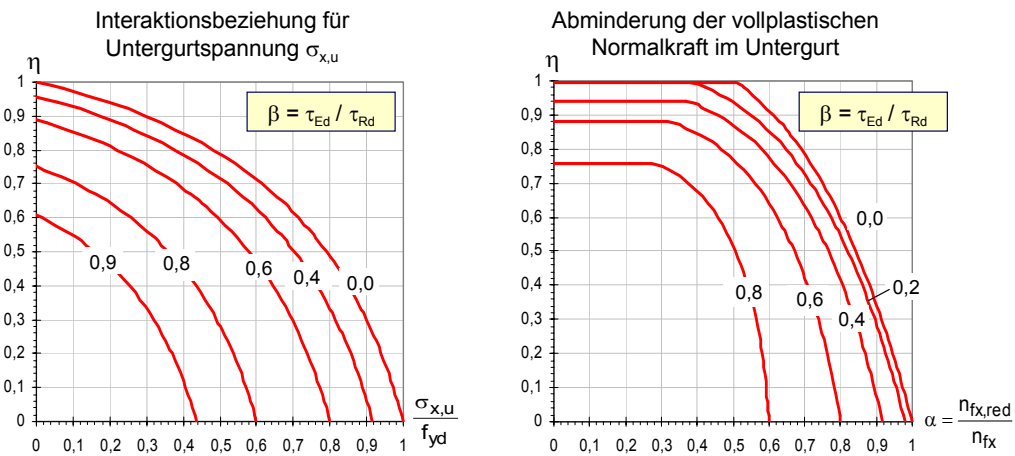


Abb. 4-4: Interaktionsbeziehung für die Querbiegung zur Abminderung der Untergurtspannung bzw. der Normalkraft im Untergurt

Im Rahmen der Bemessung ist es sehr aufwendig, die über die Höhe veränderliche Streckgrenze im Untergurt zu berücksichtigen. Bei einer programm-basierten Ermittlung der Momententragfähigkeit besteht i.d.R. nicht die Möglichkeit, die in Abb. 4-1 dargestellte Spannungsverteilung vorzugeben. Vereinfacht kann daher der Einfluss der Querbiegung für die praktische Bemessung auch mit einer Näherungslösung erfasst werden. Dabei wird gemäß Abb. 4-5 der mit einem Reduktionsfaktor behaftete Bemessungswert der Streckgrenze konstant über die Untergurtdicke angesetzt. Ausgehend von der Fließbedingung nach Gleichung (4.2-1) und dem zuvor beschriebenen Werkstoffverhalten wird nachfolgend für den Näherungsansatz der Reduktionsfaktor für die Untergurtspannungen hergeleitet.

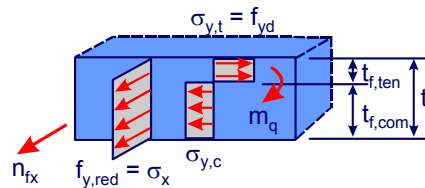


Abb. 4-5: Einfluss von Querbiegemomenten im Untergurt bei Ansatz einer Näherungsbeziehung

Aus der Bedingung für das Gleichgewicht der inneren Kräfte in y-Richtung nach Gl. (4.2-3) ergibt sich die Höhe des Zugbereiches $t_{f,ten}$. Unter Berücksichtigung der Gl. (4.2-11) präsentiert sich die reduzierte Querbiegetragfähigkeit entsprechend Gl. (4.2-12). Daraus folgt bei Bezug auf das vollplastische Moment das bezogene Moment nach (4.2-13).

$$t_{f,ten} = \frac{\sigma_{y,c}}{\sigma_{y,t} - \sigma_{y,c}} t_f \tag{4.2-11}$$

$$m_{Rd,q} = \sigma_{y,t} t_{f,ten} \frac{t_f}{2} = \frac{\sigma_{y,t} \sigma_{y,c} t_f^2}{\sigma_{y,c} - \sigma_{y,t} 2} \quad (4.2-12)$$

$$\eta = \frac{m_{Rd,q}}{m_{pl,q}} = \frac{2 \sigma_{y,t} \sigma_{y,c}}{f_{yd} (\sigma_{y,t} - \sigma_{y,c})} \quad \text{mit } \sigma_{y,t} = f_{yd} \quad (4.2-13)$$

Die Substitution der Spannung in y-Richtung durch Gl. (4.2-12) führt zur Formulierung des bezogenen Momentes in Abhängigkeit von der Längsspannung. Daraus resultiert die reduzierte Querbiegetragfähigkeit entsprechend Gl.(4.2-14). Bei Bezug auf den Bemessungswert der Streckgrenze ergibt sich für die Interaktionsbedingung die nachfolgende Beziehung (4.2-15).

$$\eta = \frac{m_{Rd,q}}{m_{pl,q}} = \frac{2 (f_{yd}^2 - \sigma_x^2 - 3\tau^2)}{f_{yd} \sqrt{4 f_{yd}^2 - 3\sigma_x^2 - 12\tau^2}} \quad (4.2-14)$$

$$\eta = \frac{m_{Rd,q}}{m_{pl,q}} = \frac{2 (1 - \alpha^2 - \beta^2)}{\sqrt{4 - 3\alpha^2 - 4\beta^2}} \quad \text{mit } \alpha = \frac{\sigma_x}{f_{yd}} = \frac{f_{y,red}}{f_{yd}} \quad \beta = \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} \quad \tau_{Rd} = \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (4.2-15)$$

In Abb. 4-6 ist die Interaktionsbeziehung grafisch dargestellt. Zum Vergleich des Näherungsansatzes mit der genauen Interaktionsfunktion (4.2-10) ist diese für $\beta = 0$ als gestrichelte Linie in dem Diagramm abgebildet.

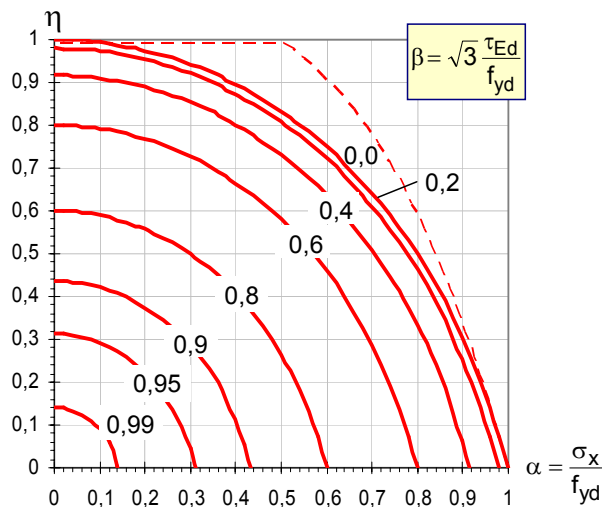


Abb. 4-6: Interaktionsbeziehung zur Berücksichtigung des Einflusses der Untergurtquerbiegung

Der Einfluss der Querbiegung führt zu der in Abb. 4-15b dargestellten Reduzierung der Streckgrenzenverteilung bei der Ermittlung der Momententragfähigkeit des Trägerquerschnittes. Für den Bereich $b_{fb,1}$ kann bei symmetrischen Querbiegebeanspruchungen näherungsweise von einem konstanten Momentenverlauf m_q ausgegangen werden. Die reduzierte Streckgrenze kann dann unmittelbar aus Abb. 4-4 bzw. Abb. 4-6 für das Querbiegemoment in der Symmetrieachse des Querschnitts mit Hilfe des zugehörigen Beiwertes $\alpha_{m,1}$ ermittelt werden, wobei sich dieses

Querbiegemoment bei ausbetonierten Hutquerschnitten allein aus den im nicht ausbetonierten Zustand einwirkenden Anteilen ergibt.

Es muss bei der Ermittlung der Querbiegemomente im Bauzustand hinsichtlich der Steifigkeit der Fertigteilelemente differenziert werden (Abb. 4-7). Bei steifen Fertigteilen und kleinen Untergurtdicken wird sich der Untergurt des Stahlträgers verformen. In diesem Fall stellt dieser eine nachgiebige Lagerung dar. Daraus resultiert eine Auflagerpressung nach Abb. 4-7a. Weisen die Fertigteileplatten dagegen eine geringe Steifigkeit auf, verformen sich diese, so dass der Auflagerpunkt zur Außenkante des Flansches wandert (Abb. 4-7b). Dadurch vergrößert sich das einwirkende Querbiegemoment. Bei der Betrachtung des Grenzfalls mit einer sehr großen Durchbiegung und geringer Auflagerbreite des Fertigteils liegen diese infolge der Endverdrehung im Montagezustand theoretisch nur am äußersten Flanschende auf dem Untergurt auf. Im Vergleich zur Steifigkeit der Fertigteile ist der Untergurt dann als starre Lagerung anzusehen. Dabei ist das Verformungsverhalten der Deckenelemente neben der Biegesteifigkeit der Fertigteile von der Stützweite und den Einwirkungen abhängig. Sofern die Decke in Ortbeton ausgeführt wird oder Teilfertigteile mit geringer Höhe eingesetzt werden, erfordert dies eine Unterstützung der Decke im Bauzustand, so dass die Problematik der Querbiegung im nicht ausbetonierten Zustand durch die geringeren Auflagerkräfte aus dem Bauzustand entschärft wird. Neben den Beanspruchungen aus dem Eigengewicht des Fertigteils und dem des Frischbetons resultieren weitere Beanspruchungen aus dem Montage- bzw. dem Betoniervorgang. Für den Endzustand bleiben temporäre Einwirkungen aus dem Montagezustand unberücksichtigt, da diese unter der Voraussetzung eines elastischen Bauteilverhaltens im Montagezustand keinen Einfluss auf die Tragfähigkeit im Endzustand nehmen.

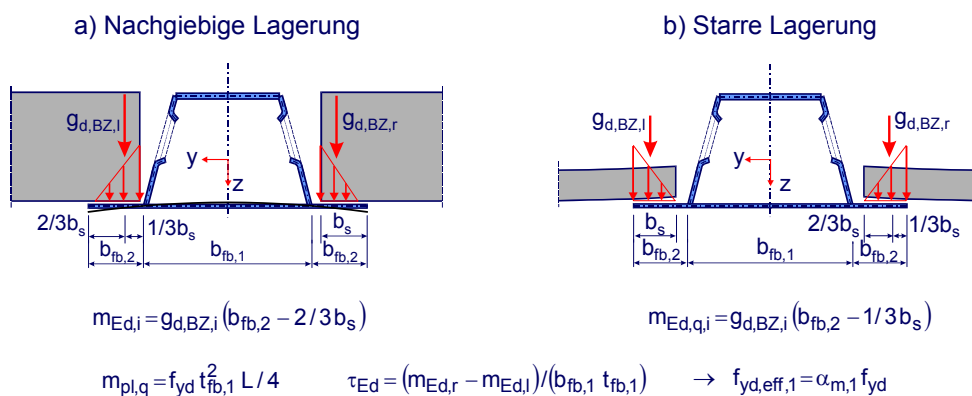


Abb. 4-7: Querbiegemoment bei starrer und nachgiebiger Auflagerung im Bauzustand

Sofern kein weiterer Nachweis geführt wird, erfolgt die Bemessung im Bauzustand unter Berücksichtigung der Querbiegung nach Abb. 4-7b. Als Grenzkriterium für den Ansatz der Auflagerpressungen nach Abb. 4-7a kann die Verdrehung des Untergurtes mit der des Deckenelementes im theoretischen Auflagerpunkt verglichen werden. Dazu wird die Auflagerung nach Abb. 4-8 im Dreittelpunkt der Auflagerbreite b_s angenommen. Die Verdrehung bestimmt sich aus der Integration des Momenten-

verlaufs. Für ein Profilblech, Fertigteil bzw. Deckenelement, das im Bauzustand auf dem statischen System des Einfeldträgers basiert, ergibt sich die Verdrehung am Auflager nach Gl. (4.2-18).

$$m_{(x)} = \int v \, dx \rightarrow m_{(x)} = \frac{g L}{2} x - g \frac{x^2}{2} \quad (g = \text{const.}) \quad (4.2-16)$$

$$\varphi_{(x)} = -\int \frac{m}{EJ_{\text{slab}}} \, dx = -\frac{1}{EJ_{\text{slab}}} \left[\frac{g L}{4} x^2 - \frac{g}{6} x^3 \right] + C \rightarrow \text{R.B.: } \varphi_{(x=L/2)} = 0 \quad (4.2-17)$$

$$\varphi_{(x)} = \frac{g L^3}{24 EJ_{\text{slab}}} \left[1 - 6 \frac{x^2}{L^2} + 4 \frac{x^3}{L^3} \right] \rightarrow \varphi_{\text{slab}(x=0)} = \frac{g L^3}{\tilde{\alpha} EJ_{\text{slab}}} \quad \text{mit } \tilde{\alpha} = 24 \quad (4.2-18)$$

Gerade beim Einsatz von Profilblechen oder Filigranplatten reduziert sich die Endverdrehung der Tafeln durch den Einsatz einer temporären Zwischenstütze im Bauzustand. Bei derartigen Systemen kann die Endverdrehung mit den nachfolgenden Beziehungen bestimmt werden.

$$m_{(x)} = \int v \, dx \rightarrow m_{(x)} = 0,375 g L x - g \frac{x^2}{2} \quad (g = \text{const.}) \quad (4.2-19)$$

$$\varphi_{(x)} = -\int \frac{m}{EJ_{\text{slab}}} \, dx = -\frac{1}{EJ_{\text{slab}}} \left[0,375 g L \frac{x^2}{2} - g \frac{x^3}{6} \right] + C \rightarrow \text{R.B.: } \varphi_{(x=L)} = 0 \quad (4.2-20)$$

$$\varphi_{(x)} = \frac{g L^3}{48 EJ_{\text{slab}}} \left[1 + 8 \frac{x^3}{L^3} - 9 \frac{x^2}{L^2} \right] \rightarrow \varphi_{\text{slab}(x=0)} = \frac{g L^3}{\tilde{\alpha} EJ_{\text{slab}}} \quad \text{mit } \tilde{\alpha} = 48 \quad (4.2-21)$$

Nachfolgend wird die Verdrehung für ein im Montagezustand zweifach unterstütztes Element hergeleitet. Dazu wird im ersten Schritt die Verdrehung an den mittleren Auflagern bestimmt, um dann mit dieser Randbedingung die Integrationskonstante für die Verdrehung am Endauflager zu lösen.

$$m_{1(x)} = \int v \, dx \rightarrow m_{1(x)} = 0,4 g L x - g \frac{x^2}{2} \quad (g = \text{const.}) \quad 0 \leq x \leq L \quad (4.2-22)$$

$$m_{2(x)} = \int v \, dx \rightarrow m_{2(x)} = 0,4 g L x - 1,1 g L (x - L) - g \frac{x^2}{2} \quad L \leq x \leq 2L \quad (4.2-23)$$

$$\varphi_{2(x)} = -\int \frac{m}{EJ_{\text{slab}}} \, dx = -\frac{gL^3}{EJ_{\text{slab}}} \left[\frac{3}{4} \frac{x^2}{L^2} - 1,1 \frac{x}{L} - \frac{1}{6} \frac{x^3}{L^3} \right] + C \rightarrow \text{R.B.: } \varphi_{(x=1,5L)} = 0 \quad (4.2-24)$$

$$\varphi_{2(x)} = -\frac{gL^3}{EJ_{\text{slab}}} \left[0,525 - 1,1 \frac{x}{L} + \frac{3}{4} \frac{x^2}{L^2} - \frac{1}{6} \frac{x^3}{L^3} \right] \rightarrow \varphi_{(x=L)} = -\frac{gL^3}{120 EJ_{\text{slab}}} \quad (4.2-25)$$

$$\varphi_{1(x)} = -\int \frac{m}{EJ_{\text{slab}}} \, dx = -\frac{gL^3}{EJ_{\text{slab}}} \left[\frac{1}{5} \frac{x^2}{L^2} - \frac{1}{6} \frac{x^3}{L^3} \right] + C \rightarrow \text{R.B.: } \varphi_{(x=L)} = -\frac{gL^3}{120 EJ_{\text{slab}}} \quad (4.2-26)$$

$$\varphi_{1(x)} = \frac{gL^3}{EJ_{\text{slab}}} \left[\frac{1}{40} - \frac{1}{5} \frac{x^2}{L^2} + \frac{1}{6} \frac{x^3}{L^3} \right] \rightarrow \varphi_{\text{slab}(x=0)} = \frac{gL^3}{\tilde{\alpha} EJ_{\text{slab}}} \quad \text{mit } \tilde{\alpha} = 40 \quad (4.2-27)$$

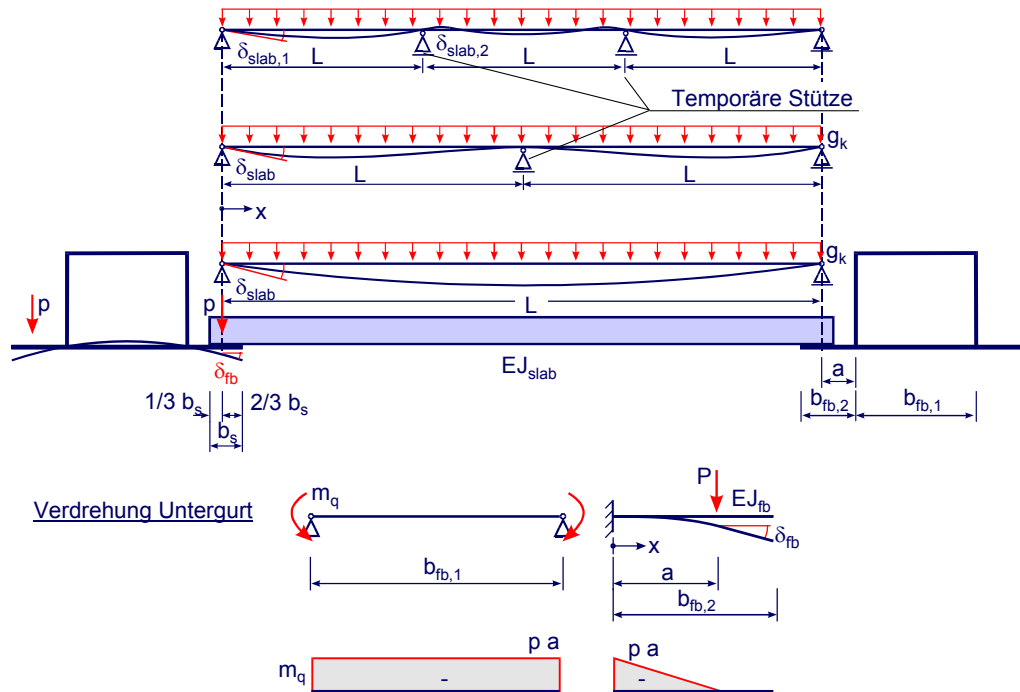


Abb. 4-8: Verdrehung des Fertigteils und Untergurts im Bauzustand

Zur Darstellung der Verdrehung des unteren Flansches wird zunächst für den mittleren Bereich des Untergurtes die Drehfedersteifigkeit ermittelt. Es wird dabei von einem regelmäßigen Stützenraster ausgegangen, so dass auf den auskragenden Flanschen eine die gleiche Querbiegung erzeugende Belastung vorliegt.

$$\rho_{fb,1} = \frac{b_{fb,1}}{2} \int_0^2 \frac{m_1 m_1}{EJ_{fb}} = \frac{b_{fb,1}}{2EJ_{fb}} \quad \text{mit } m_1 = 1 \quad (4.2-28)$$

$$c_{\varphi_{fb,1}} = \frac{1}{\varphi_{fb,1}} = 2 \frac{EJ_{fb}}{b_{fb,1}} \quad (4.2-29)$$

Ferner wird im Auflagerbereich der Decke vereinfacht ein linearer Momentenverlauf angenommen. Dabei wird im ersten Schritt die Verdrehung des Untergurtes im Bereich \$b_{fb,2}\$ bei Annahme einer starren Einspannung ermittelt (Gl. (4.2-33)).

$$m_{(x)} = \int v \, dx = \int p \, dx = p x + C \rightarrow \text{R.B.: } m_{(x=0)} = P a \quad (4.2-30)$$

$$m_{(x)} = p x - p a = -p a \left(1 - \frac{x}{a} \right) \quad \text{für } 0 \leq x \leq a \quad (4.2-31)$$

$$\varphi_{(x)} = -\int \frac{m}{EJ_{fb}} dx = -\frac{1}{EJ_{fb}} \int -pa \left(1 - \frac{x}{a}\right) dx = \frac{pa}{EJ_{fb}} \left(x - \frac{x^2}{2a}\right) + C \quad (4.2-32)$$

$$\rightarrow \text{R.B.: } \varphi_{(x=L)} = 0 \rightarrow C = 0 \rightarrow \varphi_{fb,2(x)} = \frac{pa}{EJ_{fb}} \left(x - \frac{x^2}{2a}\right) \quad (4.2-33)$$

Die resultierende Verdrehung des Untergurtes ergibt sich aus der Addition der Verdrehung nach Gl. (4.2-33) und dem aus der Drehfeder resultierenden Anteil nach Gl. (4.2-29).

$$\rho_{(x)} = \varphi_{fb,2} + \varphi_{fb,1} = \frac{pa}{EJ_{fb}} \left(x - \frac{x^2}{2a}\right) + \frac{pa}{c\varphi_{fb,1}} = \frac{pa}{EJ_{fb}} \left(x - \frac{x^2}{2a}\right) + \frac{pa}{2EJ_{fb} b_{fb,1}} \quad (4.2-34)$$

$$\rho_{(x)} = \frac{pa}{EJ_{fb}} \left(x - \frac{x^2}{2a} + \frac{b_{fb,1}}{2}\right) \quad (4.2-35)$$

$$\rho_{fb} = \frac{pa}{2EJ_{fb}} (a + b_{fb,1}) \quad \text{mit } x = a \quad (4.2-36)$$

Zur Berechnung der Querbiegemomente darf der Verlauf der Auflagerpressung nach Abb. 4-7a angesetzt werden, wenn die Bedingung nach Gl. (4.2-37) erfüllt ist. Andernfalls ist die hinsichtlich der Querbiegung ungünstigere Auflagerung nach Abb. 4-7b der Bemessung zugrunde zu legen. Für die praktische Bemessung kann somit direkt die erforderliche Biegesteifigkeit des Decken- bzw. Fertigteilelementes EJ_{slab} ermittelt werden, um den günstigeren Ansatz der Auflagerpressung zu rechtfertigen (Gl. (4.2-38)).

$$\varphi_{fb} \geq \varphi_{slab} \quad (4.2-37)$$

$$\text{erf } EJ_{slab} = \frac{g L^3 EJ_{fb}}{\alpha pa (a + b_{fb,1})} \quad (4.2-38)$$

mit $\alpha = 12$ ohne Unterstützung im Bauzustand $p = 0,5 g L$

$\alpha = 24$ mit einer Unterstützung im Bauzustand $p = 0,375 g L$

$\alpha = 20$ mit 2-facher Unterstützung im Bauzustand $p = 0,4 g L$

Durch die Formulierung der Auflagerkraft p in Abhängigkeit vom System und der einwirkenden Last verkürzt sich die Form entsprechend Gl. (4.2-39).

$$\text{erf } EJ_{slab} = \frac{L^2 EJ_{fb}}{\alpha a (a + b_{fb,1})} \quad (4.2-39)$$

mit $\alpha = 6$ ohne Unterstützung im Bauzustand

$\alpha = 9$ mit einer Unterstützung im Bauzustand

$\alpha = 8$ mit zweifacher Unterstützung im Bauzustand

In Abb. 4-9 sind die Beziehungen zur Ermittlung der erforderlichen Deckensteifigkeit in Form eines Nomogramms visualisiert. Darin wird für verschiedene Deckensysteme die erforderliche Biegesteifigkeit für Profilbleche (HR51) bestimmt und mit der vorhandenen Biegesteifigkeit der Profiltafeln mit 1,0 mm Blechdicke verglichen. Die Systeme unterscheiden sich dabei im Trägerabstand (2,50 m, 4,75 m, 5,50 m) und der Anzahl der Unterstützungen (0, 1, 2) im Bauzustand. Als Ergebnis bleibt festzuhalten, dass für die gewählten Abmessungen der Untergurt bei dem System ohne temporäre Stützung des Profilblechs und dem mit einer Unterstützung im Bauzustand nicht als nachgiebig angesehen werden kann. Allein beim System III darf der günstigere Ansatz der Pressungsverteilung angenommen werden.

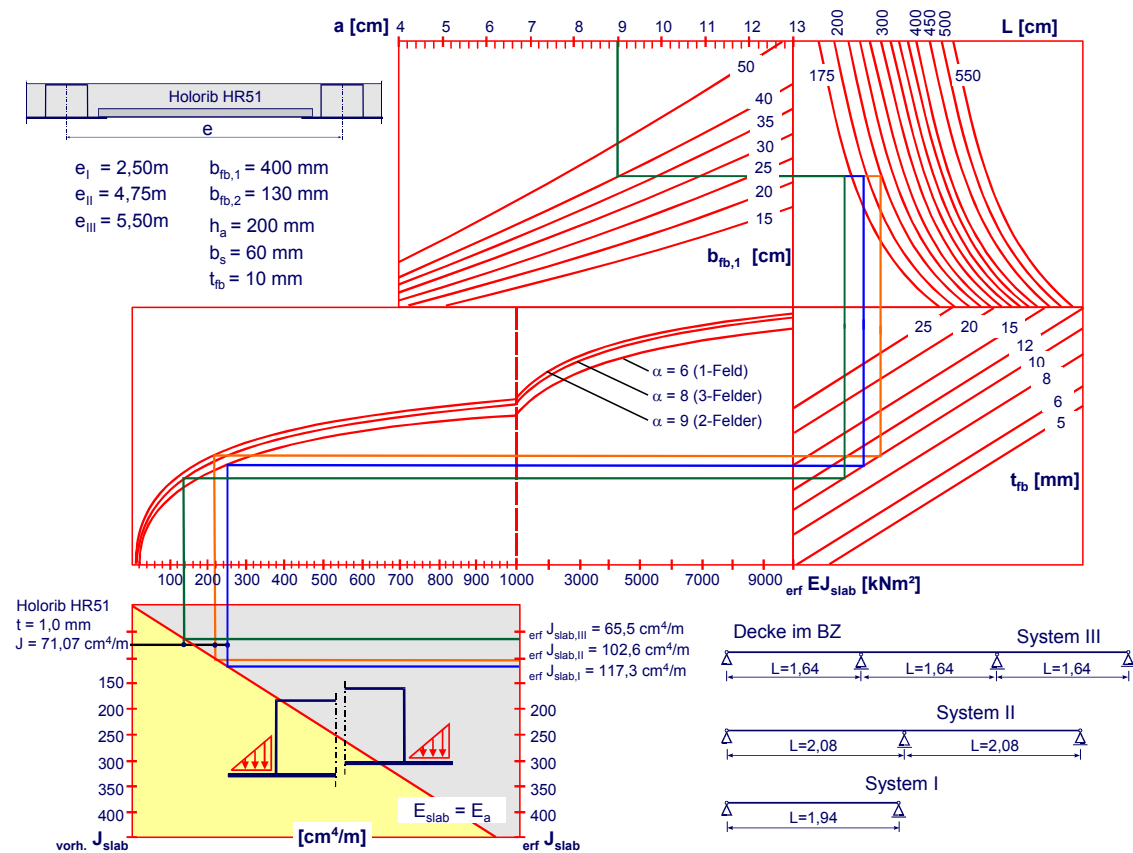


Abb. 4-9: Nomogramm zur Ermittlung der Pressungsverteilung

Das auf den Bauzustand bezogene ungünstigste Querbiegemoment ergibt sich bei Sonderprofilen in Form von Unterzügen, bei denen die Fertigteilelemente auf U-Profile oder abgekantete Bleche aufgelegt werden. Die Einwirkungen des Bauzustandes werden dann am äußersten Kragarm als Linienlast in den Untergurt eingeleitet. Bei Ausführungen mit Spannbetonhohldielen kommen oftmals Elastomerstreifen zum Einsatz, auf denen die Fertigteile unmittelbar gelagert werden. Gerade schmale Elastomerstreifen wirken ähnlich einer Zentrierleiste, demzufolge ist die resultierende Auflagerkraft zur Ermittlung der Querbiegemomente in der Mitte des Elastomers anzusetzen.

Als weiterer Sonderfall sind hohe Trapezblechprofile mit schmalen Rippen anzusehen. Typische Beispiele sind z.B. das Corus Comflor 210, SD 225 oder Hoesch TRP 200, die eine Rippenhöhe von ca. 200 mm und einen Rippenabstand von 600-750 mm aufweisen. Die Querbiegemomente wirken bei solchen Systemen nicht auf der vollen Untergurtbreite. Für die Nachweise im Bauzustand und Endzustand ist die ansetzbare Breite c_i für die maßgebende Stelle im Flansch-Steg Anschnitt (i-i) zu ermitteln. Da dies in Kapitel 3 nicht weiter ausgeführt wurde, erfolgt zunächst die Bestimmung der Breite c_i für die Nachweise im Bauzustand auf Grundlage der Elastizitätstheorie. Mendel [49], [50], [51] untersucht die Trägerflanschbiegung für Kranbahnträger mit Unterflanschlaufkatzen. Bei diesen Systemen liegt eine ähnliche Problematik vor. Kranbahnen weisen konzentrierte Einzelkräfte erheblicher Größenordnung auf, die zu einer muldenförmigen Flanschverformung führen. Aufgrund des plattenartigen Lastabtrags stellt sich die lokale Biegung als zweiachsig dar. Bei Trägern mit einer in Trägermitte angreifenden Last kann der Untergurt als ein beidseitig-unendlich langer Plattenstreifen betrachtet werden. Zur Erfassung der Querbiegung bei Slim-Floor-Trägern wird bei Walzprofilen mit symmetrischen Einwirkungen der Flansch als einseitig eingespannter Plattenstreifen (Kragarm) betrachtet werden. Für die untersuchten hutförmigen Profile liegt im Montagezustand ein drehfedernd gelagerter, einseitig freier Plattenstreifen vor (Abb. 4-10).

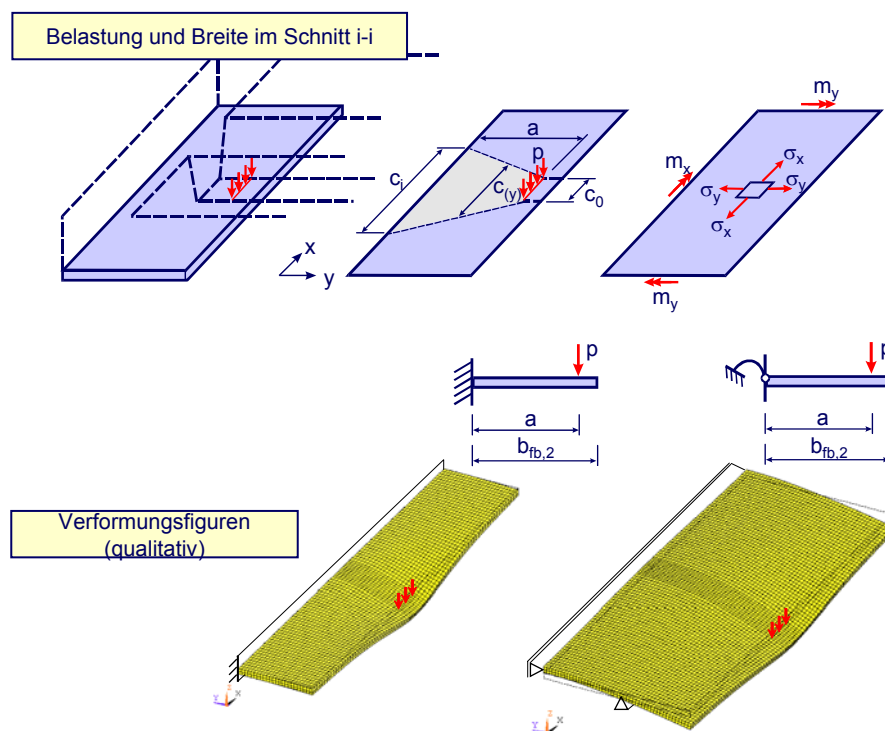


Abb. 4-10: Beanspruchung durch die Auflagerung der Rippe

Die maximalen Spannungen treten am Anschnitt Flansch-Steg oder unmittelbar unter der Linienlast auf. Mendel [51] leitet mit Hilfe des Differenzenverfahrens Spannungsfunktionen her, aus denen für eine Punktlast die σ - und σ_y - Spannungen für symmetrische I-Profile bestimmt werden (Abb. 4-11a). Im Fall der aufgelagerten

Rippen entschärft sich die Größe der Spannung σ_x , da im Gegensatz zu der betrachteten Annahme eine flächenhafte Auflagerung vorliegt, für die in [51] ebenfalls Spannungsbeiwerte angegeben werden. Vereinfacht wird im Folgenden die resultierende Einwirkung als Linienlast auf der Breite c_0 angesetzt.

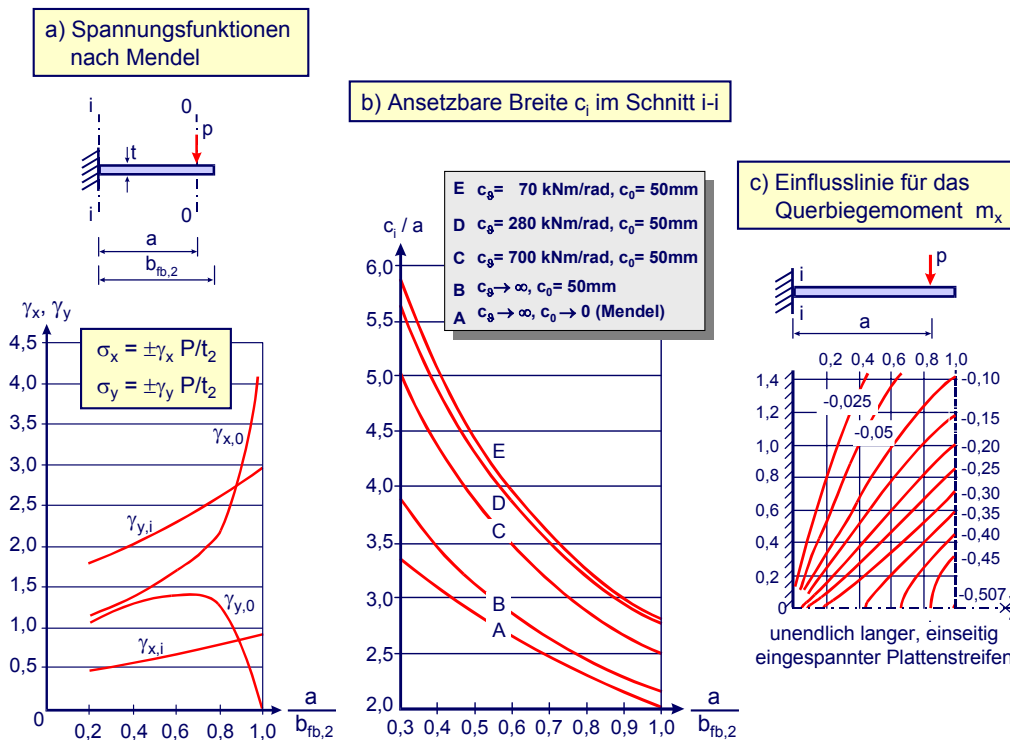


Abb. 4-11: Spannungsbeiwerte nach Mendel, bezogene Breite und Momenteneinflusslinie

Die Spannungen ergeben sich nach der Elastizitätstheorie entsprechend Gl. (4.2-40). Durch das Einsetzen der Spannungsfunktionen nach Abb. 4-11a kann die Gleichung umgestellt und nach der unbekanntem Breite aufgelöst werden (4.2-41). Die sich aus dieser Beziehung ergebenden bezogenen Breiten sind in Kurve A der Abb. 4-11b dargestellt.

$$\sigma_y = \frac{M}{W} = 6 \frac{Pa}{c_i t_{fb}^2} \tag{4.2-40}$$

$$c_i = 6 \frac{a}{\gamma_{y,i}} \tag{4.2-41}$$

Um den Einfluss einer Drehfeder im Anschnitt Steg-Flansch zu erfassen, werden Vergleichsrechnungen mit der Methode der Finiten Elemente durchgeführt (Tabelle A 2-2). Dabei wird ein Plattenstreifen von 600 mm Länge herangezogen, diese Länge entspricht dem Rippenabstand des Profilblechs Comflor 210 und SD225. Den Berechnungen liegt eine Rippenbreite c_0 von 50 mm zugrunde. Durch eine Linienlast wird die Einwirkung diskretisiert. Hinsichtlich der Drehfeder wird die Symmetrie des Untergurts bei den hohlkastenartigen Profilen ausgenutzt. Die Federsteifigkeit wird durch die Variation der Breite $b_{fb,1}$ beeinflusst. Für den einseitig eingespannten

Plattenstreifen unter einer Einzellast zeigt die FE-Analyse eine deckungsgleiche Funktion zu den zuvor beschriebenen Ansätzen. Die Ermittlung der wirksamen Breite erfolgt dabei mit der nachfolgenden Beziehung:

$$c_i = 6 \frac{P a}{|\sigma_{y,\min}| t_{fb}^2} \tag{4.2-42}$$

Mit geringerem Einspanngrad zeigt die Auswertung eine größer werdende Breite im Schnitt i-i (Abb. 4-12). Der Einfluss verschiedener Einspanngrade auf die bezogene Breite kann für die Untergurte nach Tabelle A 2-2 aus den Kurven D bis E in Abb. 4-11b abgelesen werden. Die Federsteifigkeit des mittleren Untergurtes wird durch Gl. (4.2-29) formuliert.

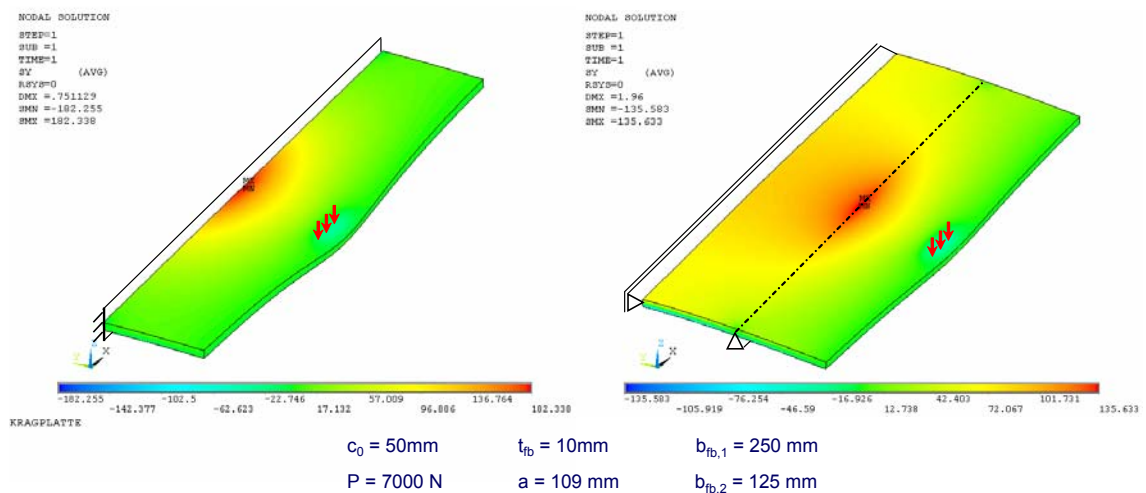


Abb. 4-12: FE-Analyse zur Bestimmung der Breite c_i

Ferner weist die Auswertung einen geringen Einfluss der Rippenbreite auf die wirksame Breite im Schnitt i-i aus. Kurve A und B (Abb. 4-11b) zeigen im direkten Vergleich die bezogene Breite für c_0 gleich 50 mm (Kurve B) und $c_0 \rightarrow 0$ (Einzellast, Kurve A). Dabei bleibt festzuhalten, dass die Differenz zur Einspannstelle hin größer wird. Der Vergleich mit der Momenteneinflusslinie für einen unendlich langen, einseitig eingespannten Plattenstreifen bestätigt diese Feststellung. Während die Einflusslinien in der Symmetrieachse zum äußeren Rand hin sehr flach verlaufen, werden diese zur Einspannstelle hin steiler. D. h., dass eine Verschiebung der Einzellast in Plattenlängsrichtung in diesem Bereich größere Auswirkungen auf die Größe des Moments mit sich führt. Da die Beanspruchungen, die im Bauzustand Querbiegung hervorrufen, in der Regel am äußeren Flansch wirken, nimmt die Rippenbreite nur einen geringen Einfluss auf die ansetzbare Breite.

In Abhängigkeit von der Rippengeometrie ist zu beachten, dass die rechnerische Breite c_i kleiner dem Rippenabstand sein muss. Im Schnitt i-i kann die Spannung σ_x in Längsrichtung des Plattenstreifens mittels der Querdehnzahl errechnet werden. Entsprechend den Ausführungen in Kapitel 3 (Bauzustand) sind die aus der

Querbiegung resultierenden sekundären Beanspruchungen bei dem Vergleichsspannungsnachweis zu berücksichtigen.

$$\sigma_{x,i} = \mu \sigma_{y,i} \tag{4.2-43}$$

Gerade die Systeme mit hohen Trapezprofilen erhalten zur Abtragung der Deckenauflagerkräfte im Endzustand oftmals eine Aufhängebewehrung, so dass in diesen Fällen allein die Einwirkungen des Eigengewichts Querbiegung hervorrufen. Da im Endzustand ein Verbundtragwerk vorliegt, das plastisch bemessen wird, gelten für den Nachweis der Querbiegung gegenüber dem elastischen Nachweisverfahren andere wirksame Breiten. Infolge der stützenden Wirkung des Kernbetons auf den Untergurt im Bereich $b_{fb,1}$, wird im Anschnitt Steg-Untergurt im Endzustand näherungsweise eine Einspannung angenommen. Eine genaue Berechnung der plastischen Querbiegetragfähigkeit kann nach dem Fließlinienmodell erfolgen. Bei einer Reduktion der einzuleitenden Rippenkraft auf eine Linienlast zeigt sich eine Affinität zur Einleitung von Zugkräften bei biegesteifen Stirnplattenverbindungen in Stützenflansche. Die Kontaktkraft Q , die aus dem Kontakt des Stützenflansches mit der Stirnplatte resultiert, wird in dem hier betrachteten Fall zu Null. In Abb. 4-13 sind zwei mögliche Versagensmodelle dargestellt. Dabei gilt es, die beiden unbekannt Winkel α und β so zu bestimmen, dass sich die kleinste Versagenslast einstellt. Dies kann mit Hilfe des Arbeitssatzes erfolgen, bei dem die innere Dissipation der Energie gleich der äußeren Arbeit sein muss. Bei Zuggurten führen die Längsspannungen im Untergurt aufgrund der muldenartigen lokalen Flanschverformung zu stabilisierenden Komponenten, die hier nicht weiter verfolgt werden.

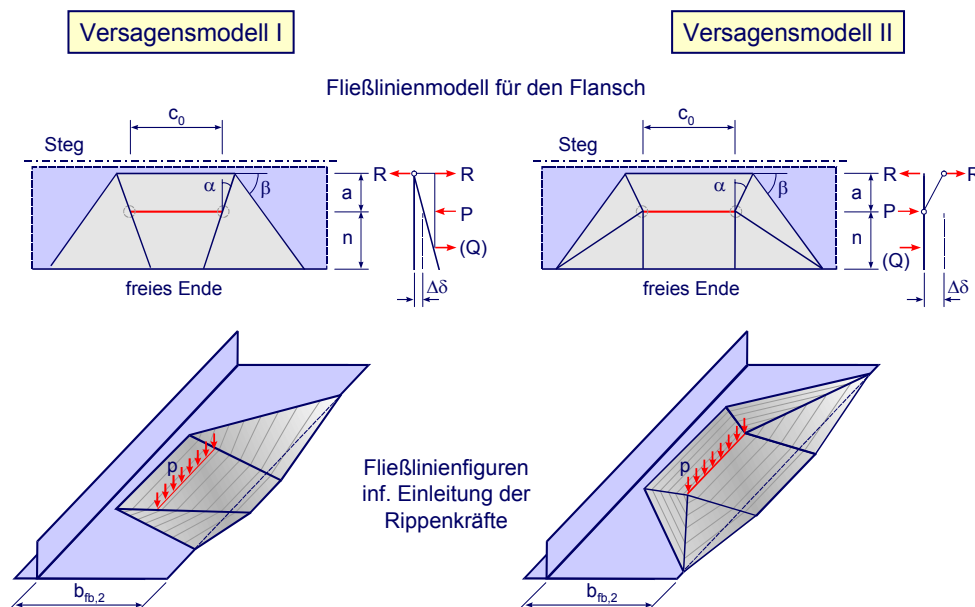


Abb. 4-13: Versagensmodelle nach Fließlinientheorie

In [52] wird die Einleitung der Zugkräfte einer Stirnplattenverbindung (T-Stummel) in Stützenflansche untersucht und die ansetzbare Breite zur Bemessung des Flansches nach der Fließlinientheorie bestimmt. Dabei ergibt sich im Versagensfall I die maximale

Momenten Tragfähigkeit des Flansches bei einer Querkraft $Q=0$ ($\rightarrow R=P$) nach Gl. (4.2-44). Maßgebend wird Versagensfall II, die Auswertung in [52] zeigt eine deutlich auf der sicheren Seite liegende Bemessung, sofern die Kontaktkraft Q zu Null wird. Eine Parameterstudie führt zu der ansetzbaren Breite nach Gl. (4.2-45), die auch Eingang in den EC3 gefunden hat.

$$c_i = c_0 + 5,5 a + 4,0 (b_{fb,2} - a) \leq \text{Rippenabstand} \quad (4.2-44)$$

$$c_i = c_0 + 4,0 a + 1,25 (b_{fb,2} - a) \leq \text{Rippenabstand} \quad (4.2-45)$$

Eine Parameterstudie (Tabelle A 2-3), die mittels einer FE-Untersuchung durchgeführt wurde, zeigt für Querschnitte mit Rippenbreiten von 50 bis 200 mm und einer Flanschbreite von 125 mm, dass bei randnahen Einzellasten das Versagen nach dem Modell II zuerst eintritt und Gl. (4.2-45) zu einer ausreichend genauen Abschätzung der Querbiegetragfähigkeit führt. Es kann festgestellt werden, dass mit einem nach innen wandernden Auflagerpunkt ein Übergang in den Versagensfall I stattfindet. Der Ansatz nach Gl. (4.2-45) zur Ermittlung der rechnerischen Breite c_i kann in jedem Fall ohne weiteren Nachweis für die plastische Ermittlung der Querbiegetragfähigkeit herangezogen werden.

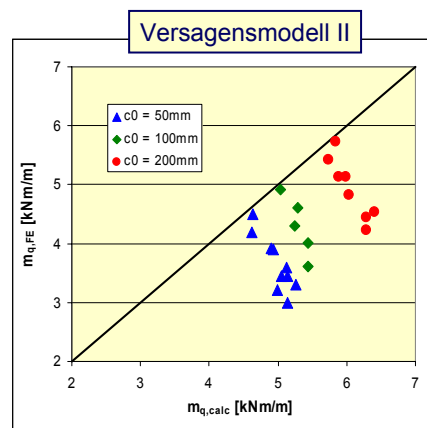


Abb. 4-14: Vergleich des Versagensmodells II mit FE-Berechnung

Im Endzustand ist i.d.R. der Flansch als nachgiebiges Lager anzusehen. Dabei wird als Auflagerbreite gemäß Abb. 4-15 die Untergurtbreite $b_{fb,2}$ angesetzt. Bei der Verwendung von Fertigteilen mit Hohlkammern ist dazu sicherzustellen, dass die Öffnungen der Elementplatten über den Auflagerbereich hinaus ausbetoniert werden und in die Fugen zwischen den Fertigteilen und ggf. in die Öffnungen der Hohlplatten eine Bewehrung eingelegt wird. Der Ansatz der nachgiebigen Lagerung ist u. a. dadurch gerechtfertigt, dass sich der Untergurt im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei hohen Querbiegemomenten und plastischen Beanspruchungen verformt. Dadurch stellt sich eine günstigere Pressungsverteilung hinsichtlich der Querbiegung ein. Zudem liegen im Endzustand Massivdecken bzw. Fertigteilelemente in Kombination mit Verguss- bzw. Aufbeton vor, die eine relativ große Steifigkeit aufweisen.

Im Bereich der auskragenden Untergurte ist das Moment und damit auch der Reduktionsfaktor $\alpha_{m,2}$ über die Länge $b_{fb,2}$ veränderlich. Näherungsweise kann für diesen Bereich die effektive Streckgrenze mit den in Abb. 4-15c und e dargestellten Vereinfachungen ermittelt werden, indem der Verlauf der Funktion $\alpha=f(m_{Ed,q}/m_{pl,q})$ in Anlehnung an den Momentenverlauf durch eine kubische Parabel angenähert wird. Für die Ermittlung der Momententragfähigkeit wird dann in den äußeren Bereichen der Untergurte eine konstante reduzierte Streckgrenze angesetzt. In Gl. (4.2-47) resultiert α_2 aus dem maximalen Querbiegemoment des auskragenden Untergurtes.

$$f_{yd,eff} = \frac{\int_{b_{fb,i}} f_{yd} \alpha(\eta) dx}{b_{fb,i}} = \frac{\int_{b_{fb,i}} 1 - \frac{1-\alpha_2}{b_{fb,2}} x^3 dx}{b_{fb,2}} \quad (4.2-46)$$

$$f_{yd,eff} = \alpha_{m,2} f_{yd} = f_{yd} (0,75 + 0,25 \alpha_2) \quad (4.2-47)$$

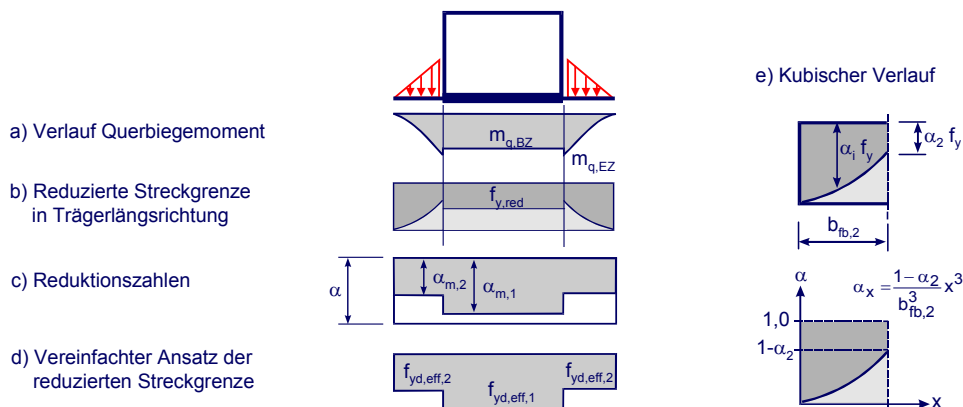


Abb. 4-15: Ermittlung der reduzierten Streckgrenze für den Untergurt

Aus der Gegenüberstellung der auf dem Näherungsansatz basierenden Interaktionsbeziehung mit der genauen Lösung nach Gl. (4.2-10) geht hervor, dass der Näherungsansatz bei großen Querbiegemomenten hinsichtlich der Ermittlung der Reduktionsbeiwerte deutlich auf der sicheren Seite liegt. Abb. 4-6 unterstreicht aber auch die Affinität der beiden Ansätze bei einer Auslastung der Querbiegetragfähigkeit bis ca. 40%. Ein weiterer Vergleich in Abb. 4-16 stellt den Funktionsverlauf für den Abminderungsbeiwert α jeweils in Abhängigkeit vom Berechnungsansatz dar. Dabei stellt die Kurve (1) den Verlauf des Reduktionsbeiwerts auf Grundlage der genauen Interaktionsbeziehung dar. Kurve (2) repräsentiert den auf Basis des Näherungsverfahrens ermittelten Abminderungsbeiwert. Der kubische Verlauf mit dem nach dem genauen Ansatz ermittelten Eingangswert α_2 wird durch Kurve (3) visualisiert und Kurve (4) repräsentiert den gleichen Verlauf mit dem nach dem Näherungsverfahren bestimmten Eingangswert. Als Maximalwert der Auslastung für die Querbiegung wird an der Einspannstelle des Untergurtes ein bezogenes Moment von $\eta = 0,3$ bzw. $0,6$ angesetzt. Bei einer Flanschdicke von 10 mm und einer Flanschbreite von 130 mm entspricht ein Auslastungsgrad von $\eta = 0,3$ bei der Materialgüte S355 einer einwirkenden Auflagerkraft von 56 kN/m.

Es bleibt festzuhalten, dass die nach der kubischen Funktion berechneten Faktoren zu einer geringfügig größeren Abminderung des Bemessungswerts der Streckgrenze führen. Auch wenn die Maximalwerte nach der Näherung und dem genauen Verfahren bei einer Querbiegeauslastung von 60% um bis zu 7% voneinander abweichen, differiert der für die Berechnung der Längsbiegetragfähigkeit maßgebende mittlere Reduktionsbeiwert $\alpha_{m,2}$ nur unwesentlich. Der Vergleich zeigt, dass die auf dem Näherungsansatz aufbauende Interaktion zur Berücksichtigung der Einflüsse aus der Querbiegung für die praktische Anwendung eine ausreichende Genauigkeit aufweist.

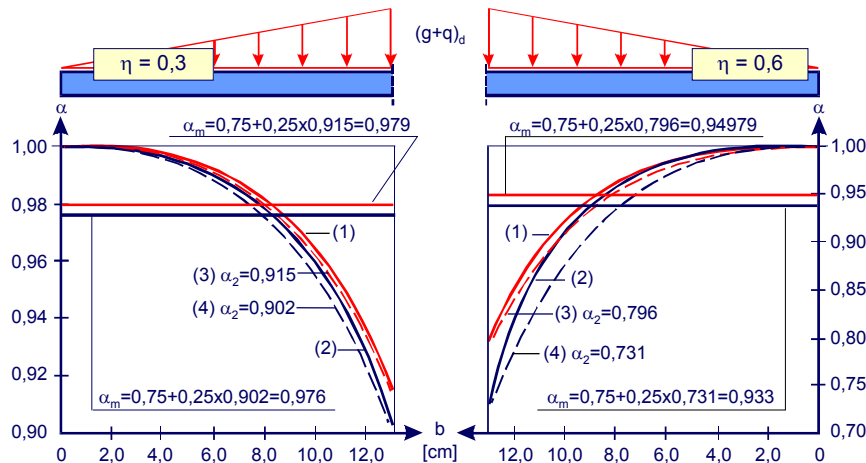


Abb. 4-16: Vergleich des Reduktionsfaktors α über die Flanschbreite $b_{fb,2}$

Wie auch im Bauzustand gelten im Endzustand gesonderte Regelungen, wenn keine vollständige Auflagerung auf der gesamten Untergurtbreite $b_{fb,2}$ erfolgt. Bei auf Elastomerstreifen gelagerten Spannbetonhohldielen ist hinsichtlich der Breite und Dicke des Streifens zu unterscheiden. Sofern die Fertigteile am äußeren Untergurt auf einem schmalen Elastomerstreifen aufliegen und dieser ausreichend hoch ist, um den verbleibenden Bereich zwischen Untergurt und Hohldiele mit Beton zu vergießen, erfolgt der Lasteintrag aufgrund der deutlich höheren Steifigkeit des Betons im Endzustand über den vergossenen Bereich. Liegt das Elastomer vollflächig unter der Platte oder kann der Zwischenraum nicht vollständig vergossen werden, sind die Einwirkungen aus Ausbau- und Verkehrslasten ebenfalls als Einzellast in der Mitte des Elastomers anzusetzen. Unter der Annahme einer Linienlast kann der Verlauf der reduzierten Streckgrenze vereinfacht affin zur linear anwachsenden Momentenlinie angenommen werden (Abb. 4-17). Damit ergibt sich die konstant im Bereich $b_{fb,2}$ anzusetzende Streckgrenze zur Ermittlung der Tragfähigkeit in Haupttragwerksrichtung zu:

$$f_{yd,eff} = \alpha_{m,2} f_{yd} = f_{yd} \left[1,0 + \frac{a}{2 b_{fb,2}} (\alpha_2 - 1) \right] \quad (4.2-48)$$

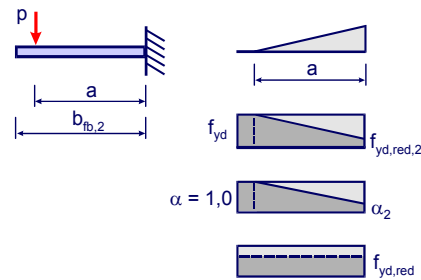


Abb. 4-17: Ermittlung der reduzierten Streckgrenze für den Untergurt bei Linienlasten

Nachfolgend wird für verschiedene Querschnitte mit hutförmigen Stahlprofilen der Einfluss der Querbiegung auf die plastische Momenten Tragfähigkeit $M_{pl,Rd}$ im Endzustand untersucht (M - m_q -Interaktionskurve). Die größten Querbiegemomente treten im Bauzustand beim Einsatz von Fertigteilen ($h = 16$ - 32 cm \rightarrow $g_k = 2,5$ - $5,0$ kN/m²) auf, die im Bauzustand nicht unterstützt werden. Für die Ermittlung des Momentenanteils, der im nicht ausbetonierten Zustand auf den Untergurt wirkt, wird im Folgenden ein Eigengewicht von 4,5 kN/m² zugrunde gelegt. Zusätzlich wird als Ausbaulast eine Flächenlast von 1,5 kN/m² und eine Verkehrslast von 3,5 kN/m² angesetzt. Damit beträgt der Anteil des Eigengewichts aus den Elementplatten, der zu einer Reduktion der Längsspannungen im Bereich der Untergurtmitte ($b_{fb,1}$) führt, unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte ca. 45% der Gesamtlast. Bei einer angenommenen Untergurtbreite $b_{fb,2}$ von 13 cm und einer Auflagerbreite der Fertigteile von $b_s = 10$ cm ergibt sich für das einwirkende Querbiegemoment im Bauzustand ungefähr der 0,65-fache Wert des aus dem Endzustand resultierenden Momentes. Den Untersuchungen liegt die Annahme einer direkten Auflagerung der Elemente auf dem Untergurt zugrunde, dementsprechend erfolgt die Reduktion der Streckgrenze durch eine kubisch verlaufende Abminderungsfunktion α .

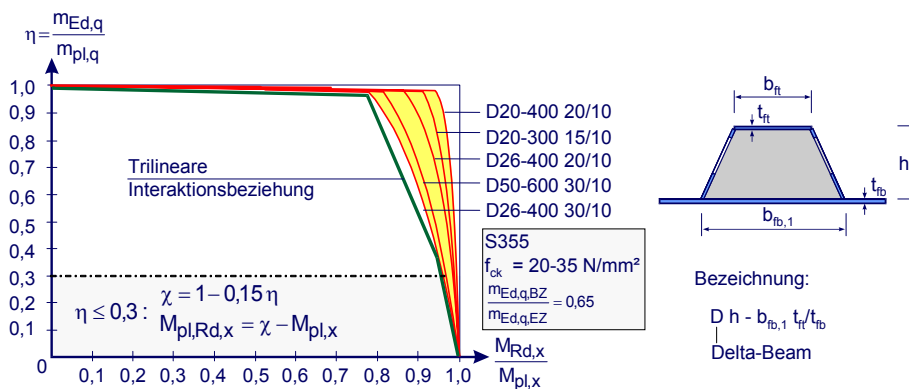


Abb. 4-18: $M - m_q$ -Interaktionsdiagramm zur Abminderung der Momenten Tragfähigkeit

Die Auswertung erfolgt auf Grundlage des Interaktionsansatzes nach Gl. (4.2-15). Ausgehend von einer symmetrischen Belastung ergibt sich für den mittleren Untergurt die Querkraft zu Null. Für die Ermittlung des Interaktionsdiagramms nach Abb. 4-18 werden 40 Querschnitte [14] ausgewertet. Dabei zeigen sich neben dem Einfluss des auf die Querbiegung bezogenen Momentes η und dem Verhältnis des Querbiegemomentes im Bauzustand zu dem im Endzustand als weitere Einflussparameter die

Stahlgüte und Betonfestigkeitsklasse, das Verhältnis der Obergurt- zur Untergurtfläche sowie die Trägerhöhe. Mit steigender Betonfestigkeitsklasse sowie mit steigender Obergurtfläche verringert sich die Höhe der Druckzone. Dadurch vergrößert sich der innere Hebelarm des Untergurtes und der Einfluss der Abminderung der Untergurtspannungen auf die Hauptbiegetragfähigkeit nimmt zu. Die Auftragung der Interaktionspunkte in Abb. 4-18 führt zu einer trilinearen Interaktionskurve. Die maximale Abminderung der Hauptbiegetragfähigkeit beträgt dabei ca. 20%. Bei einer Auslastung der Querbiegung bis zu 30% beträgt dagegen die Abweichung maximal 3-4%. Sofern kein genauere Nachweis geführt wird, kann unter den zuvor beschriebenen Randbedingungen bei bezogenen Querbiegemomenten η kleiner 0,30 und bei Querschnitten mit einer Untergurtdicke von mindestens 10 mm eine Abminderung des plastischen Momentes für die Hauptbiegung mit der in Abb. 4-18 angegebenen Beziehung vorgenommen werden. In anderen Fällen ist der Einfluss durch den Ansatz der reduzierten Streckgrenzen für den Untergurt zu berücksichtigen.

Das zuvor beschriebene Tragverhalten für die Querbiegung basiert auf der Annahme, dass alle Einwirkungen des Bau- und Endzustandes über die Untergurte in den Slim-Floor-Träger eingetragen werden. Sofern die aus der Deckendurchbiegung resultierende Endverdrehung nicht behindert wird, kann der Kontakt zwischen Steg und Untergurt nicht sichergestellt werden. Dementsprechend rufen alle Lastanteile Querbiegung hervor.

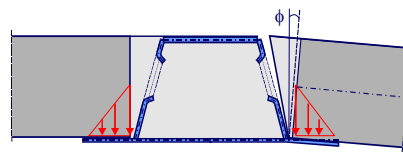


Abb. 4-19: Endverdrehung der Deckenelemente

In Abhängigkeit vom Deckensystem und der konstruktiven Ausbildung können ggf. Lastanteile aus Ausbaulasten und Verkehrslasten im Endzustand unmittelbar in das Stahlprofil eingetragen werden, ohne nennenswerte Querbiegeanteile hervorzurufen. Dies ist i.d.R. bei Ausführungen mit Ortbeton oder Ortbeton in Kombination mit Profilblechtafeln der Fall, bei denen eine quer über dem Träger durchlaufende Querbewehrung bzw. Aufhängebewehrung angeordnet wird.

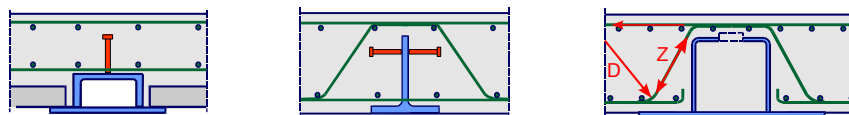


Abb. 4-20: Direkte Einleitung der Deckenauflagerkräfte in das Stahlprofil

Bei Profilen mit schrägen Stegen nach Abb. 4-21 kann sich die Decke auf den geneigten Stegen abstützen und über Reibung Lastanteile übertragen. Es ist jedoch zu beachten, dass erst durch die Verformung des äußeren Flansches Reibungskräfte zwischen Decke und Steg bzw. eine eingelegte Querbewehrung aktiviert werden können. Letztendlich zeigt die Auswertung in Abb. 4-18 einen geringen Einfluss der

Querbiegung auf die Momententragfähigkeit in Haupttragrichtung, so dass der Aufwand weiterer Untersuchungen zur genauen Erfassung von Reibungsanteilen unter Berücksichtigung der Deckenverdrehung nicht gerechtfertigt ist.

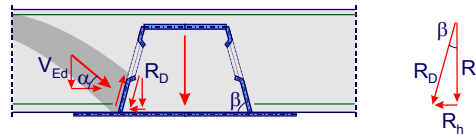


Abb. 4-21: Übertragung der Deckenauflagerkräfte mittels Reibungskräften

4.3 Momententragfähigkeit

In der Regel erfüllen die Querschnitte im Endzustand die Voraussetzungen für die Einstufung in die Querschnittsklasse 2, die Ermittlung der Momententragfähigkeit erfolgt auf Grundlage der DIN 18800-5 bzw. des EC 4 vollplastisch (Abb. 4-22). Dabei wird die infolge der Querbiegung reduzierte Streckgrenze im Untergurt berücksichtigt (Abb. 4-15). Hinsichtlich des wirksamen Betonquerschnitts sind die verschiedenen Querschnittsformen differenziert zu betrachten. Eine Anrechnung des außenliegenden Betons bzw. des Aufbetons erfordert einen planmäßigen Anschluss durch Verbundmittel. Dies ist z.B. beim FEDU Dübel mit einer Abbiegung der Öffnungslasche nach oben sichergestellt, wobei eine zusätzliche Bewehrung ein Abheben der Betonplatte verhindert. Näherungsweise wird für den Betongurt die aus der Scheibenwirkung abgeleitete mitwirkende Plattenbreite b_{eff} nach EN 1994-1-1 angesetzt. Bei Trägern mit Stegöffnungen muss davon ausgegangen werden, dass sich im Traglastzustand in der Fuge zwischen Ortbeton und Stegblech ein Riss einstellt und damit die Verbundwirkung zum Betongurt reduziert wird. Wenn der außenliegende Beton nicht planmäßig mit einer Schubbewehrung angeschlossen wird, darf daher nur der Kernbeton innerhalb des Profils in Rechnung gestellt werden. Für den Kernbeton bleibt bei der Ermittlung des vollplastischen Momentes der in DIN 1045-1 definierte Dauerstandsbeiwert α unberücksichtigt ($\alpha = 1,0$). Dieser Ansatz erfolgt in Anlehnung an die Regelungen für Verbundstützen in EN 1994-1-1 und berücksichtigt indirekt die erhöhte Tragfähigkeit infolge der Umschnürungswirkung durch das Stahlprofil. Sofern die Querkraft eine Interaktion erfordert, ist im Stegbereich eine reduzierte Streckgrenze (ρ_w , s. a. Abschnitt 4.6) zur Ermittlung der Momententragfähigkeit anzusetzen. Bei Stegöffnungen sind zusätzlich die aus der sekundären Biegung resultierenden Einflüsse zu untersuchen (Abschnitt 4.6).

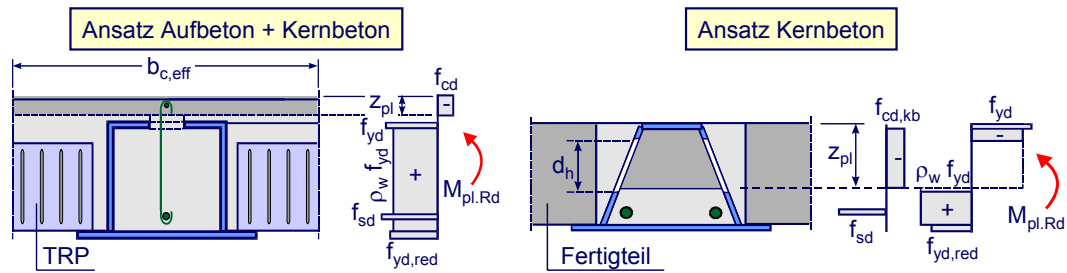


Abb. 4-22: Vollplastische Ermittlung der positiven Momententragfähigkeit

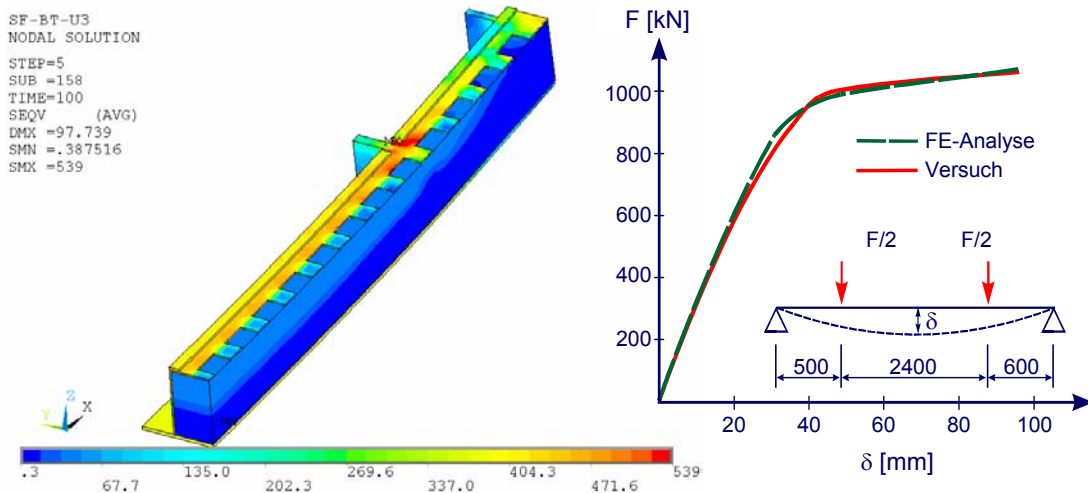


Abb. 4-23: Spannung σ_v [N/mm²] und Mittendurchbiegung, Versuchsträger SF-BT-U3 [54]

Bei der Ermittlung der vollplastischen Momententragfähigkeit wird angenommen, dass jede Querschnittsfaser ohne Begrenzung der Dehnung plastiziert. Bei Verbundträgern unter positiver Momentenbeanspruchung und hochliegender plastischer Nulllinie liegt die tatsächliche Momententragfähigkeit über der vollplastischen, weil der Baustahl im Untergurt den Verfestigungsbereich erreicht, während die Stauchungen im Betongurt relativ klein sind. Bei Querschnitten mit einer großen Druckzonenhöhe z_{pl} kann ein Betonversagen in der Druckzone vor dem Erreichen der plastischen Momententragfähigkeit $M_{pl,Rd}$ auftreten. Sofern die Momententragfähigkeit durch das Erreichen der Grenzdehnungen im Beton begrenzt wird, ist eine dehnungsbegrenzte Berechnung erforderlich. Dies kann im Allgemeinen der Fall sein, wenn die mittragende Gurtbreite sehr klein ist oder wenn hochfeste Baustähle verwendet werden. Nach den Regelwerken des Verbundbaus wird das plastische Moment bei Stahlgüten ab S420 mit einem Faktor β [16] in Abhängigkeit vom Verhältnis z_{pl}/h abgemindert. Diese Regelungen sind für Slim-Floor-Träger unzureichend. Aufgrund der Geometrie kann bei den untersuchten Querschnitten auch bei kleineren Stahlgüten die dehnungsbegrenzte Bemessung maßgebend werden. Vor allem die plastische Normalkraft des massiven Untergurts erfordert eine große Druckzonenhöhe zur Sicherstellung des inneren Kräftegleichgewichts und birgt damit die Gefahr, dass eine plastische Bemessung die Tragfähigkeit überschätzt. Weitere Einflüsse, die zu starken Abweichungen zwischen der dehnungsbegrenzten und plastischen Momententragfähigkeit führen, sind vor allem hohe Bewehrungsgrade und geringe Betonfestigkeiten.

Zudem wirkt sich bei der dehnungsbegrenzten Bemessung eine Nulllinienlage in Höhe der Längsbewehrung oder bei Trägern mit Aufbeton im Obergurt ungünstig aus, da die plastischen Normalkräfte dieser Querschnittsteile nicht voll aktiviert werden können. Um derartige Profile einschätzen zu können, wird im Folgenden für eine Vielzahl von Querschnittsvarianten die plastische und dehnungsbegrenzte Momententragfähigkeit verglichen. Grundlage für die dehnungsbegrenzte Berechnung ist die idealisierte Spannungsdehnungslinie für Stahl- und Baustahl sowie das Parabel-Rechteckdiagramm für den Beton. Die Querschnitte unterscheiden sich neben den Abmessungen im Bewehrungsgrad, der Betonfestigkeitsklasse und der Stahlgüte. In die Untersuchung der Querschnitte mit Aufbeton werden mitwirkende Gurtbreiten von 1,0 bis 2,0 m und einer Aufbetonhöhe von 5,0 cm einbezogen.

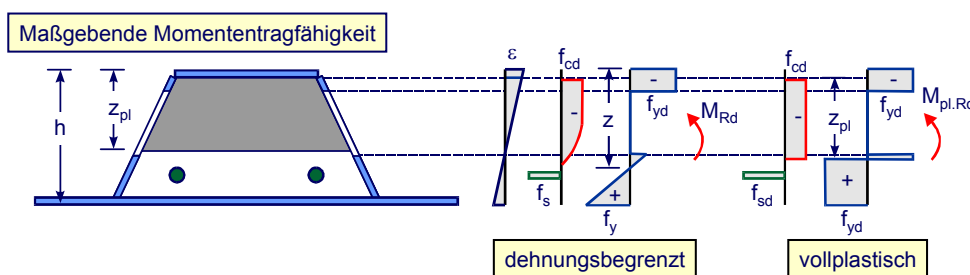


Abb. 4-24: Spannungsverteilung bei dehnungsbegrenzter und plastischer Ermittlung der Momententragfähigkeit

In Abb. 4-25 ist für Querschnitte ohne Aufbeton der Verhältniswert β , der die Differenz der plastischen zur dehnungsbegrenzten Tragfähigkeit wiedergibt, in Abhängigkeit vom Verhältnis z_{pl}/h aufgetragen. Die Auswertung zeigt, dass ab einem Verhältnis z_{pl}/h von ca. 0,40 die dehnungsbegrenzte Bemessung zu einer nennenswerten Reduktion der Momententragfähigkeit führen kann. Für die praktische Bemessung kann vereinfacht im Bereich bis z_{pl}/h gleich 0,65 eine lineare Reduktion der plastischen Momententragfähigkeit vorgenommen werden. Bei ungünstigeren Verhältnissen muss eine dehnungsbegrenzte Bemessung erfolgen.

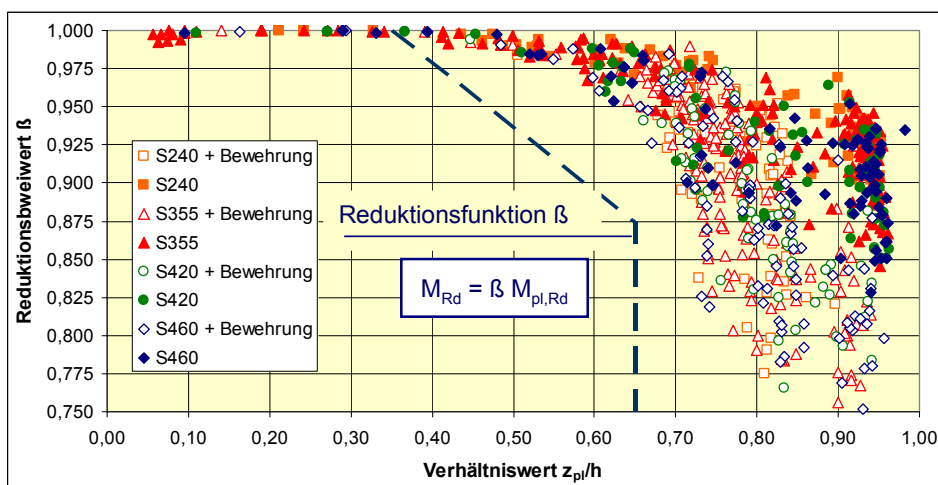


Abb. 4-25: Vergleich der plastischen und dehnungsbegrenzten Momententragfähigkeit, Querschnitte ohne Aufbeton

Für Querschnitte mit einem statisch wirksamen Aufbeton zeigt Abb. 4-26, dass bereits ab einem Verhältnis z_{pl}/h von ca. 0,15 die dehnungsbegrenzte Bemessung maßgebend werden kann. Weitere Untersuchungen in [55] zeigen für kammerbetonierte Verbundträger im positiven und negativen Momentenbereich sowie für Verbundträger niedriger Bauhöhe und Slim-Floor-Träger aus gewalzten Profilen mit einer Aufbetonhöhe kleiner 10,0 cm ähnliche Grenzkriterien. Für Querschnitte mit Aufbeton ergibt sich eine sehr große Variationsbreite (Abb. 1-1), vom recht kompakten Slim-Floor-Träger bis zu einem dem Verbundträger ähnlichen Querschnitt mit großer Stützweite. In Abhängigkeit vom Stahlprofil, Bewehrungsgrad, Lage der Bewehrung sowie der Aufbetonhöhe und der mittragenden Breite können sich gegenüber den untersuchten Standardprofilen (Abb. 4-26) ungünstigere Verhältnisse ergeben. Daher wird an dieser Stelle nicht explizit eine Reduktionsfunktion angegeben, sondern ab dem Grenzwert z_{pl}/h eine dehnungsbegrenzte Berechnung gefordert, die aufgrund der Vielzahl von Querschnittsvarianten eine wirtschaftliche Dimensionierung sicherstellt.

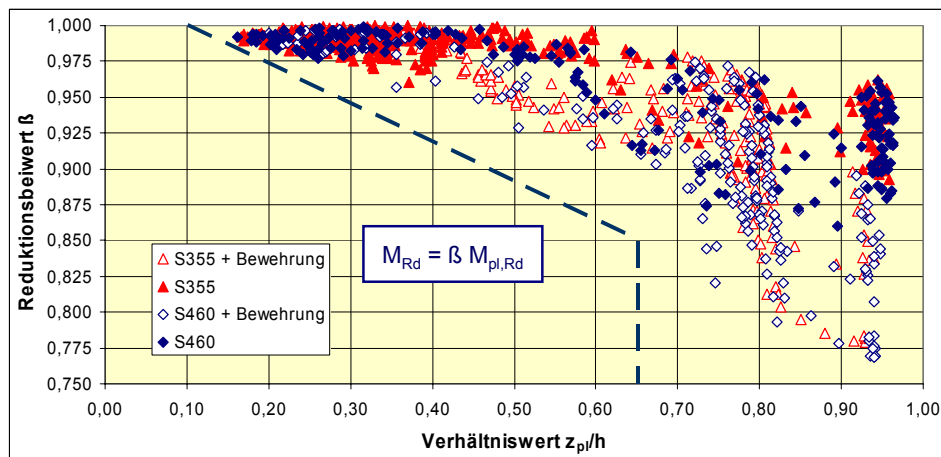


Abb. 4-26: Vergleich der plastischen und dehnungsbegrenzten Momententragfähigkeit, Querschnitte mit Aufbeton

Wirkt bei negativer Momentenbeanspruchung neben dem Stahlprofil allein der Kernbeton statisch mit, wird sich auf Grund der großen Untergurtfläche eine geringe Druckzonenhöhe einstellen. Wenn der Untergurt der Klasse 2 entspricht, darf die Momententragfähigkeit unter Beachtung einer infolge der Querbiegebeanspruchung reduzierten Streckgrenze vollplastisch ermittelt werden. Im Falle einer großen Druckzonenhöhe ist ebenfalls eine dehnungsbegrenzte Bemessung vorzunehmen. Sofern eine über Verbundmittel angeschlossene Längsbewehrung im Aufbeton angerechnet wird, muss eine ausreichende Duktilitätsbewehrung aus hochduktilen Stahl zur Sicherung der Duktilität für die plastische Bemessung angeordnet werden [16], [22]. Hinsichtlich der Verteilung der Längsbewehrung im Zuggurt ist bei kleinen Betonstahldehnungen, die bei der elastischen und evtl. dehnungsbegrenzten Bemessung auftreten, zu beachten, dass in den Gurtrandbereichen aufgrund der Schubverzerrungen kleinere Dehnungen vorliegen und damit bei einer Verteilung der statisch erforderlichen Bewehrung über die gesamte mitwirkende Plattenbreite nicht die zur Sicherstellung der Momententragfähigkeit erforderliche innere Normalkraft

aufgebracht wird. Diesbzgl. wird auf [58] verwiesen. Für Querschnitte der Klasse 3 ist eine dehnungsbegrenzte oder elastische Bemessung erforderlich. Bei der dehnungsbegrenzten Bemessung darf im Druckbereich die elastische Grenzdehnung des Baustahls nicht überschritten werden. Sofern die Anforderungen der Querschnittsklasse 3 nicht mehr erfüllt werden, erfolgt der Nachweis der Momenten Tragfähigkeit elastisch unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Betons und der Berücksichtigung des lokalen Beulens. Dies erfolgt in Übereinstimmung mit Eurocode 3 durch Einführung effektiver Querschnitte für den Untergurt.

4.4 Querkrafttragfähigkeit

Bei Stahlprofilen und Verbundträgern ohne Kammerbeton ergibt sich bei entsprechender Querschnittsklasse die Querkrafttragfähigkeit aus der plastischen Schubtragfähigkeit des Stahlprofils $V_{Rd,a}$ nach Gl. (4.4-1), wobei vereinfacht die Netto-Stegfläche anzusetzen ist. Dies führt gerade bei Verwendung dünner Stegbleche und der Anordnung von Öffnungen zu einer geringen Schubtragfähigkeit.

$$V_{Rd,a} = 2(h - t_{ft} / 2 - d_h) t_w \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (4.4-1)$$

Bei den in dieser Arbeit untersuchten Verbundquerschnitten ergibt sich im ausbetonierten Zustand die Querkrafttragfähigkeit additiv aus der Schubtragfähigkeit des Stahlprofils $V_{Rd,a}$ und der Tragfähigkeit eines hybriden Fachwerkmodells (Abb. 4-27), bei dem der Stegbereich zwischen den Öffnungen als Zugpfosten Z_w wirkt und der Kernbeton die zugehörige Druckstrebe D_c bildet. Im Fachwerkmodell resultiert die maximal aufnehmbare Querkraft entweder aus der Tragfähigkeit der Betondruckstrebe oder aus dem Versagen des Zugpfostens. Voraussetzung für den Ansatz des Kernbetons ist zum einen ein vollständiges Ausbetonieren des Hutprofils. Damit unterliegt der Beton den gleichen Verformungen wie der Stahlquerschnitt. Durch die Umschnürung des Kernbetons wird eine Klemmwirkung hervorgerufen, die eine Übertragung der Druckkräfte ermöglicht. Zum anderen muss die Ausbildung des Fachwerkmodells gewährleistet werden, bei dem die Flansche als Druck- und Zuggurt wirken. Dies ist bei Profilen mit Aufbeton in der Regel nicht gegeben, so dass für derartige Querschnitte allein das Stahlprofil zum Querkraftabtrag angesetzt werden darf. Ferner ist bei der Ermittlung der Tragfähigkeit der Betondruckstrebe zusätzlich zu berücksichtigen, dass die vertikalen Anteile der Betonpressungen an den Gurten über die Flanschbreiten ungleichförmig verteilt sind, da sich diese aufgrund ihrer Biegeweichheit im mittleren Bereich der Lastaufnahme entziehen.

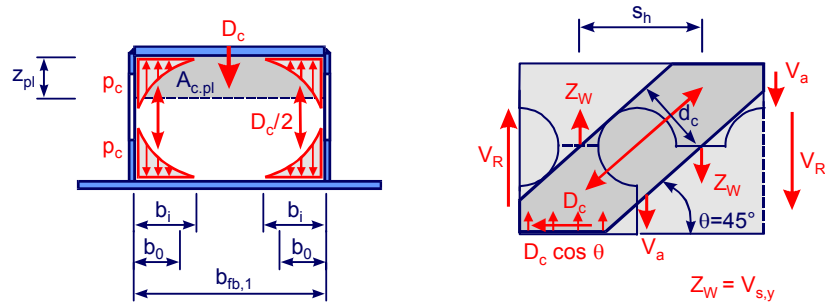


Abb. 4-27: Modell zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit

Vereinfacht kann für die Druckstreben eine Neigung θ von 45° angenommen werden. Die Druckstrebe stellt sich zwischen dem resultierenden Druckgurt, der aus der Betondruckzone und dem gedrückten Stahlflansch gebildet wird, und dem Zuggurt (unterer Flansch bei pos. Momententragfähigkeit) ein. Der Abstand zwischen den resultierenden Druck- und Zugkräften kann näherungsweise unter Ansatz der aus der vollplastischen Momententragfähigkeit resultierenden inneren Normalkräfte und Hebelarme z_c und z_a bei Vernachlässigung der Steganteile nach Gl. (4.4-2) bestimmt werden. $A_{c,pl}$ ist dabei die Querschnittsfläche der Betondruckzone. Mit Abb. 4-28 erhält man für die Querkrafttragfähigkeit des Fachwerkmodells:

$$V_{Rd} = \Delta N_{a,bf} \frac{z}{s_h} \quad \text{mit } z = z_a \left(1 - \frac{\Delta N_c}{\Delta N_{a,bf}} \left[1 - \frac{z_c}{z_a} \right] \right) \quad (4.4-2)$$

Mit $\Delta N_{a,bf} = D_c \cos \theta$ folgt:

$$V_{Rd} = \frac{z}{s_h} D_c \cos \theta \quad (4.4-3)$$

$$z_a = h_a - 0,5(t_{ft} + t_{fb,1}) \quad z_c = z_a - 0,5 z_{pl} \quad (4.4-4)$$

$$\frac{\Delta N_c}{\Delta N_{a,bf}} \approx \frac{A_{c,pl} f_{cd}}{2b_{fb,2} t_{fb,2} f_{yd,2} + b_{fb,1} t_{fb,1} f_{yd,1}} \quad (4.4-5)$$

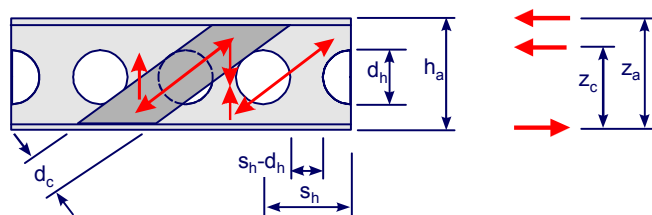


Abb. 4-28: Fachwerkmodell, Druck- und Zugkomponenten

Die schräge Druckstrebe D_c wird nach Gl. (4.4-6) errechnet. Sie ergibt sich aus den über die Breite b_o verteilten Spannungen. Im Gegensatz zur Biegebemessung wird die Umschnürungswirkung bei der Querkraftbemessung nicht berücksichtigt. Daher folgt die rechnerische Betondruckfestigkeit unter Berücksichtigung des Beiwertes α gleich

0,85 für Normalbeton. Die Breite d_c der Betondruckstrebe ist alleine vom Abstand der Öffnungen s_h und vom Neigungswinkel θ der Fachwerkstreben abhängig.

$$D_{c,Rd} = 2 b_0 d_c f_{cd} = d_c b_w f_{cd} \quad (4.4-6)$$

$$\text{mit: } d_c = s_h \sin \theta$$

$$b_w = 2 b_0$$

Für den Traganteil des Fachwerkmodells folgt im Falle des Versagens der Betondruckstrebe die Querkrafttragfähigkeit mit $D_{c,Rd}$ und der wirksamen Betondruckstrebenbreite b_w zu:

$$V_{Rd,max} = f_{cd} d_c b_w \frac{z}{s_h} \cos \theta \quad (4.4-7)$$

Sofern keine Stegöffnungen vorhanden sind, kann die Druckkomponente $V_{Rd,max}$ in Anlehnung an DIN 1045-1 unter Berücksichtigung des inneren Hebelarms z nach Gl. (4.4-2) und der wirksamen Gurtbreite b_w berechnet werden. In DIN 1045-1 wird die Druckstrebenfestigkeit durch den Beiwert α_c (0,75) abgemindert. Die Notwendigkeit dieser Abminderung ist durch den Querzug, der durch die im Verbund liegenden Bügel eingetragen wird, und die aus der Verankerung der Bewehrungsstäbe resultierenden Störungen begründet [27]. Es liegen die gleichen Verhältnisse wie in einem Zug-Druckknoten vor, bei dem die Druckstrebentragfähigkeit ebenfalls abzumindern ist. Da im vorliegenden Fall hinsichtlich der Querkraft die Umschnürungswirkung vernachlässigt wird und darüber hinaus die Zugstreben nicht im Verbund mit dem Beton liegen, sondern die Druckstrebenkraft bei den kompakten Querschnitten über Klemmwirkung und Reibungsanteile in das Stahlprofil eingeleitet wird, kann auf eine derartige Abminderung verzichtet werden.

Für das Versagen der Zugstrebe Z_w , die durch den Stegbereich zwischen den Öffnungen gebildet wird, ergibt sich:

$$V_{Rd,sy} = 2(s_h - d_h) t_w f_{yd} \geq Z_w \quad (4.4-8)$$

Für die Tragfähigkeit des Fachwerkmodells $V_{Rd,c}$ wird der kleinere Wert aus der Zugstrebentragfähigkeit $V_{Rd,sy}$ bzw. der vertikalen Komponente der Betondruckstrebe $V_{Rd,max}$ maßgebend. Daraus resultiert eine Gesamtquerkrafttragfähigkeit der Slim-Floor Profile zu:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,a} \quad (4.4-9)$$

Zur Ermittlung der wirksamen Breite b_0 der Betondruckstrebe werden FE-Berechnungen mit dem Programmsystem Ansys 7.1 durchgeführt. Einflussfaktoren auf die wirksame Breite sind die von der Blechstärke abhängige Biegesteifigkeit der Flansche, die Breite des Kernbetons, die Betongüte und die Querschnittshöhe. Üblicherweise werden die Stege komplett einbetoniert, so dass diese seitlich nicht ausweichen können. Infolge der Querdehnung des Betons können dadurch im

Anschlussbereich zum Gurt zusätzlich über Reibung Kraftanteile in den Steg geleitet werden. Ferner führt der seitliche Beton zu einer Einspannung des Untergurtes. Gegenüber dem Obergurt, dessen Einspanngrad wesentlich von der Ausführung der Schweißverbindung abhängig ist und im ungünstigsten Fall als gelenkig anzusehen ist, kann damit bei gleicher Blechstärke eine größere wirksame Breite aktiviert werden. Für diesen Fall wird das Verformungsvermögen des oberen Flansches zur Bestimmung von b_w maßgebend. In der Praxis werden bei Einfeldsystemen die oberen Flansche im Allgemeinen jedoch in größeren Blechstärken ausgeführt, womit für beide Gurte die wirksame Breite zu bestimmen ist. Bei trapezförmigen Stahlprofilen wird der Untergurt maßgebend, da der Obergurt gegenüber dem unteren Flansch eine kleinere Breite und eine größere Blechstärke aufweist. Im Folgenden werden verschiedene Einflussparameter und Lagerungsbedingungen der Gurte und Stege sowie der Einfluss der Reibung auf die mitwirkende Breite b_w untersucht. Das Modell wird mit Volumenelementen vom Typ SOLID45 für den Stahlquerschnitt und SOLID65 für Beton diskretisiert. Der Kontakt zwischen Beton und Stahlelementen wird durch Elemente vom Typ CONTA173 und TARGE170 realisiert. Als Belastung wird eine Flächenlast q auf den Kernbeton aufgebracht und dieser dadurch auf den unteren Flansch gepresst. Durch die Vernachlässigung der Einspannwirkung des seitlichen Betons kann mit diesem Modell auch das Tragverhalten für den Obergurt untersucht werden. Das Konvergenzverhalten der Berechnung zeigte eine starke Abhängigkeit von der gewählten Lastschrittweite, daher wurden sehr kleine Schrittweiten gewählt, die zu entsprechend langen Berechnungszeiten führten.

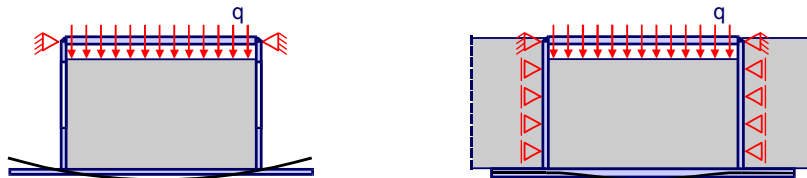


Abb. 4-29: Modell und Belastung zur Untersuchung der Nachgiebigkeit der Flansche

Abb. 4-30 bis Abb. 4-35 stellen die verformten Querschnitte und Spannungsverläufe beispielhaft für einen Querschnitt mit gelenkig gelagertem Flansch und 10 mm Gurtstärke im Vergleich zu einem 20 mm starken Untergurt mit Berücksichtigung der einspannenden Wirkung durch die Betongurte dar. In Querschnittsmittte entzieht sich der untere Flansch in beiden Fällen der Belastung. Dadurch bildet der Beton Druckstreben, die in den Verbindungsecken von Steg und Gurt zur Auflagerung kommen.

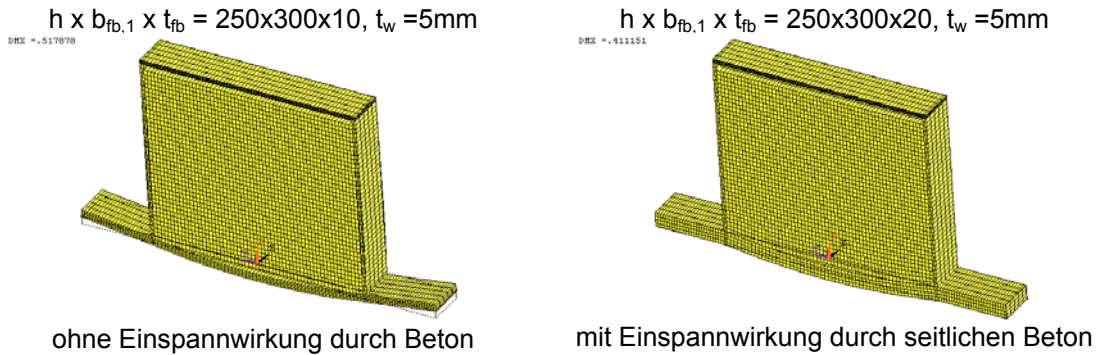


Abb. 4-30: FE-Netz und Verformungsfiguren

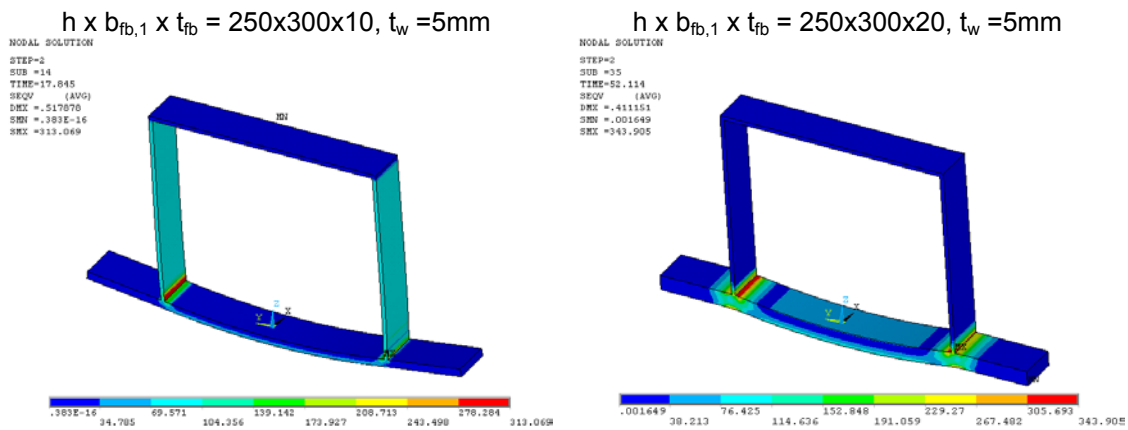


Abb. 4-31: Vergleichsspannung σ_v – Stahlprofil [N/mm²]

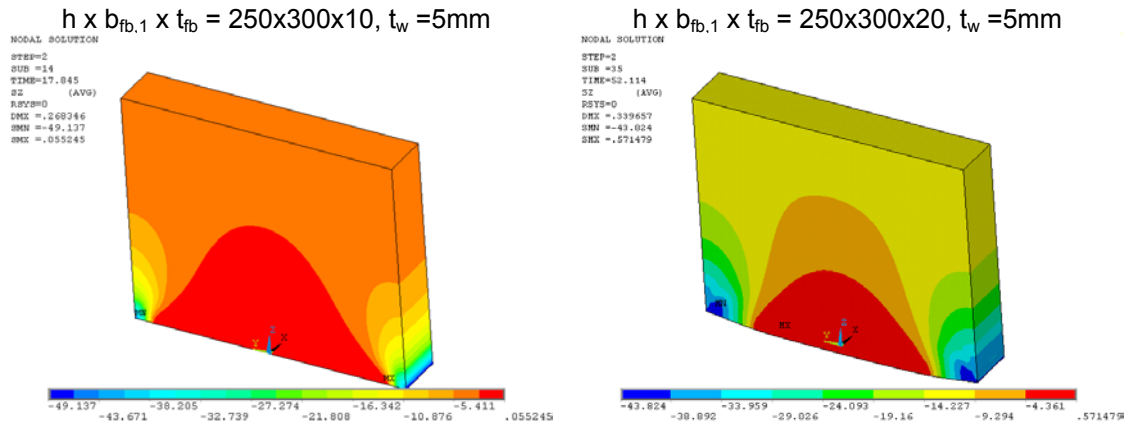


Abb. 4-32: Spannung σ_z – Kernbeton [N/mm²]

Für die Kontaktflächen werden vergleichsweise die Pressungsverteilungen bei Ansatz eines Reibungsbeiwertes $\mu=0,5$ dargestellt, sowie in Abb. 4-36 die Differenz der resultierenden Kräfte und die sich daraus ergebende Druckstrebenbreite b_0 . Die Darstellungen bestätigen, dass im Fall des durch den Beton seitlich unverschieblich gelagerten Steges nennenswerte vertikale Anteile über Reibung abgetragen werden. Bei gleicher Belastung resultieren daraus geringere Spannungen in der Kontaktfuge zwischen Kernbeton-Flansch.

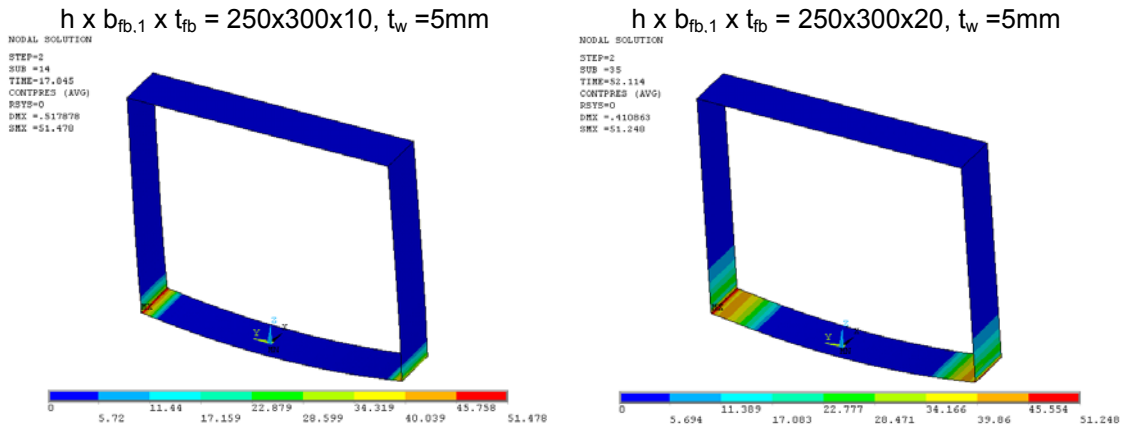


Abb. 4-33: *Pressung σ_{Pres} in der Kontaktfläche zwischen Stahl / Beton - $\mu=0$ [N/mm²]*

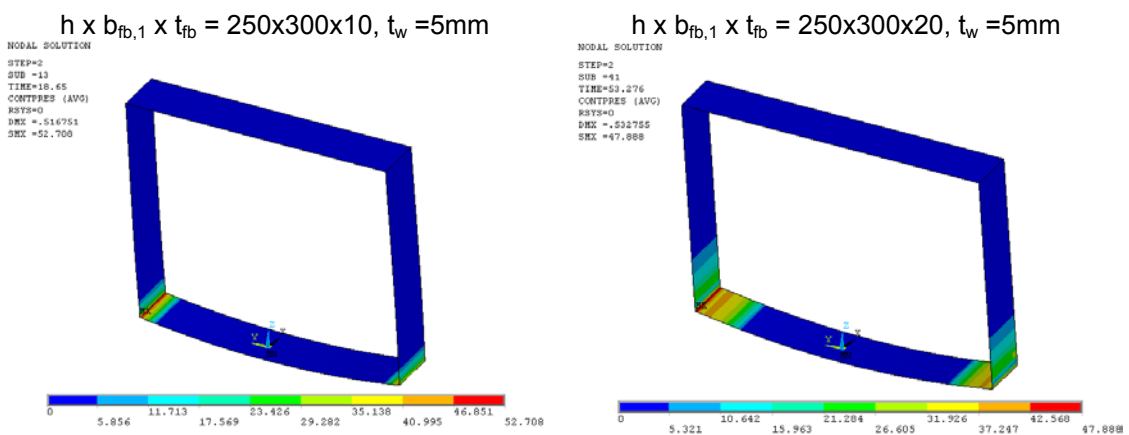


Abb. 4-34: *Pressungen σ_{Pres} in der Kontaktfläche Stahl / Beton - $\mu=0,5$ [N/mm²]*

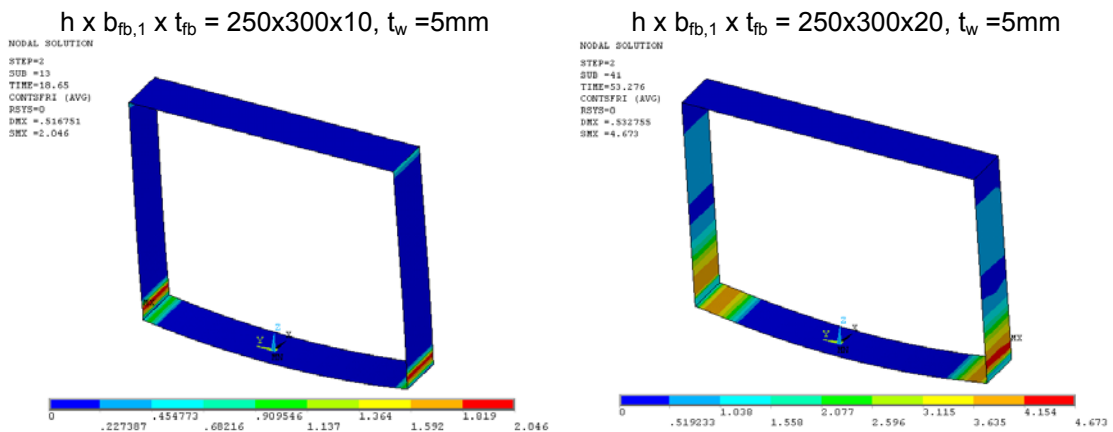


Abb. 4-35: *Reibungsanteile in der Kontaktfläche Stahl / Beton - $\mu=0,5$ [N/mm²]*

In den FE-Berechnungen wird das Versagen der aus dem Druckgewölbe resultierenden Druckstreben, die mit zunehmender Belastung eine geringere Auflagerfläche finden, maßgebend. Abb. 4-36 zeigt den über die Gurtbreite parabelförmig verteilten Verlauf der Spannungen σ_{pres} in der Kontaktfläche. Bei kleinen Flanschstärken konzentrieren sich die Spannungen in den Ecken, es ist ein steiler Anstieg des Spannungsgradienten auf einer geringen Breite b_i zu verzeichnen. Dagegen ist bei Querschnitten mit großen Untergurtdicken ein vergleichsweise flacher

Anstieg der Spannungen festzustellen. Durch Integration der Spannungen σ_{pres} in der Kontaktfläche wird die resultierende Kontaktkraft F_{pres} zwischen Beton und Stahluntergurt ermittelt. Die wirksame Breite b_o ergibt sich aus der Division der resultierenden Kontaktkraft durch die Zylinderdruckfestigkeit f_{cd} des Betons.

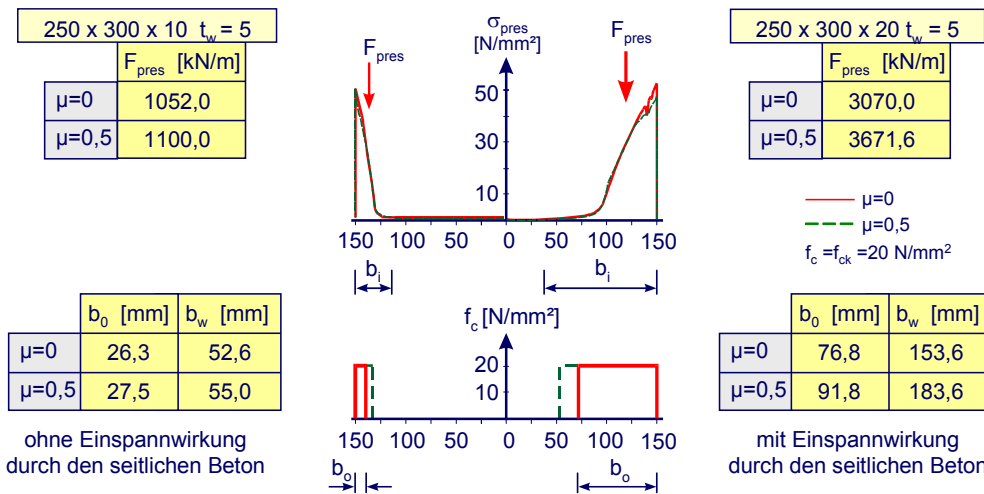


Abb. 4-36: Entwicklung der Breite b_o , dargestellt für die halbe Querschnittsbreite

Abb. 4-37 und Abb. 4-38 zeigen die wirksamen Breiten b_w für verschiedene Querschnitte in Abhängigkeit der Gurtbreite und Gurtstärke, den Lagerungsbedingungen, der Betongüte sowie für den Ansatz eines Reibungsbeiwertes μ gleich 0,5 bzw. unter Vernachlässigung der Reibung (Friction).

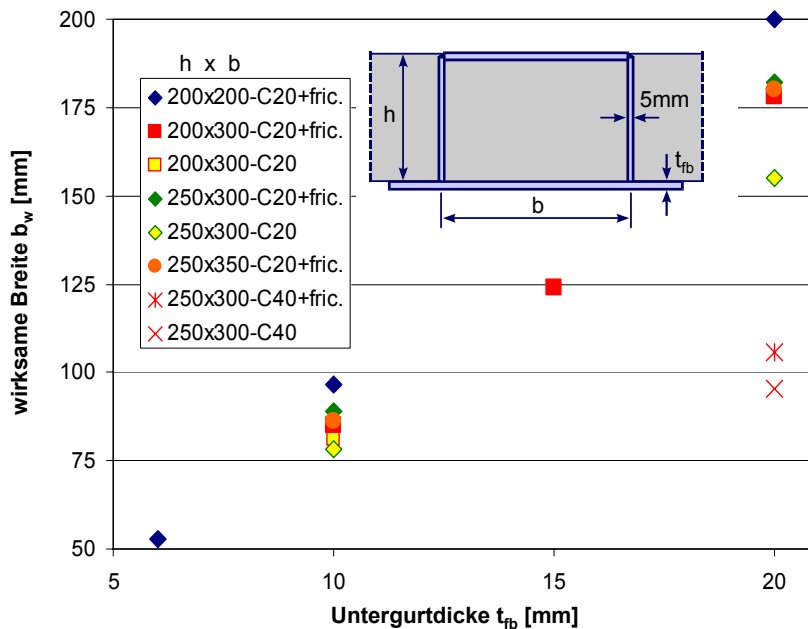


Abb. 4-37: Wirksame Breite b_w in Abhängigkeit von den Gurtabmessungen für Untergurte und Stege, die durch den Betongurt gestützt werden

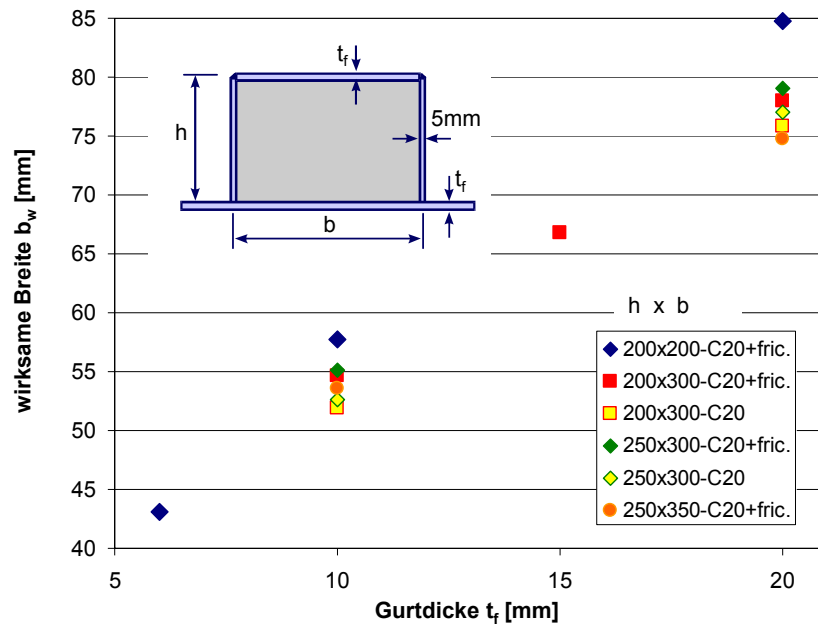


Abb. 4-38: Wirksame Breite b_w in Abhängigkeit von den Gurtabmessungen für gelenkig gelagerte Gurte und Stege

Sofern die Druckstrebe keine direkte Auflagerung erfährt, z.B. bei einer Auflagerung des Trägers durch Endplatten, ist neben dem Nachweis der Druck- und Zugstreben die Auflagerung der aus dem Fachwerkmodell resultierenden anteiligen Querkräfte sicherzustellen. Durch den Einbau eines kompletten Bewehrungskorbes in Übereinstimmung mit den Regelwerken des Massivbaus kann der Kernbeton ähnlich einem kammerbetonierten Verbundträger auf der kompletten Breite zum Querkraftabtrag herangezogen werden. Im Gegensatz zu dem zuvor dargestellten hybriden Fachwerkmodell übernimmt der Kernbeton durch die vorhandene Längsbewehrung nennenswerte Momentenanteile. Die Aufteilung der Querkräfte auf das Stahlprofil und den Betonquerschnitt erfolgt entsprechend den Momentenanteilen von Stahlprofil bzw. Kammerbeton. Das Fachwerk bildet sich dabei zwischen der Druckstrebe im Kammerbeton und der Längsbewehrung. Nach dem gleichen Prinzip kann sich bei Querschnitten mit Aufbeton und Öffnungen im Obergurt ein Fachwerk einstellen, wenn der Aufbeton mittels einer durch die Öffnungen geführten Abhebebewehrung an den Kernbeton angeschlossen wird (Abb. 5-40). Da in diesem Fall ein Abheben der Betonplatte ausgeschlossen ist, kann die Betondruckstrebe durch den Stahlobergurt in den Kernbeton geführt werden und sich dort auf der vorhandenen Längsbewehrung abstützen. Sofern die Abhebebewehrung entsprechend dimensioniert wird, übernimmt diese die Funktion der Zugstrebe und verbindet damit den Zuggurt (Längsbewehrung) mit dem Druckgurt (Betondruckzone im Aufbeton). Die in [54] durchgeführten Trägerversuche bestätigen für die untersuchten ausbetonierten, hutförmigen Querschnitte mit Aufbeton eine deutlich höhere Querkrafttragfähigkeit gegenüber dem alleinigen Ansatz des Stahlprofils. Da der Schwerpunkt der Versuche auf der Längsschubtragfähigkeit der Verbundfuge lag und die Anordnung sowie Lage der konstruktiv eingelegten Bewehrung nicht dokumentiert wurde, können keine Rückschlüsse auf die Ausbildung des Fachwerkmodells gefasst werden. Die

Nachrechnung von Trägerversuchen [54] ohne Aufbeton und mit Gurtöffnungen im Obergurt (Anlage A4.1) zeigt, dass die Querkraft nahezu vollständig vom Stahlprofil aufgenommen wird. Im Bereich der relativ großen Öffnungen können keine Kontaktkräfte zwischen Stahlprofil und Kammerbeton übertragen werden, so dass infolge der geringen Biegesteifigkeit des geschwächten Obergurts die mitwirkende Breite b_w stark abfällt.

Die an dieser Stelle durchgeführten Berechnungen mittels der FE-Methode zur Bestimmung der wirksamen Breite b_w spiegeln qualitativ die Einflüsse auf die rechnerische Druckstrebenbreite wieder. Versuche an DELTA-Beam Verbundträgern [57], für die der Einfluss des Kernbetons erstmals in [56] und [60] untersucht wurde, bestätigen gegenüber dem alleinigen Ansatz des Stahlprofils eine höhere Querkrafttragfähigkeit. Bei den Versuchen [57] wurde jedoch das Biegeversagen maßgebend. In der Literatur konnten keine experimentellen Untersuchungen an Slim-Floor-Trägern ausgemacht werden, bei denen das Querkraftversagen maßgebend ist. Um die Validität der FE-Analysen zu untermauern und gerade bei Querschnitten mit schlanken Stegen eine optimierte Schubbemessung zu erzielen, werden daher Versuche zum Querkraftverhalten von Slim-Floor-Trägern angeraten.

4.5 Torsion

Differiert die Stützweite oder die Belastung der an den Slim-Floor-Träger angrenzenden Deckenfelder oder liegen Randträger vor, treten exzentrische Beanspruchungen auf. Vor allem bei Bausystemen mit Fertigteilen entstehen durch deren Auflagerung auf dem äußeren Bereich des Untergurtes erhebliche Torsionsmomente. In der Regel wirken die Torsionsbeanspruchungen als Gleichstreckentorsionsmomente.

Im Vergleich zu den offenen Profilen (IFB, SFB usw.) weisen kastenförmige Querschnitte eine hohe Torsionssteifigkeit auf, sie eignen sich daher besonders für den Randbereich. Bei ausbetonierten Hohlprofilen wird der Stahlquerschnitt durch den Betonkern innerhalb des Kastens ausgesteift. Es stellt sich das in Abb. 4-39 dargestellte Tragsystem ein. Der Stahlquerschnitt kann dann nach den Regelungen der St. Venantschen Torsion behandelt werden. Der Einfluss auf die Biegetragfähigkeit wird bei gleichzeitiger Beanspruchung durch Biege- und Torsionsmomente durch eine reduzierte Streckgrenze bei der Ermittlung des plastischen Momentes berücksichtigt. Auf Grundlage der Fließbedingung nach Huber-Mises-Henky folgt die Reduktion der Streckgrenze nach Gl. (4.5-1). Öffnungen können dabei durch eine ideelle Blechdicke berücksichtigt werden (s. a. Abschnitt 4.6). Die Betondruckstrebe kann nach den Regelungen der DIN 1045-1 nachgewiesen werden.

$$f_{yd,red,i} = f_{yd} \sqrt{1 - \frac{3 T_{Ed}^2}{t_i^2 f_{yd,i}^2}} \quad \text{mit} \quad T_{Ed} = \frac{M_T}{2 A_m} \quad (4.5-1)$$

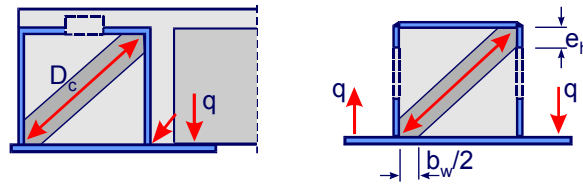


Abb. 4-39: Torsionsbeanspruchung im Endzustand

4.6 Interaktion bei Momenten- und Schubkraftbeanspruchung

Infolge der Biegebeanspruchungen treten im Querschnitt Längsspannungen σ_x auf. Aus den Querkraften und der Torsion resultieren Schubspannungen, die die Längsspannungen und damit die Momententragfähigkeit beeinflussen. In DIN 18800, Teil 1 [59] wird bei der Berechnung nach Elastizitätstheorie der Nachweis der Vergleichsspannung entsprechend Gl. (4.6-1) gefordert, sofern das Verhältnis $\sigma / \sigma_{R,d} \geq 0,5$ und $\tau / \tau_{R,d} \geq 0,5$ ist.

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \sigma_y - \sigma_x \sigma_z - \sigma_y \sigma_z + 3 \tau_{xy}^2 + 3 \tau_{xz}^2 + 3 \tau_{yz}^2} \quad (4.6-1)$$

Zur Ermittlung der plastischen Momententragfähigkeit wird der Querschnitt in jeder Faser bis zum Bemessungswert der Streckgrenze ausgenutzt. Bei gleichzeitigem Schubkrafteinfluss folgt die aufnehmbare Normalspannung in den querkraftübertragenden Querschnittsteilen entsprechend der Fließbedingung nach Huber-Mises-Henky (4.6-3) unter Berücksichtigung eines Reduktionsbeiwertes ρ_w nach Gl. (4.6-4). Treten Schubspannungen aus Torsion und Querkraft gleichzeitig auf, ergibt sich die maximale Schubbeanspruchung aus der Überlagerung der Schubflüsse.

$$\sigma_x^2 + 3 \tau^2 \leq f_{yd}^2 \quad \text{bzw.} \quad \left(\frac{\sigma_x}{f_{yd}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad (4.6-2)$$

$$\rho_w = \frac{\sigma_x}{f_{yd}} = \sqrt{1 - \left(\frac{\tau}{\tau_{Rd}} \right)^2} \quad \text{mit} \quad \tau_{Rd} = \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}, \quad \tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{A_{v,z}} \quad \text{bzw.} \quad \tau_{Ed} = \frac{M_T}{2 A_m t_w} \quad (4.6-3)$$

$$\sigma_{x,Rd} = \rho_w f_{yd} = f_{yd} \sqrt{1 - \left(\frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} \right)^2} \quad (4.6-4)$$

In den Regelwerken für Verbundtragwerke [16], [17] darf der Einfluss der Querkraft auf die Momententragfähigkeit ebenfalls durch den Ansatz einer reduzierten Streckgrenze (Gl. (4.6-5)) erfasst werden. Abb. 4-40 zeigt die Reduktionskurven nach Gl. (4.6-4) und Gl. (4.6-5) sowie qualitativ den Verlauf der M-V-Interaktionskurve auf Grundlage von Gl. (4.6-4) für einen Slim-Floor-Träger mit ausbetoniertem Hutprofil.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \leq 0,5 \Rightarrow \rho_w = 1$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} > 0,5 \Rightarrow \rho_w = 1 - \left(\frac{2 V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2 \quad (4.6-5)$$

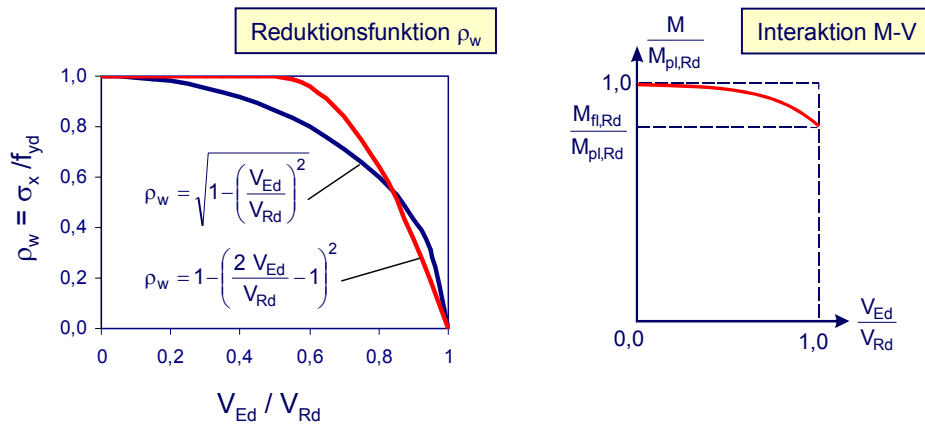


Abb. 4-40: Momenten-Querkraftinteraktion – ohne Torsionsbeanspruchung

Der Vergleich der Funktionen verdeutlicht, dass nach Gl. (4.6-4) bei geringer Querkraftauslastung bereits eine Reduktion der Streckgrenze erfolgt, während nach [16] erst ab 50% Querkraftauslastung eine reduzierte Längsspannung anzusetzen ist. Hinsichtlich der Momententragfähigkeit sind die Differenzen bei Querschnitten mit dünnen Stegen vernachlässigbar klein. Auf Grundlage von Gl. (4.6-4) wurden Vergleichsrechnungen an Slim-Floor-Querschnitten durchgeführt, die zeigen, dass bei einer bezogenen Querkraft $V_{Ed}/V_{pl,Rd}$ von 0,3 der Einfluss der Querkraft auf die Momententragfähigkeit im Nettoquerschnitt sehr gering ist ($< 3\%$). Im Vergleich dazu zeichnet sich infolge einer bezogenen Querkraft von $V_{Ed}/V_{pl,a,Rd}$ gleich 0,5 eine Reduktion des Momentes um 4 bis 5% ab. In Anlehnung an die Regelungen in [59] kann festgehalten werden, dass bei einer bezogenen Querkraft $V_{Ed}/V_{pl,a,Rd}$ kleiner 0,3 die Interaktion zwischen Moment und Querkraft entfallen kann. Wird der Kernbeton zur Abtragung der Querkräfte mit herangezogen, treten neben den Normalspannungen σ_x und den Schubspannungen τ_{xz} weitere Beanspruchungen σ_z aus den Zugstrebenkräften Z_w (Abb. 4-41) auf, die ebenfalls Einfluss auf das Grenzmoment nehmen. Mit der Reduktionsfunktion nach Gl. (4.6-5) können diese Einflüsse nicht berücksichtigt werden. Daher ist die Fließbedingung um die Spannungskomponente σ_z zu erweitern. Aufgelöst nach der Normalspannung in x-Richtung ergibt sich dann die Beziehung nach Gl. (4.6-7).

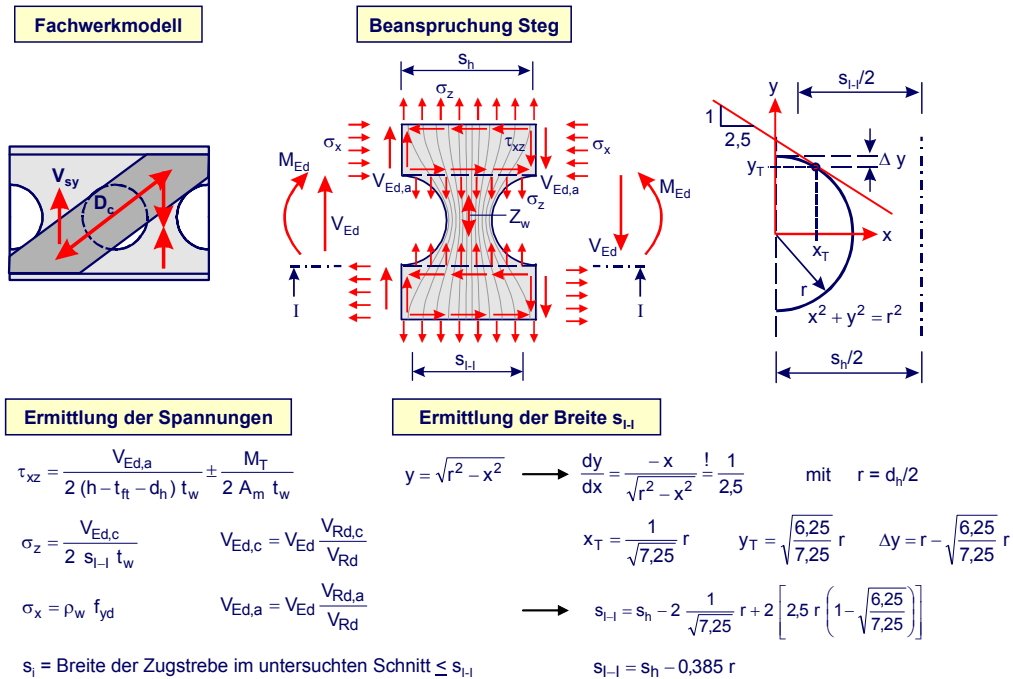


Abb. 4-41: Stegbeanspruchungen bei Mitwirkung des Kernbetons am Querkraftabtrag im Nettoquerschnitt (Öffnungsmitte)

Bezogen auf den Bemessungswert der Streckgrenze resultiert aus Gl. (4.6-8) die Abminderung der Streckgrenze in Längsrichtung. Abb. 4-42 zeigt die räumliche Darstellung der Interaktionsbeziehung. Die ungünstigste Interaktion folgt aus der Kombination der Zugspannungen σ_z mit den Längsdruckspannungen σ_x . Um für die Bereiche mit Längsdruck- und -zugspannungen unterschiedliche Reduktionsbeiwerte und damit ein iteratives Vorgehen zu vermeiden, ist der maßgebende Reduktionsbeiwert über die gesamte Steghöhe anzusetzen.

$$f_{yd} \geq \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \sigma_z + 3 \tau^2} \quad (4.6-6)$$

$$\sigma_x = \frac{\sigma_z \pm \sqrt{4f_{yd}^2 - 3\sigma_z^2 - 12\tau^2}}{2} \quad (4.6-7)$$

$$\rho_w = \frac{\zeta \pm \sqrt{4 - 3\zeta^2 - 4\beta^2}}{2} \quad \text{mit } \rho_w = \frac{\sigma_x}{f_{yd}} = \frac{f_{yd,red}}{f_{yd}}, \quad \zeta = \frac{\sigma_{z,Ed}}{f_{yd}}, \quad \beta = \frac{\tau_{Ed}}{\tau_{Rd}} \quad (4.6-8)$$

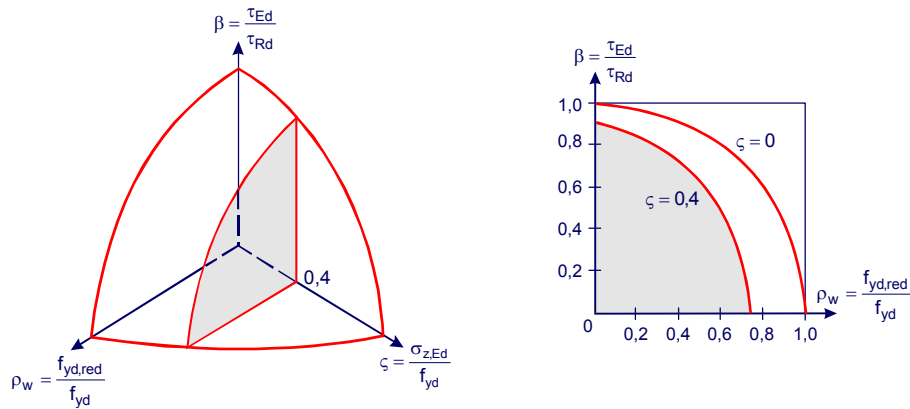


Abb. 4-42: Interaktionsbeziehung für den Stegbereich bei gleichzeitiger Wirkung von Biegung und Schub

Liegen Querschnitte mit Stegöffnungen vor, ist bei gleichzeitiger Wirkung von Biegemoment und Querkraft zu berücksichtigen, dass die anteiligen Querkkräfte des Stahlprofils im Öffnungsbereich durch die Rahmentragwirkung sekundäre Biegemomente (Vierendeel-Tragwirkung) verursachen. Die sekundären Biegemomente führen zu einer Reduktion der globalen Momententragfähigkeit. Die Tragfähigkeit wird dann mittels plasto-statischer Modelle nachgewiesen. Dabei werden die Momentennullpunkte in die Mitte der einzelnen Gurtabschnitte gelegt. Abb. 4-43 zeigt schematisch das Berechnungsmodell sowie die Versagensfigur eines Trägers mit Öffnung. Über eine aussteifende Wirkung des die Öffnungen durchsetzenden Betons und eine daraus abzuleitende lokale Umlagerung der inneren Kräfte im Öffnungsbereich liegen bisher keine Erkenntnisse vor.

Zur Untersuchung des Einflusses der sekundären Biegung auf die globale Momententragfähigkeit werden zunächst die Schnittgrößen für den Träger bestimmt. Anschließend wird ein Rahmen mit der Breite s_h herausgetrennt, die anteiligen Querkkräfte des Stahlprofils an der Stelle i und j angetragen (Abb. 4-43) und das daraus folgende sekundäre Moment bestimmt.

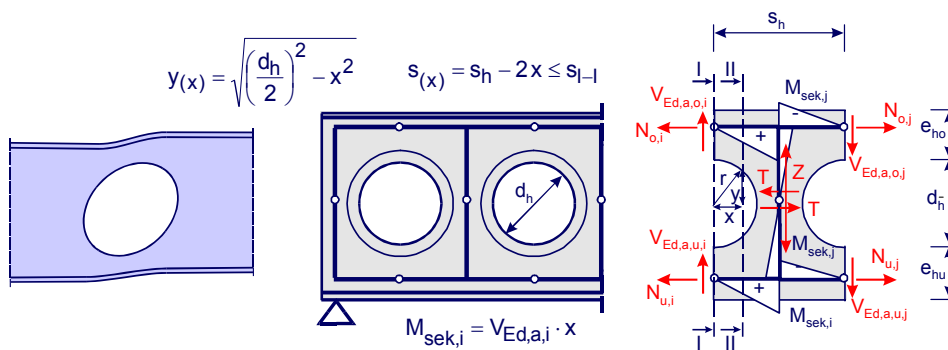


Abb. 4-43: Modell zur Erfassung der Vierendeelwirkung

Neben dem Nachweis der globalen Momententragfähigkeit unter Berücksichtigung der Rahmenbiegung und den Einflüssen aus den Schubkräften ist am Modell nach (Abb. 4-43) der Nachweis der sekundären Biegetragfähigkeit, Querkrafttragfähigkeit und ggf.

des Schubbruchs für den Pfosten unter Beachtung der Interaktion mit der aus der Zugstrebe Z_w resultierenden Beanspruchung zu führen. Dazu werden vertikale Schnitte durch den Öffnungsbereich des Querschnitts gelegt. Eine gedachte Zusammenlegung der Stege führt zu einem T-Querschnitt oberhalb und unterhalb der Öffnung und vereinfacht das Berechnungsmodell. Aus der Ermittlung der globalen plastischen Momententragfähigkeit am Nettoquerschnitt in Öffnungsmitte resultieren unter Berücksichtigung der Interaktionsbeziehungen nach Abb. 4-40 und Abb. 4-42 Druck- und Zugkräfte in den Gurten und Stegen. Die resultierenden Druck- und Zugkräfte werden im jeweils untersuchten Schnitt als innere Normalkräfte mit dem Angriffspunkt $e_{b/t}$ auf die t-förmigen Teilquerschnitte aufgebracht. In Abb. 4-44 wird $e_{b/t}$ im Hinblick auf eine einfachere Programmierung auf die jeweilige äußere Querschnittsfaser bezogen. Im Fall von kreisförmigen Öffnungen wächst die Steghöhe mit der Entfernung des Schnitts von der Öffnungsmitte, daher folgt für den Schnitt eine geringere Querkraftausnutzung einhergehend mit einem kleineren Reduktionsbeiwert ρ_w . Die Reduktionsbeiwerte ergeben sich aus der Berücksichtigung der Querkraftauslastung für den Teilquerschnitt und den aus dem Zugpfosten resultierenden Spannungen. Entsprechend Abb. 4-41 ist die rechnerische Breite zur Bestimmung der Zugspannung nicht allein von der Öffnungsgeometrie, sondern auch vom Lastausbreitungswinkel abhängig.

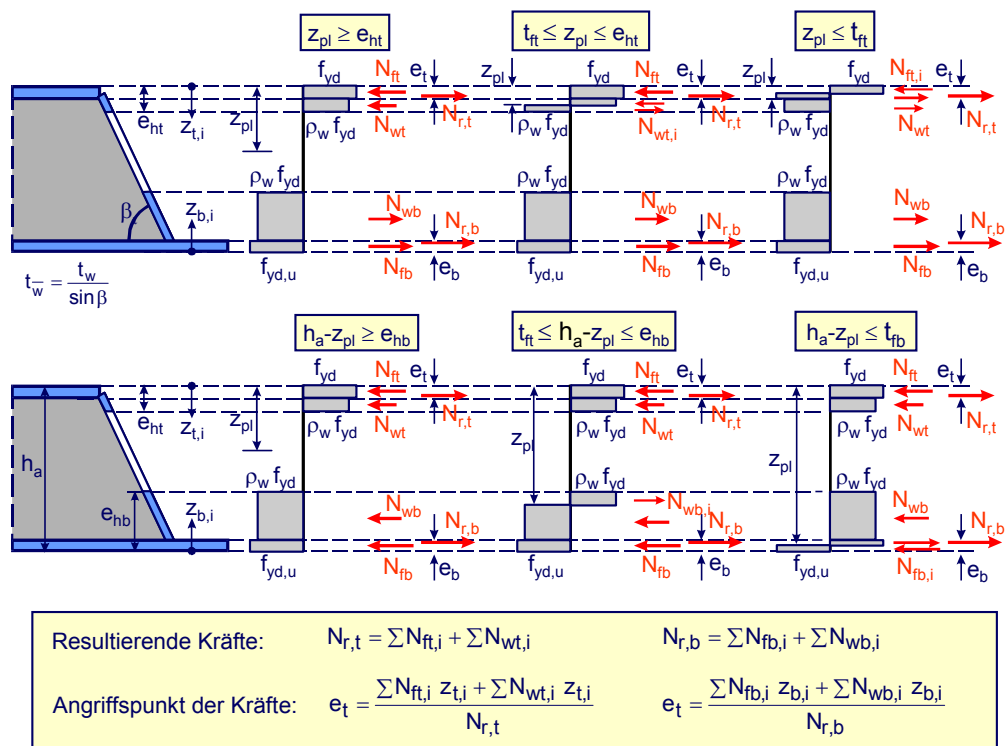


Abb. 4-44: Aus der Biegebemessung resultierende innere Kräfte am Nettoquerschnitt des Stahlquerschnitts in Öffnungsmitte

Das aus der Multiplikation der inneren Normalkraft $N_{r,i}$ mit dem Abstand e_i resultierende Moment spiegelt die Spannungsverteilung aus der globalen Momententragfähigkeit im untersuchten Schnitt am Teilquerschnitt. Dieses Moment mindert die sekundäre Biegetragfähigkeit und ist daher bei der Ermittlung der sekundären Momenten-

tragfähigkeit zu berücksichtigen. Für den oberen und unteren Teilquerschnitt wird daher die Lage der plastischen Nulllinie unter Beachtung der reduzierten Streckgrenze der Stege und der im Abstand e_i aufgetragenen Normalkraft bestimmt (Abb. A 2-1, Abb. A 2-2). Mit der bekannten Lage der Nulllinie kann die sekundäre Momenten-
tragfähigkeit der Teilquerschnitte unter Berücksichtigung der Normalkraft $N_{r,i}$ nach Gl. (4.6-9) ermittelt werden.

$$M_{\text{sek,Rd}} = \sum N_i z_i \tag{4.6-9}$$

Eine Reduktion χ der inneren Normalkraft $N_{r,i}$ (Zug- und Druckkräfte am Nettoquerschnitt in Öffnungsmitte) wird erforderlich, wenn das aus der Rahmenwirkung resultierende sekundäre Moment größer als die Tragfähigkeit des Teilquerschnitts ist. Die Reduktion der inneren Kräfte wird in der Regel durch die Abminderung der Streckgrenze für den oberen und unteren Teilquerschnitt realisiert. Mit dieser Reduktion ist sicherzustellen, dass der Bemessungswert der Streckgrenze an keiner Stelle aus der Überlagerung der globalen und sekundären Einflüsse überschritten wird.

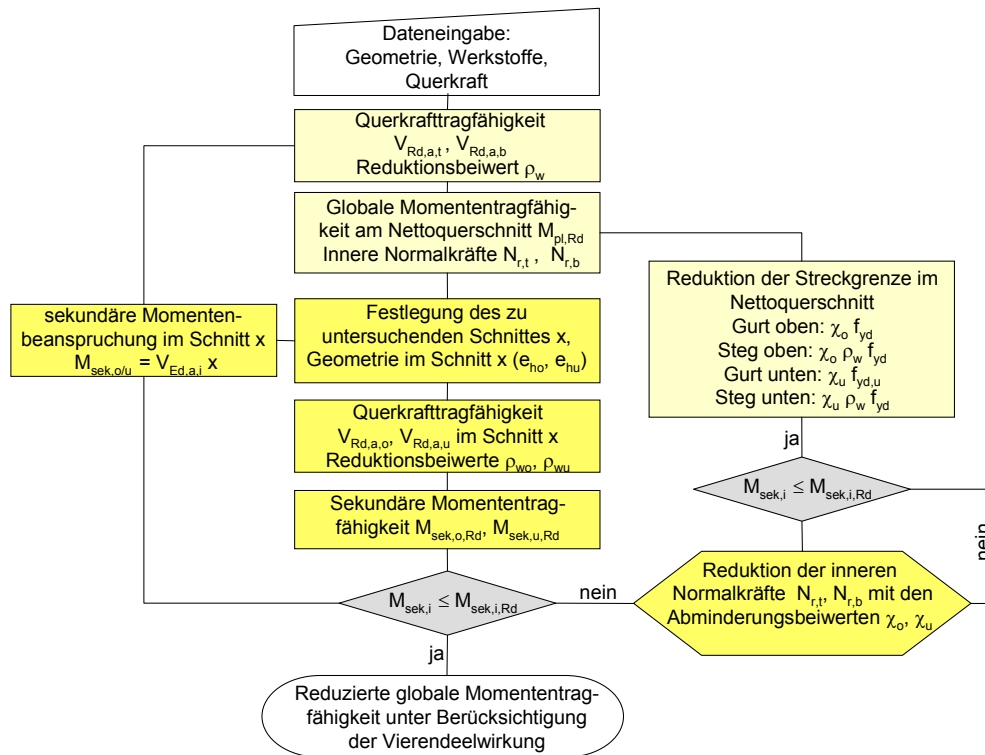


Abb. 4-45: Prozess zur Berücksichtigung des Einflusses der Vierendeelwirkung auf die globale Momententragfähigkeit

Aufgrund der abgeminderten Streckgrenze folgt eine reduzierte globale Momententragfähigkeit im Ausgangsschnitt in Öffnungsmitte und eine neue Lage der plastischen Nulllinie sowie veränderte innere Druck- und Zugkräfte, mit denen eine erneute Berechnung der sekundären Biegetragfähigkeit im Schnitt x für die Teilquerschnitte durchzuführen ist. Liegt im Untergurt ein Einfluss aus der Querbiegung vor, so ist dieser bei der Formulierung des inneren Kräftegleichgewichts durch die

Berücksichtigung der infolge Querbiegung abgeminderten Streckgrenze zu erfassen. Die Bemessung stellt sich als iterativer Prozess dar, dessen Ablauf in Abb. 4-45 zusammengefasst wird. Bei runden Stegöffnungen müssen mehrere Schnitte im Bereich der Öffnung untersucht werden, bis der maßgebende Schnitt gefunden ist.

Die Größe der Abminderung der globalen Biegetragfähigkeit ist stark vom Verhältnis der Momententragfähigkeit der Flansche $M_{F1,Rd}$ zur plastischen Momententragfähigkeit des Gesamtquerschnitts $M_{pl,Rd}$ abhängig. Beispielhaft wird in Abb. 4-46 der Einfluss der Querkräfte auf die Momententragfähigkeit unter Berücksichtigung der Vierendeelwirkung und bei deren Vernachlässigung für einen Querschnitt mit kreisrunden Stegöffnungen ($\varnothing 150$ mm) aufgezeigt. Abb. 4-46 verdeutlicht, dass bereits bei einer Querkraftauslastung kleiner 50% eine nennenswerte Reduktion der Momententragfähigkeit vorliegen kann. Bei durchlaufenden Flachdeckensystemen sowie bei hoher Querkraftbeanspruchung, z. B. konzentrierten Einzellasten, ist der Einfluss der sekundären Biegemomente daher stets zu berücksichtigen. Diesbzgl. kommt einer in den Kernbeton eingelegten Bügelbewehrung eine erhebliche Bedeutung zu, da dadurch eine Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit des Betonquerschnitts erreicht werden kann. Damit sinkt der Querkraftanteil des Stahlprofils und somit auch der Einfluss der sekundären Biegung.

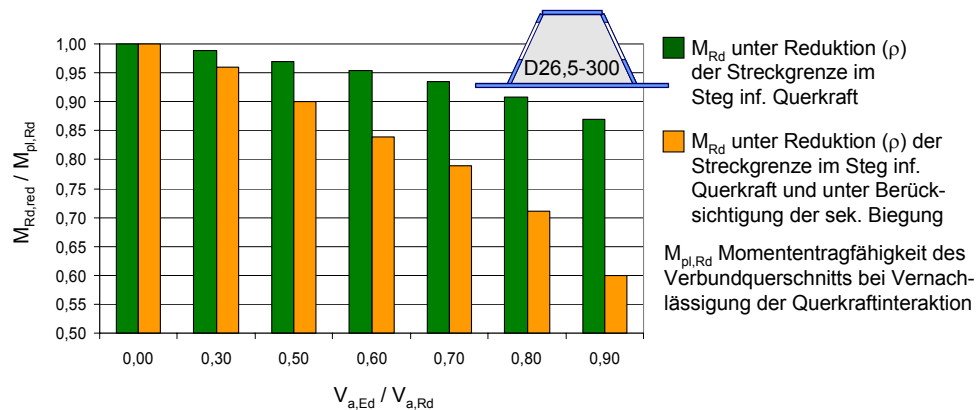


Abb. 4-46: Abminderung der Momententragfähigkeit infolge Querkraft und sek. Biegung

Hinsichtlich einer gleichzeitigen Wirkung von Querbiegung und Torsion im Untergurt ist die Interaktionsbeziehung nach Gl. (4.2-15) um die bezogene Spannung β_y zu erweitern. Das bezogene Moment η ergibt sich dann nach Gl. (4.6-10). Der Reduktionsbeiwert α zur Abminderung der Längsspannungen kann direkt aus Gl. (4.6-11) berechnet werden.

$$\eta = \frac{m_{Rd,q}}{m_{pl,q}} = \frac{2(1 - \alpha^2 - \beta_z^2 - \beta_y^2)}{\sqrt{4 - 3\alpha^2 - 4\beta_z^2 - 4\beta_y^2}} \quad \text{mit} \quad \alpha = \frac{\sigma_x}{f_{yd}} = \frac{f_{y,red}}{f_{yd}} \quad \beta_i = \frac{\tau_{Ed,xi}}{\tau_{Rd}} \quad \tau_{Rd} = \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}} \quad (4.6-10)$$

$$\alpha = \pm \frac{1}{4} \sqrt{16 - 6\eta^2 - 16\beta_z^2 - 16\beta_y^2 \pm 2\sqrt{9\eta^4 + 16\eta^2 - 16\beta_z^2\eta^2 - 16\beta_y^2\eta^2}} \quad (4.6-11)$$

$$\text{mit } \eta = \frac{m_{\text{Ed},q}}{m_{\text{pl},q}} \quad \alpha = \frac{\sigma_x}{f_{\text{yd}}} = \frac{f_{\text{y,red}}}{f_{\text{yd}}} \quad \beta_i = \frac{\tau_{\text{Ed},xi}}{\tau_{\text{Rd}}} \quad \tau_{\text{Rd}} = \frac{f_{\text{yd}}}{\sqrt{3}}$$

Auf der sicheren Seite liegend kann vereinfacht auch die infolge des Querbiegeeinflusses reduzierte Streckgrenze nach Abb. 4-6 anstelle der Streckgrenze f_{yd} in Gl. (4.5-1) eingesetzt werden und damit die aufwendige Beziehung nach Gl. (4.6-11) umgangen werden.

4.7 Bemessung der Längskehlnähte

Die Längsnähte zur Verbindung der Stege mit den Ober- und Untergurten werden häufig als Kehlnähte im Unterpulverschweißverfahren ausgeführt. Besondere Aufmerksamkeit ist dem rechnerischen Nachweis der Schweißnähte zu widmen, da diese durch parallele Schubspannungen aus der Querkraft und Torsion sowie durch senkrecht auf die Nahtfläche wirkende Schub- bzw. Normalspannungen, die aus der Zugstrebe Z_w (Abschnitt 4.4) des Fachwerkmodells wirken, beansprucht werden. Mit Gleichung (4.7-1) können die Schubspannungen in Längsrichtung aus Querkraft und Torsion bestimmt werden. Der Nachweis der Schweißnähte erfolgt über den Vergleichswert der Schweißnahtspannung nach Gl. (4.7-3).

$$\tau_{\parallel} = -\frac{V_{\text{Ed},a} A_z}{2 A_{\text{zz}} a_w} \pm \frac{M_T}{2 A_m a_w} \quad \text{mit } A_z = \int z \, dA \quad A_{\text{zz}} = \int z^2 \, dA \quad (4.7-1)$$

$$\sigma_{\perp} = -\frac{V_{\text{Ed},c}}{2 s_h a_w} \quad (4.7-2)$$

$$\sigma_{\text{w},v} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \sigma_{\text{w},\text{Rd}} \quad \text{mit } \sigma_{\text{w},\text{Rd}} = \alpha_w \frac{f_{\text{yk}}}{\lambda_M} \quad (4.7-3)$$

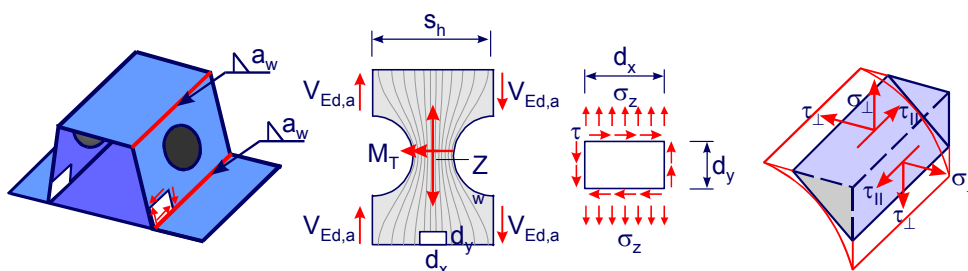


Abb. 4-47: Beanspruchung der Längskehlnähte

4.8 Längsschubtragverhalten

Die Übertragung der Längsschubkräfte und damit das gemeinsame Tragverhalten von Beton und Baustahl wird durch die Anordnung entsprechender Verbundmittel sichergestellt. Bei üblichen Verbundträgern haben sich Kopfbolzendübel, deren Bemessung in den Verbundbaunormen geregelt ist, in den letzten Jahren durchgesetzt. Gemäß Abb. 1-1 kommen Kopfbolzendübel ebenfalls zur Verbund-

sicherung von Flachdeckensystemen zum Einsatz. Stahlprofile mit einer geringen Profilhöhe erlauben die Anordnung der Dübel auf dem Obergurt des Stahlträgers. Liegen dagegen kleine Aufbetonhöhen vor, ist eine Dübelanordnung auf dem oberen Flansch oftmals nicht möglich, bzw. die Geometrie lässt nur geringe Dübelhöhen zu, so dass die Dübel nicht mehr als duktil einzustufen sind. Vielfach erfolgt dann eine Verdübelung mit liegend an den Steg des Stahlprofils angeschweißten Kopfbolzendübeln (DIN 18800-5, Anhang A). Alternativ können stehende Kopfbolzendübel auf dem Untergurt des Stahlprofils aufgeschweißt werden (Abb. 1-3, System MCE), sofern dies nicht zu Konflikten im Hinblick auf die Auflagerung von Fertigteilen führt.

Bei ausbetonierten Hutprofilen werden die in den Stegen oder im Obergurt der Stahlprofile angeordneten Öffnungen planmäßig als Verbundmittel angesetzt (Abb. 1-5). Der die Öffnung durchsetzende Beton wirkt als Betondübel. Das Längsschubtragverhalten wird maßgebend von der Größe der Leibungsfläche und der Betonfestigkeit bestimmt. An den Leibungsflächen der Öffnungen werden die Dübelkräfte über Kontaktpressung in den Beton eingeleitet. Durch die behinderte Querdehnung treten im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich mehraxiale Druckspannungen auf, die hohe Pressungskräfte erlauben. Mit größerem Abstand von der Lasteinleitungsfläche wirken in Ausstrahlungsrichtung der Dübelkräfte Druck- und quer dazu Zugspannungen. Die Querspannungen führen bei der Überschreitung der Betonzugfestigkeit zu Rissen parallel zur Krafrichtung. Eine durch die Öffnungen verlaufende Querbewehrung übernimmt diese Querspannungen und kann dadurch die Tragfähigkeit des Betondübeln erhöhen. In [61] und [62] wird das Tragverhalten von Öffnungen umfassend untersucht. Da die Tragfähigkeit der Betondübeln von den systemspezifischen Gegebenheiten (Öffnungsform, -größe, Blechstärke, etc.) abhängt, werden diese in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt. Dabei beruht das Last-Verformungsverhalten auf der Auswertung von Push-Out Versuchen [54], [60]. Bei Querschnitten mit Stegöffnungen ist zu beachten, dass aus der Endverdrehung der Decke vor allem auf im oberen Stegbereich angeordnete Dübel planmäßige Zugspannungen quer zur Krafrichtung der Längsschubkräfte resultieren, die zu einer Reduktion der Dübeltragfähigkeit führen. In [60] wurden Push-Out Versuche für Querschnitte mit runden Stegöffnungen ausgewertet. Um die Tragfähigkeit eines Öffnungspaares zu bestimmen, wurden die Versuchskörper mit den Öffnungen gegeneinander gestellt (Abb. 4-47) und durch eine Folie getrennt. Mit der Anordnung der Folie als Trennschicht wurde eine komplett gerissene Kontaktfläche zwischen Stahlprofil und äußerem Betongurt simuliert und somit die alleinige Verbundtragwirkung zwischen Kernbeton und Stahlprofil untersucht. Gegenüber der zuvor beschriebenen Dübelleiste stellt sich ein anderes Tragverhalten ein, da sich die Dübelkräfte nur in eine Richtung ausbreiten können. Bei Querschnitten mit Aufbeton und einer Querbewehrung zur Rissbreitenbegrenzung kann auch eine Verbundwirkung zu den äußeren Betongurten erzielt werden, was bisher bei den in [60] aufgeführten Profilen nicht experimentell untersucht wurde. Abb. 4-48 zeigt verschiedene Push-Out-Versuchskörper im Vergleich.

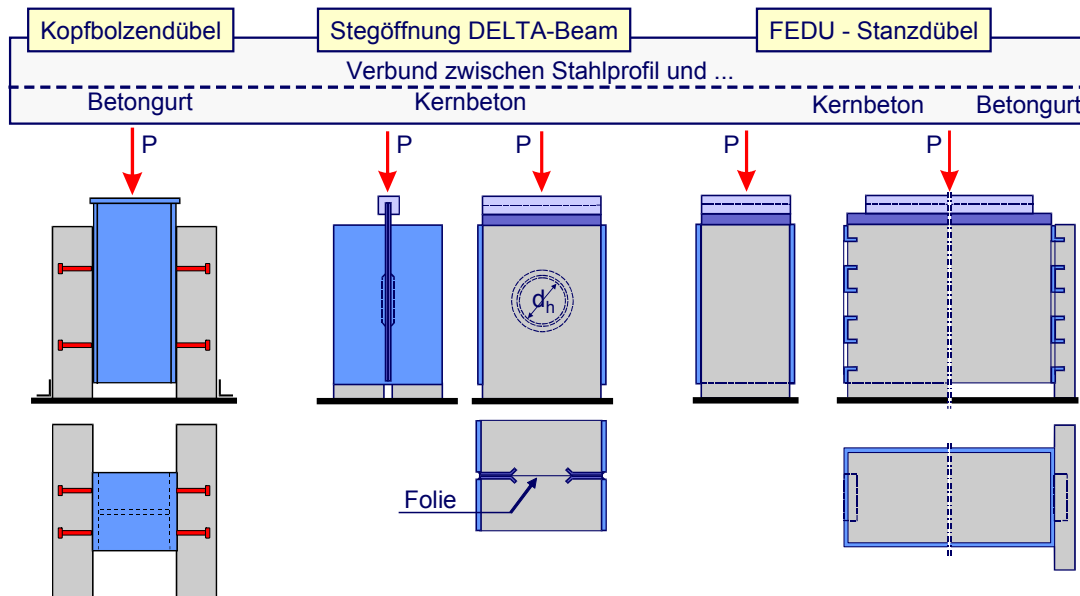


Abb. 4-48: Push-Out Versuche zur Ermittlung der Dübeltragfähigkeit

In Abb. 4-49 sind die Last-Verformungsbeziehungen verschiedener Dübel gegenübergestellt. Dabei resultiert die Kurve der Kopfbolzendübel aus den Auswertungen in [24]. Die aufgezeigten Dübelkennlinien unterstreichen die Bedeutung der Öffnungsform. Der FEDU-Dübel (Abb. 1-5) zeigt ein sehr duktilen Verhalten. Durch die Abbiegung der Lasche wird bei diesem Profiltyp festgelegt, ob nur der Kernbeton oder auch der Aufbeton zur Berechnung angesetzt werden darf. Die rechnerische Traglast wird bei einem Schlupf δ_k von ca. 1,6 mm festgelegt. Bei den in [60] ausgewerteten Versuchen zeigen die ausgestanzten Öffnungen (deep lipped holes DL), bei denen aus dem Stanzprozess eine Abbiegung des Öffnungsrandes resultiert, gegenüber den durch Brennschnitt erzeugten Öffnungen (normal lipped holes NL) eine deutlich höhere Tragfähigkeit. Aus den jeweils eine Öffnung charakterisierenden Dübelkennlinien in Abb. 4-49 geht ebenfalls ein duktilen Verhalten hervor. Die Kurven zeigen bei ca. 2,0 mm Schlupf den Übergang in einen ausgeprägten plastischen Bereich (horizontalen Ast), so dass dieser Übergangspunkt δ_k zur Entwicklung der Bemessungstragfähigkeit herangezogen wurde. Aus den Versuchen mit ausgestanzten Öffnungen und einem Durchmesser von 150 mm (DL150) liegt bei einer Verformung größer 2 mm gegenüber dem Anfangsbereich ein flacherer Anstieg der Last-Schlupf-Beziehung bis zur Bruchlast vor. Der Verlauf der Dübelkennlinie mit einem stetig anwachsenden Schlupf entspricht nicht mehr der Definition eines idealelastisch-idealplastischen Verformungsverhaltens. Durch die Überführung der Last-Schlupf-Beziehung in eine derart idealisierte Dübelkennlinie bleibt die hohe Traglast des Verbundmittels im Bruchzustand rechnerisch unberücksichtigt. Letztendlich verhält sich das Verbundmittel jedoch steifer gegenüber der idealisierten Dübellinie, d.h. mit wachsendem Schlupf steigen die Dübelkräfte weiter an. Für den alleinigen Anschluss des Kernbetons ist dies unproblematisch, da die Push-Out Versuche die Tragfähigkeit des Betondübels bis zu einem Schlupf δ_{uk} von über 6 mm sicherstellen. Wird mit einem solchen Verbundmittel auch der Anschluss eines Betongurtes vorgesehen, stellt sich

im ungünstigsten Fall nicht die auf der Annahme eines idealplastischen Dübelverhaltens basierende Umlagerung der Längsschubkräfte in der Verbundfuge ein, was dann bei der Bemessung des Plattenanschnitts zu berücksichtigen ist. Kritisch ist dies vor allem dann, wenn die Druckstrebe im Plattenanschnitt für die Bemessung maßgebend wird, da für den Plattenanschnitt gegenüber dem Verbundmittel ein begrenztes Umlagerungsvermögen vorliegt. Dies geht u. a. aus DIN 1045-1 hervor, die für den Anschluss zwischen Balkensteg und Gurt bei Gleichstreckenlasten eine gleichmäßige Verteilung der Längsschubkräfte zulässt, die Länge des kritischen Schnitts L_{crit} jedoch auf den halben Abstand zwischen Momentennullpunkt und Parabelmaximum begrenzt, so dass die Schubkraftkurve durch zwei Geradenabschnitte angenähert wird. Die Dübelkennlinie des DL150 in Abb. 4-49 zeigt ab einem Schlupf von ca. 4 mm ein signifikantes Anwachsen der Dübelkräfte gegenüber der bei einem Schlupf von 2 mm festgelegten Bezugslast. Da Slim-Floor-Träger im Vergleich zu üblichen Verbundträgern eine deutlich geringere Stützweite und Querschnittshöhe aufweisen, wird der Endschlupf in der Verbundfuge deutlich unterhalb dieses Bereichs liegen, so dass der Zuwachs der Dübelkräfte mit steigendem Schlupf bei derartigen Systemen weniger stark ins Gewicht fällt.

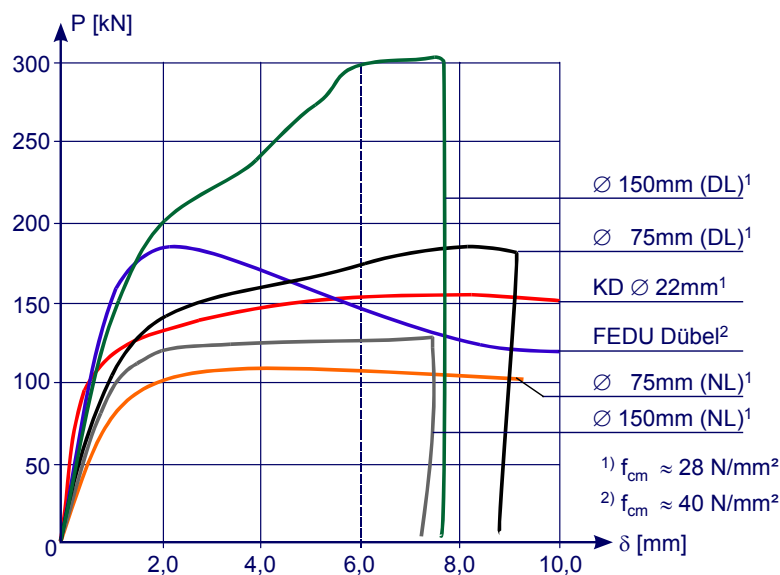


Abb. 4-49: Last-Verformungsverhalten der Verbundmittel

Die Verbundmittel sind zwischen kritischen Schnitten nach dem Schubkraftverlauf zu verteilen. Hinsichtlich der Ermittlung der Längsschubkraft sind die Einflüsse aus dem Plastizieren im Stahlträger und der Rissbildung im Beton zu berücksichtigen. Während bei üblichen Verbundträgern mit Ausnahme des negativen Momentenbereichs der Rissbildung im Betongurt keine wesentliche Bedeutung zukommt, ist diese bei Slim-Floor-Trägern bereits unter Gebrauchslasten nicht mehr zu vernachlässigen. Durch das nichtlineare Materialverhalten sowie die Nachgiebigkeit der Verbundmittel und den Einfluss des Verdübelungsgrades kann der Verlauf der Längsschubkraft von dem nach der Elastizitätstheorie ermittelten Verlauf (Ebenbleiben des Gesamtquerschnitts) erheblich abweichen. Vor allem Teilplastizierungen im Stahlquerschnitt führen wegen

des überlinearen Anwachsens der inneren Normalkräfte im Stahlquerschnitt zu einem Zuwachs der Längsschubkräfte in den plastizierten Trägerbereichen.

Sofern duktile Verbundmittel vorliegen und die vollplastische Momententragfähigkeit des reinen Stahlprofils bezogen auf die vollplastische Momententragfähigkeit des Verbundquerschnitts den Bedingungen nach DIN 18800-5 (Abb. 4-50) entspricht, kann bei Beanspruchungen aus Gleichstreckenlasten eine äquidistante Verteilung der Verbundmittel vorgenommen werden. Dies ist für ausbetonierte Hutprofilquerschnitte, bei denen nur der Kernbeton angerechnet wird, aufgrund der Anforderungen an die Momententragfähigkeit des Stahlprofils im Bauzustand im Allgemeinen erfüllt. Gerade bei Stahlquerschnitten mit kleinen Profilhöhen und der Kombination mit Aufbeton ist diese Anforderung nicht zu erfüllen. Daher ist der Nachweis der Momentendeckung über die Trägerlänge zu führen. Die Momentendeckung kann in diesen Fällen durch eine Konzentration der Verbundmittel im Trägerendbereich sichergestellt werden. Ist dies z.B. durch eine Anordnung der Verbundmittel in einem fest definierten Abstand nicht möglich, kann die Sicherstellung der Momententragfähigkeit nur durch eine Überbemessung in Trägermitte gewährleistet werden. Bei nicht duktilen Verbundmitteln ist die Längsschubverteilung affin zum Querkraftverlauf vorzunehmen.

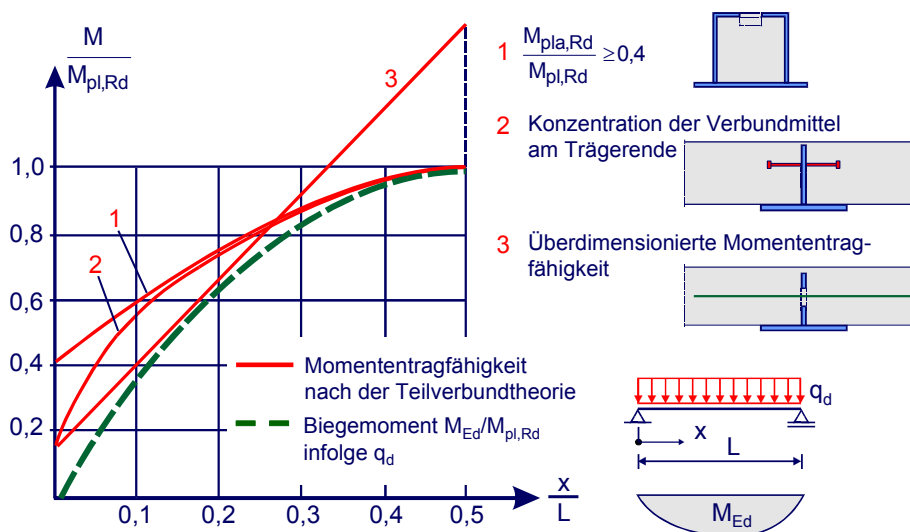


Abb. 4-50: Momentendeckung nach Teilverbundtheorie

Die zuvor vorgestellten Verbundmittel entsprechen der Definition eines duktilen Verbundmittels nach [16], d. h. ein ausreichendes Verformungsvermögen der Dübel ist sichergestellt und die Annahme einer plastischen Umlagerung der Längsschubkräfte in der Verbundfuge zulässig (Kurve A, Abb. 4-51). Neben der Rechtfertigung eines ausgeprägten idealelastisch-idealplastischen Verformungsverhaltens müssen dazu die Verbundmittel ein charakteristisches Verformungsvermögen δ_{uk} von mindestens 6 mm erfüllen und Querschnitte der Klassen 1 und 2 vorliegen. Weitere Anforderungen an die Anfangssteifigkeit, die den Schlupf bei Erreichen des plastischen Traglastniveaus beschreibt, werden nicht gestellt. Bei Kopfbolzendübeln, auf die sich die Norm primär bezieht, ist eine ausreichende Dübelsteifigkeit in der idealisierten Dübelkennlinie

sichergestellt. Abb. 4-49 zeigt, dass die Betondübel im Vergleich dazu eine ähnliche Steifigkeit aufweisen. Gegenüber üblichen Verbundträgern tritt bei ausbetonierten, hutförmigen Slim-Floor-Trägern mit kleinen Stützweiten im Grenzzustand der Tragfähigkeit auch bei einem Plastizieren des Querschnitts in Feldmitte ein relativ geringer Schlupf in der Verbundfuge zwischen Stahlprofil und Kernbeton auf. Da das Fließplateau des Dübels dadurch nicht erreicht wird, verhalten sich die Dübel am Trägerende in Abhängigkeit ihrer Federsteifigkeit elastisch. Eine Umlagerung der Dübelkräfte resultiert allein aus dem nichtlinearen Materialverhalten (Querschnitte der Klasse 1 und 2, Kurve B, Abb. 4-51). Für Trägerbereiche, in denen allein die elastischen Materialeigenschaften des Querschnitts ausgenutzt werden, ergibt sich die Längsschubkraft nach der Elastizitätstheorie, so dass an der Stelle der maximalen Querkraft die Längsschubkraft $v_{L,Ed}$ gegenüber einer konstanten Verteilung der Normalkraft N_c innerhalb des kritischen Schnittes L_{crit} maßgebend werden kann. Da bei geringem Schlupf die Dübelkräfte unterhalb der Bemessungslast der Verbundmittel liegen und das Erreichen der Dübeltraglast mit einem wachsenden Schlupf und einer Umlagerung der Längsschubkräfte verbunden ist, ist dies im Hinblick auf die Bemessung der Verbundmittel von untergeordneter Bedeutung. Bei Querschnitten mit einem statisch wirksamen Aufbeton ist ggf. das elastische Verhalten der Dübel am Trägerende beim Nachweis des Schulterschubs im Plattenanschnitt bzw. der Dübelumrissfläche zu berücksichtigen. Die Ermittlung der Längsschubkräfte erfolgt dann nach Abb. 4-51 (Kurve B), sofern der Nachweis für das Fachwerkmodell nicht vereinfacht für die Dübelkraft P_{Rd} ausgelegt wird. Letzteres ist in der Regel der Fall, da die Momententragfähigkeit über die von der Dübelanordnung abhängige Momentendeckungslinie nachgewiesen wird. In den Trägerbereichen mit nichtlinearem Materialverhalten müssen dann die Längsschubkräfte aus der Differenz der Normalkräfte ermittelt werden. Zur Bestimmung der Normalkraft N_c ist eine iterative Berechnung erforderlich, da die innere Normalkraft von dem zum Biegemoment zugehörigen Dehnungszustand abhängig ist.

Abb. 4-52 zeigt den mittels FE-Berechnung bestimmten Verlauf der Längsschubkräfte in der Verbundfuge für einen ausbetonierten Querschnitt mit im Obergurt des Stahlprofils angeordneten Verbundmitteln und einer Stützweite von 3,60 m bei einer Profilhöhe von ca. 200 mm (Anlage A4.2). Dabei werden die auf Grundlage der in Abb. 4-52 dargestellten Dübelkennlinien ermittelten Längsschubkraftverläufe verglichen. Dübelkennlinie DKL1 entspricht der des FEDU-Dübels, während DKL2 dem starren Verbund zugeordnet wird. Bei beiden Systemen ist gegenüber dem Verlauf nach Elastizitätstheorie eine Zunahme der Längsschubkräfte in der Verbundfuge aus dem nichtlinearen Werkstoffverhalten zu erkennen. Am Trägerende ergibt sich für den Fall des starren Verbundes keine Umlagerung der Längsschubkräfte, für die DKL1 ergibt sich demgegenüber für den letzten Dübel eine Umlagerung aus der Nachgiebigkeit der Verbundmittel. Die Dübelkraft am letzten Dübel entspricht in beiden Fällen ungefähr der nach der Elastizitätstheorie ermittelten Beanspruchung des Verbundmittels (Anlage A4.2). Dies ist durch den Endschlupf in der Verbundfuge erklärbar, der mit ca. 0,6 mm

bei dem Träger mit der weicheren Dübelkennlinie bzw. ca. 0,2 mm unter der steiferen Dübelkennlinie festgehalten werden kann.

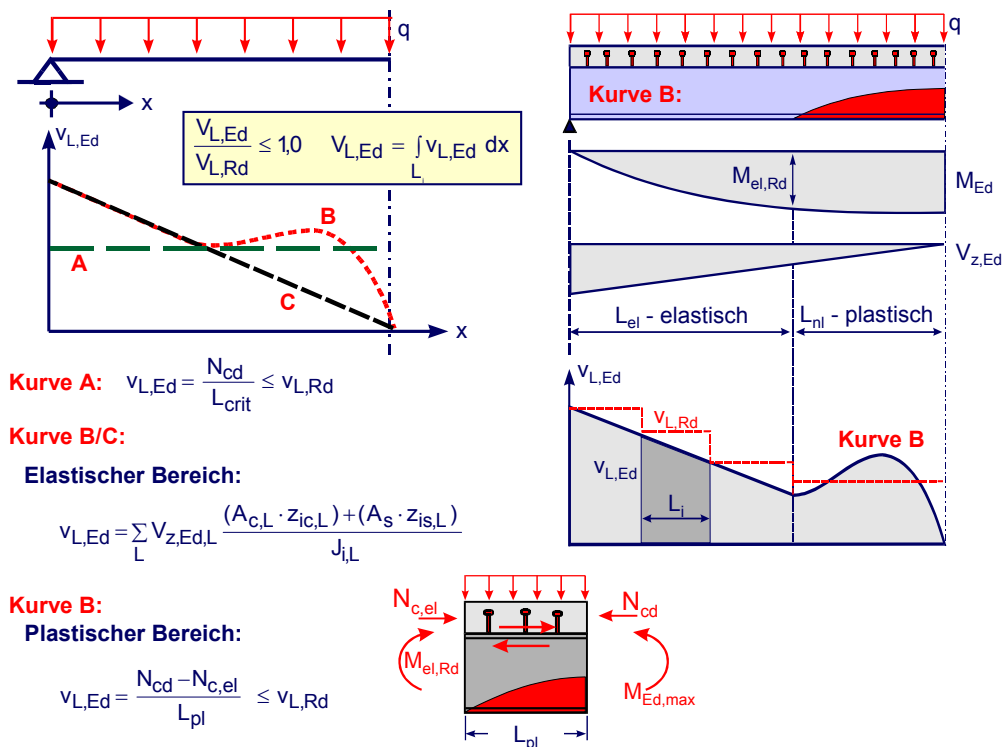


Abb. 4-51: Ermittlung der Längsschubkräfte

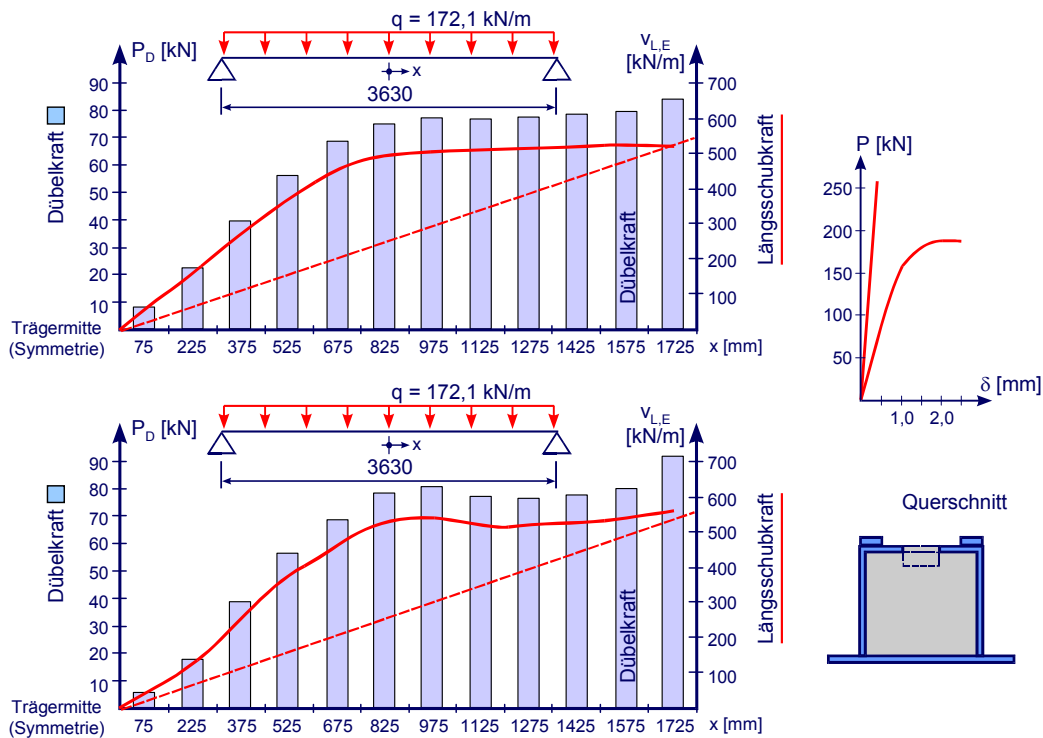


Abb. 4-52: Längsschubkräfte in der Verbundfuge

Bei Querschnitten mit Aufbeton ist ferner zu berücksichtigen, dass die inneren Normalkräfte des Betons über schräge Druckstreben in die Verbundmittel eingeleitet werden. D. h., je größer der Versatz zwischen der Druckzonenhöhe und dem theoretischen Lasteinleitungspunkt des Dübels ist, desto steiler verlaufen die Streben. Daraus resultieren größere vertikale Zugkräfte, die zu einem Abheben der Betonplatte führen können. I.d.R. wirkt das Eigengewicht dem Abheben der Betongurte entgegen. Für übliche Verbundträger mit Kopfbolzendübel verhindert zudem der Dübelkopf ein Abheben der Betonplatte. Bei kleinen Aufbetondicken oder neben dem Träger angeordneten Deckendurchbrüchen sind jedoch häufig zusätzliche Maßnahmen, z.B. in Form einer Abhebebewehrung (Abb. 4-22), zur Sicherung der Betonplatte erforderlich.

4.9 Anwendung von Spannbetonhohldielen

Bei den Spannbeton-Fertigdecken handelt es sich um vorgespannte Fertigelemente mit einem einachsigen Lastabtrag. Üblicherweise werden die Elemente in Breiten von 1,20 m auf die Baustelle geliefert und dort per Kran verlegt. Dabei betragen die Deckendicken zwischen 15,0 bis 40,0 cm, bei einer Elementlänge von bis zu 15 m. Die Platten erhalten keine Querbewehrung, sondern ausschließlich vorgespannte Litzen in Längsrichtung, die im Bereich der zwischen den Hohlräumen verbleibenden Stege angeordnet werden.

Die skandinavische Slim-Floor-Bauweise sieht im Regelfall den Einsatz von Spannbetonhohldielen vor. Seit Jahren werden die Slim-Floor-Träger dort in Kombination mit vorgespannten Betonhohldielen großflächig eingesetzt. In Deutschland ist der Einsatz der Spannbetonhohldielen auf einer biegeweichen Lagerung nicht unumstritten [63], [64]. Durch die bauaufsichtlichen Zulassungen wurde bisher eine solche Auflagerung der Hohldielen nicht abgedeckt. Zur Auflagerung der Elemente fordern die Zulassungen im Allgemeinen ein Mörtel- oder Betonbett bzw. gleichwertige Zwischenlagen, wenn dabei negative Auswirkungen auf Standsicherheit, Gebrauchstauglichkeit, Brandschutz und Schallschutz ausgeschlossen sind. Dadurch wird sichergestellt, dass die Hohlplatten vollflächig aufliegen und somit die Bemessungsgrundlagen der einachsigen gespannten Platten ohne Beanspruchung in Querrichtung am Auflager gelten.

Pajari hat Anfang der 90er Jahre erstmals den Einfluss der Auflagerung auf die Tragfähigkeit von Spannbetonhohldielen untersucht, [65] bis [67]. Die Ergebnisse der in Finnland durchgeführten Versuche zeigen eine gegenüber der starren Lagerung um 40% bis 70% reduzierte Schubtragfähigkeit der Spannbetonhohldielen. Diese Reduktion der Tragfähigkeit resultiert aus verschiedenen Ursachen. Infolge der Krümmung des Auflagerträgers liegen die Elemente nur an den Ecken auf (Vier-Punkt-Lagerung, Abb. 4-53). Gerade bei Flachdeckensystemen weisen die Hohldielen im Allgemeinen die gleiche Höhe wie der integrierte Träger auf. Der Plattenspiegel im Bereich der Biegedruckzone des Trägers erfährt Druckspannungen, die Beanspruch-

ungen in Querrichtung der Platte hervorrufen. Im Bereich der Zugzone des Trägers liegen in den Hohldielen Zugspannungen vor, die sich ungünstig auf das Tragverhalten auswirken. Ferner können aufgrund der Vier-Punkt-Lagerung die in den mittleren Stegen der Platte vorherrschenden Schubkräfte nicht direkt über schräge Druckstreben in den Auflagerträger eingetragen werden. Die Schubkräfte lagern sich in die äußeren Stege um, so dass diese stärker beansprucht werden, dadurch entsteht Querbiegung in der Spannbetonhohldiele. Der untere Plattenspiegel wird zum Zugband eines Stabwerkes. Aufgrund der entstehenden Querbiegung können sich Risse parallel zu den Spannritzen bilden, die negative Auswirkungen auf die Verankerung der Litzen hervorrufen. Da keine Querbewehrung vorhanden ist und die Betonzugfestigkeit gleichzeitig bei der Spannkrafteinleitung und der Querverteilung von Lasten in Ansatz gebracht wird, wirken sich die aus dem Zugbereich und der Querbiegung resultierenden Zugbeanspruchungen ebenfalls ungünstig auf das Tragverhalten aus. In den Bereichen am Trägerende erfahren die Platten aus dem Längsschub zusätzlich eine starke Querverzerrung (Abb. 4-53). Diese gilt als besonders kritisch, da in allen finnischen Versuchen ein Schubversagen in den äußeren Platten auftrat. Daher ist die Querkrafttragfähigkeit der unbewehrten Spannbetonhohldielen zu reduzieren. Hohldielen mit großer Deckenhöhe, kurzen Spannweiten und Lasten, die zu hohen Querkraften führen, sowie Systeme mit geringen Biegemomenten sind besonders kritisch einzustufen. Neben der Biegesteifigkeit und Durchbiegung des Unterzuges haben ferner die Reibung zwischen Hohlplatte und Träger, die Schlankheit der Hohlplatte und die Verbundwirkung zwischen Träger und Hohlplatte einen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Elementdecke.

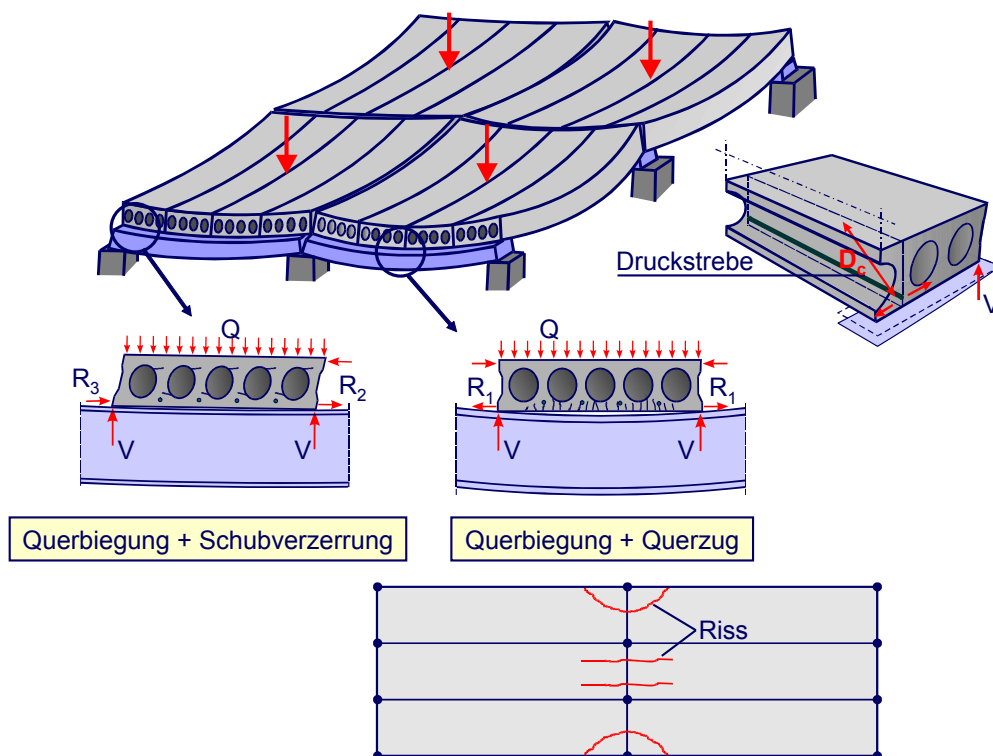


Abb. 4-53: Spannbetonhohldielen bei biegeweicher Lagerung

Im Allgemeinen liegen Hohldielen mit großen Spannweiten und einer Belastung durch Gleichstreckenlast vor, so dass die Momententragfähigkeit maßgebend wird. Daher ist eine Reduktion der Querkrafttragfähigkeit durchaus praktikabel. In [63] wird für den Einsatz von Spannbetonhohldielen auf biegeweichen Auflagern noch eine Zustimmung im Einzelfall gefordert. Seit kurzem ist die biegeweiche Lagerung der Hohlplattendecken in Deutschland durch eine bauaufsichtliche Zulassung [69] abgedeckt. Die zusätzlichen Forderungen der Zulassungen decken sich dabei mit den Vorschlägen zur Bemessung der Spannbetonhohldielen mit nachgiebiger Lagerung in [64]. So ist eine Auflagerung auf biegeweichen Trägern nur dann zulässig, wenn der Träger im Gebrauchszustand unter einfachen Einwirkungen ($\gamma_F=1,0$) eine maximale Verformung kleiner $L/300$ aufweist. Ferner darf der Bemessungswert der auf die Hohldiele einwirkenden Querkraft nicht größer als 50% der Querkrafttragfähigkeit bei starrer Lagerung sein. Für Systeme mit kleinen Spannweiten, großen Querkraften und großer Plattenhöhe kann die pauschale Reduktion der Querkraft unter Umständen nicht ausreichen. Nach [3] kann ein genauere Nachweis der Querkrafttragfähigkeit unter Berücksichtigung des Einflusses der Schubverzerrungen geführt werden, der jedoch nicht durch die Zulassung abgedeckt ist. Zudem sind die äußeren Hohlkammern der Platten gemäß den Forderungen der Zulassung auf einer Länge von mindestens 80 cm auszubetonieren und mit einem Bügel, welcher im Kammerbeton angeordnet und an den Ringanker anzuschließen ist, zu bewehren. Darüber hinaus ist die Auflagertiefe zu vergrößern. Die Fertigteile sind auf Elastomerstreifen mit einer Dicke von 10 mm und einer Breite von 100 mm zu lagern. Dadurch kann der Gefahr, dass die Elemente infolge der Trägerkrümmung nur auf den Ecken aufliegen, entgegengewirkt werden, um die Querkraftspannungen in den Platten zu reduzieren. Die Durchbiegung des Trägers stellt sich mit dem Auflegen der Fertigteile ein und führt zu einer Verschiebung (Schlupf) der Fertigteile auf der Auflagerfläche. Ein Elastomer mit hohen Reibungseigenschaften behindert diese Verschiebung, so dass sich ungünstig wirkende Reibungskräfte aufbauen können (Abb. 4-53). Durch eine Begrenzung der Trägerdurchbiegung wird neben dem Querkraftzug in den Hohldielen auch die Verschiebung der Platten minimiert. Sofern die durch die Zulassung auferlegten Randbedingungen nicht eingehalten werden, ist eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich.

5 Brandfall

5.1 Allgemeines

Hinsichtlich des Brandschutzes wird zwischen aktivem und passivem Brandschutz unterschieden. Der aktive Brandschutz umfasst vorbeugende und brandabwehrende Maßnahmen, wie z. B. die Installation von Brandmelde- und Sprinkleranlagen, aber auch die Planung der Flucht- und Rettungswege sowie die Untersuchungen hinsichtlich des Rauchabzuges. Durch den passiven Brandschutz soll die Erwärmung eines Bauteils infolge der Brandeinwirkung verhindert werden. Geeignete Maßnahmen dazu stellt eine Bekleidung des Bauteils mittels Brandschutzplatten, -putzen und feuerhemmender Beschichtungen sowie eine Betonummantelung dar.

Im Falle der in dieser Arbeit untersuchten Slim-Floor-Träger ist, sofern keine Brandschutzbekleidung vorhanden ist, oftmals allein der untere Flansch einer direkten Beflammung ausgesetzt. Alle anderen Querschnittsteile sind durch die Betonummantelung vor einer direkten Beflammung geschützt (integrierter Brandschutz). Im Vergleich zu anderen Bausystemen reduziert sich dadurch die beflammete Stahloberfläche erheblich. Im Wesentlichen findet der Temperatureintrag in das Bauteil über die Stege des Stahlprofils statt. Der sogenannte „integrierte Brandschutz“ stellt einen wesentlichen Vorteil dieser Bauweise dar und bietet eine Alternative zu den klassischen Brandschutzmaßnahmen. Dabei erfolgt eine „heiße Bemessung“, die die aufgrund der thermischen Einwirkungen reduzierten Werkstofffestigkeiten berücksichtigt. In der Regel wird eine zusätzliche Längsbewehrung angeordnet, die den direkt beflamnten Untergurt substituiert. Mit bekannter Temperaturverteilung über den Querschnitt kann die Bemessung in Anlehnung an das Nachweisverfahren der Stufe 2 für kammerbetonierte Verbundträger erfolgen. In den aktuellen Regelwerken werden jedoch keine Temperaturverläufe für derartige Querschnitte angegeben. Die nachfolgenden Untersuchungen zielen daher auf die allgemeine Beschreibung der Temperaturverteilung für die hier untersuchten ausbetonierten, hohlkastenförmigen Slim-Floor-Träger, um eine entsprechende vereinfachte Warmbemessung durchführen zu können.

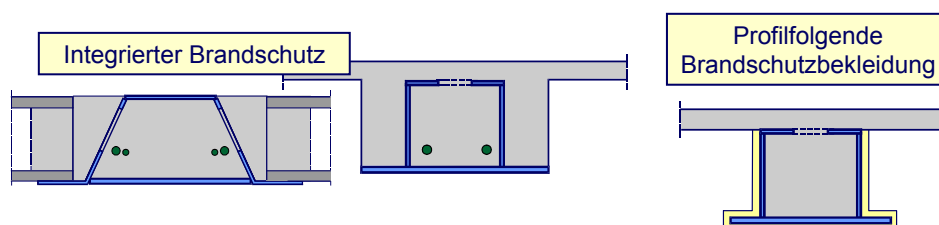


Abb. 5-1: Brandschutz bei Slim-Floor-Trägern

Auf Grundlage der EN 1994-1-2 [32] ist der Querschnitt in Brandklassen einzustufen, die Klassifizierung erfolgt anhand der Feuerwiderstandsdauer. EN 1994-1-2 unterscheidet dabei in die Feuerwiderstandsklassen R30, R60, R90, R120 und R180. Diese Klassen entsprechen der Feuerwiderstandsdauer des Bauteils unter Normbrand-

bedingungen. Im Regelfall sind Tragwerke des allgemeinen Hochbaus in die Feuerwiderstandsklasse R60 oder R90 einzustufen.

Im Allgemeinen erfolgt die Berechnung im Brandfall in zwei Schritten (Abb. 5-2). Zunächst wird mit einer thermischen Analyse die Temperaturverteilung über den Querschnitt ermittelt (Abschnitt 2.2). Anschließend erfolgt die Bestimmung der Querschnittstragfähigkeit unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen Werkstoffkennwerte. Bei den nachfolgend aufgestellten Bemessungsansätzen für die Warmbemessung der in die Flachdecken integrierten Verbundträger wird unterstellt, dass die Brandbeanspruchung den Normbrandbedingungen (*ETK*) entspricht und eine einheitliche Querschnittstemperaturverteilung über die Bauteillänge vorhanden ist. Ferner wird vorausgesetzt, dass die Trägeranschlüsse ebenfalls die Anforderungen an die geforderte Feuerwiderstandsdauer erfüllen.

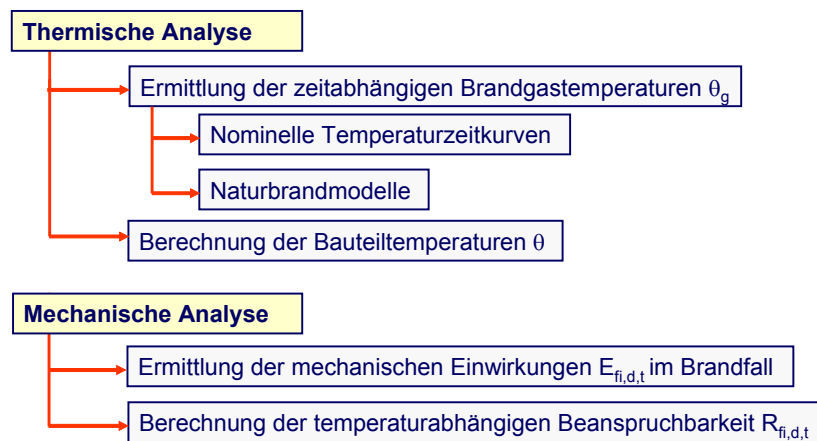


Abb. 5-2: Tragfähigkeitsanalyse im Brandfall [77]

5.2 Stand der Normung

Mit dem Eurocode 4 stehen auf europäischer Ebene für den Verbundbau Normen auf Grundlage des probabilistischen Sicherheitskonzeptes für die Kaltbemessung sowie die Bemessung im Brandfall zur Verfügung. Mit der Einführung der Richtlinie [34] für die Anwendung von DIN V ENV 1994-1-2 [33] in Verbindung mit DIN 18800-5 und gleichzeitiger Beachtung des Nationalen Anwendungsdokumentes (*NAD*) [36], wird auf nationaler Ebene eine brandschutztechnische Bemessung nach den europäischen Regelwerken möglich. Dabei ist die Richtlinie als Übergangslösung zu sehen, bis sie durch die EN-Fassung des Eurocodes abgelöst wird. Die Richtlinie passt die DIN V ENV 1994-1-2 [33] an die Neuerungen in DIN 18800-5 an, übernimmt gleichzeitig den aktuellen Stand des Schlussentwurfs der prEN 1994-1-2 [32]. Zudem sind auf nationaler Ebene einige Einschränkungen gegenüber dem Eurocode zu beachten.

Der Nachweis einer ausreichenden Feuerwiderstandsdauer kann nach Eurocode 4-1-2 durch Klassifizierung der Bauteile mit Hilfe von Tabellen (Nachweisverfahren der Stufe 1), eine vereinfachte brandschutztechnische Bemessung (Nachweisverfahren der Stufe

2) oder der vollständigen thermischen und mechanischen Analyse des Tragwerks (Nachweisverfahren der Stufe 3) erbracht werden. Die Anwendung der Nachweisverfahren der Stufen 1 und 2 ist auf Einzelbauteile mit direkter Brandbeanspruchung über die volle Bauteillänge beschränkt. Im Rahmen des Nachweisverfahrens der Stufe 1 erfolgt, basierend auf der Tragfähigkeit im Kaltfall, eine Klassifizierung der Bauteile anhand der Bauteilabmessungen und des Lastausnutzungsgrades. Das Verfahren der Stufe 1 wird für kammerbetonierte Verbundträger und Verbundstützen angewendet. Bei geringem Berechnungsaufwand liegen die Ergebnisse teilweise weit auf der sicheren Seite. Das Nachweisverfahren der Stufe 2 stellt ein vereinfachtes Berechnungsverfahren dar, mit dem die Grenztragfähigkeit des Bauteils für die gegebene Feuerwiderstandsdauer bestimmt wird. Mit einer vereinfachten thermischen Analyse werden auf Basis der Einheits-Temperaturzeitkurve zunächst die Temperaturen des Stahl- und Betonquerschnitts ermittelt. Anschließend wird die Querschnittstragfähigkeit vollplastisch unter Ansatz der temperaturabhängigen Werkstoffkennwerte berechnet (Abschnitt 2.4.2). Bei kammerbetonierten Trägern wird zur Ermittlung der Querschnittstragfähigkeit zusätzlich ein brandreduzierter Querschnitt eingeführt. Auf Grundlage der Plastizitätstheorie erfolgt abschließend die Bestimmung der Bauteiltragfähigkeit. Dieses Verfahren gilt für kammerbetonierte Verbundträger, kammerbetonierte Verbundstützen sowie für Verbundträger mit Stahlprofilen ohne Betonüberdeckung. Ein Nachweis mit Hilfe von „exakten Berechnungsverfahren“ zur Simulation des Verhaltens von Gesamttragwerken wird als Nachweisverfahren der Stufe 3 bezeichnet. Diese Methode kann allgemein für den Nachweis einzelner Bauteile und gesamter Tragwerke verwendet werden. Für die Bemessungspraxis sind insbesondere die Nachweisverfahren der Stufen 1 und 2 von Bedeutung, da die Anwendung der Nachweisstufe 3 mit einem sehr hohen numerischen Aufwand verbunden ist. Durch das Nationale Anwendungsdokument ist die Anwendung des allgemeinen Berechnungsverfahrens (Nachweisverfahren der Stufe 3) nur eingeschränkt möglich.

Im ECCS Model Code (MC) on Fire Engineering [71] werden explizit für Slim-Floor-Träger Regelungen zur Ermittlung der Temperaturverteilung angegeben. Die Funktionen gelten für I- oder H-Profile mit einem untergeschweißten Blech. Es wird davon ausgegangen, dass das Blech eine Stärke von 12 bis 25 mm aufweist und nicht um mehr als 250 mm breiter als das Walzprofil ist. Dabei wird in die Ausführung mit sogenannten „deep deck floor slabs“, das sind Verbundflachdecken in Kombination mit hohen Trapezblechprofilen, und „solid or precast floor slabs“, Träger mit Vollbetonplatten oder Betonfertigteilen, unterschieden. Im Gegensatz zur Ausführung der Slim-Floor-Träger mit Ortbetondecken oder Spannbetonhohldielen findet bei Verwendung hoher Trapezblechprofile im Bereich zwischen den Rippen eine direkte seitliche Beflammung des Slim-Floor-Trägers statt. Die in [71] angegebenen Bemessungsfunktionen beschreiben den Temperaturverlauf in Stegachse des in die Decke integrierten Walz- bzw. Schweißprofils, dabei wird eine lineare Temperaturabnahme über die Steghöhe angenommen. Im Gegensatz zum Nachweisverfahren der Stufe 2 für kammerbetonierte Verbundträger bleibt die

Stegdicke in den Funktionen nach Tabelle 5-1 unberücksichtigt. Ferner ist es nach diesem Verfahren nicht möglich, die Temperatur für eine eingelegte Längsbewehrung zu bestimmen. Zur Ermittlung des Bauteilwiderstandes werden entsprechend EN 1994-1-2 reduzierte Werkstofffestigkeiten angesetzt.

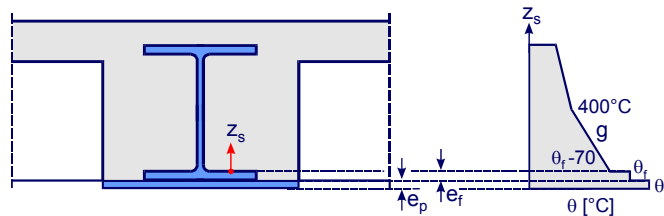


Abb. 5-3: Temperaturverteilung in Slim-Floor-Trägern nach [71]

Tabelle 5-1: Temperaturverteilung in Slim-Floor-Trägern nach Model Code on Fire Engineering

Querschnitt		Ausführung der Decke	
		in Ortbeton oder mit Spannbetonhohlblechen	mit hohen Trapezblechen
• untergeschweißtes Blech	R60	$\theta_p = 840 - 3,47 e_p - 1,48 e_f$	$\theta_p = 873 - 3,48 e_p - 1,84 e_f$
	R90	$\theta_p = 951 - 1,95 e_p - 1,92 e_f$	$\theta_p = 974 - 1,64 e_p - 2,13 e_f$
• Untergurt	R60	$\theta_f = 739 - 4,05 e_p - 7,01 e_f$	$\theta_f = 757 - 4,01 e_p - 7,13 e_f$
	R90	$\theta_f = 874 - 3,42 e_p - 5,77 e_f$	$\theta_f = 894 - 2,95 e_p - 6,13 e_f$
• Steg ($z_s = 0$)	R60	$\theta_f - 70$	
	R90	$\theta_f - 70$	
• Temperaturgradient Steg	R60	$g = 2,8^\circ\text{C}/\text{mm}$	
	R90	$g = 3,9^\circ\text{C}/\text{mm}$	

Es bleibt festzustellen, dass es für Verbundflachdecken mit integrierten trapez- bzw. hohlkastenförmigen Stahlprofilen in den aktuellen Normen keine eindeutigen Regelungen zur Klassifizierung nach dem Nachweisverfahren der Stufe 1 oder 2 gibt. Im Zuge dieser Arbeit wird ein Bemessungskonzept in Anlehnung an das Nachweisverfahren der Stufe 2 nach [32] entwickelt, mit dem für Einfeld- und Durchlaufträger eine einfache Bemessung im Brandfall vorgenommen werden kann.

5.3 Thermische Analyse - Grundlagen der Tragwerksanalyse

5.3.1 Allgemeines

Die Berechnung von Wärmeübertragungsproblemen dient dazu, die Temperaturen in einem Bauteil zu bestimmen. Diese Berechnung wird als Temperaturfeldanalyse, thermische Analyse oder Temperaturfeldberechnung bezeichnet. Sie umfasst die mathematische Beschreibung der Wärmeleitung in Bauteilen infolge der thermischen Einwirkungen (Abschnitt 2.2) unter Berücksichtigung der durch die Oberfläche der Bauteile zugeführten und entzogenen Wärmeströme.

Im Rahmen der Untersuchungen werden mit Hilfe nichtlinearer Analysen Temperaturfeldberechnungen durchgeführt, aus denen mittels einer Regressionsanalyse Funktionen zur Bestimmung des Temperaturverlaufs über die Querschnitts-

höhe der Slim-Floor-Profile bei vorgegebener Feuerwiderstandsdauer entwickelt werden. Die Berechnungen basieren auf Grundlage von EN 1991-1-2 [31] und EN 1994-1-2 [32]. Zuvor werden die wichtigsten physikalischen Grundlagen des Wärmetransports und der Berechnungsmethode erläutert.

5.3.2 Hauptsatz der Thermodynamik

Wärme ist Energie, die aufgrund eines Temperaturunterschiedes zwischen zwei Systemen übertragen wird. Diese Energieübertragung hat eine eindeutige Richtung. Die Wärme fließt stets in Richtung der niedrigeren Temperatur [72].

Mit der Zufuhr von Wärme an einen Festkörper ist, sofern kein Phasenwechsel auftritt, stets eine Temperaturerhöhung verknüpft. Die Temperatur ist dabei ein Maß für die Energie in den untergeordneten thermischen Bewegungen der Teilchen. Bei Gasen und Flüssigkeiten ist das die kinetische Energie der Translation und Rotation der Moleküle, bei Festkörpern die Schwingungsenergie der Molekülschwingungen. Die Grundlage der Temperaturfeldberechnungen werden im ersten Hauptsatz der Thermodynamik (Satz von der Erhaltung der Energie) formuliert:

In einem abgeschlossenen System bleibt der Gesamtbetrag der Energie konstant. Innerhalb des Systems können die verschiedenen Energieformen ineinander umgewandelt werden [72].

D. h. die Zunahme der inneren Energie in einem Volumenelement dA entspricht der zugeführten äußeren Energie. Die gesamte thermische Energie eines Systems, die in der untergeordneten Bewegung der inneren Teilchen steckt, wird als innere Energie U bezeichnet. Dies kann nach dem ersten Hauptsatz der Thermodynamik nur geändert werden, wenn Energie über die Grenzen des Systems ausgetauscht wird. Für die Änderung der inneren Energie dU gilt bei alleiniger Betrachtung der Wärme δQ und mechanischer Arbeit δW Gl. (5.3-1):

$$dU = \delta Q + \delta W \quad (5.3-1)$$

Damit entspricht die Änderung der inneren Energie eines geschlossenen Systems der Summe von übertragbarer Wärme und Arbeit. Liegt keine mechanische Arbeit vor, reduziert sich der Energieaustausch allein auf die Wärmeübertragung δQ .

Die innere Energie stellt eine Zustandsgröße dar, die Änderung der Energie dU kann durch die Summe aller zu- und abgeführten Wärmeströme δQ formuliert werden [72]:

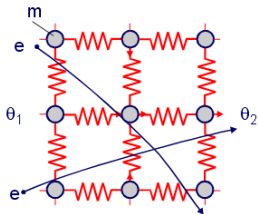
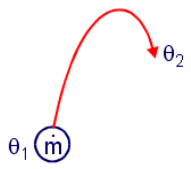
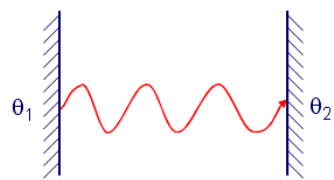
$$dU = \delta Q = m c d\theta = \rho V c d\theta \quad (5.3-2)$$

mit: m = Masse
 c = spezifische Wärmekapazität (Bezogen auf die m oder V)
 $d\theta$ = Änderung der Bauteiltemperatur

5.3.3 Wärmeübertragung

Die Wärmeübertragung kann hinsichtlich der Wärmeübertragungsmechanismen in Wärmeleitung (Konduktion), Wärmeströmung (Konvektion) und Wärmestrahlung (Radiation) eingeteilt werden (Tabelle 5-2).

Tabelle 5-2: Mechanismen der Wärmeübertragung [72]

Wärmeleitung	Wärmeströmung	Wärmestrahlung
		
Energieübertragung gekoppelter Gitterschwingungen (Phonentransport) und durch bewegliche Ladungsträger (freie Elektronenbewegung)	Wärmeübertragung durch die freie oder erzwungene Strömung von Materie (Massentransport)	Wärmeübertragung durch elektromagnetische Strahlung (Phonentransport)

Bei Betrachtung der Zeitabhängigkeit kann in die stationäre und instationäre Wärmeübertragung differenziert werden. Mit der stationären Wärmeübertragung ist keine bzw. lediglich eine sehr geringe und damit vernachlässigbare Änderung der Temperaturen über die Zeit verbunden. Grundlage des Wärmetransports ist eine Temperaturdifferenz zwischen den beiden betrachteten Orten, daher muss bei stationären Wärmeproblemen an den Orten mit hohen Temperaturen stetig Wärme zugeführt und an Orten mit tiefen Temperaturen Wärme abgeführt werden. Ein Beispiel dafür ist z. B. die Bestimmung der Temperaturverteilung in einer Außenwand, mit konstanten Temperaturen auf der Innen- und Außenseite. Instationäre (transiente) Vorgänge umfassen Temperaturverteilungen in Bauteilen, die über die Zeit veränderlich sind. Diese können sich auch ohne Wärmez- oder -abfuhr von außen durch die im Bauteil gespeicherte Wärme ergeben. Bei der Beflammung unter Normbrandbedingungen liegt ein transientes Problem vor, so dass die durchgeführten Untersuchungen dem instationären Wärmeübergang zugeordnet werden.

Im Rahmen der Temperaturfeldanalyse stellt die Temperatur die Unbekannte in der Berechnung dar. Sofern die Eigenschaften des Bauteils und die aufgebrachten Einwirkungen nicht von der Temperatur abhängen, liegt ein lineares Wärmeübertragungsproblem vor. Das FE-Programm kann dieses in einem Berechnungsschritt lösen. Sind die Bauteileigenschaften dagegen von der Temperatur abhängig, liegt ein nichtlineares Wärmeübertragungsproblem vor. Es erfolgt eine iterative Berechnung mit angenommenen Anfangswerten für die Bauteileigenschaften oder Einwirkungen, mit denen die Temperaturverteilung bestimmt wird. Mit dieser können dann die Bauteileigenschaften oder Einwirkungen neu ermittelt werden, um daraus eine neue Temperaturverteilung zu bestimmen. Dieses Vorgehen wird so lange verfolgt, bis eine Konvergenz in den vorgegebenen Konvergenzkriterien erreicht wird. Die in Abschnitt 2.4 aufgeführten Materialeigenschaften bei Hochtemperaturen weisen eine

Abhängigkeit von der Bauteiltemperatur auf, besonders deutlich wird dies bei den Phasenwechseln. Damit wird die thermische Berechnung auf Grundlage von [31] und [32] der nichtlinearen Wärmeübertragung zugeordnet.

5.3.4 Wärmeleitung

Bei der Wärmeleitung wird Energie in Form von kinetischer Energie und Schwingungsenergie nur zwischen direkt benachbarten Teilchen (Moleküle) eines Stoffes übertragen. Dieser Effekt ist im Allgemeinen nur im Inneren oder an sich direkt berührenden Oberflächen von Bedeutung.

Mathematisch kann jeder Punkt in einem Temperaturfeld durch den Vektor $\text{grad}\theta$ beschrieben werden (Abb. 5-4). Dieser ergibt sich aus der Ableitung des Temperaturfeldes in Richtung der Normalen, er wird als Temperaturgradient bezeichnet. Durch Wärmestromlinien ist die Gesamtheit des Gradientenfeldes darstellbar. Dabei geben die Wärmestromlinien die Fließrichtung der Wärmeenergie an.

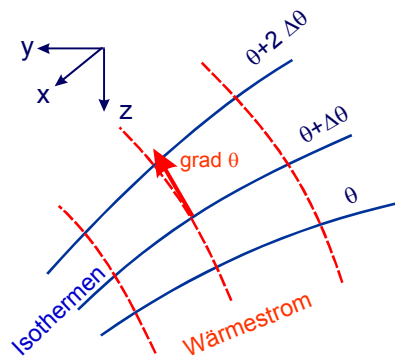


Abb. 5-4: Wärmestromlinien und Temperaturgradient

Den Zusammenhang zwischen der Ursache des Wärmetransports, einem räumlichen Temperaturgradienten $\partial\theta/\partial n$ in einer Raumrichtung n und der im Zeitintervall Δt durch eine Grenzfläche A transportierten Wärmemenge ΔQ bzw. der Wärmestromdichte q wird durch das Grundgesetz der Wärmeleitung nach Fourier (Gl. (5.3-3)) beschrieben. Die Wärmeleitfähigkeit stellt dabei die Proportionalitätskonstante dar. Abb. 5-5 zeigt die Wärmeströme durch ein infinitesimales Volumenelement.

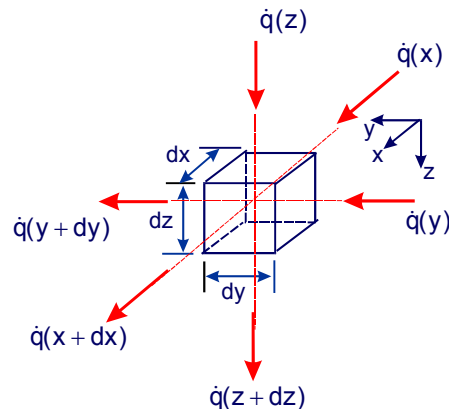
$$\dot{q} = -\lambda_{\theta} \frac{\partial\theta}{\partial n} \quad (5.3-3)$$

$$\frac{\partial\theta}{\partial n} = \text{grad}\theta = \frac{\partial\theta}{\partial x} + \frac{\partial\theta}{\partial y} + \frac{\partial\theta}{\partial z} \quad (5.3-4)$$

mit: \dot{q} = Wärmestromdichte $\dot{q} = \Delta Q / (A \Delta t)$

ΔQ = Wärmemenge, die in einem Zeitraum Δt durch die Grenzfläche A transportiert wird

λ_θ = Wärmeleitfähigkeit [W/(mK)]



Volumenelement $dV = dx \, dy \, dz$

Zeitintervall dt

Entwicklung der Wärmestromdichten in eine Taylorreihe:

$$\dot{q}(x + dx) = \dot{q}(x) + \frac{\partial \dot{q}_x}{\partial x} dx$$

$$\dot{q}(y + dy) = \dot{q}(y) + \frac{\partial \dot{q}_y}{\partial y} dy$$

$$\dot{q}(z + dz) = \dot{q}(z) + \frac{\partial \dot{q}_z}{\partial z} dz$$

Abb. 5-5: Wärmeströme durch die Oberfläche eines Volumenelementes

Nach dem ersten Hauptsatz der Thermodynamik kann an dem Volumenelement nach Abb. 5-5 die Energiebilanz entsprechend Abschnitt 5.3.2 aufgestellt werden. Die Zunahme der inneren Energie entspricht der Energiezufuhr durch innere Wärmequellen abzüglich der Wärmeströme durch die Oberfläche des Volumenelementes. Unter Vernachlässigung innerer Wärmequellen, die bei Bauteilen in der Regel nicht vorliegen, ergibt sich die nachfolgend dargestellte Beziehung zur Beschreibung des Energiezustandes am Volumenelement:

$$c_\theta \, dm \frac{\partial \theta}{\partial t} = - \left[\begin{array}{l} [\dot{q}(x + dx) - \dot{q}(x)] \, dy \, dz \\ + [\dot{q}(y + dy) - \dot{q}(y)] \, dx \, dz \\ + [\dot{q}(z + dz) - \dot{q}(z)] \, dx \, dy \end{array} \right] \quad (5.3-5)$$

mit: c_θ = spezifische Wärmekapazität [J/(kg K)]

dm = Masse des Volumenelementes ($dm = \rho \, dV$)

Die Wärmestromdichten können entsprechend Abb. 5-5 weiterentwickelt werden [72]. Das Einsetzen der Taylorreihen liefert mit $dm = \rho \, dV$ und $dV = dx \, dy \, dz$ die Fouriersche Differentialgleichung für die Wärmeleitung.

$$c_\theta \, \rho_\theta \frac{\partial \theta}{\partial t} = - \left[\frac{\partial \dot{q}_x}{\partial x} + \frac{\partial \dot{q}_y}{\partial y} + \frac{\partial \dot{q}_z}{\partial z} \right] \quad (5.3-6)$$

mit: c_θ = spezifische Wärmekapazität [J/(kg K)]

ρ_θ = spezifisches Gewicht [kg/m³]

Das Einsetzen der Wärmestromdichten in Richtung der Koordinatenachsen liefert die Bestimmungsgleichung für den Verlauf der Isothermen und das zeitliche Verhalten des Temperaturfeldes. Die thermischen Eigenschaften sind dabei in alle Koordinatenrichtungen gleich.

$$\lambda_{\theta} \left[\frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \theta}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} \right] - c_{\theta} \rho_{\theta} \frac{\partial \theta}{\partial t} = 0 \quad (5.3-7)$$

Mit Hilfe der linearen, partiellen Differentialgleichung kann der instationäre Wärmeleitprozess in festen Körpern orts- und zeitabhängig beschrieben werden. Dazu werden Anfangs- und Randbedingungen benötigt. Diese sind durch die Anfangstemperatur, vorgegebene Randtemperaturen sowie die Wärmeübergänge an den freien Rändern infolge Konvektion und Strahlung gegeben.

5.3.5 Wärmeströmung

Die Wärmeströmung (Konvektion) wird auch als Wärmeübergang bezeichnet. Dabei wird die Wärme über Fluide (Flüssigkeits- oder Gasteilchen) übertragen. Diese nehmen die Energie an einer Stelle auf, bewegen sich durch Strömungsvorgänge an eine andere Stelle und geben dort die Energie wieder ab. Demnach ist für den Energietransport ein Materientransport erforderlich. Für die Konvektion ist die Grenzschicht des umgebenden Mediums an der Bauteiloberfläche von Bedeutung. Im Allgemeinen tritt durch die Temperaturveränderungen im umgebenden Fluid ein Dichtegefälle und somit Auftriebskräfte auf. Erfolgt die Strömung des Fluids allein durch diese Auftriebskräfte, liegt die so genannte freie Konvektion vor. Unter der erzwungenen Konvektion bewirken neben dem Dichteunterschied auch andere Einflüsse wie Pumpen, Ventilatoren oder Wind eine Bewegung des Fluids. Im Weiteren wird allein die freie Konvektion betrachtet.

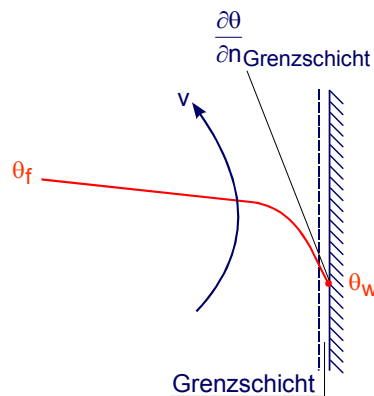


Abb. 5-6: Wärmeübergang

Der Wärmeübergangskoeffizient α_c stellt die Proportionalitätskonstante zwischen der auf die wärmeübertragende Wandfläche A bezogene Wärmestromdichte $q_{0,c}$ und dem Temperaturgefälle zwischen der Fluidtemperatur θ_f und der Wandtemperatur θ_w dar. Die Bewegung der Massen erfolgt bei der freien Konvektion über die erste Anstromlänge laminar (Abb. 5-6). Mit der lokalen Erwärmung des Mediums ergibt sich ein Dichteunterschied zu dem kühleren Bereich, aus dem eine Zirkulation und Strömungsbewegung des Fluids resultiert. Adhäsionskräfte zwischen den Fluid- und

Festkörperatomen bewirken die Bildung einer Grenzschicht (Abb. 5-6). In der Grenzschicht ist die Strömungsgeschwindigkeit der Fluidmoleküle Null. Bedingt durch diese ruhende Fluidschicht unmittelbar vor der Wand wird die Wärme nur durch Wärmeleitung transportiert, es gilt das Fouriersche Grundgesetz (Gl. (5.3-3). So dass für die Grenzschicht Gl. (5.3-8) gilt:

$$\dot{q} = - \lambda_{\theta} \left(\frac{\partial \theta}{\partial n} \right)_{\text{Grenzschicht}} \quad (5.3-8)$$

Gerade bei der freien Konvektion gestaltet sich die Festlegung der Fluidtemperatur nicht einfach, da die Temperaturverteilung im Fluid sehr inhomogen ist. Zudem ist die Ausbildung der Grenzschicht von der Temperaturveränderung und dem daraus resultierenden Dichtegefälle abhängig, diesbzgl. wird auf [72] und [73] verwiesen. In EN 1991-1-2 [31] wird der konvektive Wärmeübergangskoeffizient α_c als Konstante festgeschrieben.

Gemäß EN 1991-1-2 werden die thermischen Einwirkungen durch den Nettowärmestrom nach Gl. (5.3-9)) beschrieben. Dieser setzt sich aus den Anteilen der Konvektion ($\dot{q}_{0,c}$ bzw. $\dot{h}_{net,c}$) und Strahlung ($\dot{q}_{0,r}$ bzw. $\dot{h}_{net,r}$) zusammen (s. a. [31]).

$$\dot{q}_0 = \dot{h}_{net} = \dot{q}_{0,c} + \dot{q}_{0,r} = \dot{h}_{net,c} + \dot{h}_{net,r} \quad (5.3-9)$$

Der Anteil der Konvektion berechnet sich dabei entsprechend dem Newtonschen Abkühlungsgesetz nach Gl. (5.3-10) zu:

$$\dot{q}_{net,c} = \alpha_c (\theta_g - \theta_m) \quad (5.3-10)$$

Dabei ist: α_c	Wärmeübergangskoeffizient für Konvektion [W/(m ² K)]
θ_g	Gastemperatur in der Umgebung des beanspruchten Bauteils [°C]
θ_m	Oberflächentemperatur des Bauteils [°C]

Der konvektive Wärmeübergangskoeffizient α_c wird mit 25 [W/m²K] auf der beflamten Seite des Querschnitts angegeben [31]. Durch die Einheits-Temperaturzeitkurve *ETK* nach Abb. 2-2 wird die Gastemperatur der Bauteilumgebung beschrieben. Als Ausgangstemperatur wird eine Temperatur von 20°C angenommen. Auf der brandabgewandten Seite wird der Wärmeübergangskoeffizient in [31] mit 9 [W/m²K] angegeben, wenn angenommen wird, dass er die Wärmeübertragung durch Strahlung mit abdeckt. Da eine allgemeingültige Formulierung des Temperaturverlaufs für die Slim-Floor-Träger angestrebt wird, ist der Deckenaufbau oberhalb des Trägers zu berücksichtigen. Eine Dämmschicht reduziert den Wärmeabfluss nach oben, was zu höheren Temperaturen im Bauteil führt. Für die Bemessung wird ein einfaches Modell angestrebt, in dem nicht hinsichtlich Art und Dämmeigenschaften des Deckenaufbaus unterschieden wird. Im Rahmen der Temperaturfeldanalysen zur Bestimmung der Bemessungsfunktionen der Temperatureinwirkungen wird daher der ungünstigste Fall eines adiabatischen Temperaturübergangs auf der brandabgewandten Seite angenommen.

5.3.6 Wärmestrahlung

Für die Wärmestrahlung (Radiation) ist kein Trägermedium erforderlich. Die Wärmeübertragung erfolgt durch elektromagnetische Wellen im sichtbaren und unsichtbaren Bereich. Feste, flüssige oder einige gasförmige Stoffe geben diese Strahlung ab oder nehmen sie auf. Die Wärmemenge, die durch die Strahlung übertragen wird, hängt von der Temperatur, den physikalischen Eigenschaften des Oberflächenmaterials (Emissivität) und der geometrischen Anordnung der bestrahlten Oberflächen (Sender, Empfänger) sowie deren Größe ab.

Trifft die Strahlung auf einen Festkörper (Abb. 5-7), kann diese transmittiert, absorbiert oder reflektiert werden. Mit Φ_e wird die auf den Körper einfallende Strahlungsleistung bezeichnet, Φ_r stellt die reflektierte, Φ_t die durch den Körper durchgehende (transmittierte) und Φ_a die absorbierte Strahlungsleistung dar. Letztere wird in Wärmeenergie (innere Energie des Körpers) umgewandelt und verursacht einen Temperaturanstieg.

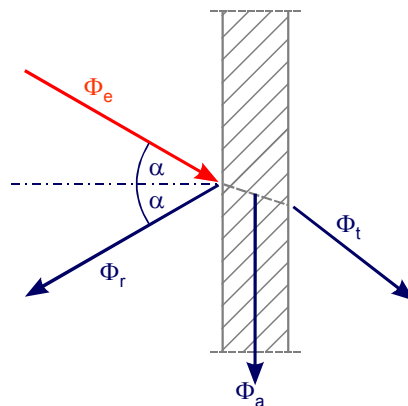


Abb. 5-7: Reflexion, Transmission und Absorption bei einem Festkörper [72]

Der Quotient aus der jeweiligen (absorbierten, reflektierten, transmittierten) Strahlungsenergie zur gesamten auftreffenden Strahlungsenergie bildet den Absorptionsgrad α , Reflexionsgrad r bzw. Transmissionsgrad τ . Diese können dabei Werte zwischen 0 und 1 annehmen. Entsprechend dem Energieerhaltungsgesetz besteht zwischen dem Reflexionsgrad $r = \Phi_r/\Phi_e$, dem Transmissionsgrad $\tau = \Phi_t/\Phi_e$ und dem Absorptionsgrad $\alpha = \Phi_a/\Phi_e$ folgender Zusammenhang:

$$r + \tau + \alpha = 1 \quad (5.3-11)$$

Ist der Körper undurchsichtig, wie Verbundbauteile, wird keine Strahlung durch das Bauteil transmittiert, der Transmissionsgrad τ wird zu null, Gl. (5.3-11) reduziert sich zu:

$$r + \alpha = 1 \quad (5.3-12)$$

Der so genannte „schwarze“ Körper absorbiert die gesamte einfallende Strahlung ($\alpha=1$) und wandelt sie in Wärme um, sein Reflexionsgrad ist null ($r=0$). Bei nicht

„schwarzen“ Körpern ist das Abstrahlungsvermögen gleich dem Absorptionsgrad [72]. Die meisten Körper absorbieren von der Strahlung aller Wellenlängen den gleichen Anteil ($\alpha < 1$), sie werden als graue Körper bezeichnet. Das Emissions- und Absorptionsvermögen eines grauen Körpers wird auf den schwarzen Körper bezogen. Für den „schwarzen“ Körper gilt:

$$\varepsilon = \alpha = 1 \quad (5.3-13)$$

Der Emissionsgrad ε bezeichnet, als Funktion der Oberflächentemperatur, der Wellenlänge und des Winkels der emittierten Strahlung, den gegenüber dem „schwarzen“ Körper verminderten Strahlungsanteil. Nach dem Kirchhoffschen Strahlungsgesetz sind der Emissionsgrad und der Absorptionsgrad eines Temperaturstrahlers gleich:

$$\varepsilon = \alpha \quad (5.3-14)$$

In [31] ist eine Emissivität der Flamme und die Emissivität der Bauteiloberfläche definiert, die als Produkt zum resultierenden Emissionsgrad ε_r zusammengefasst werden können. Die Emissivität der Flamme wird im Allgemeinen mit $\varepsilon_f = 1,0$ berücksichtigt. Nach EN 1994-1-2 [32] ist bei den Baustoffen Stahl und Beton für die Emissivität der Bauteiloberfläche der Wert $\varepsilon_m = 0,7$ einzusetzen. In den einzelnen Normentwürfen und den bestehenden Normen zur Warmbemessung sind teilweise unterschiedliche Werte für die Emissivität ε_m und ε_f festgehalten, die zu einer Abweichung der Ergebnisse der thermischen Analyse führen (Abschnitt 5.4.2). Eine Gegenüberstellung der verschiedenen Normansätze bzgl. der Emissivität ist in [74] gegeben.

Bei der Ermittlung des Wärmestroms infolge Wärmestrahlung sind Positions- und Abschattungseffekte zu berücksichtigen, die den Strahlungsanteil vermindern können. Dies erfolgt durch den Konfigurationsfaktor (Formfaktor). Er gibt den Anteil der gesamten Wärmestrahlung an, die von einer gegebenen (grauen) Oberfläche A_1 ausgestrahlt wird und eine gegebene empfangende (graue) Oberfläche A_2 erreicht. Seine Größe ist abhängig von der Größe der strahlenden Oberfläche, dem Abstand zwischen der strahlenden und der empfangenden Oberfläche sowie der Orientierung der Oberflächen zueinander. Es ergibt sich die mathematische Beziehung nach Gl. (5.3-15) zur Beschreibung der geometrischen Einflüsse durch den Formfaktor.

$$\varphi_{1-2} = \frac{1}{\pi A_1} \int_{A_1} \int_{A_2} \frac{\cos \beta_1 \cos \beta_2}{S_{1-2}^2} dA_1 dA_2 \quad (5.3-15)$$

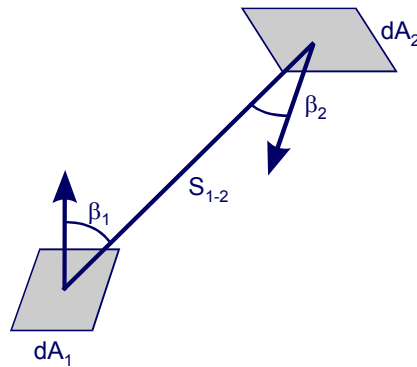


Abb. 5-8: Strahlungsaustausch zwischen zwei Flächen

Die für die Wärmestrahlung grauer Körper (undurchsichtige, diffuse Strahler) maßgebende Gleichung, das Stefan-Boltzmann-Gesetz, fasst die physikalischen und geometrischen Einflüsse zusammen und beschreibt den durch Wärmestrahlung ausgetauschten Wärmestrom. Mit den bekannten Größen kann der Strahlungsaustausch zwischen zwei Oberflächen nach dem Stefan-Boltzmann'schen Gesetz beschrieben werden. Ein grauer Strahler mit der Fläche A_1 der Temperatur θ_1 und dem Emissionsgrad ε_1 strahlt auf eine Fläche A_2 die Strahlungsleistung Φ_{e1} ab (Abb. 5-8).

$$\Phi_{e1} = A_1 \varepsilon_1 \sigma \theta_1^4 \quad (5.3-16)$$

Unter Berücksichtigung, dass ein grauer Strahler mit der Fläche A_1 nicht nur Strahlungsleistung an die Fläche A_2 emittiert, sondern auch von dieser Strahlung empfängt, resultiert ein Wärmestrom durch Radiation zwischen der Fläche A_1 und der Fläche A_2 nach Gl. (5.3-17).

$$\dot{q}_{12} = C_{12} (\theta_1^4 - \theta_2^4) \quad (5.3-17)$$

Dabei ist C_{12} der Strahlungsaustauschkoeffizient [$W/(m^2K)$]. Er ergibt sich aus der Bilanz der zwischen zwei Körpern unterschiedlicher Temperatur ausgetauschten Strahlungsleistung. In der praktischen Anwendung ist der Formfaktor und damit der Strahlungsaustauschkoeffizient nur schwer zu bestimmen. Dazu bedarf es einer Vertiefung der Strahlungsphysik, diesbzgl. wird auf [72], [73] und [75] verwiesen. Für einfache Standardfälle sind Lösungen in der Literatur [72] bereitgestellt, die für einige geometrische Konfigurationen den Strahlungsaustauschkoeffizienten angeben. In der Ingenieuranwendung erfolgt in der Regel eine numerische Berechnung des Formfaktors. Zur Berechnung des Wärmestroms bei voll entwickelten Bränden ist der Konfigurationsfaktor nach [31] mit 1,0 anzunehmen. Das Gleiche gilt bei der Berücksichtigung der Abschattungseffekte konvexer Geometrien. Allein zur Bestimmung des Abschattungseffekts bei konkav zueinander stehender Flächen und zur Berücksichtigung des Lageeinflusses bei lokalen Bränden darf der Formfaktor kleiner gleich 1,0 sein. Im Rahmen der Entwicklung eines allgemeinen Modells zur Erfassung der Bauteiltemperaturen ist die Lage der Träger zueinander, die Geschosshöhe, die Lage der Brandquelle etc. nicht bekannt. Es wird von einem voll

entwickelten Brand ausgegangen und für die durchgeführten Berechnungen der Formfaktor mit 1,0 angesetzt.

In [31] ist die Gesetzmäßigkeit nach Boltzmann ebenfalls zur Ermittlung des Nettowärmestroms für die Strahlung entsprechend Gl. (5.3-18) verankert. Damit kann der Anteil der Strahlung in Gl. (5.3-9) bestimmt werden.

$$\dot{q}_{0,r} = \dot{h}_{\text{net},r} = \phi \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma \left[(\theta_r + 273)^4 - (\theta_m + 273)^4 \right] \quad (5.3-18)$$

Dabei ist:	ϕ	Konfigurationsfaktor
	ε_m	Emissivität der Bauteiloberfläche
	ε_f	Emissivität der Flamme
	σ	Stephan-Boltzmann-Konstante ($5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W}/(\text{m}^2\text{K}^4)$)
	θ_r	Wirksame Strahlungstemperatur des Brandes [$^{\circ}\text{C}$]
	θ_m	Oberflächentemperatur des Bauteils [$^{\circ}\text{C}$]

5.3.7 Numerische Lösung

Eine analytische Lösung der Fourierschen Differentialgleichung für die Wärmeleitung ist nur in Sonderfällen möglich, da ein homogener isotroper Körper und konstante thermische Eigenschaften vorliegen müssen. Dies ist bei realen Bauteilen nicht erfüllt, daher erfolgt die Lösung des Temperaturfeldproblems mit numerischen Verfahren. Dabei wird ebenfalls ein zweidimensionales Temperaturfeld untersucht und davon ausgegangen, dass im Brandfall die thermischen Beanspruchungen über die Bauteillänge konstant sind.

Bei der Berechnung mit der Methode der Finiten Elemente wird der Querschnitt in endliche Elemente aufgeteilt. Es wird zwischen den Rand- und Innenelementen unterschieden. Zur Ermittlung des Temperaturfeldes müssen zunächst die Beziehungen für den Wärmetransport der Elemente hergeleitet werden.

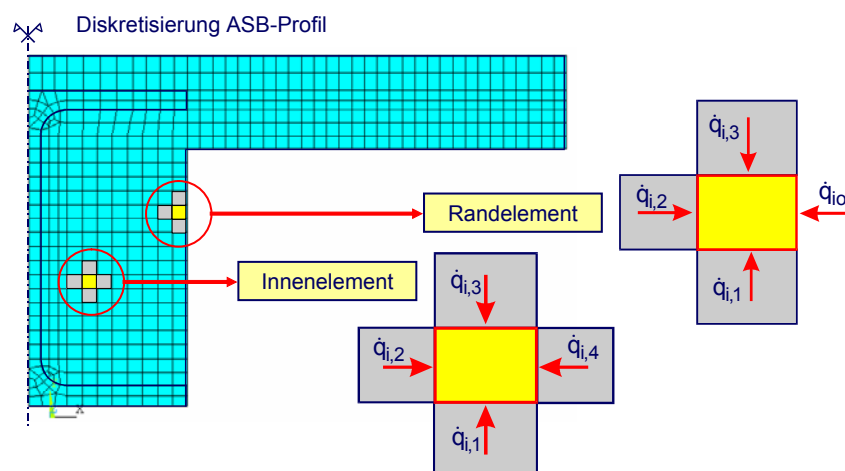


Abb. 5-9: Diskretisierung für Temperaturfeldberechnung

Für das zweidimensionale Wärmeleitproblem ist die Herleitung in [76] aufgeführt. Bei der Betrachtung zweier nebeneinander liegender Innenelemente (Abb. 5-10) kann der Wärmestrom ΔQ , der im Zeitintervall Δt vom Element k zum Element i fließt, in Abhängigkeit von den Temperaturen der Elemente und den zugehörigen Wärmeleitfähigkeiten angegeben werden (Gl. (5.3-19)).

$$\Delta Q_i = \lambda_{\theta,i} \frac{\theta_{ik} - \theta_i}{a_i/2} l_{ik} \Delta t \quad \text{und} \quad \Delta Q_k = \lambda_{\theta,k} \frac{\theta_{ik} - \theta_k}{a_k/2} l_{ik} \Delta t \quad (5.3-19)$$

Aus der Wärmebilanz zwischen den Punkten i und k folgt, dass die im Element k abströmende und im Element i zuströmende Wärmemenge gleich sein müssen:

$$\Delta Q_i + \Delta Q_k = 0 \quad (5.3-20)$$

Durch Einsetzen der Beziehungen (5.3-19) in Gl. (5.3-20) ergibt sich die Temperatur θ_{ik} in der Kontaktlinie zwischen den Elementen i und k.

$$\theta_{ik} = \frac{\theta_i \lambda_{\theta,i} a_k + \theta_k \lambda_{\theta,k} a_i}{\lambda_{\theta,i} a_k + \lambda_{\theta,k} a_i} \quad (5.3-21)$$

Wird die bekannte Temperatur θ_{ik} in die Bestimmungsgleichung für den Wärmestrom ΔQ_i (Gl. (5.3-19)) eingesetzt, resultiert der Wärmestrom:

$$\Delta Q_i = \frac{2 \lambda_{\theta,i} \cdot \lambda_{\theta,k}}{\lambda_{\theta,i} a_k + \lambda_{\theta,k} a_i} [\theta_k - \theta_i] l_{ik} \Delta t \quad (5.3-22)$$

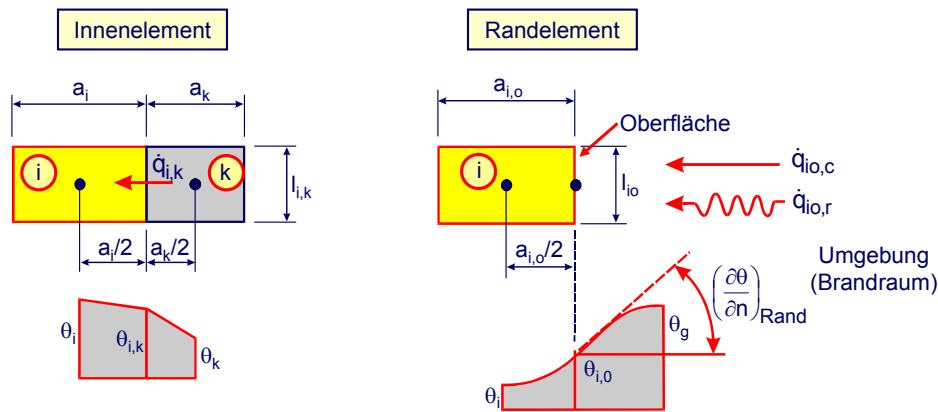


Abb. 5-10: Thermische Analyse Innen- und Randelement

Beim Randelement (Abb. 5-10) wird zum Zeitpunkt $t=0$ als Randbedingung vorgegeben, dass die Temperatur an der Oberfläche des Querschnitts gleich der Raumtemperatur ist. Die Änderung der Wärmemenge im Zeitintervall Δt ergibt sich in Abhängigkeit von der Temperatur im Elementschwerpunkt und der Oberflächentemperatur. Wird die Temperatur an der Oberfläche mit $\theta_{i,0}$ und die Berührungslänge der Oberfläche mit $l_{i,0}$ bezeichnet, kann die Wärmemengenänderung ΔQ analog zu Gl. (5.3-19) formuliert werden:

$$\Delta Q_i = \lambda_{\theta,i} \frac{\theta_{i,o} - \theta_i}{a_{i,o} / 2} l_{i,o} \Delta t \quad (5.3-23)$$

Der Wärmeübergang von der Umgebung in den Querschnitt ergibt sich an der Oberfläche zu:

$$\Delta Q_{i,o} = \dot{q}_{i,o} l_{i,o} \Delta t = (\dot{q}_{i,o,c} + \dot{q}_{i,o,r}) l_{i,o} \Delta t \quad (5.3-24)$$

- Dabei ist: $\dot{q}_{i,o}$ Wärmestromdichte an der Oberfläche
 $\dot{q}_{i,o,c}$ Konvektiver Anteil der Wärmestromdichte
 $\dot{q}_{i,o,r}$ Radiativer Anteil der Wärmestromdichte

Die Wärmestromdichte an der Oberfläche setzt sich aus dem konvektiven Anteil (Abschnitt 5.3.5, Gl. (5.3-10)) und dem radiativen Anteil (Abschnitt 5.3.6, Gl. (5.3-18)) zusammen. Mit Gl. (5.3-8) folgt für den konvektiven Anteil:

$$\alpha_c (\theta_g - \theta_{i,o}) = \lambda_{\theta} \left(\frac{\partial \theta}{\partial n} \right)_{\text{Grenzschicht}} \rightarrow \left(\frac{\partial \theta}{\partial n} \right)_{\text{Grenzschicht}} = \frac{\alpha_c}{\lambda_{\theta}} (\theta_g - \theta_{i,o}) \quad (5.3-25)$$

Da die dem Randelement zugeführte Wärmestromdichte gleich der vom Körper normal zu seiner Oberfläche abfließenden Wärmestromdichte sein muss, kann die infolge der Konvektion zugeführte Wärmemenge direkt in Abhängigkeit von der Brandgas-temperatur θ_g und der Elementtemperatur θ_i angegeben werden [77] und damit die Temperatur an der Oberfläche bestimmt werden:

$$\frac{\theta_{i,o} - \theta_i}{a_{i,o} / 2} = \frac{\alpha_c}{\lambda_{\theta}} (\theta_g - \theta_{i,o}) \rightarrow \theta_{i,o} = \frac{\theta_i + \theta_g \frac{\alpha_c a_{i,o}}{2 \lambda_{\theta}}}{1 + \frac{\alpha_c a_{i,o}}{2 \lambda_{\theta}}} \quad (5.3-26)$$

Aus dem Einsetzen der Oberflächentemperatur in Gleichung (5.3-23) resultiert die Änderung der Wärmemenge infolge Konvektion:

$$\Delta Q_i = \frac{2 \alpha_c \lambda_{\theta,i}}{2 \lambda_{\theta,i} + \alpha_c a_{i,o}} (\theta_g - \theta_i) l_{i,o} \Delta t \quad (5.3-27)$$

Für den radiativen Anteil der Wärmestromdichte ist die direkte Formulierung in Abhängigkeit von der Brandgas- und Elementtemperatur nicht möglich. Es ist eine Diskretisierung mit sehr kleinen Elementen erforderlich. Näherungsweise kann die Oberflächentemperatur gleich der Temperatur des Randelements angenommen werden, sofern nicht wie auf der brandabgewandten Seite (Abschnitt 5.3.5) der resultierende Wärmeübergang aus Konvektion und Radiation durch einen globalen Wärmeübergangskoeffizienten α_c beschrieben wird. Die Änderung der Wärmestromdichte folgt unter Einbeziehung der Wärmestrahlung für das Randelement zu:

$$\Delta Q_i = \frac{2 \alpha_c \lambda_{\theta,i}}{2 \lambda_{\theta,i} + \alpha_c a_{i0}} (\theta_g - \theta_i) l_{i0} \Delta t + \dot{q}_{i0,r} l_{i0} \Delta t \quad (5.3-28)$$

Im Rahmen der numerischen Lösung der Finiten-Element-Methode wird die instationäre Berechnung des Temperaturfeldes durch eine inkrementelle Vorgehensweise gelöst. Dabei werden in definierten Schrittweiten die Einflüsse der temperaturabhängigen thermischen Materialkennwerte und Wärmeübergangsbedingungen linearisiert. Zur Erzielung der Konvergenz ist dabei eine ausreichend kleine Schrittweite erforderlich. In [76] wird die Funktion auf n benachbarte Punkte von i erweitert und daraus der resultierende Wärmestrom eines beliebigen Elementes abgeleitet (s. a. [77]).

Der im Zeitintervall Δt zu- bzw. abgeführte Wärmestrom ΔQ_i bewirkt die Temperaturänderung $\Delta \theta_i$ (Gl. (5.3-29)). Durch die Multiplikation mit W_{ii} wird entsprechend Gl. (5.3-5) die spezifische Wärmekapazität sowie die Dichte und das Volumen (bzw. Fläche) berücksichtigt und damit die Wärmemengenänderung infolge der Temperaturänderung erfasst.

$$\Delta \theta_i = \Delta t \frac{1}{c_{\theta i} \rho_{\theta i} d_{x,i} d_{y,i}} \Delta Q_i = \Delta t W_{ii} \Delta Q_i \quad (5.3-29)$$

Am Ende des Zeitintervalls ergibt sich die Temperatur aus der Temperatur am Anfang des Zeitintervalls und der aus dem Zeitintervall Δt resultierenden Temperaturänderung.

$$\theta_i^t = \Delta t W_{ii} \Delta Q_i + \theta_i^{t_0} \quad (5.3-30)$$

Dabei ist: θ_i^t Temperatur am Ende des Zeitintervalls

$\theta_i^{t_0}$ Temperatur am Anfang des Zeitintervalls (i.d.R 20°C)

In der Systemgleichung werden die für jedes Element zu bestimmenden Elementgleichungen zu einem n -zelligen, linearen Gleichungssystem zusammengefügt. Für den in Abb. 5-11 dargestellten Fall ergibt sich die Matrix für die Wärmeströme zu:

$$\begin{bmatrix} Q_i \\ Q_k \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} L_{ii} & L_{ik} \\ L_{ki} & L_{kk} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_i \\ \theta_k \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ Q_{o,k} \end{bmatrix} \quad (5.3-31)$$

$$\underline{Q} = \underline{L} \underline{\theta} + \underline{Q}_o$$

Der Vektor \underline{Q} enthält die Differenzwärmemenge aller Punkte im Zeitschritt aus den Wärmeströmungen im Querschnitt und an seiner Oberfläche. \underline{Q}_o beschreibt die Randbedingungen an der Bauteiloberfläche, \underline{L} stellt die Wärmeleitfähigkeitsmatrix dar, die den Wärmeaustausch zwischen den Elementen reflektiert. $\underline{\theta}$ bildet den Vektor des Gradientenfeldes im Zeitintervall Δt , nach dem das Gleichungssystem zu lösen ist. Hinsichtlich der Formulierung des Gleichungssystems für den allgemeinen Fall mit n

Elementen und der Bestimmung des Temperaturfeldes $\Delta\theta^t$ wird auf [76], [77] verwiesen.

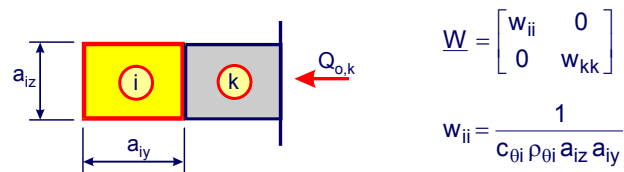


Abb. 5-11: Systemgleichung für zwei benachbarte Elemente

Die Berücksichtigung der Phasenübergänge erfolgt in der numerischen Berechnung durch eine nichtlineare, von der Temperatur abhängige Funktion der Materialdaten (Abschnitt 2.4). Beim Phasenübergang nimmt der Körper Energie auf oder gibt sie ab. Die abgegebene oder aufgenommene Energie wird als latente Wärme Q_{lat} bezeichnet. Durch die nichtlinearen Funktionen der thermischen Eigenschaften wird die latente Wärme im Phasenwechselbereich erfasst. Die für den Phasenwechsel erforderliche Energie wird als Enthalpie H bezeichnet.

$$H = U + p V \quad (5.3-32)$$

Dabei ist: H Enthalpie [J]
 U Innere Energie
 p Druck
 V Volumen

Während die thermisch induzierte Dehnung in technischen Berechnungen immer eine Rolle bei den mechanischen Beanspruchungen spielt, sind Druck- und Volumenänderungen für die Energiebilanz von Bauteilen aus festen Stoffen vernachlässigbar [78]. Unter der Voraussetzung eines konstanten Drucks entspricht das Differential der Enthalpie dH dem Differential der inneren Energie dU . Unter Beachtung von Gl. (5.3-1) und dem Wegfall der inneren Arbeit kann die latente Wärme der Änderung der Enthalpie gleichgesetzt werden. Ohne Berücksichtigung des Phasenwechsels ergibt sich die Änderung der Enthalpie als Änderung der inneren Energie, beim Phasenwechsel ist zusätzlich die latente Wärme zu ergänzen:

$$H_{(\theta 2)} - H_{(\theta 1)} = V \int_{\theta 1}^{\theta 2} \rho c_{(\theta)} d\theta \quad \rightarrow \quad H_{(\theta 2)} = H_{(\theta 1)} + \Delta H = H_{(\theta 1)} + V \int_{\theta 1}^{\theta 2} \rho c_{(\theta)} d\theta \quad (5.3-33)$$

$$H_{(\theta 2)} = H_{(\theta 1)} + \Delta H = H_{(\theta 1)} + V \int_{\theta 1}^{\theta 2} \rho c_{(\theta)} d\theta + Q_{\text{lat}} \quad (5.3-34)$$

In den durchgeführten FE-Berechnungen wird der Phasenwechsel durch die nichtlineare Funktion der Wärmekapazität von Stahl und Beton beschrieben, so dass die latente Wärmemenge durch die Änderung der Wärmekapazität berücksichtigt wird [25] bzw. [78].

Zur Diskretisierung der Stahl- und Betonflächen werden die in Ansys integrierten Elemente vom Typ PLANE55 verwendet. Dabei handelt es sich um ein 2-D Temperatur-Element. Das Element besitzt vier Eckknoten mit jeweils einem Freiheitsgrad. Die thermischen Einwirkungen der Konvektion werden direkt auf die Elementoberfläche der Randelemente (PLANE55) aufgebracht. Hinsichtlich der Strahlung wird auf das Element SURF151 zurückgegriffen. Dabei wird auf einem einzelnen Knoten (NODE) die Temperaturbeanspruchung durch die ETK aufgebracht. Von diesem Knoten erfolgt die Wärmestrahlung auf die Oberflächenelemente. Sofern der Konfigurationsfaktor vorgegeben wird, ist die Lage des Knotens frei wählbar. Mit Kontaktelementen wird die Verbindung von Stahloberflächen mit der Betonoberfläche realisiert.

5.3.8 Nachrechnung von Brandversuchen mittels thermischer Analysen

Zur Beurteilung der Qualität der Temperaturfeldberechnungen mit dem Programmsystem Ansys 7.1 werden nachfolgend Referenzversuche an ASB-Verbundträgern und DELTA-Beam Verbundträgern nachgerechnet und die rechnerischen Ergebnisse mit den experimentellen Messwerten verglichen.

In [79] sind Brandversuche für Slim-Floor-Träger mit ASB-Profilen in Kombination mit hohen Profilblechen (Abb. 5-12) beschrieben. Die Versuche wurden an Trägern mit 4,50 m Spannweite durchgeführt. Als Stahlprofil wurde das ASB 280 und ASB 300 verwendet. Aufgrund der großen Rippenabstände und Rippenhöhe sowie der geringen Rippenbreite kann der Träger praktisch als dreiseitig beflammt angesehen werden. Die Nachrechnung des Brandversuches zur Ermittlung der Querschnittstemperaturen erfolgt daher mit einem zweidimensionalen Modell unter Vernachlässigung der Rippen. Bei den Versuchsquerschnitten betrug die Aufbetonhöhe oberhalb der Profilbleche ca. 80 mm bei dem Profil ASB 280 und ca. 90 mm bei dem ASB 300. Der Feuchtigkeitsgehalt des Betons bei Versuchsdurchführung wurde nicht festgehalten. Aufgrund des Verhältnisses der Betonoberfläche zur Betonmasse ist eine rasche Austrocknung des Betons möglich. Für die Nachrechnung der Versuche wird abweichend von den Angaben in Abschnitt 2.4.1.2 ein Feuchtigkeitsgehalt von 6% des Betongewichtes angesetzt [29].

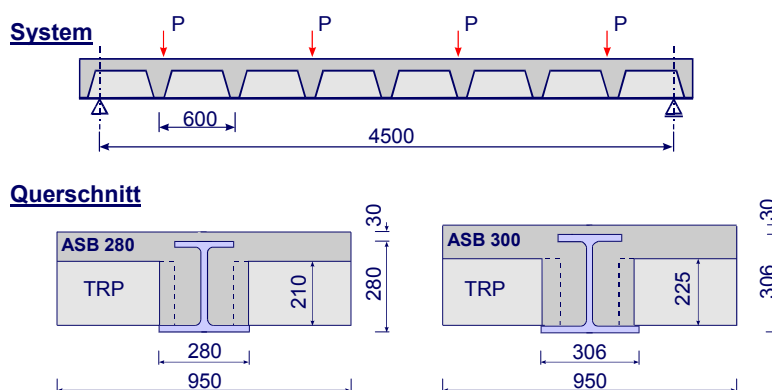
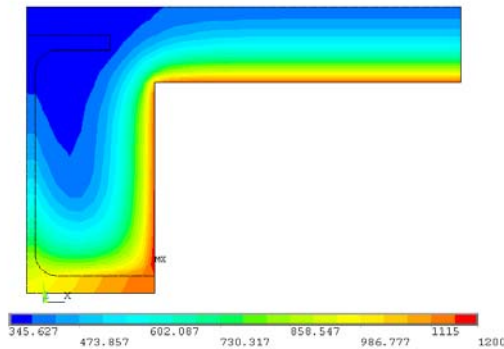


Abb. 5-12: Brandversuch ASB-Profil - Versuchsaufbau

Profil: ASB 280
Temperaturverteilung nach 60 min. [K]



Profil: ASB 300
Temperaturverteilung nach 75 min. [K]

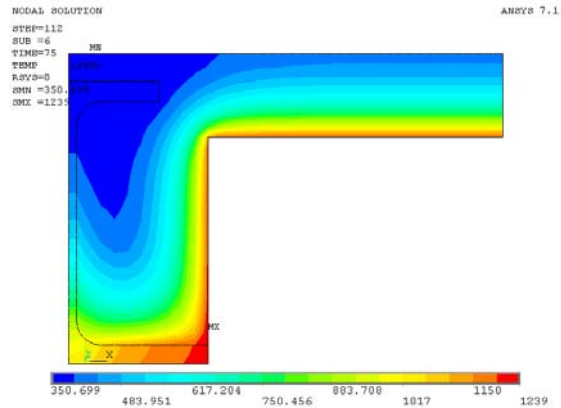
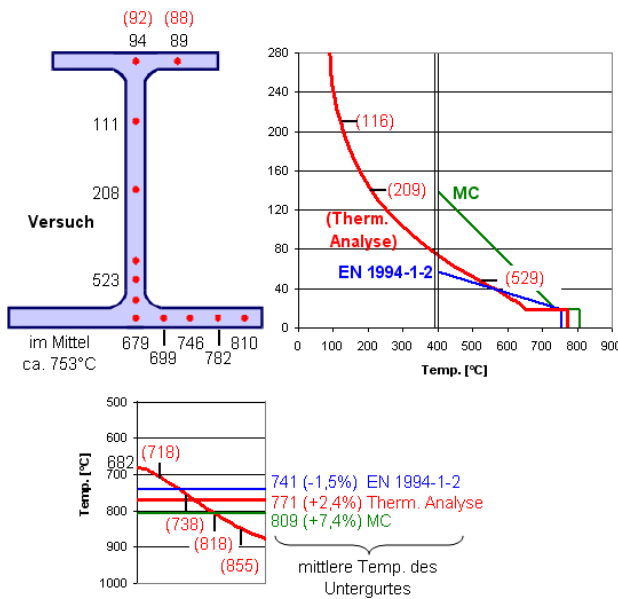


Abb. 5-13: Temperaturverteilung der Versuchsquerschnitte

Fire Test 1:
Profil ASB 280
Temperaturverteilung nach 60 min.



Fire Test 2:
Profil ASB 300
Temperaturverteilung nach 75 min.

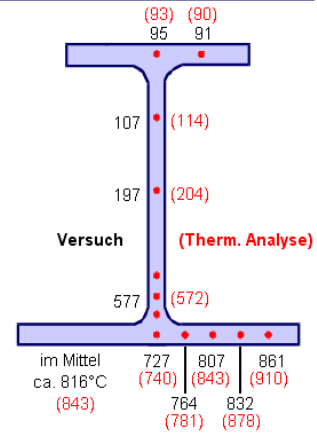


Abb. 5-14: Auswertung und Vergleich der Temperaturfeldberechnung

Die Beflammung erfolgte nach der Einheits-Temperaturzeitkurve. Am Stahlprofil wurden die Temperaturen während des Versuchs an verschiedenen Messstellen aufgenommen, so dass ein direkter Vergleich der Versuchstemperaturen mit den Ergebnissen der Temperaturfeldberechnung vorgenommen werden kann. Abb. 5-13 und Abb. 5-14 zeigen die Ergebnisse der Temperaturfelderanalyse mit dem Programmsystem Ansys 7.1. Im Folgenden werden die Temperaturfelder immer in Kelvin angegeben (0°C entspricht 273 K).

Am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz in Braunschweig wurden Brandversuche an zwei Verbundträgern DELTA 3-400 zur Beurteilung der Warmtragfähigkeit durchgeführt [80]. Dabei wurden die DELTA-Träger mit

Spannbetonhohldielen kombiniert. Die Betonfertigteile wiesen eine Breite von 1500 mm auf, die Öffnungen wurden im Auflagerbereich ausbetoniert. Auf der gesamten Deckenfläche wurde ein 40 mm dicker, statisch nicht wirksamer unbewehrter Aufbeton angeordnet. Die Stützweite des Verbundträgers betrug 4,75m. Nach einer Beflammungszeit von 180 Minuten konnte der Versuch ohne ein Versagen des Trägers abgebrochen werden. In Abb. 5-15 sind die im Versuch angeordneten Messstellen zur Erfassung der Bauteiltemperaturen dargestellt.

Da die genauen Abmessungen der Spannbetonhohldielen und die Lage und Größe der Öffnungen nicht bekannt sind, erfolgt die Nachrechnung zum einen für eine Vollbetondecke und zum anderen unter Vernachlässigung der Spannbetonhohldielen mit seitlicher Beflammung des Querschnitts.

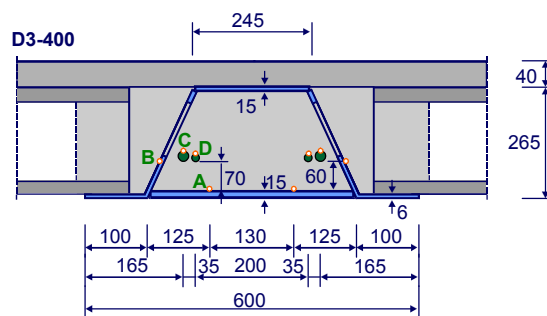


Abb. 5-15: Querschnitt Versuchskörper-Brandversuch

Für die Nachrechnung eines Brandversuchs mit dem DELTA-Träger wurde zur Absicherung der Feuchtigkeitsannahmen für den Kernbeton der in [32] vorgesehene maximale Feuchtigkeitsgehalt von 10% und für den Betongurt ebenfalls ein sehr hoher Feuchtigkeitsgehalt von 8% des Betongewichtes angesetzt.

Abb. 5-16 zeigt die Ergebnisse der Temperaturfeldanalyse für eine Branddauer von 120 Minuten. Das Ergebnis zeigt in dem für die Abminderung der Stahlfestigkeit relevanten Temperaturbereich einen sehr geringen Unterschied zwischen der Berechnung mit seitlicher Beflammung zu der Variante mit Vollbetonplatte. So liegt die Differenz der für die Bewehrung ermittelten Temperaturen nach 120 Minuten Beflammung bei maximal 5%. Die Gegenüberstellung der errechneten Temperaturen mit den Messwerten verdeutlicht eine gute Übereinstimmung, wobei die rechnerischen Werte für die Bewehrung und den Steg nach 90 Minuten Brandeinwirkung ca. 8 bis 12% über den Versuchswerten liegen. Für den Messpunkt an dem 15 mm starken Untergurt ergeben sich im Versuch und in der Nachrechnung nahezu die gleichen Temperaturen.

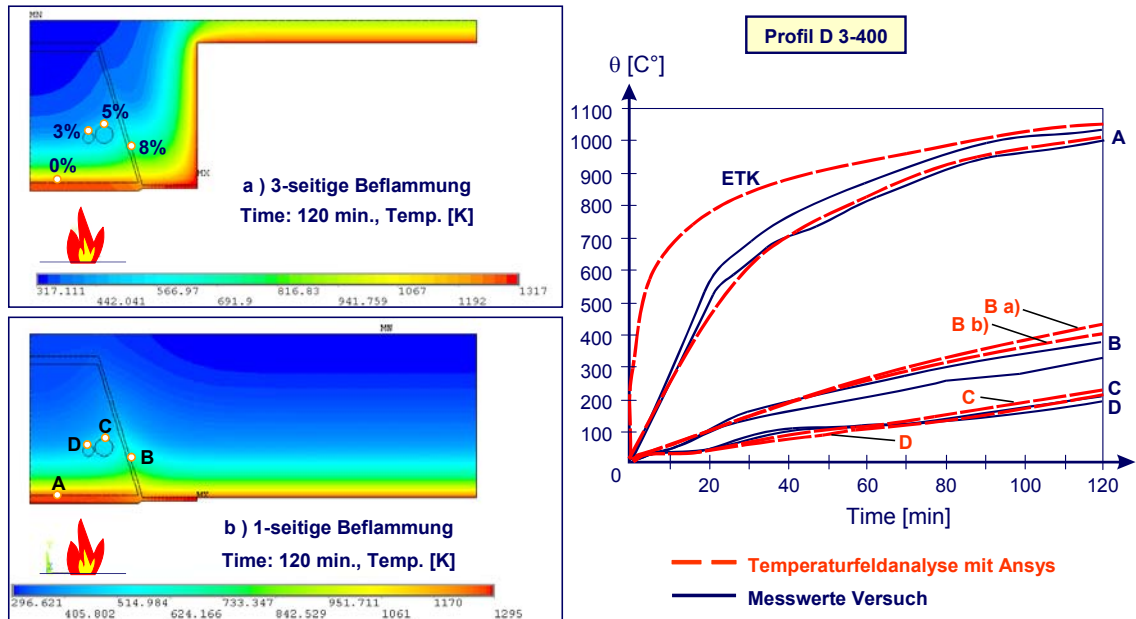


Abb. 5-16: Nachrechnung der Brandversuche an DELTA-Verbundträgern

Die Untersuchungen belegen die gute Übereinstimmung zwischen den Versuchsergebnissen und den theoretisch ermittelten Temperaturdaten. Daher kann festgestellt werden, dass die durchgeführten Temperaturanalysen eine hohe Zuverlässigkeit gewährleisten und somit das Programmsystem Ansys für weitergehende Untersuchungen verwendet werden kann.

5.3.9 Modellentwicklung zur Bestimmung der Bauteiltemperaturen

Für die Entwicklung eines Ansatzes zur vereinfachten rechnerischen Bestimmung des Temperaturverlaufs für Flachdecken in Verbundbauweise mit integrierten hohlkastenförmigen Stahlprofilen ist zwischen den Querschnitten mit senkrechten und schrägen Stegen zu unterscheiden. Eine Untersuchung aller Querschnittsformen wird in dieser Arbeit nicht vorgenommen. Die Analysen beschränken sich auf Mittelträger mit geneigten Stegen, wie sie der finnische DELTA-Beam [14] aufweist. Dieser Querschnittstyp verfügt über eine große Variabilität der geometrischen Parameter, womit der allgemeinen Formulierung eines Ansatzes für die Temperaturverteilung besondere Bedeutung zukommt. Es werden nur Querschnitte ohne Brandschutzverkleidung untersucht, die dem Prinzip des integrierten Brandschutzes entsprechen. Analog zu den Regelungen nach [71] ist in Konstruktionen mit Vollbetonplatten, Fertigteilen oder Spannbetonhohldielen sowie in Ausführungen mit hohen Trapezblechprofilen zu unterscheiden. Bei Letzteren wird der Querschnitt dreiseitig beflammt und damit der ungünstigste Fall des Wärmeeintrags reflektiert.

Bevor die Randbedingungen für die Temperaturfeldberechnung festgelegt werden, ist eine Abschätzung der maßgebenden geometrischen Einflussparameter sinnvoll (Tabelle 5-3). Die den Berechnungen zugrunde liegenden Standardquerschnitte repräsentieren eine große Bandbreite der Querschnittsvariationen.

Tabelle 5-3: Maßgebende Einflussparameter für die Temperaturverteilung

Geometrische Variable	Größe/ Abmessung	Bauteil- temperatur
Untergurtdicke t_{fb}	↑	↓
Stegdicke t_w	↓	↓
Abstand der Stege $b_{fb,1}$	↓	↑
Seitliche Betondeckung $b_{fb,2}$	↑	↓
Stegneigung β	↑	↑
Bewehrungsabstand e_s, e_{sh}	↑	↓
↑ groß/ hoch ↓ klein / gering		

Die Herleitung der Funktion zur Beschreibung des Temperaturverlaufes beruht auf der Auswertung von 96 Querschnitten. Für Profile mit einer geringen Untergurtbreite, dünnen Untergurten und kleiner Querschnittshöhe ergeben sich vor allem aus dem geringen Abstand der Stege und der kleineren seitlichen Betondeckung (100 mm) höhere Temperaturen für die Bewehrung, den Stegbereich sowie den Obergurt. Dagegen werden bei Querschnitten mit großen Untergurtbreiten die maximalen Untergurttemperaturen festgehalten. In die Auswertung fließen sowohl die Querschnitte mit den minimalen ($h = 200$ mm, $b_{fb,1} = 200$ mm, $b_{fb,2} = 100$ mm) wie auch die mit den maximalen Querschnittsabmessungen ($h = 500$ mm, $b_{fb,1} = 600$ mm, $b_{fb,2} = 100$ mm) ein. Daneben werden Berechnungen für Querschnitte mit Höhen von 260 mm, 320 mm und 370 mm durchgeführt. Damit steht für die Auswertung eine repräsentative Auswahl von Standardquerschnitten zur Verfügung, mit der ein Bemessungsmodell für die thermischen Eigenschaften entwickelt werden kann.

Gemäß Abb. 5-17 wird für den Untergurt θ_{fb} , die Bewehrung θ_s und für drei Punkte im Stegbereich θ_{z_i} die Temperatur unter Brandeinwirkung bestimmt. Über die Steghöhe wird zwischen den Festpunkten ein linearer Temperaturverlauf angenommen, womit in diesem Bereich die Bauteiltemperaturen geringfügig überschätzt werden. Für die Bewehrung wird der Abstand $e_{s,a}$ zwischen der Achse des Bewehrungsstabes und der Oberkante des Untergurtes zu 55 mm festgelegt, so dass der geringste lichte Abstand e_s zwischen Oberkante Untergurt und Bewehrungsstab ca. 40 mm beträgt. Die Auswertung erfolgt für einen Stabdurchmesser von 32 mm. Der Abstand e_{sh} zwischen Achse des Bewehrungsstabes und der Innenseite des Steges wird mit 50 mm angesetzt und dafür die thermische Einwirkung durch eine Funktion beschrieben. Werden die Stäbe mit einem geringeren Abstand zum Steg eingebaut, kann die Temperatur des Bewehrungsstabes durch lineare Interpolation zwischen der Stegtemperatur in Höhe der Achslage der Bewehrung und der rechnerischen Temperatur für einen Bewehrungsstab mit 50 mm Abstand ermittelt werden. Aufgrund des konvexen Verlaufes der Temperaturen ist eine lineare Interpolation gerechtfertigt.

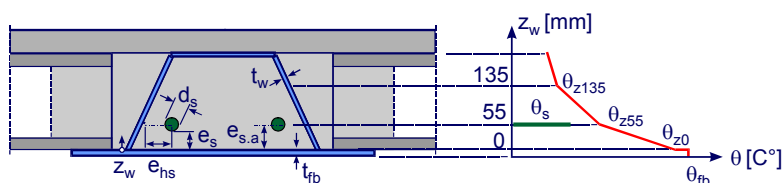


Abb. 5-17: Bewehrungsabstand für die Brandbemessung

Der Temperatureintrag in den Querschnitt ist im Wesentlichen von der Dicke des Untergurtes und der Blechstärke der Stege abhängig. Oftmals erfolgt eine Einstufung von Stahlquerschnitten in die Feuerwiderstandsklassen anhand des U/A-Wertes ([81], [82]), der das Verhältnis des beflamnten Bauteilumfangs zur Bauteilfläche repräsentiert. Nach DIN 4102-4 [82] bestimmt sich das U/A-Verhältnis für eingemauerte oder einbetonierte Stahlprofile allein in Abhängigkeit von der Untergurtdicke t_{fb} . Slim-Floor-Konstruktionen, die vollständig in die Decke integriert werden sowie teilweise in die Decke integrierte Profile (dreiseitige Beflammung) mit ausreichender seitlicher Betondeckung entsprechen ebenfalls den Randbedingungen für einbetonierte oder eingemauerte Profile nach DIN 4102-4. Daher erfolgt die Formulierung der Bemessungsfunktionen nachfolgend in Abhängigkeit der Untergurtdicke, womit indirekt das U/A-Verhältnis reflektiert wird. In der Auswertung werden Untergurte bis zu einer Stärke von 30 mm berücksichtigt.

Die Stege der untersuchten Slim-Floor-Träger werden im Regelfall in Blechstärken von 5 bzw. 6 mm ausgeführt, beim DELTA-Beam mit 6 bzw. 8 mm Blechdicke. Bei dem dickeren Blech wird die Wärme schneller und weiter in den Querschnitt geführt. Dies wird durch die Berücksichtigung der Stegdicke bei der Formulierung der Bemessungsfunktionen für die thermischen Einwirkungen berücksichtigt. Der günstige Einfluss von Stegöffnungen bleibt unberücksichtigt. Im Rahmen der Auswertung der durchgeführten Temperaturfeldberechnungen konnte festgestellt werden, dass oberhalb einer Steghöhe z_w von ca. 135 mm die Temperaturen für den Baustahl nach 90 Minuten Temperatureinwirkung im Bereich zwischen 150 und 200°C liegen. Da in diesem Temperaturbereich keine Abminderung der Baustahlfestigkeiten vorzunehmen ist, wird der Verlauf oberhalb dieser Höhe nicht weiter verfolgt.

Abb. 5-16 verdeutlicht die geringen Abweichungen der Bauteiltemperaturen bei ein- und dreiseitiger Beflammung im relevanten Querschnittsbereich. Allein im oberen Stegbereich sind größere Unterschiede festzustellen. Da in diesem Bereich aufgrund der Temperaturabnahme die Stahlfestigkeit nur einer geringen Reduktion unterliegt, resultieren aus diesen Differenzen keine nennenswerten Auswirkungen auf die Tragfähigkeit im Brandfall. Der dreiseitig beflamnte Querschnitt stellt den ungünstigsten Fall dar. Daher wird für diesen nachfolgend die Herleitung der Temperaturfunktionen für die Feuerwiderstandsdauer R60 und R90 aufgeführt. Diese Funktionen können auch auf Querschnitte mit senkrechten Stegen übertragen werden, sofern diese vollständig in die Betondecke integriert werden oder die äußere Betondeckung der Stege größer 130 mm ist (Abb. 5-20). In Anlage 5, Tabelle A 3-1 bis Tabelle A 3-3 sind die Ergebnisse der nichtlinearen Berechnung zusammengefasst. Als maximale Obergurttemperatur wurde bei den Profilen mit 200 mm Querschnittshöhe, einer Stegdicke von 8 mm und einer Untergurtstärke von 6 mm eine Temperatur von ca. 135°C ermittelt, damit entspricht das Profil einem brandabschließenden Bauteil im Sinne der DIN 4102-2. Abb. 5-18 bzw. Abb. 5-19 zeigt beispielhaft die Temperaturverteilung für den Querschnittstyp D32-300 ($b_{fb,2}=100$ mm). Im Vergleich dazu werden in Abb. 5-20 Temperaturfelder für einen bis auf den Untergurt vollständig

in die Decke integrierten Träger sowie einen Querschnitt mit senkrechten Stegen ($b_{f,2}=130\text{ mm}$) dargestellt. Der Unterschied bezogen auf die Temperatur in der Bewehrung und im Untergurt ergibt dabei einen Wert kleiner 3%.

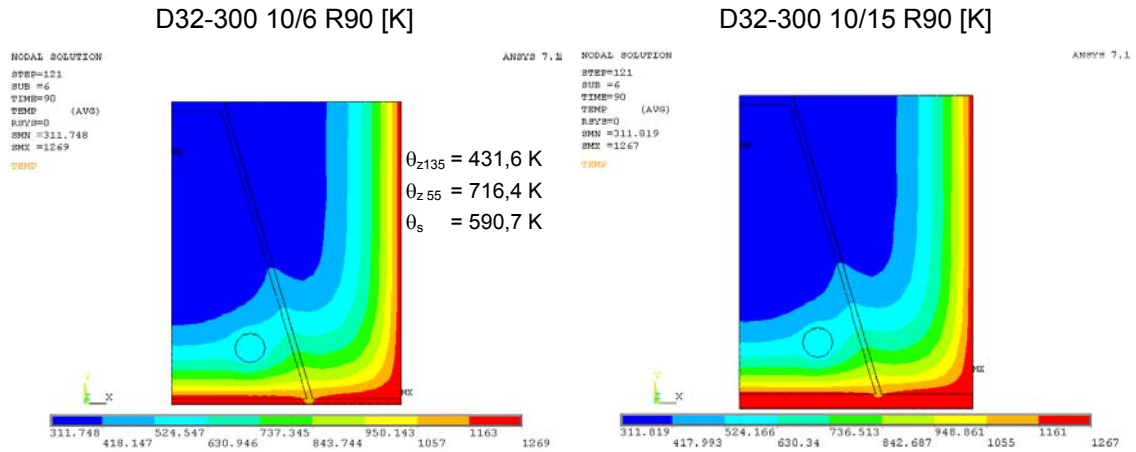


Abb. 5-18: Temperaturverteilung dreiseitig beflamelter Slim-Floor-Träger – R90

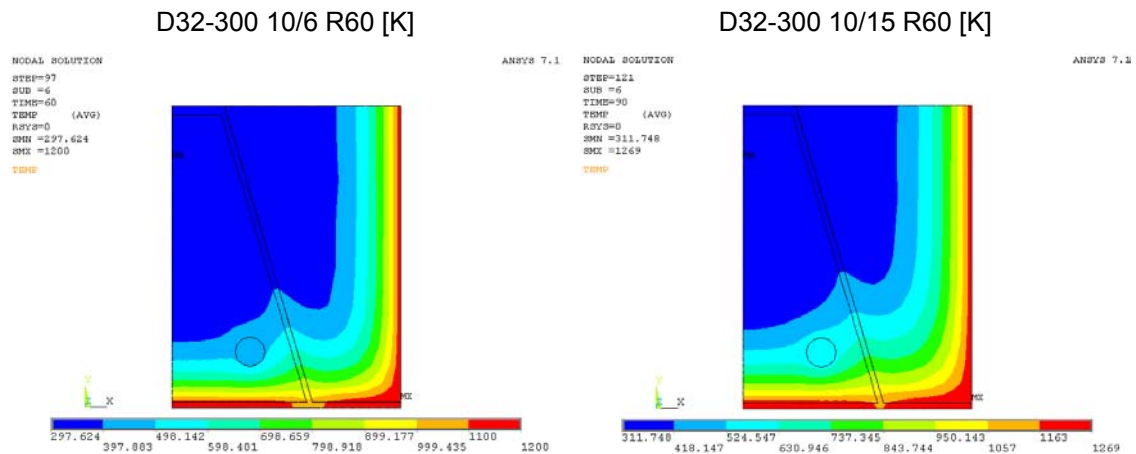


Abb. 5-19: Temperaturverteilung dreiseitig beflamelter Slim-Floor-Träger – R60

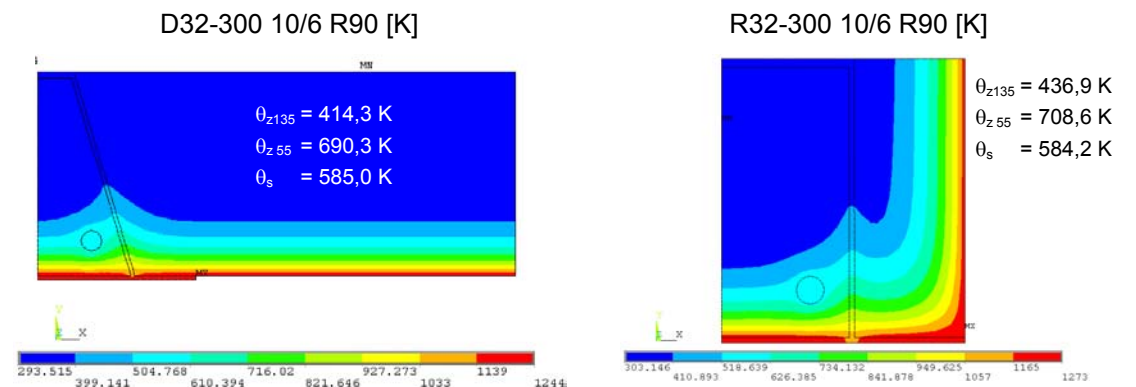


Abb. 5-20: Temperaturverteilung einseitig beflamelter Slim-Floor-Träger und dreiseitig beflamelter Querschnitt mit senkrechtem Steg– R90

Zunächst erfolgt Bestimmung der Mittelwertfunktionen für die Temperaturfunktionen durch eine Regressionsanalyse. Der funktionale Zusammenhang wird für die

Bemessung durch eine untere Eingrenzende beschrieben. Diese wird so gewählt, dass die extremalen Abweichungen der repräsentativ ausgewerteten Querschnitte gerade abgedeckt werden. Da die thermischen Einwirkungen eine außergewöhnliche Einwirkung darstellen, ist es nicht erforderlich, einen Teilsicherheitsbeiwert einzuführen.

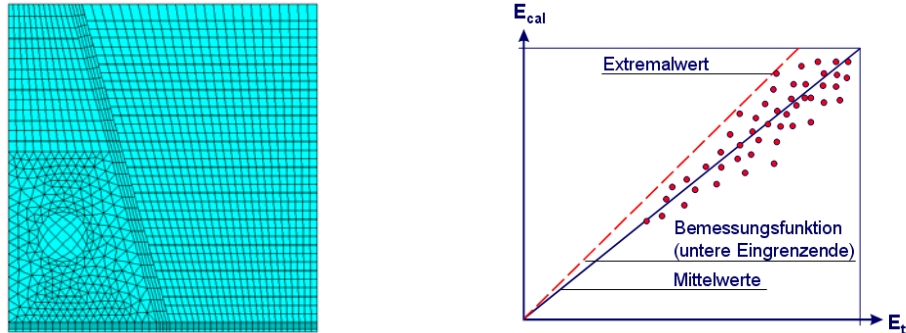


Abb. 5-21: FE-Vernetzung und Entwicklung der Bemessungsfunktion zur Beschreibung des Temperaturverlaufs

In Abb. 5-22ff. wird die Verteilung der Bauteiltemperaturen um die Mittelwertfunktion sowie die für die thermische Einwirkung maßgebende Bemessungsfunktion (untere Eingrenzende) dargestellt. Dabei werden die auf der sicheren Seite liegenden Abweichungen bezogen auf die Bemessungsfunktion in Prozent angegeben (gestrichelte Linien). Tabelle A 3-5 fasst die Funktionen der thermischen Einwirkungen zusammen, dabei werden die Parameter der Temperaturfunktionen an verschiedenen Stellen gerundet.

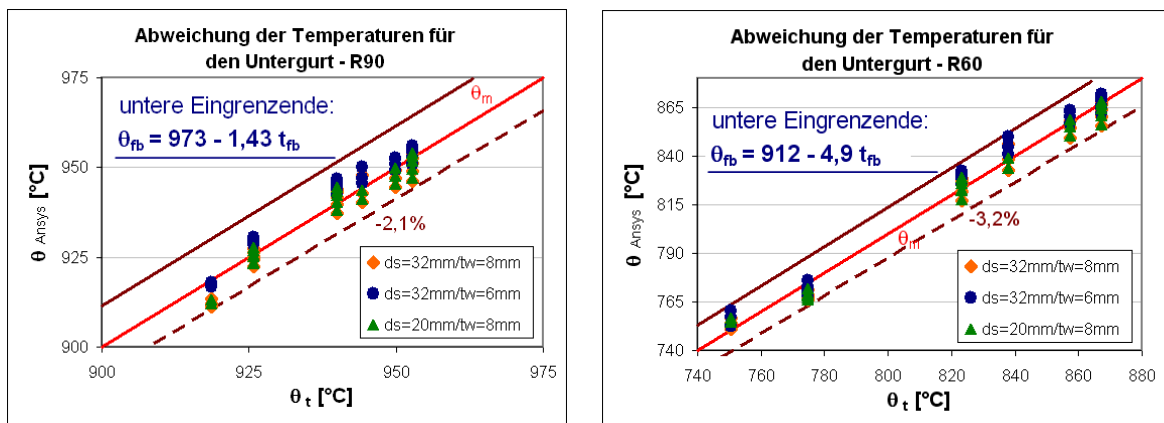


Abb. 5-22: Bemessungsfunktionen dreiseitig beflammter Querschnitt –Untergurt

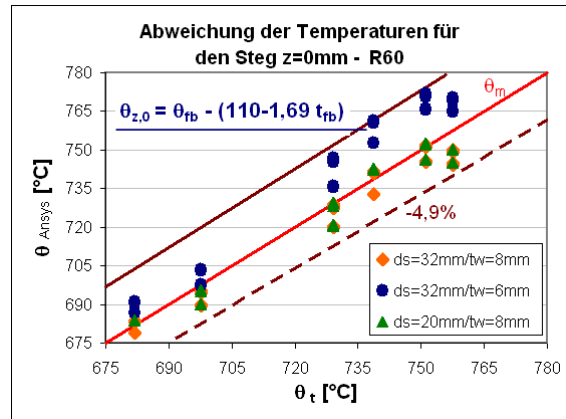
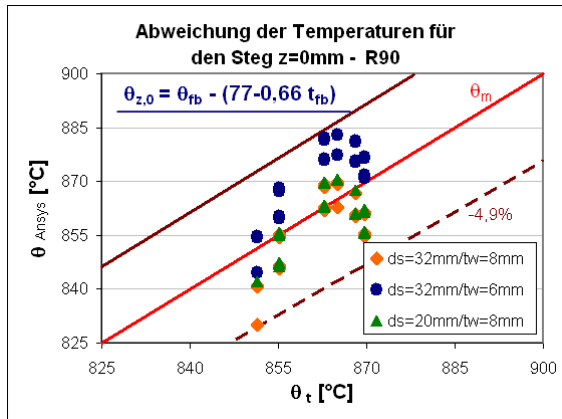


Abb. 5-23: Bemessungsfunktionen dreiseitig beflamelter Querschnitt – z=0mm

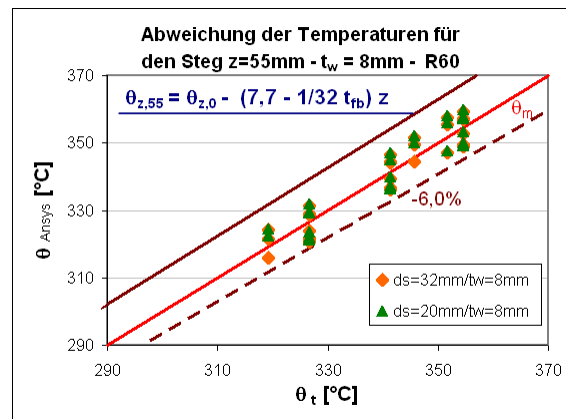
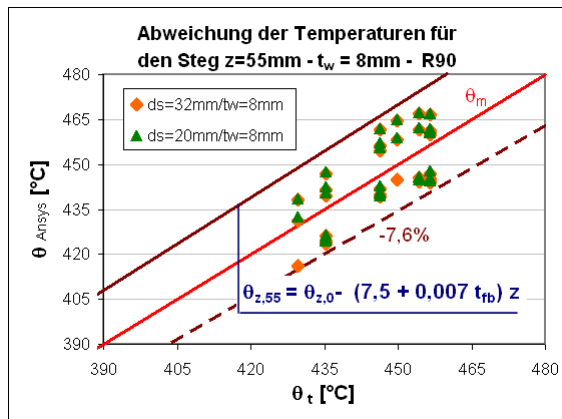


Abb. 5-24: Bemessungsfunktionen dreiseitig beflamelter Querschnitt – z=55mm, t_w=8mm

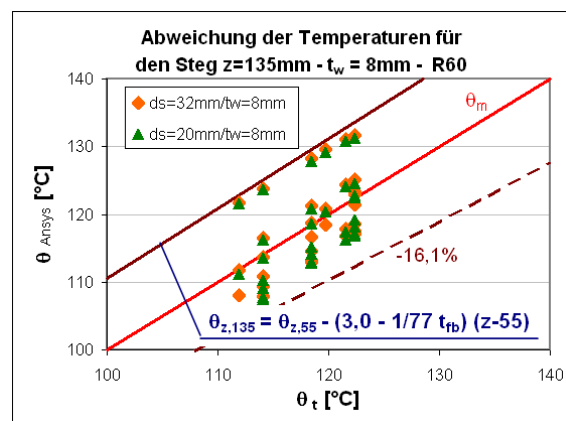
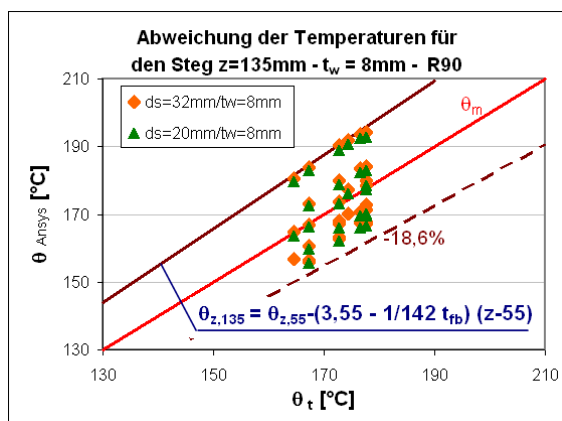


Abb. 5-25: Bemessungsfunktionen dreiseitig beflamelter Querschnitt – z=135mm, t_w=8mm

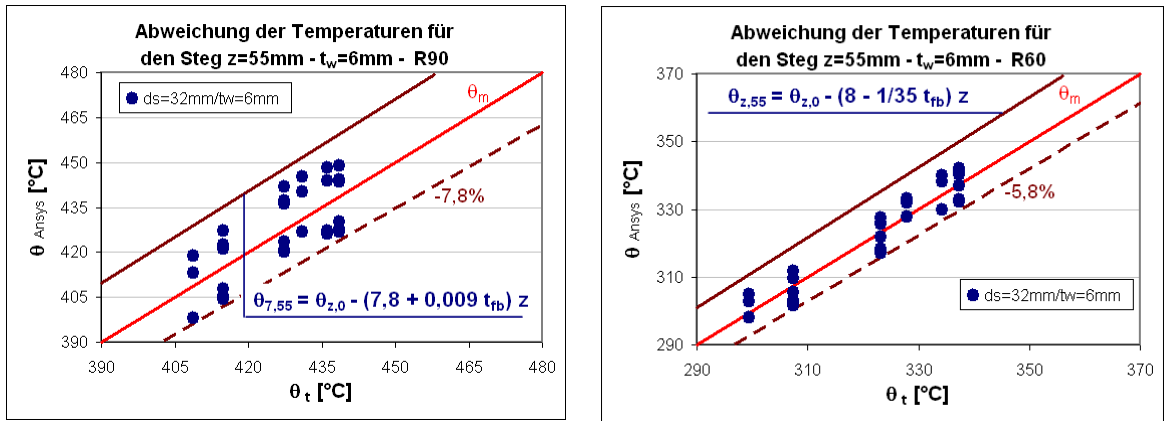


Abb. 5-26: Bemessungsfunktionen dreiseitig beflammtter Querschnitt – z=55mm, t_w=6mm

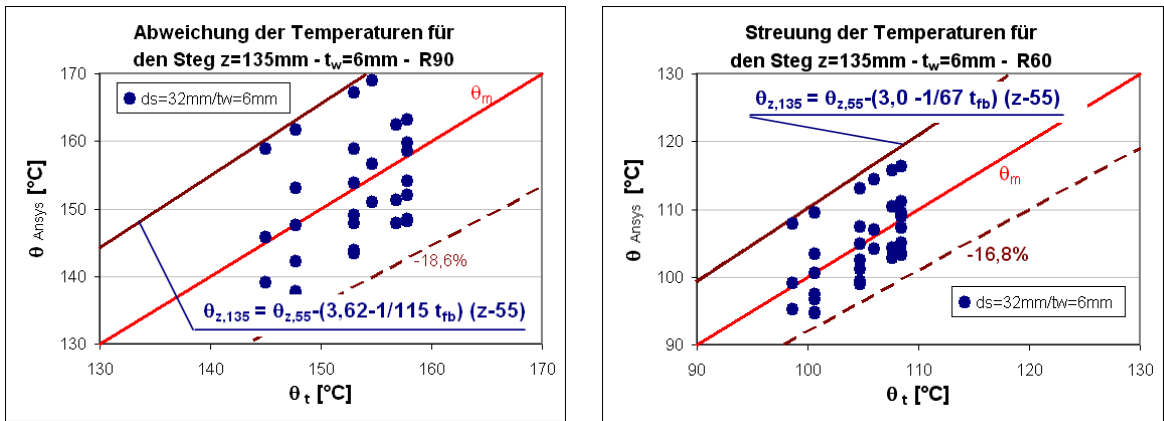


Abb. 5-27: Bemessungsfunktionen dreiseitig beflammtter Querschnitt – z=135mm, t_w=6mm

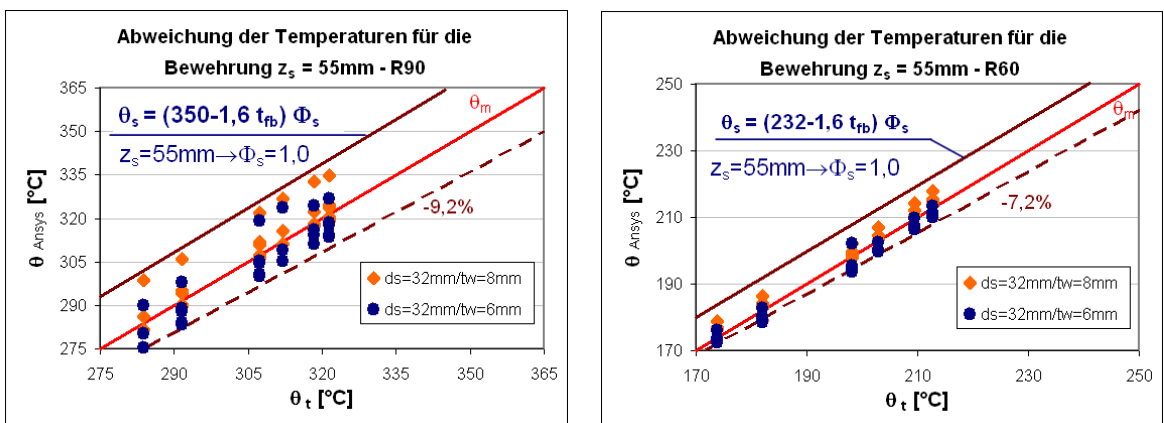


Abb. 5-28: Bemessungsfunktionen dreiseitig beflammtter Querschnitt – Bewehrung, z_s=55mm, R90

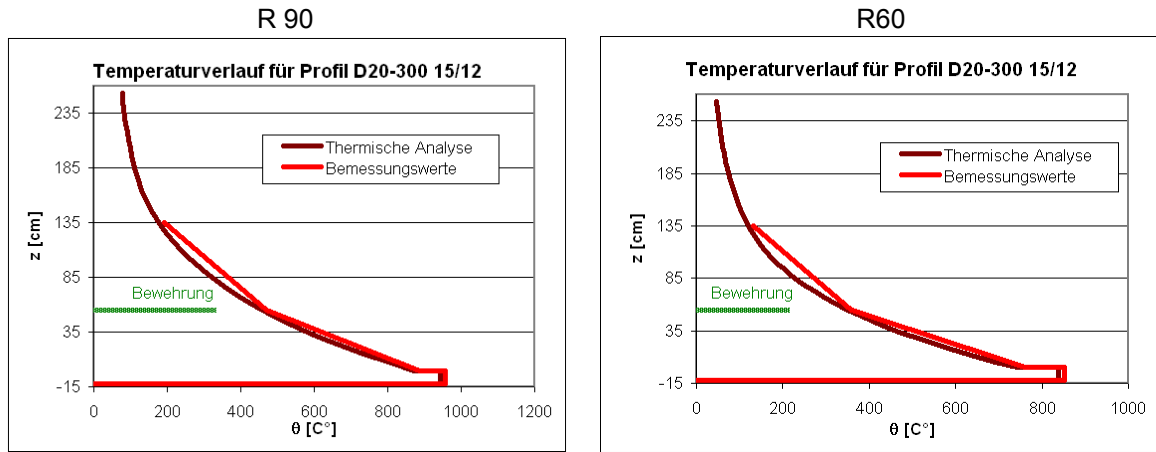


Abb. 5-29: Bemessungsfunktionen dreiseitig beflammters Querschnitt – Temperaturverlauf Untergurt und Steg

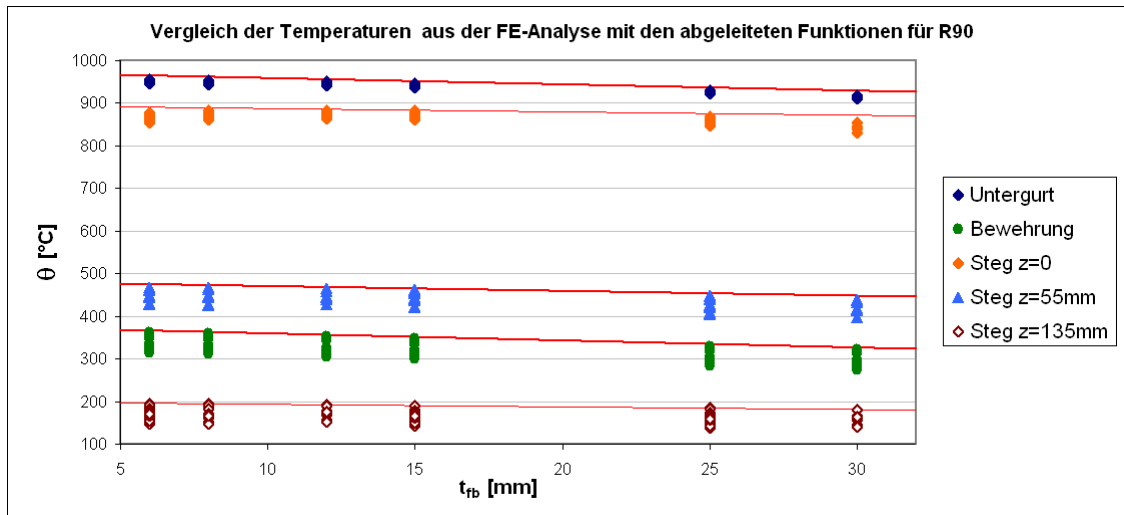


Abb. 5-30: Bemessungsfunktionen der Bewehrungstemperatur – R90

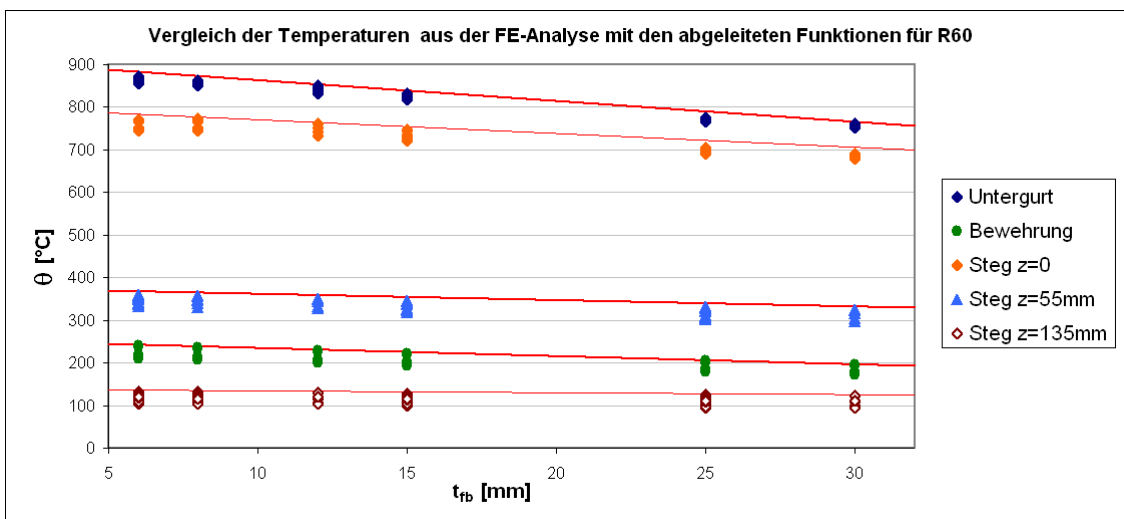


Abb. 5-31: Bemessungsfunktionen der Bewehrungstemperatur – R60

Oftmals wird bei der Ausführung der Slim-Floor-Träger als Unterzug die seitliche Abschalung konstruktiv durch das Aufschweißen von U-Profilen realisiert, die zur Ermittlung der Tragfähigkeit nicht angesetzt werden. Zur Untersuchung des Wärmeeintrags durch die Abschalprofile wurden Temperaturfeldanalysen für Querschnitte mit seitlichen U-Profilen (U50x38, U80x45, U100x50, U40x60, U160x65, U 200x80) durchgeführt. Abweichend von den vorherigen Analysen wird dabei zusätzlich ein 5cm starker Aufbeton berücksichtigt, der in der Regel bei Decken-Unterzugsystemen angeordnet wird. Bei den untersuchten Profilen (Tabelle A 3-4) wird allein beim Querschnitt D32-300 15/8 in Kombination mit dem U-Profil U50x38 die Untergurtemperatur um 0,6% überschritten, das entspricht einer Differenz von ca. 5 Kelvin. Damit kann der Einfluss einer seitlichen Abschalung nach Tabelle A 3-4 hinsichtlich des Wärmeeintrags für Profile mit einer Untergurtbreite $b_{fb,2}$ größer 100 mm als gering eingestuft werden und bei der Ermittlung der thermischen Einwirkungen vernachlässigt werden.

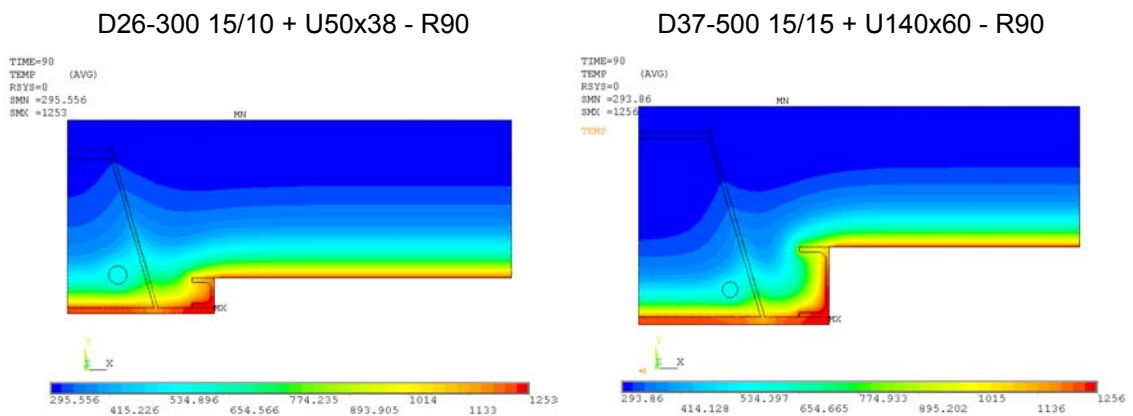


Abb. 5-32: Temperaturverteilung R90, Sonderprofil - U-Profile als seitliche Abschalung

5.4 Mechanische Analyse

5.4.1 Grundlagen der mechanischen Analyse

Im Allgemeinen umfasst die mechanische Analyse zunächst die Ermittlung des resultierenden Dehnungszustandes und der zugehörigen Spannungen unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien sowie der thermischen Dehnung. Die Temperaturverteilung ist dabei aus der thermischen Analyse bekannt. Bei einer virtuellen Zerlegung des Querschnitts in einzelne Streifen stellen sich für jeden Streifen in Abhängigkeit von der Temperatur unterschiedliche thermische Dehnungen ein. Dies verletzt den Grundsatz für das Ebenbleiben des Querschnitts, daher entstehen thermische Eigenspannungen, die sich aus den Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen ergeben. Wirken gleichzeitig Schnittgrößen infolge mechanischer Einwirkungen, müssen diese bei der Formulierung des Gleichgewichts berücksichtigt werden. Die Berechnung erfolgt iterativ bis der Gleichgewichtszustand gefunden wird. Der erforderliche Aufwand der thermischen und mechanischen Analyse ist in der Regel sehr hoch, daher wird in der praktischen

Anwendung oftmals das Nachweisverfahren der Stufe 2 nach EN 1994-1-2 zur Bemessung herangezogen.

Bei dem vereinfachten Berechnungsverfahren der Stufe 2 bleiben indirekte Einwirkungen aus thermischen Beanspruchungen im Regelfall unberücksichtigt. Das Verfahren gilt für einfeldrige und durchlaufende Verbundträger mit und ohne Bekleidung sowie für Verbundträger mit Kammerbeton. Dabei erfolgt eine vereinfachte thermische Analyse, bei der die Temperaturverteilung in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsdauer und Geometrie bestimmt wird. Die mechanische Analyse berücksichtigt einen brandreduzierten Querschnitt und die infolge der Temperatureinwirkung mit Reduktionsfaktoren behafteten Spannungen (Abb. 5-33).

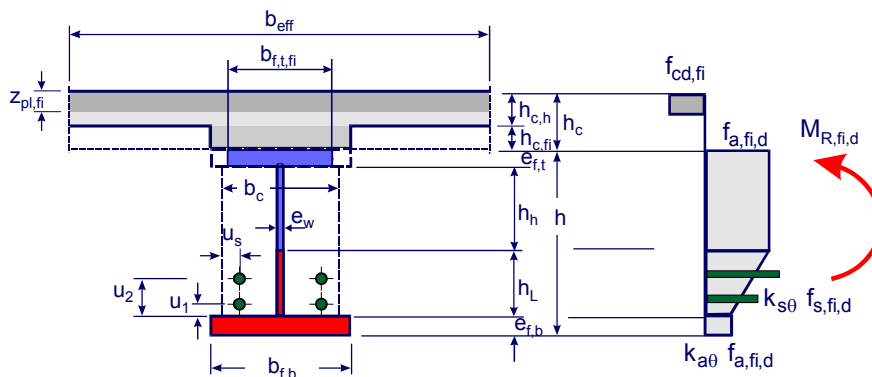


Abb. 5-33: Brandreduzierter Querschnitt und reduzierte Spannungen beim Nachweisverfahren der Stufe 2

Die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Trägersysteme zeigen vor allem bei Anwendungen in Kombination mit hohen Trapezblechprofilen und Aufbeton eine große Affinität zu kammerbetonierten Verbundträgern. Daher soll die Brandbemessung in Anlehnung an das Nachweisverfahren der Stufe 2 für kammerbetonierte Verbundträger erfolgen. Die Temperaturverteilung über den Querschnitt resultiert aus den Ergebnissen der thermischen Analyse nach Abschnitt 5.3.9. Im Weiteren kann anhand des Temperaturfeldes eine vereinfachte mechanische Analyse unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen Werkstofffestigkeiten anschließen.

5.4.2 Momententragfähigkeit im Brandfall

Voraussetzung für die Anwendung des Bemessungsverfahrens in Anlehnung an das Nachweisverfahren der Stufe 2 [32] ist die Einhaltung der Mindestabmessungen nach Tabelle A 3-6. Für den Betongurt ist ein effektiver Querschnitt mit der Höhe $h_{c,h}$ im Brandfall anzusetzen. Durch die Beflammung von unten bleibt auf der Gurtunterseite der Beton im Bereich $h_{c,fi}$ (Tabelle A 3-7) unberücksichtigt. Bei Anwendung von Stahltrapezprofilen und Betonhalbfertigteilen gelten für die Dickenreduzierung $h_{c,fi}$ gesonderte Regelungen [32]. Hinsichtlich der effektiven Obergurtbreite darf die mitwirkende Plattenbreite b_{eff} entsprechend dem Kaltfall angenommen werden, sofern

die Betongurte durch Verbundmittel und ggf. einer zusätzlichen Schubbewehrung an das Stahlprofil angeschlossen sind.

Bei positiver Momentenbeanspruchung resultieren aus dem Temperaturverlauf (Abschnitt 5.3.9) die Abminderungsfaktoren $k_{i,0}$ (Abb. 2-11 bzw. Abb. 2-13) zur Bestimmung der Bemessungswerte der reduzierten Streckgrenze für den Bau- und Betonstahl. Die Höhe h_L bezeichnet in Abb. 5-34 die Steghöhe, ab der eine Bauteiltemperatur von 400°C angenommen werden kann und somit die Streckgrenze des Baustahls nicht mehr zu reduzieren ist. Im Allgemeinen kann die Ermittlung der Momententragfähigkeit vollplastisch erfolgen. Die Lage der plastischen Nulllinie wird durch das Gleichgewicht der auf Basis der temperaturabhängigen Streckgrenze des Baustahls bzw. Betonstahls bestimmten inneren Normalkräfte und unter Beachtung des reduzierten Querschnitts des Betongurtes errechnet.

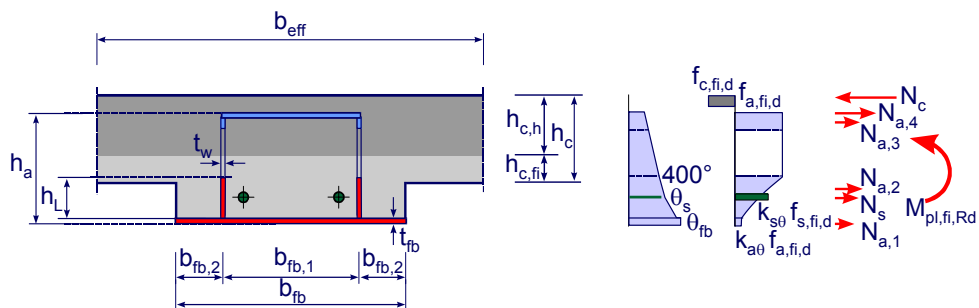


Abb. 5-34: Reduzierte Streckgrenze und Querschnitt bei positiver Momentenbeanspruchung

In [32] wird für den Koeffizienten α_{slab} zur Bemessung von Decken der Wert 0,85 eingesetzt (Gl. (5.4-35)), um den Ansatz eines rechteckigen Betonspannungsblocks zu rechtfertigen. Die Vergleichsrechnungen zum Kaltfall in Abschnitt 4.3 zeigen, dass bei tiefliegender plastischer Nulllinie ein vorzeitiges Versagen der Betondruckzone eintreten kann und daher ggf. eine dehnungsbegrenzte Bemessung durchzuführen ist. Im Gegensatz zur Kaltbemessung beeinflusst die plastische Normalkraft des Untergurtes aufgrund der reduzierten Festigkeit die Lage der Nulllinie nur gering, so dass die plastische Nulllinienlage im Wesentlichen vom Bewehrungsgrad der Längsbewehrung abhängt. In der Regel stellt sich daher im Brandfall eine geringere Druckzonenhöhe ein. Im Fall einer großen Druckzonenhöhe ist allein die Einführung des Koeffizienten α_{slab} nicht ausreichend, da der Einfluss der Dehnungsverteilung vor allem auf den Stahlobergurt unberücksichtigt bleibt. Daher wird in diesen Fällen eine dehnungsbegrenzte Bestimmung der Momententragfähigkeit auf Grundlage der temperaturabhängigen Spannungs-Dehnungslinien erforderlich.

$$M_{pl,fi,Rd} = \sum A_i z_i k_{y,0,i} \left(\frac{f_{y,i}}{\gamma_{M,fi,y}} \right) + \alpha_{slab} \sum A_j z_j k_{c,0,j} \left(\frac{f_{c,i}}{\gamma_{M,fi,c}} \right) \quad (5.4-35)$$

Bei unter Normaltemperatur gelenkig gelagerten Einfeldträgern kann sich im Brandfall ein Stützmoment am Auflager bilden, wenn die Deckenbewehrung geeignet ist, eine Durchlaufwirkung zu gewährleisten und die Randbedingungen nach [32] eingehalten

werden. Im Falle der negativen Momentenbeanspruchung wird für die Bemessung ein brandreduzierter Querschnitt eingeführt. Sofern der Betongurt über Verbundmittel angeschlossen wird, darf die Bewehrung im Betongurt zur Abtragung der Zugkräfte herangezogen werden. Der Maximalwert der mittragenden Plattenbreite ist dabei auf den dreifachen Wert der Untergurtbreite $b_{fb,1}$ zu begrenzen. Nach EN 1994-1-2 ist bei kammerbetonierten Trägern im negativen Momentenbereich die Höhe und Breite des rechnerischen Betonquerschnitts in Abhängigkeit von der Feuerwiderstandsdauer abzumindern. Als effektiver Betonquerschnitt darf bei den untersuchten Flachdeckensystemen der Kernbeton als Betondruckzone angesetzt werden. Durch die seitliche Betondeckung im Bereich der auskragenden Untergurte, erfährt der Kernbeton keine direkte seitliche Beflammung. In Anlehnung an Anhang F.2 nach [32] wird der Beton im Bereich der Höhe h_{fi} (Tabelle A 3-8) nicht angesetzt. Der Stahlquerschnitt der Stegfläche bleibt im Fall negativer Momente im Hinblick auf die Momententragfähigkeit unberücksichtigt. Unter Ansatz des reduzierten Betonquerschnitts, der Bewehrung und des Stahlträgerobergurtes wird die Momententragfähigkeit nach Abb. 5-35 bestimmt. Wenn die Bewehrung in den äußeren Betongurten im Bereich der mittragenden Plattenbreite auf Zug angerechnet werden darf, kann die Bestimmung des aus den Temperaturbeanspruchungen resultierenden Reduktionsbeiwertes k_s nach Tabelle A 3-9 erfolgen. Die Bewehrungsstäbe im Kernbeton dürfen auf Druck mitwirken und bei der Berechnung der negativen Momententragfähigkeit berücksichtigt werden, wenn ein örtliches Ausknicken der Stäbe durch eine Verbügelung oder durch einen Anschluss der Bewehrungsstäbe an den Trägersteg vermieden wird.

Zur Ermittlung der Momententragfähigkeit wird die temperaturabhängige plastische Normalkraft der Bewehrung angesetzt. Durch den Nachweis des Anschlusses der Bewehrung (Abschnitt 5.4.4) ist sicherzustellen, dass die plastische Normalkraft in der Bewehrung aktiviert werden kann. Ferner sind analog zum Kaltfall die Schweißnähte nachzuweisen.

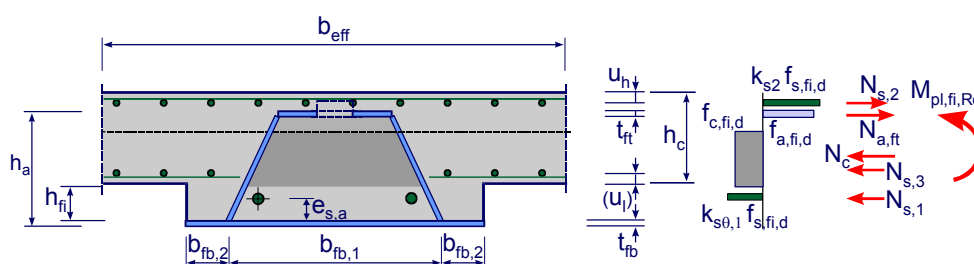


Abb. 5-35: Reduzierter Querschnitt und Spannungen negativer Momentenbeanspruchung

Nachfolgend werden für verschiedene Querschnitte (Tabelle A 3-10) des in Finnland entwickelten Slim-Floor-Systems DELTA-Beam[®], nach dem zuvor erläuterten Verfahren, die positiven Momententragfähigkeiten im Brandfall für eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten (R 90) ermittelt. Die Ergebnisse werden in Tabelle 5-4 mit den Berechnungen auf Grundlage des Temperaturverlaufs nach dem ECCS Model Code on Fire Engineering [71] und unter Anwendung des Nachweisverfahrens der Stufe 2 für kammerbetonierte Träger verglichen. Das Nachweisverfahren der Stufe 2

gilt laut Definition für Verbundträger und kammerbetonierte Verbundträger, daher kann die Übertragung auf die hier untersuchten Slim-Floor-Träger nur als Abschätzung der Tragfähigkeit angesehen werden. Um den Einfluss der Querschnittsbreite dabei nicht zu überschätzen, wird die Breite b_c aus der Außenflanschbreite $b_{fb,2}$ und der halben inneren Flanschbreite $b_{fb,1}$ bestimmt. Es wird bei allen Querschnitten nur der Kernbeton zur Ermittlung der Tragfähigkeit herangezogen. Da die Lage der Bewehrung nicht bei allen Querschnitten mit den Randbedingungen in Abschnitt 5.3.9 übereinstimmt, werden für die Vergleichsquerschnitte Temperaturfeldberechnungen durchgeführt, denen die Temperatur für die Bewehrung entnommen werden.

Tabelle 5-4: Vergleich der Momententragfähigkeit im Brandfall – R90

Träger Nr.	-	1	2	3	4
Bezeichnung	-	2-300 12/6	2-300 20/15	2-300 30/25	37-500 30/12
$M_{pl.fi.Rd}^{1)}$	[kNm]	52,1 (35,8%)	79,1 (46,5%)	145,8 (50,5%)	399,0 (46,3%)
$M_{pl.fi.Rd}^{2)}$	[kNm]	138,7 (95,0%)	176,2 (103,6%)	306,6 (106,2%)	873,8 (101,4%)
$M_{pl.fi.Rd}^{3)}$	[kNm]	145,3 (100,0%)	170,1 (100,0%)	288,7 (100,0%)	862,0 (100,0%)
$M_{pl.fi.Rd}^{4)}$	[kNm]	151,2 (104,1%)	180,0 (105,8%)	307,1 (106,3%)	-
Momententragfähigkeit ermittelt auf Grundlage von:	¹⁾	Temperaturverteilung nach [71]			
	²⁾	Nachweisverfahren der Stufe 2 [32], [45]			
	³⁾	Temperaturverteilung Abschnitt 5.3.9 nach [31], [32]			
	⁴⁾	Temperaturfeldberechnung nach [84]			

Um die Aussagekraft der Ergebnisse zu untermauern, sollten beim Vergleich der Momententragfähigkeiten auch die Bauteiltemperaturen einbezogen werden. Beim Vergleich der Untergurttemperaturen fällt auf, dass beim Nachweisverfahren der Stufe 2 der Abminderungsbeiwert für die Streckgrenze im Untergurt nach [32] auf $k_{a,0}$ gleich 0,06 begrenzt ist. Dies entspricht einer Temperatur von 900°C. Die thermischen Analysen zeigen jedoch für den Untergurt Temperaturen, die deutlich über 900°C liegen. Aus Tabelle A 3-5 resultieren für eine Feuerwiderstandsdauer R90 Temperaturen von ca. 920 bis 960°C. Auch die Messwerte im Versuch Abb. 5-16 zeigen an der Innenseite des Untergurtes nach 90 Minuten Brandeinwirkung Temperaturen oberhalb von 900°C (ca. 930-1000°C). Unmittelbar im Anschlussbereich der Stege liegen geringere Temperaturen im Untergurt vor, da die Wärme über die Stege aus dem Untergurt ausgeleitet wird. Bei den Slim-Floor-Trägern beträgt die Stegbreite im Allgemeinen nur 5 bis 8mm, so dass dieser Anschlussbereich im Vergleich zur relativ großen Untergurtbreite nur wenig ins Gewicht fällt. Aus der Zusammenfassung der Ergebnisse der Temperaturfeldanalyse (Tabelle A 3-1ff.) ist ersichtlich, dass mit zunehmender Untergurtbreite die Temperatur im Untergurt zunimmt. Der Vergleich der Untergurttemperaturen für die ASB-Profile (Abb. 5-14) zeigt eine gute Übereinstimmung der im Versuch gemessenen Temperaturen im Untergurt zu allen Berechnungsmethoden. Mit zunehmender Bauteilbreite geht diese Übereinstimmung verloren. Bei der Übertragung des Nachweisverfahrens der Stufe 2 auf den DELTA-Beam® [45] wird die Tragfähigkeit des Untergurtes damit überschätzt. Zwischen den Untergurttemperaturen nach [71] und dem Verfahren nach Abschnitt

5.3.9 ist dagegen eine gute Übereinstimmung zu verzeichnen. Im Temperaturbereich zwischen 900° und 1000°C führen diese Differenzen jedoch nur zu geringen Abweichungen im Bezug auf den Reduktionsbeiwert k_θ (s. a. Abb. 2-11). Die geringen Momententragfähigkeiten bei der Berechnung nach dem Model Code on Fire Engineering [71] resultieren aus dem ungünstigen Temperaturverlauf im Steg und der hohen Bewehrungstemperatur, die gleich der Stegtemperatur in Höhenlage der Bewehrung angenommen wird.

Die in Tabelle 5-4 aufgeführten Berechnungen basieren hinsichtlich der Ermittlung der thermischen Einwirkungen auf unterschiedlichen Normen. Dabei unterscheiden sich vor allem bei der Berücksichtigung der Strahlung die Emissivität ε_m der Bauteiloberfläche und die der Flamme ε_f , was zu Abweichungen der resultierenden Emissivität ε_r [74] führt:

$$\varepsilon_r = \varepsilon_f \cdot \varepsilon_m \quad (5.4-36)$$

Nach der deutschen Fassung zur ENV 1991-2-2 von 1997 [84] ergibt sich die resultierende Emissivität zu 0,56. Die aktuelle EN 1994-1-2 [32] stellt mit einem Wert von 0,7 eine Verschärfung der Anforderungen dar, was gegenüber den bisherigen Bestimmungen zu geringeren Momententragfähigkeiten führt. Zum Vergleich wird in Tabelle 5-4 auch das Grenztragmoment für den Brandfall unter Berücksichtigung der auf Grundlage von [84] berechneten Untergurt- und Bewehrungstemperatur aufgeführt.

Abb. 5-36 zeigt für die Profile nach Tabelle 5-4 den Vergleich der Momententragfähigkeit für die Bemessung unter Normaltemperaturen und im Brandfall nach den im vorherigen Abschnitt aufgestellten Beziehungen zur Beschreibung der thermischen Einwirkungen.

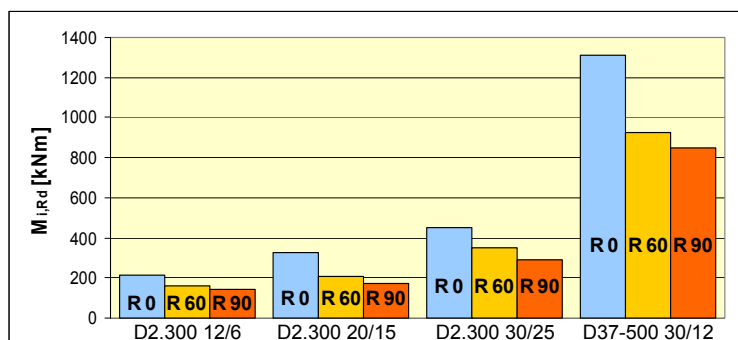


Abb. 5-36: Momententragfähigkeit für die Kalt- und Heißbemessung

5.4.3 Querkrafttragfähigkeit im Brandfall

Abschnitt 4.4 verdeutlicht, dass sich die Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der Untergurtsteifigkeit aus einem Anteil des Kernbetons und der Stege zusammensetzt. Im Brandfall verliert der Untergurt infolge der temperaturabhängigen Reduktion des E-Moduls seine Querbiegetragfähigkeit nahezu vollständig (Abb. 5-37). Damit geht die

vorteilhafte Umschnürung des Kernbetons durch das hohlkastenförmige Stahlprofil verloren. Zur Aufnahme der Querkräfte kann nur der Steg in Ansatz gebracht werden. Die Querkrafttragfähigkeit der Stegfläche ist abhängig von der Temperaturverteilung.

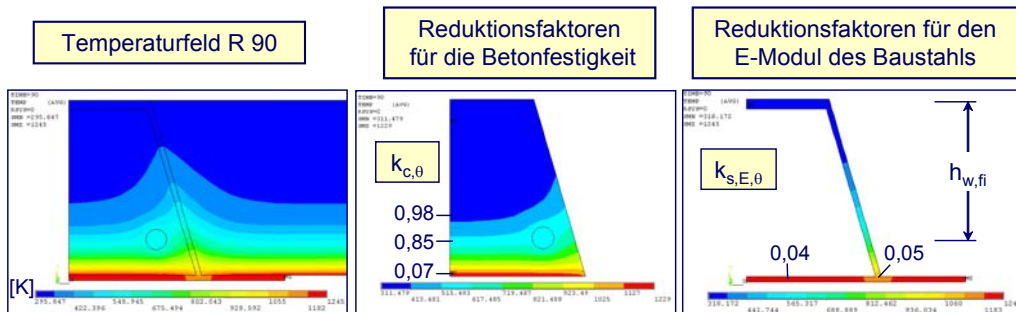


Abb. 5-37: Reduktionsfaktoren für Stahl und Beton

Vereinfacht kann die zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit herangezogene Steghöhe $h_{w,fi}$ auf den Bereich mit Temperaturen oberhalb von 400°C begrenzt werden, so dass die Streckgrenze voll angesetzt werden darf. Die Querkrafttragfähigkeit ergibt sich dann zu:

$$V_{Rd,a,fi} = 2 h_{w,fi} t_w \frac{f_{yd,fi}}{\sqrt{3}} \quad (5.4-37)$$

Werden Steganteile mit Temperaturen oberhalb 400°C in Ansatz gebracht, ist die Reduktion der Schubtragfähigkeit zu berücksichtigen. Sofern Stegöffnungen vorhanden sind, wird die rechnerische Steghöhe um die Höhe der Stegöffnungen reduziert. Hinsichtlich der Interaktion mit der aus der Momenteneinwirkung resultierenden Längsspannung gelten die gleichen Interaktionsbedingungen wie im Kaltfall (Abschnitt 4.6), unter Beachtung der infolge der thermischen Beanspruchung abgeminderten Werkstofffestigkeiten.

Durch die Anordnung einer zusätzlichen Bügelbewehrung (Abb. 5-40) ist eine Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit im Brandfall möglich. Diese ergibt sich dann aus der Querkrafttragfähigkeit des Stahlprofils und der des Fachwerkmodells nach Abb. 5-38. Der auf das Stahlprofil entfallende Anteil $V_{a,Ed,fi}$ der Bemessungsquerkraft $V_{Ed,fi}$ ergibt sich wie bei einem kammerbetonierten Verbundträger entsprechend dem Verhältnis der Momenten Tragfähigkeit des Stahlprofils $M_{pl,a,fi,Rd}$ zur Momenten Tragfähigkeit des Verbundquerschnitts $M_{pl,fi,Rd}$. Aus der verbleibenden Differenz folgt der auf das Fachwerk entfallende Querkraftanteil $V_{c,Ed,fi}$. Für das Fachwerkmodell sind die Druckstrebe und die durch die bügelartige Bewehrung gebildete Zugstrebe in Anlehnung an EN 1992-1-2 [85] nachzuweisen sowie die Tragfähigkeit der Zugstrebe im Stegbereich des Stahlquerschnitts. Ferner muss die Auflagerung des Querkraftanteils $V_{c,Ed,fi}$ sichergestellt werden. Bei einer Auflagerung des Trägers mit Kopfplatten an den Trägerenden sind dazu ggf. an die Kopfplatten angeschweißte Kopfbolzendübel erforderlich.

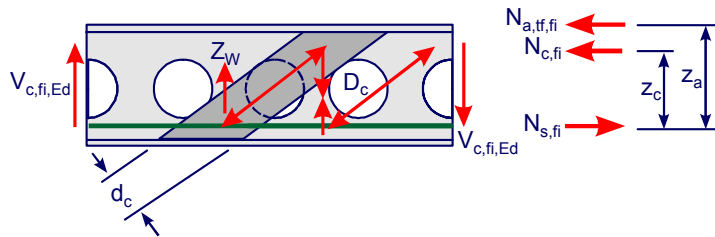


Abb. 5-38: Fachwerkmodell im Brandfall

5.4.4 Anschluss der Längsbewehrung

Bei der Biegebemessung wird die vollplastische Normalkraft in der Längsbewehrung unter Berücksichtigung der reduzierten Werkstofffestigkeit des Betonstahls angesetzt. Voraussetzung für den Ansatz der Längsbewehrung ist der Nachweis für die Einleitung der inneren Normalkräfte in die Bewehrung. Über die Verbundmittel können die Zugkräfte (pos. Momentenbeanspruchung) in der Bewehrung mit den Druckkräften im Stahlprofil in Interaktion treten. Die Längsschubkräfte werden von den Verbundmitteln in den Beton übertragen und über schräge Druckstreben in die Bewehrung geleitet. Sofern sich die Druckstrebe auf dem Untergurt abstützen kann, wird die vertikale Komponente der Strebenkraft über Querbiegung des Unterflansches in die Stege geführt.

Die Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit im Kaltfall zeigen, dass sich der Untergurt vor allem bei dünnen Blechstärken bereits unter Normaltemperaturen durch Querbiegung der Last entzieht. Abb. 5-37 verdeutlicht, dass nach 90 Minuten Brandeinwirkung die Biegesteifigkeit des Untergurtes auf ein Minimum absinkt. Nur für den Bereich unmittelbar am Anschluss Untergurt – Steg bleibt eine steifere Ecke. Für schmale Querschnitte mit einer Anordnung der Bewehrung unmittelbar in Stegnähe kann für diesen Bereich eine Aufnahme der Druckkomponenten diskutiert werden. Bei Querschnitten mit einem Stegabstand von bis zu 500 mm und einer Verteilung der Längsbewehrung über die gesamte Querschnittsbreite ist davon auszugehen, dass die Umschnürungswirkung für den Kernbeton verloren geht. Bisher wurden keine experimentellen Untersuchungen durchgeführt, um diesen Punkt näher zu beleuchten. Im Weiteren werden einfache konstruktive Maßnahmen zur Aktivierung der Längsbewehrung vorgestellt.

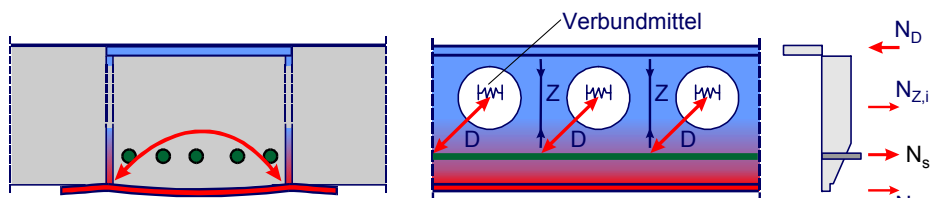


Abb. 5-39: Anschluss der Längsbewehrung über Verbundmittel

Eine geeignete Maßnahme stellt zum Beispiel eine Endverankerung der Bewehrung dar. Diese kann durch das Verschweißen der Längsbewehrung mit der Endplatte oder den schweißtechnischen Anschluss mittels Blechen an die Stege realisiert werden.

Durch die Möglichkeit einer Verbügelung kann das Verschweißen der Längsbewehrung umgangen werden. Abb. 5-40 zeigt verschiedene Möglichkeiten der Verbügelung auf. Bei Ausfall des Untergurtes wirkt die Querbewehrung in Kombination mit dem Steg und dem Obergurt wie eine Verbügelung. Entsprechend den Ausführungen in Abschnitt 4.4 kann auch ein kompletter Bügelkorb in den Kernbeton eingebracht werden. Die Alternative mit einer eingehängenen Bügelbewehrung ist sowohl bei Profilen mit Öffnungen im Steg als auch im Obergurt durchführbar, so dass ein Lastabtrag über Druck- und Zugstreben wie bei einem Stahlbetonbalken funktioniert. Die Querschnittsfläche der Querbewehrung bzw. der eingehängenen Bügel ist entsprechend der Zugstrebe eines Stahlbetonbalkens unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen Reduktionsbeiwerte zu dimensionieren.

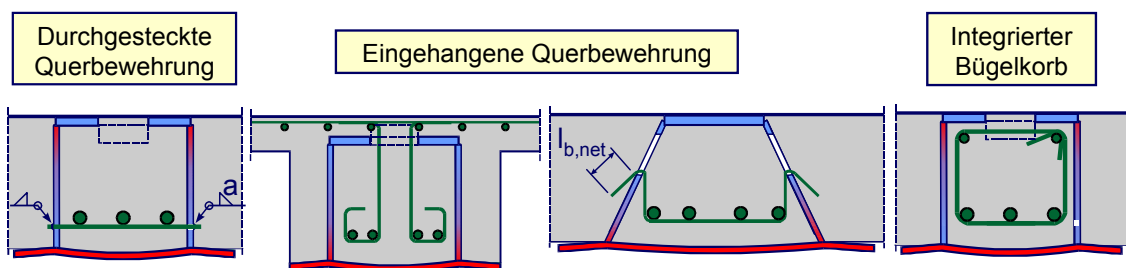


Abb. 5-40: Anschluss mittels einer Bügelbewehrung

5.4.5 Verbundtragfähigkeit im Brandfall

In Abhängigkeit von der geometrischen Lage der Verbundmittel und der Ausbildung des Temperaturfeldes vermindert sich der Bemessungswert der Verbundtragfähigkeit unter den thermischen Einwirkungen. Da die Tragfähigkeit der Verbundmittel in der Regel von den mechanischen Kennwerten von Stahl und Beton abhängt, ist sowohl der Einfluss der temperaturabhängigen Reduktion des Stahls als auch die des Betons zu untersuchen. Die Bemessungswerte der Betonfestigkeit sind im Brandfall ab einer Temperatur von 100°C zu reduzieren. Im Vergleich der Reduktionsbeiwerte für Baustahl und Beton zeigt sich, dass bis zu Bauteiltemperaturen von ca. 600°C die Betonfestigkeit gegenüber der Stahlfestigkeit einer größeren Reduktion unterliegt. Sofern das Stahl- und Betonversagen nicht durch voneinander unabhängige Modelle beschrieben wird, ist die reduzierte Tragfähigkeit an dem maßgebenden Reduktionsfaktor auszumachen.

Nach [32] wird zur Ermittlung der Dübeltragfähigkeit von Kopfbolzendübeln der Bemessungswert P_{Rd} der Dübeltragfähigkeit unter Normaltemperatur mit dem Reduktionsfaktor $k_{i,\theta}$ behaftet. Analog kann die Warmtragfähigkeit anderer Verbundmittel bestimmt werden.

$$P_{Rd,fi} = k_{i,\theta} P_{Rd} \quad \text{mit } P_{Rd} = P_{Rk} / \gamma_{M,fi}, \quad \gamma_{M,fi} = 1,0 \quad (5.4-38)$$

5.4.6 Auflagerung der Decken im Brandfall

Durch die infolge der direkten Beflammung erhöhten Temperaturen wird die Streckgrenze des Untergurtes im Brandfall stark reduziert. Dadurch ist die direkte Lagerung der Decken nicht mehr sichergestellt. Sofern keine Brandschutzmaßnahmen für den Untergurt erfolgen, z. B. durch eine Verkleidung mit Brandschutzplatten, ist eine Aufhängebewehrung zur Sicherstellung der Tragfähigkeit in die Decke einzulegen. Dabei ist die Bewehrung oberhalb des Bereiches $h_{fi,min}$ nach Tabelle A 3-8 anzuordnen und ausreichend zu verankern. Bei Trägern mit Aufbeton kann die Aufhängebewehrung über das Stahlprofil geführt werden. Andernfalls ist die Bewehrung durch Stegöffnungen zu führen. Eine Reduktion der Streckgrenze des Betonstahls ist bei Temperaturen über 300°C erforderlich.

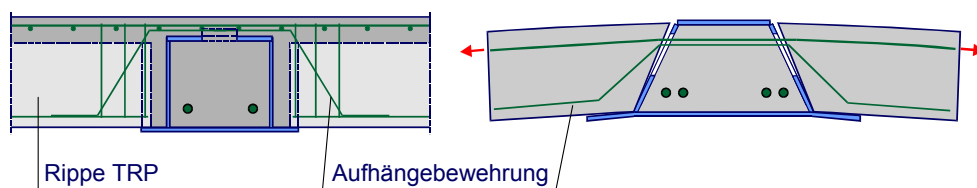


Abb. 5-41: Aufhängebewehrung im Brandfall

In [86] und [87] werden Untersuchungen zum Brandverhalten von Slim-Floor-Trägern in Kombination mit vorgespannten Betonhohlplatten durchgeführt. Die Auswertung verdeutlicht das komplexe Tragverhalten der Hohlplatten im Brandfall. Aufgrund der fehlenden Quer- und Querkraftbewehrung ist die Abtragung der Auflagerkräfte über eine Aufhängebewehrung nur begrenzt möglich, so dass eine Brandschutzverkleidung im Auflagerbereich erforderlich wird.

6 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit - Verformungen

6.1 Allgemeines

Gerade bei Slim-Floor-Trägern werden oftmals die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, vor allem die Verformungsbegrenzung, für die Dimensionierung der Träger maßgebend. Gegenüber üblichen Verbundträgern weisen Slim-Floor-Systeme ein anderes Trag- und Verformungsverhalten auf. Während bei den herkömmlichen Verbundträgern der Betongurt als Scheibe ausgebildet ist, liegen bei nahezu vollständig in die Decke integrierten Stahlprofilen im Verhältnis zum Träger massive Betongurte mit einer nennenswerten Biegesteifigkeit vor. Bei hohen Verbundträgern wird das Gesamtquerschnittsverfahren zur Ermittlung der Biegesteifigkeit herangezogen, dabei wird der Betongurt als ungerissener Querschnitt (Zustand I) angesetzt, es gilt die Elastizitätstheorie. Diese Annahmen gelten für Verbund-Flachdeckensysteme nicht, da bereits unter Gebrauchslasten ein nichtlineares Materialverhalten und eine Rissbildung im Betongurt festzustellen ist. Hinsichtlich des Trag- und Verformungsverhaltens sind Slim-Floor-Träger zwischen üblichen Verbundträgern und Stahlbetonflachdecken einzustufen. Zudem erfordern die zum Teil systemspezifischen Verbundmittel sowie ggf. das nichtlineare Dübelverhalten unter Gebrauchslasten eine Berücksichtigung der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge (Abb. 4-49).

In der Literatur sind bereits eine Vielzahl von Ansätzen zur Verformungsberechnung aufgeführt (vgl. [13], [97], [100]), die an dieser Stelle nicht diskutiert werden. Ziel dieses Abschnittes ist die Modifizierung des Gesamtquerschnittsverfahrens, um die Verformungen von Slim-Floor-Trägern näherungsweise mit den aus dem Verbundbau bekannten Formalismen erfassen zu können. Im ersten Schritt wird das Verfahren für den Anwendungsbereich üblicher Verbundträger um den elastischen Verbund erweitert. Dabei erfolgt die Berücksichtigung der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge durch eine Abminderung des Stahlbetongurtes. Im zweiten Schritt wird das Modell auf Slim-Floor-Träger übertragen.

6.2 Berücksichtigung der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge

Zur Berechnung der Spannungen und Verformungen von Verbundträgern wird im Allgemeinen ein starrer Verbund vorausgesetzt. Diese Voraussetzung ist in der Regel mit guter Näherung erfüllt, obwohl bei den heute üblichen Verbundmitteln aufgrund der Duktilitätsanforderungen eine Nachgiebigkeit vorhanden ist. Im Gegensatz zum starren Verbund, bei dem die Bernoulli-Hypothese vom Ebenbleiben des Querschnitts für den Gesamtquerschnitt gilt, zeigt sich bei der nachgiebigen Verdübelung kein vollständiges Zusammenwirken von Betongurt und Stahlträger. Es tritt eine Relativverschiebung (Schlupf s_v) in der Verbundfuge auf (Abb. 6-1), aus der eine größere Bauteilverformung resultiert.

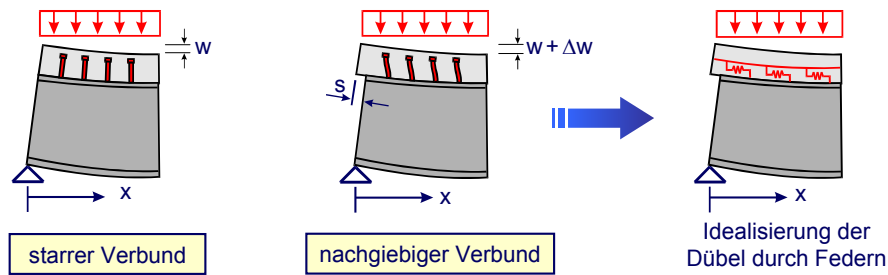


Abb. 6-1: Starrer und nachgiebiger Verbund

Die Auswirkungen der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge können nach [16] bzw. [17] bei Trägern mit vollständiger Verdübelung vernachlässigt werden. Bei Trägern mit teilweiser Verdübelung kann der Einfluss auf die Verformungen unter bestimmten Voraussetzungen (z. B. Verdübelungsgrad $\eta \geq 0,5$, [16]) unberücksichtigt bleiben. Liegt eine unterbrochene Verbundfuge und Rippenhöhen von mehr als 80 mm vor, ist der Einfluss der Nachgiebigkeit der Verbundfuge im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit stets bei der Verformungsberechnung und der Festlegung der Trägerüberhöhung zu verfolgen. In diesen Fällen erfolgt die Durchbiegungsberechnung zweckmäßig nach der Theorie des elastischen Verbundes.

In ENV 1994-1-1 [88] wird ein Näherungsverfahren angegeben, mit dem der Einfluss der Nachgiebigkeit der Verbundfuge beurteilt werden kann. Dieses Verfahren basiert auf einer vom Verdübelungsgrad abhängigen Interpolation zwischen den beiden Grenzwerten der Verformung des Verbundträgers bei starrer Verdübelung und der Verformung des reinen Baustahlquerschnitts (Verbundträger mit einem Verdübelungsgrad $\eta = 0$). Vergleichsrechnungen im Rahmen der Erarbeitung von EN 1994-1-1 haben gezeigt, dass dieses Verfahren zu erheblichen Fehlern bei der Berechnung der Durchbiegung führen kann. Gleiches gilt für die Verformungsberechnung von Slim-Floor-Trägern [13]. Daher sollte die Ermittlung der Verformungen grundsätzlich nach der Theorie des elastischen Verbundes erfolgen, wenn die Nachgiebigkeit der Verdübelung berücksichtigt werden muss. Vielfach weisen Träger des Hoch- und Industriebaus in Trägerlängsrichtung konstante Querschnittseigenschaften und eine äquidistante Anordnung der Verdübelung auf. In diesen Fällen lassen sich nach der Theorie des elastischen Verbundes geschlossene Lösungen zur Bestimmung der Teilschnittgrößen und Spannungen angeben, [89] bis [93]. Dabei wird die Verbundfuge zur Erfassung des Einflusses der Nachgiebigkeit durch elastische Federn idealisiert. In Abb. 6-2 sind exemplarisch mittlere Federkonstanten für einige Verdübelungsarten angegeben. Für Träger mit beliebigen Querschnittseigenschaften in Trägerlängsrichtung oder mit beliebiger Anordnung der Verbundmittel ist eine Berechnung dagegen nur mit geeigneten Programmen möglich. Bei Anwendung von FE-Programmen kann dabei vielfach durch Diskretisierung der Verbundmittel mit nichtlinearen Federelementen das genaue Last-Verformungsverhalten der Verdübelung abgebildet werden.

Vor allem die Verbundmittel selbst beeinflussen die Nachgiebigkeit der Verbundfuge. Jedes der in der Verbundfuge zwischen Betonobergurt und Stahlträger angeordneten Verbundmittel wird durch Längsschubkräfte beansprucht und erfährt dadurch eine Verschiebung. Der Zusammenhang zwischen der gegenseitigen Verschiebung der Querschnittsteile und der Längsschubkraft wird durch die Federsteifigkeit c_s der Verbundfuge beschrieben. Bei Kopfbolzendübeln wird die Nachgiebigkeit durch die Geometrie der Kopfbolzen und der Betonumgebung festgelegt. Mit der aus Push-Out-Versuchen resultierenden Last-Verformungsbeziehung kann die Federsteifigkeit eines Dübels für die durch den Versuch festgelegten Randbedingungen gemäß Abb. 6-2 ermittelt werden. Die Federsteifigkeit der Verbundfuge ergibt sich durch Division mit dem Dübelabstand e_L .

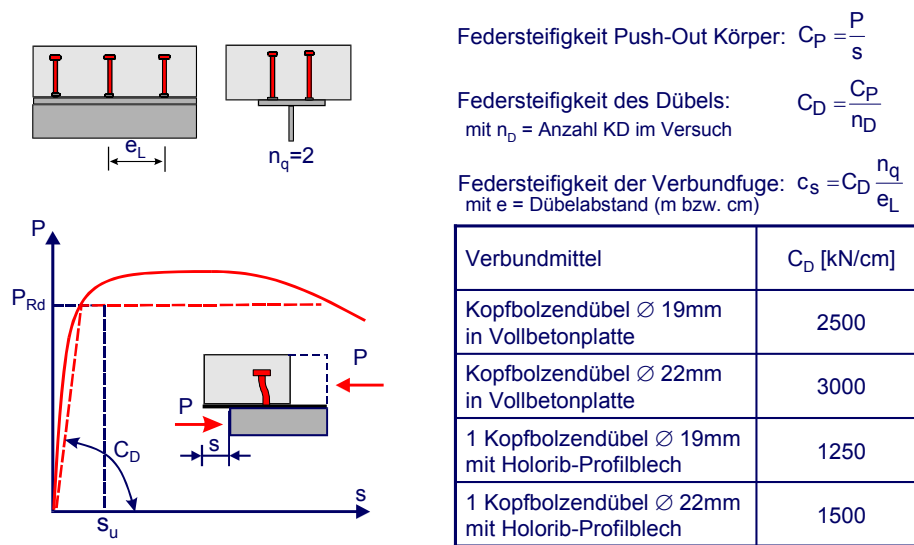


Abb. 6-2: Federsteifigkeit der Verbundfuge

6.2.1 Ansatz zur Berücksichtigung des elastischen Verbundes

Da mit der Anwendung geschlossener Lösungen zur Verformungsberechnung ein hoher Berechnungsaufwand einhergeht und die Lösungen an Randbedingungen gebunden ist, wird im Folgenden aufbauend auf der Lösung für einen Einfeldträger mit sinusförmiger Belastung ein Näherungsverfahren abgeleitet, mit dem der Einfluss der Nachgiebigkeit der Verbundmittel berücksichtigt werden kann.

Im Vergleich zum Träger mit starrer Verdübelung führt die Nachgiebigkeit der Verbundmittel zu einer Umlagerung der Teilschnittgrößen. Die Momente M_a im Stahlträger und M_c im Betongurt werden größer und der Momentenanteil, der durch die beiden Normkräfte N_a und N_c aufgenommen wird, kleiner. Bei Betrachtung eines differentiellen Elementes mit der Länge dx gelten unter der Voraussetzung eines elastischen Verformungsverhaltens und der Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes die folgenden Beziehungen.

$$\sigma = E \varepsilon \quad \sigma = \frac{N}{A} \rightarrow N = EA \varepsilon \quad (6.2-1)$$

$$\varepsilon(x) = \frac{\Delta L(x)}{L} = \frac{u(x)}{L} \rightarrow u(x) = \varepsilon(x) \cdot x \rightarrow u'(x) = \varepsilon(x) \rightarrow N = EA u'(x) \quad (6.2-2)$$

Wird das Ebenbleiben der Teilquerschnitte vorausgesetzt, so gilt entsprechend der allgemeinen Biegetheorie am Teilquerschnitt:

$$M_i = -E_i J_i w'' \quad (6.2-3)$$

$$V_i = M_i' = -E_i J_i w''' \quad (6.2-4)$$

$$q_i = -M_i'' = -V_i' = E_i J_i w'''' \quad (6.2-5)$$

Aus der Differenz der Längsverformungen am Element und der aus der Verdrehung resultierenden Verschiebung ergibt sich der Schlupf s_v in der Verbundfuge mit den Bezeichnungen nach Abb. 6-3 zu:

$$s_v = u_a - u_c + \varphi(a_c + a_a) \quad (6.2-6)$$

$$s_v = u_a - u_c + w' a \quad (6.2-7)$$

mit u_c = Längsverschiebung in der Schwerachse des Betonquerschnitts
 u_a = Längsverschiebung in der Schwerachse des Stahlquerschnitts
 w = Durchbiegung des Verbundträgers

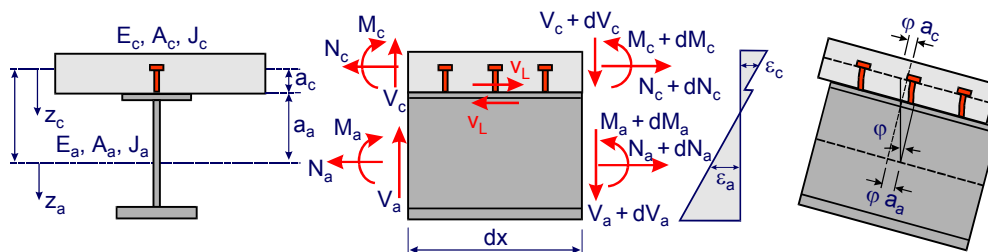


Abb. 6-3: Geometrie und Teilschnittgrößen am Element

Unter Beachtung der Beziehungen nach den Gleichungen (6.2-1) bis (6.2-5) ergeben sich die Verträglichkeitsbedingungen zur Beschreibung der Teilschnittgrößen wie folgt:

$$N_c = E_c A_c u_c' \quad (6.2-8)$$

$$N_a = E_a A_a u_a' \quad (6.2-9)$$

$$M_c = -E_c J_c w'' \quad (6.2-10)$$

$$M_a = -E_a J_a w'' \quad (6.2-11)$$

$$V_c = -E_c J_c w''' \approx 0 \quad (6.2-12)$$

$$V_a = -E_a J_a w''' \quad (6.2-13)$$

Die Längsschubkraft V_L ergibt sich dabei in Abhängigkeit von der Federsteifigkeit der Verbundmittel und dem Schlupf s_v nach Gleichung (6.2-7) zu:

$$v_L = c_s s_v = c_s (u_a - u_c + w' a) \tag{6.2-14}$$

Mit Hilfe der in Abb. 6-4 dargestellten Beziehungen kann das Gleichgewicht am betrachteten Element formuliert werden.

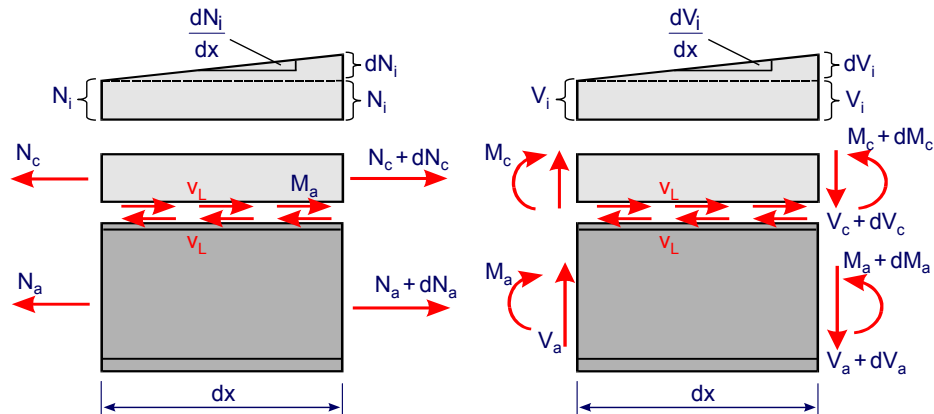


Abb. 6-4: Gleichgewicht am Element

In Längsrichtung (x) muss der Zuwachs der Normalkraft des Teilquerschnitts mit der Längsschubkraft im Gleichgewicht stehen. Daraus resultiert:

$$N'_c + v_L = 0 \rightarrow E_c A_c u''_c + c_s (u_a - u_c + w' a) = 0 \tag{6.2-15}$$

$$N'_a - v_L = 0 \rightarrow E_a A_a u''_a - c_s (u_a - u_c + w' a) = 0 \tag{6.2-16}$$

Zur Bestimmung des Gleichgewichts in Vertikalrichtung (z) wird zunächst das Momentengleichgewicht am Element formuliert, womit die Querkraft nach Gleichung (6.2-4) bestimmt werden kann.

$$M_c = V_c dx - v_L dx a_c \rightarrow M'_c = V_c - v_L a_c \rightarrow V_c = M'_c + v_L a_c \tag{6.2-17}$$

$$M_a = V_a dx - v_L dx a_a \rightarrow M'_a = V_a - v_L a_a \rightarrow V_a = M'_a + v_L a_a \tag{6.2-18}$$

In Vertikalrichtung (z) gilt, dass die Summe der ersten Ableitung für die Querkraft des Beton- und Stahlquerschnitts mit der äußeren Belastung q im Gleichgewicht stehen muss. Unter Berücksichtigung der Gleichung (6.2-5) ergibt sich:

$$\begin{aligned} -q &= V' = V'_c + V'_a \\ &= M''_c + M''_a + v'_L (a_c + a_a) \\ &= M''_c + M''_a + v'_L a \end{aligned} \tag{6.2-19}$$

$$\rightarrow M''_c + M''_a + v_L a + q = 0 \tag{6.2-20}$$

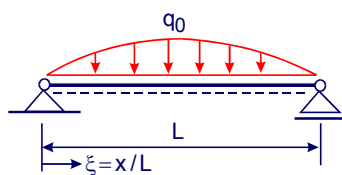
$$-(E_c J_c + E_a J_a) w'''' + c_s a (u_a - u_c + w' a) = -q \tag{6.2-21}$$

Mit den angegebenen Verträglichkeits- (Gl. (6.2-15), Gl. (6.2-16)) und Gleichgewichtsbeziehungen (Gl. (6.2-21)) können die Teilschnittgrößen und der Schlupf in der Verbundfuge bestimmt werden. Das Einsetzen der Verträglichkeitsbedingungen in die Gleichgewichtsbedingungen liefert das nachfolgend dargestellte Differential-

gleichungssystem zur Bestimmung der Verzerrungen in den Schwereachsen des Beton- und Stahlquerschnitts sowie der Krümmungen in den Teilquerschnitten.

$$\begin{aligned} E_c A_c u_c'' + c_s (u_a - u_c + w' a) &= 0 \\ E_a A_a u_c'' - c_s (u_a - u_c + w' a) &= 0 \\ (E_c J_c + E_a J_a) w'''' - c_s a (u_a' - u_c' + w'' a) &= q \end{aligned} \quad (6.2-22)$$

Für den Fall der sinusförmigen Belastung mit den Lösungsansätzen nach Abb. 6-5 ist das Differentialgleichungssystem einfach lösbar. Durch Einsetzen der Lösungsansätze in das Differentialgleichungssystem (6.2-22) und Kürzen der aus den Lösungsansätzen und Ableitungen folgenden Funktionen durch den Sinus bzw. Cosinus, ergibt sich das Gleichungssystem nach Gleichung (6.2-23).



Lösungsansatz:

$$\begin{aligned} u_c(\xi) &= u_{c0} \cos \pi \xi \\ u_a(\xi) &= u_{a0} \cos \pi \xi \\ w(\xi) &= w_0 \sin \pi \xi \end{aligned}$$

$$q(\xi) = q_0 \sin \pi \xi$$

Nach der allg. Biegetheorie ergibt sich:

$$\begin{aligned} V(\xi) &= -\int q(\xi) d\xi = q_0 \frac{L}{\pi} \cos\left(\frac{\pi}{L} \xi\right) \\ M(\xi) &= +\int V(\xi) d\xi = q_0 \frac{L^2}{\pi^2} \sin\left(\frac{\pi}{L} \xi\right) \\ w(\xi) &= \varphi(\xi) = -\int \frac{M(\xi)}{EJ} d\xi = \frac{q_0 L^3}{EJ \pi^3} \cos\left(\frac{\pi}{L} \xi\right) \\ w(\xi) &= \int \frac{\varphi(\xi)}{EJ} d\xi = \frac{q_0 L^4}{EJ \pi^4} \sin\left(\frac{\pi}{L} \xi\right) \end{aligned}$$

Abb. 6-5: Ansatz der sinusförmigen Querbeklastung

$$\begin{bmatrix} -E_c A_c \frac{\pi^2}{L^2} - c_s & c_s & c_s \frac{\pi}{L} a \\ c_s & -E_a A_a \frac{\pi^2}{L^2} - c_s & -c_s \frac{\pi}{L} a \\ -c_s \frac{\pi}{L} a & c_s \frac{\pi}{L} a & (E_c J_c + E_a J_a) \frac{\pi^4}{L^4} + c_s \frac{\pi^2}{L^2} a^2 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} u_{c0} \\ u_{a0} \\ w_0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ q_0 \end{bmatrix} \quad (6.2-23)$$

Die Auflösung der obersten Gleichung des Gleichungssystems (6.2-23) nach u_{c0} erlaubt zur einfacheren Darstellung die Substitution des Nenners durch den Beiwert β_s , der in der weiteren Auflösung mitgeführt wird.

$$u_{c0} = \frac{u_{a0} + \frac{\pi}{L} a w_0}{E_{cm} A_c \frac{\pi^2}{L^2} c_s + 1} = \frac{u_{a0} + \frac{\pi}{L} a w_0}{1 + \beta_s} = \left[u_{a0} + \frac{\pi}{L} a w_0 \right] \beta_0 \quad (6.2-24)$$

$$\text{mit } \beta_s = \frac{\pi^2 E_{cm} A_c}{L^2 c_s}; \quad \beta_0 = \frac{1}{1 + \beta_s} \quad (6.2-25)$$

Die Lösung kann nach einigen Umformungen in Gleichung (6.2-26) überführt werden. Dabei ergibt sich eine den aus dem Holzbau bekannten Ansätzen zur Berechnung der Biegesteifigkeit nachgiebig verbundener Querschnitte ähnliche Lösung (z. B. [95]).

$$w_o = q \frac{L^4}{\pi^4} \frac{1}{E_{cm} J_c + E_a J_a + \frac{\beta_o E_{cm} A_c E_a A_a}{E_a A_a + \beta_o E_{cm} A_c} a^2} = q \frac{L^4}{\pi^4} \frac{1}{E_a J_{io,eff}} \quad (6.2-26)$$

mit β_o nach Gleichung (6.2-25)

$$u_{co} = w_o \frac{\pi}{L} \frac{a \beta_o E_a A_a}{E_a A_a + \beta_o E_{cm} A_c} \quad (6.2-27)$$

$$u_{ao} = -w_o \frac{\pi}{L} \frac{a \beta_o E_{cm} A_c}{E_a A_a + \beta_o E_{cm} A_c} \quad (6.2-28)$$

Die Teilschnittgrößen für den Betonobergurt und das Stahlprofil sowie der Schlupf in der Verbundfuge können dann durch Einsetzen der Lösungen u_{co} , u_{ao} und w_o in die aus den Verträglichkeitsbedingungen resultierenden Lösungsansätze für die Verformungsgrößen berechnet werden.

$$M_c = -E_{cm} J_c w''(x) = E_{cm} J_c \frac{\pi^2}{L^2} w_o \sin\left(\frac{\pi}{L} x\right) \quad (6.2-29)$$

$$M_a = -E_a J_a w''(x) = E_a J_a \frac{\pi^2}{L^2} w_o \sin\left(\frac{\pi}{L} x\right) \quad (6.2-30)$$

$$N_c = E_{cm} A_c u'(x) = -E_{cm} A_c \frac{\pi}{L} u_{co} \sin\left(\frac{\pi}{L} x\right) \quad (6.2-31)$$

$$N_a = E_a A_a u'(x) = -E_a A_a \frac{\pi}{L} u_{ao} \sin\left(\frac{\pi}{L} x\right) \quad (6.2-32)$$

6.2.2 Ansatz zur Verformungsberechnung

Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) kann die praktische Berechnung weiter vereinfacht werden. Der Vergleich der in Gleichung (6.2-26) angegebenen Lösung zur Berechnung der Durchbiegung w_o eines durch eine sinusförmige Querbelastung beanspruchten Einfeldträgers mit der Lösung für einen starr verdübelten Träger zeigt, dass der Einfluss der Nachgiebigkeit der Verdübelung durch eine abgeminderte Biegesteifigkeit $J_{o,eff}$ berücksichtigt werden kann. Die Reduktion der Biegesteifigkeit ist dabei von der Federsteifigkeit der Verbundmittel (Abb. 4-49 und Abb. 6-2) und der Dübelanordnung, die den Verdübelungsgrad η reflektiert, abhängig. Wie bei einem starr verdübelten Träger, kann die Biegesteifigkeit unter Ansatz einer modifizierten Reduktionszahl $n_{o,eff}$ für den Betongurt bestimmt werden. Einflüsse aus dem Kriechen können dabei ebenfalls einfach erfasst werden. Hierzu wird bei der Bestimmung von $n_{o,eff}$ anstelle der Reduktionszahl n_o die

entsprechende lastfall- und zeitabhängige Reduktionszahl $n_{i,L}$ nach DIN 18800-5 oder EC 4 angesetzt.

$$n_{i,L} = n_o [1 + \psi_L \varphi(t, t_o)] \quad (6.2-33)$$

Bei starrer Verdübelung ergibt sich das Trägheitsmoment des Verbundquerschnitts zu:

$$J_o = J_{c,o} + J_a + \frac{A_{c,o} A_a}{A_{c,o} + A_a} a^2 \quad (6.2-34)$$

$$\text{mit } J_{c,o} = \frac{J_c}{n_o} ; A_{c,o} = \frac{A_c}{n_o} ; n_o = \frac{E_a}{E_{cm}}$$

Unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge berechnet sich das effektive Trägheitsmoment des Querschnitts mit β_o nach Gleichung (6.2-35) zu:

$$J_{o,eff} = J_{c,o} + J_a + \frac{\beta_o A_{c,o} A_a}{\beta_o A_{c,o} + A_a} a^2 \quad (6.2-35)$$

$$J_{o,eff} = J_{c,o} + J_a + \frac{A_{c,eff} A_a}{A_{c,eff} + A_a} a^2 \quad (6.2-36)$$

$$\text{mit } A_{c,eff} = \frac{A_c}{n_{o,eff}} ; n_{o,eff} = n_o(1 + \beta_s) ; \beta_s = \frac{\pi^2 E_a A_{c,o}}{L^2 c_s}$$

$$z_{o,eff} = \frac{A_a a}{A_{c,eff} + A_a}$$

$$S_{o,eff} = A_{c,eff} z_{i,eff} \quad (6.2-37)$$

$$J_{o,eff} = J_{c,o} + J_a + S_{o,eff} a \quad (6.2-38)$$

Der vorhandene Verdübelungsgrad wird dabei durch den in die Federsteifigkeit c_s einfließenden Dübelabstand berücksichtigt. Für den Einfeldträger mit Gleichstreckenlast und einer Länge des kritischen Schnittes $L_{crit} = L/2$ zur Bemessung der Verbundmittel, errechnen sich die Anzahl der erforderlichen Dübel n_F sowie der Dübelabstand e_L unter der Voraussetzung des vollen Verbundes und einer zu verdübelnden Kraft $N_c = N_{pl,a,Rd}$ (plastische Nulllinie im Betongurt) zu:

$$n_F = \frac{A_a f_{yd}}{P_{Rd}} \quad (6.2-39)$$

$$e_L = \frac{L}{2 n_F} = \frac{L P_{Rd}}{2 A_a f_{yd}} \quad (6.2-40)$$

Nach der Teilverbundtheorie ergibt sich:

$$n_F = \frac{\eta A_a f_{yd}}{P_{Rd}} \quad (6.2-41)$$

$$e_L = \frac{L}{2n_F} = \frac{L P_{Rd}}{2\eta A_a f_{yd}} \quad (6.2-42)$$

Wird eine Längsbewehrung A_s im Betongurt berücksichtigt, wirkt sich die Nachgiebigkeit in der Verbundfuge ebenfalls auf die Ermittlung der Steineranteile für die Bewehrung aus. Zur rechnerischen Erfassung ist die Bewehrung dann in eine äquivalente Betonfläche umzurechnen. Zur Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit nach Gleichung (6.2-36) ändern sich die Eingangparameter wie folgt:

$$A_{c,eff} = \frac{A_c - A_s}{n_{L,eff}} + \frac{A_s}{n_{s,eff}} \quad (6.2-43)$$

$$n_{s,eff} = \frac{E_a}{E_s} (1 + \beta_s) \quad (6.2-44)$$

$$z_{c,eff} = \frac{\frac{A_c}{n_{L,eff}} z_c + \frac{A_s}{n_{s,eff}} z_s}{A_{c,eff}} \quad (6.2-45)$$

dabei entspricht z_i dem Abstand des Schwerpunktes des Teilquerschnitts vom oberen Querschnittsrand des Gesamtquerschnitts.

$$a_{c,eff} = h - z_{c,eff} \quad \text{mit } h = \text{Gesamthöhe des Betongurtes} \quad (6.2-46)$$

$$a = a_{c,eff} + a_a \quad (6.2-47)$$

Bei der Berechnung der Beiwerte β_s und β_o ist die Bewehrung ebenfalls zu berücksichtigen.

$$\beta_s = \frac{\pi^2 E_a \left(\frac{A_c - A_s}{n_o} + A_s \frac{E_s}{E_a} \right)}{L^2 c_s} \quad (6.2-48)$$

$$\beta_o = \frac{1}{1 + \beta_s} \quad (6.2-49)$$

6.2.3 Anwendung des Näherungsverfahrens bei Verbundträgern

In [96] sind umfangreiche Untersuchungen zum Tragverhalten des Trägerverbundes unter Verwendung von Stahltrapezprofilen mit einer Höhe größer 80 mm dokumentiert. Dabei wurden Push-Out Versuche und zwei Trägerversuche u. a. zur Untersuchung der Nachgiebigkeit der Verdübelung durchgeführt. Nachfolgend sollen die Verformungen am Beispiel eines Trägerversuchs Abb. 6-6 mit dem beschriebenen Näherungsverfahren nachgerechnet werden.

Die Trägerversuche erfolgten an Einfeldträgern mit 7,50 m Stützweite. Dabei kamen Trapezbleche mit einer Höhe $h_p=125$ mm zur Anwendung. Mit einer Plattenbreite von 1,50 m entspricht die Trägerbreite der Breite der Versuchskörper für die Push-Out

Versuche. Der Verbund wurde durch Kopfbolzendübel mit einem Durchmesser von 19 mm im Abstand von 250 mm realisiert. Für den hier untersuchten Träger 1 wurden die Trapezbleche in positiver Lage eingebaut. Durch die Laststellung 1, Einzellast in Feldmitte, erfolgte eine Beanspruchung der Träger lediglich im elastischen Tragbereich. Bei der Laststellung 2 wurden die Träger infolge zweier Einzellasten in den Viertelpunkten bis zur Traglast beansprucht.

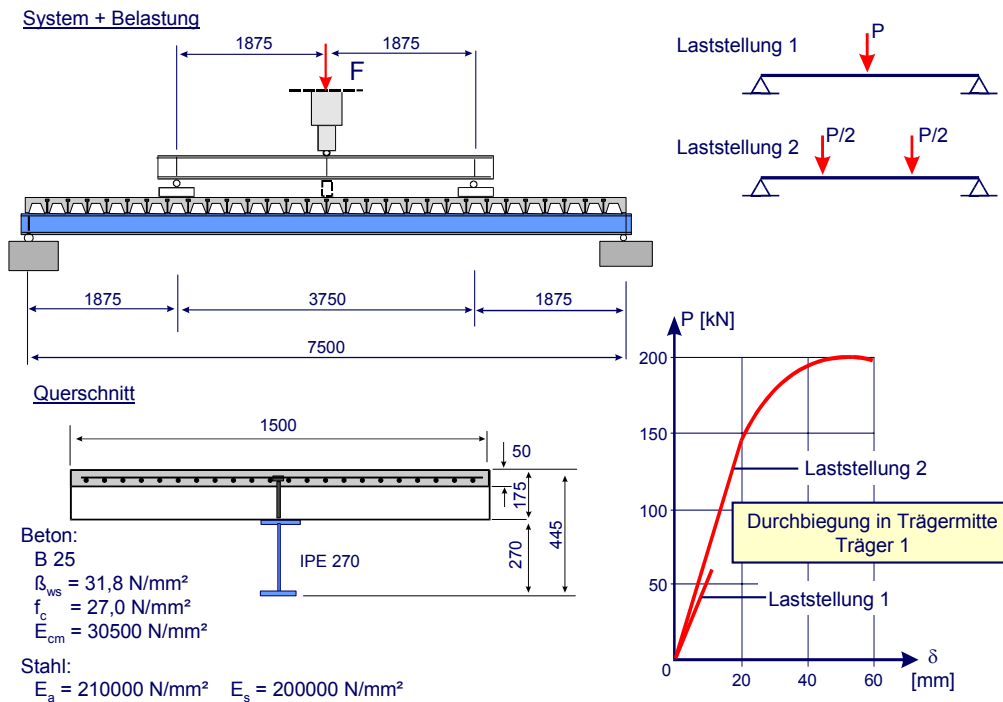


Abb. 6-6: Trägerversuche mit hohen Profilblechen [96]

Zur Ermittlung der Dübelsteifigkeiten werden die in [96] durchgeführten Push-Out Versuche 5.1/5.2 herangezogen. Gemessen wurde bei den Versuchskörpern mit Blechen in positiver Lage (große Rippenschlankheit) die Gesamtverformung der Rippen und der Schlupf in der Verbundfuge.

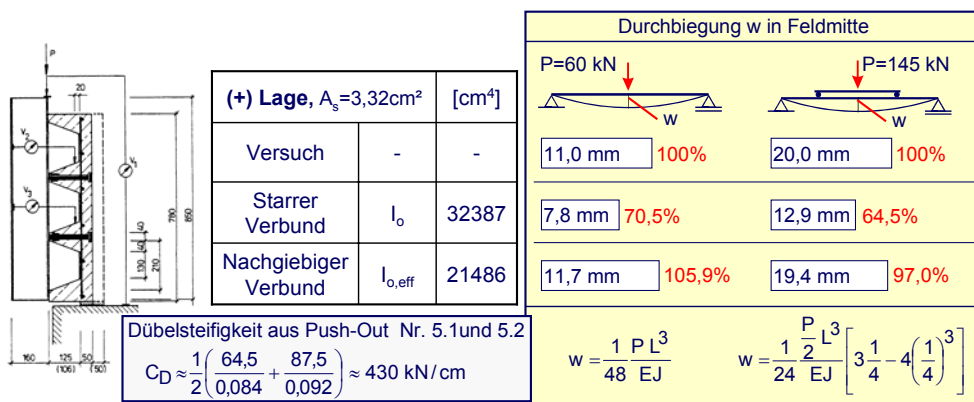


Abb. 6-7: Vergleich der Versuchsergebnisse mit den rechnerischen Verformungen

Abb. 6-7 zeigt die Ergebnisse der Verformungsberechnung auf Grundlage des zuvor vorgestellten Näherungsverfahrens im Vergleich mit den Versuchsergebnissen und den Ergebnissen unter Voraussetzung einer unnachgiebigen Verbundfuge. Die durch das aufgezeigte Näherungsverfahren errechneten Verformungen führen zu einer guten Übereinstimmung mit den experimentell gemessenen Verformungsgrößen. Die Gegenüberstellung in Abb. 6-7 verdeutlicht auch, dass eine Berechnung ohne Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Verbundfuge deutlich zu kleine Durchbiegungen hervorbringt.

Abb. 6-8 zeigt beispielhaft für verschiedene Verdübelungsgrade und Stützweiten einen Vergleich des Näherungsverfahrens mit den genauen Lösungen nach [90] und [91] für einen Einfeldträger mit Gleichstreckenlast bzw. Einzellast in Feldmitte. Der Verdübelungsgrad wurde dabei zwischen dem Mindestverdübelungsgrad $\eta=0,4$ und $\eta=0,8$ variiert. Der Vergleich verdeutlicht die sehr geringen Abweichungen, die für die Verformungen infolge Gleichstreckenlasten weniger als 1 % betragen. Infolge der Einzellast in Feldmitte liegen die Abweichungen bei ca. 1,5%. Wird die Federsteifigkeit der Verbundmittel entsprechend den Werten hoher Profilbleche mit unterbrochener Verbundfuge auf bis zu $C_D=350$ kN/cm reduziert, betragen die festzuhaltenden Abweichungen bis zu 5%. Das vorgestellte Näherungsverfahren ist damit für die Ermittlung der Verformung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sowie zur Bestimmung der Trägerüberhöhung auch für andere Belastungsformen als die sinusförmige Querbewehrung mit ausreichender Genauigkeit anwendbar. Das vorgestellte Näherungsverfahren ermöglicht damit die einfache Berechnung von Trägerverformungen unter Berücksichtigung der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

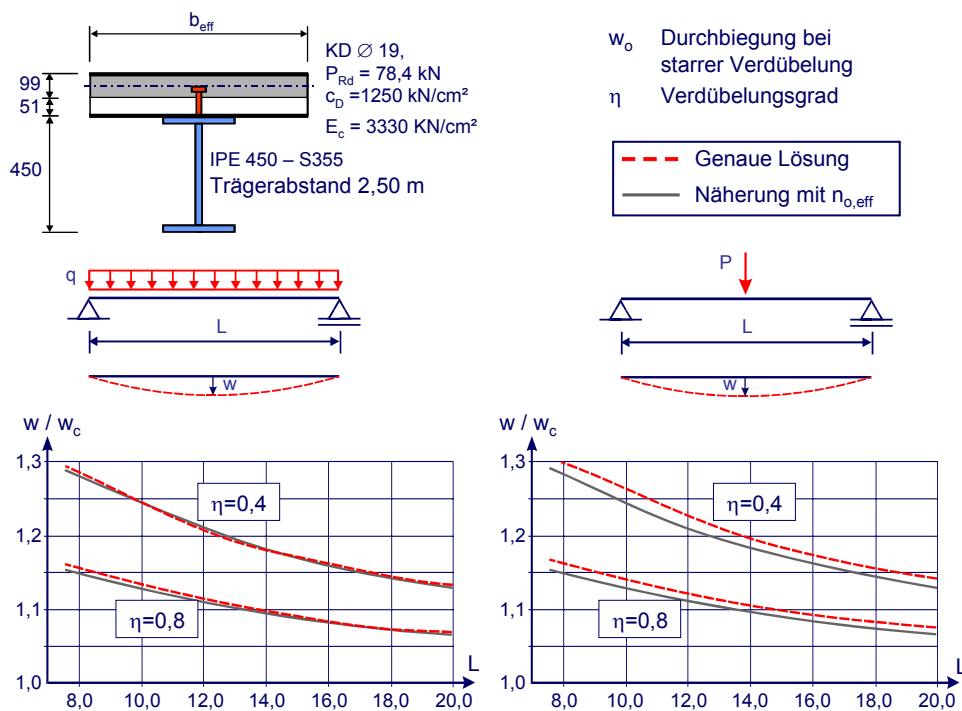


Abb. 6-8: Vergleich der Verfahren (Berechnung auf Grundlage von EC 4)

6.3 Verformungsverhalten von Slim-Floor-Trägern

Aufgrund der im Vergleich zur Trägerhöhe massiven Betongurtdicke stellt sich im Gegensatz zu hohen Verbundträgern bei Flachdecken mit integrierten Stahlprofilen eine nennenswerte Biegetragfähigkeit der Betongurte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ein (Abb. 6-9). Das Tragverhalten des Betongurtes ergibt sich daher aus dem Scheiben- und Biegezustand. Dabei resultiert der Scheibenzustand aus der Dehnsteifigkeit des schubfest mit dem Stahlträger verbundenen Betongurtes, der als biegeschlaff angesehen wird.

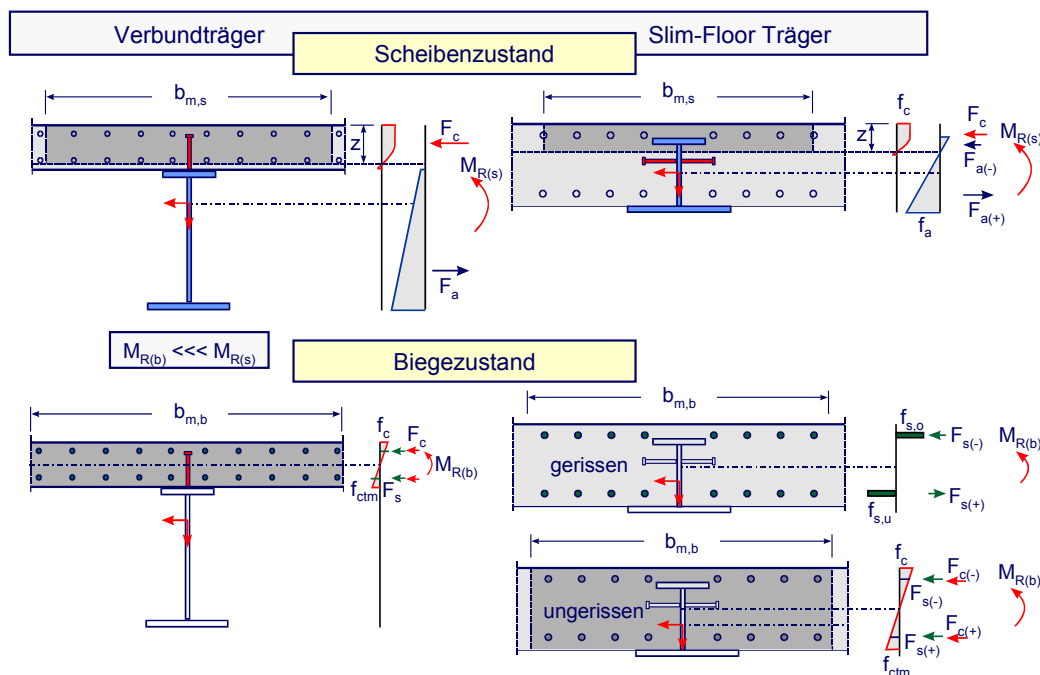


Abb. 6-9: Differenzierung Scheiben- und Biegezustand, Vergleich zum Verbundträger

Der Biegezustand folgt aus der Biegesteifigkeit des Betongurtes und der erzwungenen gleichen Verformung von Gurt und Stahlträger, die zu dem Biegemoment im Gurtquerschnitt führen.

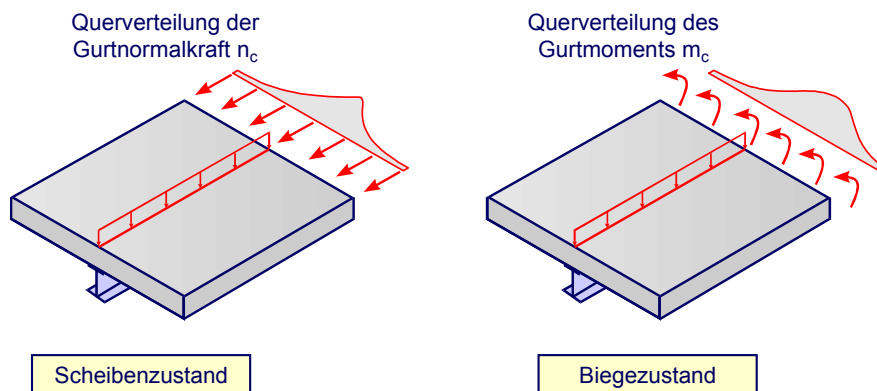


Abb. 6-10: Mitragende Breite für den Scheiben- und Biegezustand auf Basis linear-elastischer Untersuchungen [97]

Die mittragende Breite nach Eurocode 4 bzw. DIN 18800-5 berücksichtigt allein den Schubverformungseinfluss des Scheibenzustandes, d.h., die Gurtscheiben werden als biegeschlaff angenommen. Im Fall hoher Verbundträger, für den die mittragende Breite der Norm hergeleitet wurde, kann mit dieser Annahme die Steifigkeit gut abgeschätzt werden. Für niedrige Verbundträger und in die Decke integrierte Slim-Floor-Träger können diese Ansätze nicht ohne weiteres übernommen werden, da die Vernachlässigung der Biegesteifigkeit des Gurtes zu einer Unterschätzung der Trägersteifigkeit im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit führen kann. Daraus resultieren u. U. Trägerüberhöhungen, die mit dem wirklichen Durchbiegungsverhalten nicht übereinstimmen. Unter Berücksichtigung der Biegesteifigkeit der Gurte ergibt sich gegenüber dem auf der reinen Scheibenwirkung basierenden Ansatz eine deutlich größere Verformungssteifigkeit. Auf der anderen Seite berücksichtigt das Gesamtquerschnittsverfahren nicht das nichtlineare Materialverhalten und überschätzt bei Ansatz des gesamten Betonquerschnitts die Steifigkeit des gerissenen Schubgurtes.

In vielen bisher durchgeführten Versuchen wurde die Breite der Versuchsträger an der mitwirkenden Plattenbreite nach Eurocode 4 ausgemacht, so dass keine wesentlichen Einflüsse einer vergrößerten mitwirkenden Breite festgestellt werden konnten. Neuere Untersuchungen [97] beschäftigen sich speziell mit dem Verformungsverhalten von Verbundträgern niedriger Bauhöhe mit im Vergleich zur Trägerhöhe hohen Betongurten. Die im Rahmen des o. g. Forschungsvorhabens eingesetzten Versuchsträger wiesen eine Betongurtbreite deutlich größer der mitwirkenden Breite nach EC4 auf. Als Resultat der Versuche bleibt festzuhalten, dass bei Vernachlässigung der Biegetragwirkung die rechnerische Biegesteifigkeit um bis zu 50% unterschätzt wird. Mit abnehmender Dicke des Betongurtes, mit zunehmender Höhe des Stahlträgers und mit kleiner werdender Betongurtbreite verringern sich die festgestellten Abweichungen. Unter der Annahme eines elastischen Materialverhaltens lassen sich der Scheiben- und Biegezustand voneinander trennen. Abb. 6-11 zeigt die Ergebnisse der anhand analytischer Berechnung [98] ermittelten mittragenden Breiten, dabei ist die mittragende Breite des Biegezustandes $b_{m,B}$ deutlich größer als die des reinen Scheibenzustandes $b_{m,S}$. Oberhalb des Rissmomentes nimmt der aus der Plattenbiegung resultierende Momentenanteil mit zunehmender Momentenauslastung ab, so dass bei geringen Bewehrungsgraden im Bruchzustand annähernd die Momententragfähigkeit des Scheibenzustandes vorliegt. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit basiert die Bemessung daher auf der mitwirkenden Plattenbreite des Scheibenzustandes.

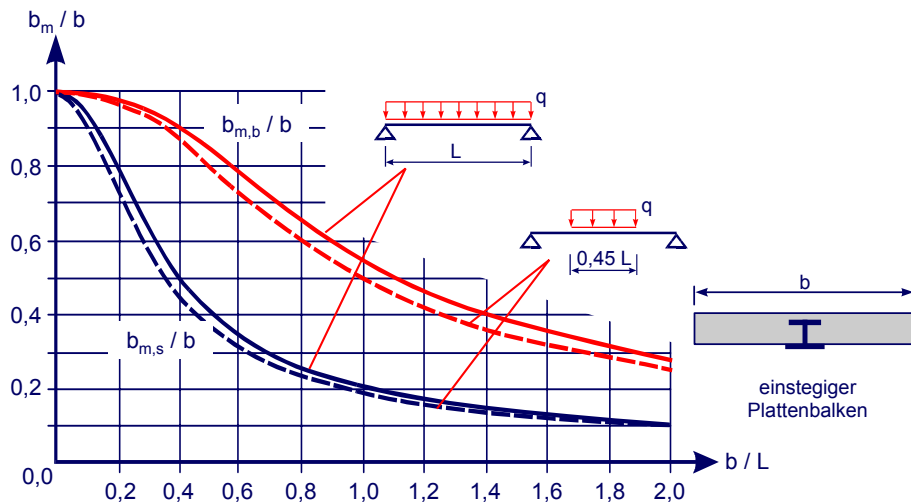


Abb. 6-11: Mittragende Breiten in Feldmitte für den Scheiben- und Biegezustand auf Basis linear elastischer Untersuchungen [98]

Die Untersuchungen in [97] resultieren u. a. in einem allgemeinen Berechnungsmodell zur Ermittlung der Verformungen für Verbundträger niedriger Bauhöhe. Dabei wird mit Hilfe der Momenten-Krümmungs-Beziehung und den entsprechenden mittragenden Breiten der Trägerelemente in Längsrichtung die Krümmung bestimmt und daraus die Verformung abgeleitet. Aktuell wurden erstmals Untersuchungen [99] mit einem begleitenden Versuchsprogramm an Flachdecken mit UPE-Profilen durchgeführt, um die zuvor beschriebenen Einflüsse zu untersuchen. Derzeit sind die Versuchsdaten noch unveröffentlicht, weitere experimentelle Ergebnisse zum Verformungsverhalten von Slim-Floor-Trägern mit breiten Betongurten wurden bisher nicht durchgeführt. Durch den fehlenden Abgleich mit Versuchsdaten kann im Weiteren keine abschließende Aussage über die Verformungsberechnung von Flachdecken mit integrierten Stahlprofilen formuliert werden. Der Focus liegt daher auf der Berücksichtigung des elastischen Verbundes für den Scheibenzustand.

6.3.1 Ermittlung der Biegesteifigkeit zur Verformungsberechnung

Zur Verformungsberechnung kann die Momenten-Krümmungs-Beziehung theoretisch aus dem Scheiben- und Biegezustand entwickelt werden (Abb. 6-9). Für die in dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen wurde zur Ermittlung der $M-\kappa$ -Diagramme ein EDV-Programm entwickelt. Dabei wird entsprechend Abb. 6-12 die $M-\kappa$ -Beziehung zunächst für den Querschnitt im Bereich der mittragenden Breite $b_{m,s}$ bestimmt. D. h. die Betondruckzone ergibt sich aus der Forderung, dass die Zugkräfte aus Stahlprofil, Bewehrung und Mitwirkung des Betons auf Zug mit der Betondruckkraft im Gleichgewicht stehen müssen. Um die Kontinuität am Gesamtquerschnitt zu gewährleisten, werden die sich daraus ergebenden Querschnittskrümmungen dem verbleibenden Restquerschnitt ($b_{m,b} - b_{m,s}$), bei dem die Zugkräfte aus Bewehrung und Beton berücksichtigt werden, aufgeprägt und das zugehörige Moment bestimmt. Da der Einfluss des nichtlinearen Materialverhaltens und der Rissbildung auf die mittragende Breite von Slim-Floor-Trägern bisher noch nicht umfassend erforscht ist,

werden die aus der Elastizitätstheorie abgeleiteten Plattenbreiten angesetzt. Für die praktische Anwendung bietet sich vereinfacht die linearisierte M-κ-Linie an. Im Rahmen der Verformungsberechnung ist dann die Ermittlung des Rissmomentes M_{cr} und des Momentes bei Fließbeginn des Stahlprofils bzw. der Bewehrung M_y ausreichend. Es können die mittleren Werkstoffkennwerte des Betons sowie die charakteristischen Werte des Baustahls angesetzt werden.

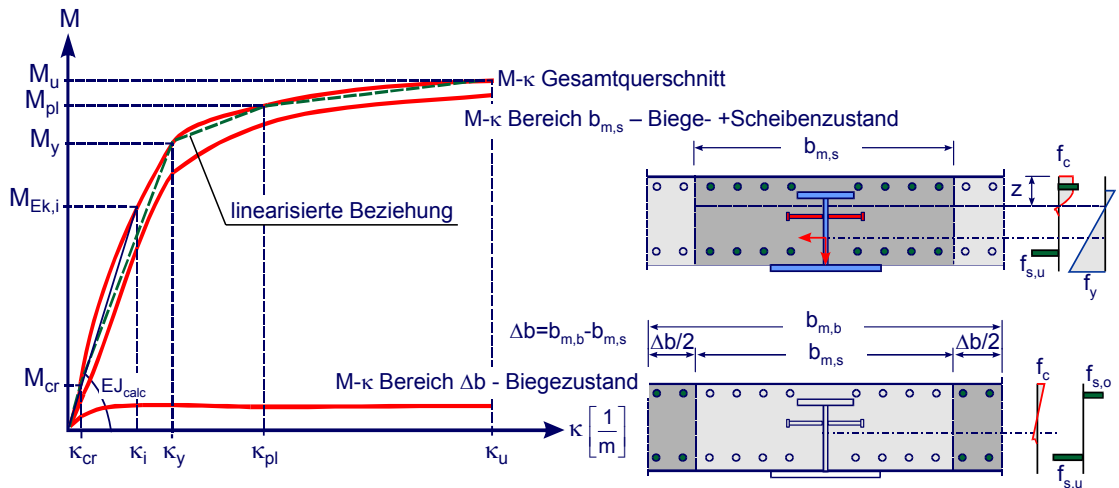


Abb. 6-12: Entwicklung der Momenten-Krümmungs-Beziehung

Für den ungerissenen Zustand I kann die Biegesteifigkeit sehr einfach bestimmt werden. Sie ergibt sich neben dem Eigentragheitsmoment des Stahlprofils und dem Steineranteil des Betongurtes im Bereich der mittragenden Breite der Scheibe aus dem Eigenbiegemoment der Betonplatte im Bereich der Breite $b_{m,B}$. Entsprechend der Darstellung des Querschnitts in Abb. 6-12 ergibt sich die Biegesteifigkeit im Zustand I wie folgt:

$$J_{i,0(I)} = J_a + J_{c,0} + S_{i,0} \cdot a_{st} = J_a + \frac{(b_{m,B} - b_{m,S}) \cdot h_c^3}{12 \cdot n_0} + \frac{b_{m,S} \cdot h_c^3}{12 \cdot n_0} + \frac{b_{m,S} \cdot h_c / n_0 \cdot A_a}{\frac{b_{m,S} \cdot h_c}{n_0} + A_a} \cdot a_{st}^2 \quad (6.3-50)$$

$$J_{i,0(I)} = J_a + J_{c,0} + S_{i,0} \cdot a_{st} = J_a + \frac{b_{m,B} \cdot h_c^3}{12 \cdot n_0} + \frac{b_{m,S} \cdot h_c / n_0 \cdot A_a}{\frac{b_{m,S} \cdot h_c}{n_0} + A_a} \cdot a_{st}^2 \quad (6.3-51)$$

Bei Slim-Floor-Konstruktionen in Kombination mit hohen Trapezblechen und Aufbeton ist das Biegemoment der Betonplatte sehr gering. Gleiches zeigt sich bei der Kombination mit Fertigteilen, da in diesen Fällen im Bereich der vorgefertigten Platten keine Zugkräfte quer zur Spannrichtung der Elemente übertragen werden können. Allein im Druckbereich des Trägers werden bei entsprechendem Fugenvergruss Druckspannungen über den Plattenspiegel der Fertigteile übertragen, so dass sich eine Scheibenwirkung einstellen kann. Zugkräfte können in diesen Fällen allein über eine im unmittelbaren Trägerbereich eingelegte Längsbewehrung übertragen werden. Daher kann neben der Steifigkeit des Stahlprofils und der des Druckgurtes (Scheibenwirkung)

lediglich die Biegesteifigkeit des Vergussbetons angesetzt werden. Es ergeben sich ähnliche Verhältnisse wie für kammerbetonierte Verbundträger. DIN 18000-5 erlaubt bei kammerbetonierten Verbundträgern den Mittelwert der Biegesteifigkeiten aus Zustand I und II anzusetzen. Die Nachrechnung experimentell ermittelter Trägerverformungen in Abschnitt 6.3.2 zeigt, dass diese vereinfachte Vorgehensweise in Abhängigkeit von Querschnitt und Lastniveau deutlich zu große Biegesteifigkeiten hervorbringen kann.

Da bei Slim-Floor-Trägern, vor allem bei der Kombination mit Ortbetondecken, bereits unter Gebrauchslasten die Zugdehnungen zur Rissbildung führen, sind die Voraussetzungen für die Anwendung des Gesamtquerschnittsverfahrens nicht mehr erfüllt. Näherungsweise kann für die o. g. Systeme eine Berechnung nach dem Gesamtquerschnittsverfahren erfolgen, wenn der Beton in der Zugzone vernachlässigt wird. Die ansetzbare Druckzonenhöhe zur Steifigkeitsermittlung ist zunächst unbekannt. Eine Abschätzung der Biegesteifigkeit erfolgt daher mit der Momenten-Krümmungs-Beziehung. Bei einer genauen Betrachtung ergeben sich auf Grund der veränderlichen mittragenden Plattenbreite und Einwirkungen über die Trägerlänge unterschiedliche Biegesteifigkeiten, die zur Ermittlung der Verformungen bei der Integration der Momentenflächen berücksichtigt werden. Im Folgenden wird vorausgesetzt, dass bei Gebrauchslastniveau unter Berücksichtigung der Belastungsgeschichte kein Fließen auftritt. Die Ermittlung der $M-\kappa$ -Beziehung erfolgt zunächst für den starren Verbund.

Mit der in Abb. 6-12 dargestellten $M-\kappa$ -Beziehung ergibt sich für eine definierte Einwirkungskombination die zugehörige Krümmung und die daraus folgende Biegesteifigkeit. Der Einfluss des Rissmomentes ist u. a. abhängig vom Eigenträgheitsmoment des Stahlprofils. Mit bekannter Biegesteifigkeit kann in einer Berechnung nach dem Gesamtquerschnittsverfahren unter alleinigem Ansatz des ungerissenen Betons die Druckzonenhöhe z so lange variiert werden, bis das so ermittelte Trägheitsmoment multipliziert mit dem Bezugs-E-Modul E_a der zuvor erläuterten Biegesteifigkeit EJ_{calc} nach der $M-\kappa$ -Beziehung entspricht. An diesem Ersatzquerschnitt kann eine Berücksichtigung der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge nach den in Abschnitt 6.2.2 aufgestellten Beziehungen erfolgen. Während sich die $M-\kappa$ -Beziehung oberhalb des Rissmomentes unter Berücksichtigung des nichtlinearen Betonverhaltens ergibt, führt der lineare Ansatz für die Betonspannungen nach dem Gesamtquerschnittsverfahren zu einem Fehler, der mit steigender Querschnittsauslastung zunimmt. Dies liegt u. a. daran, dass der Schwerpunkt der linearen Spannungsfläche nicht mit dem der Spannungsfläche nach Abb. 2-3 übereinstimmt. Daraus resultieren verschiedene innere Hebelarme für die Betonfläche. Der lineare Ansatz birgt gegenüber der nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung eine größere Lastexzentrizität der resultierenden Betondruckkraft bezogen auf den Schwerpunkt des ungerissenen Betonquerschnitts und damit zu einer Überschätzung des Eigenträgheitsmoments der anrechenbaren Betonfläche. Um dies bei der

Definition des Ersatzquerschnittes auszuschließen, kann entsprechend Abb. 6-13 ein Korrekturfaktor für das Betonträgheitsmoment eingeführt werden.

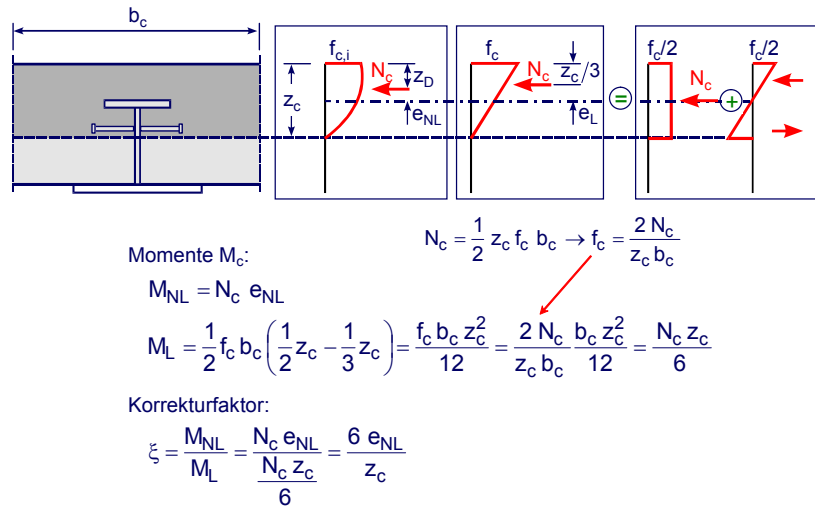


Abb. 6-13: Korrekturfaktor für das Eigentragheitsmoment J_c infolge des nichtlinearen Materialverhaltens des Betons zur Definition eines Ersatzquerschnittes

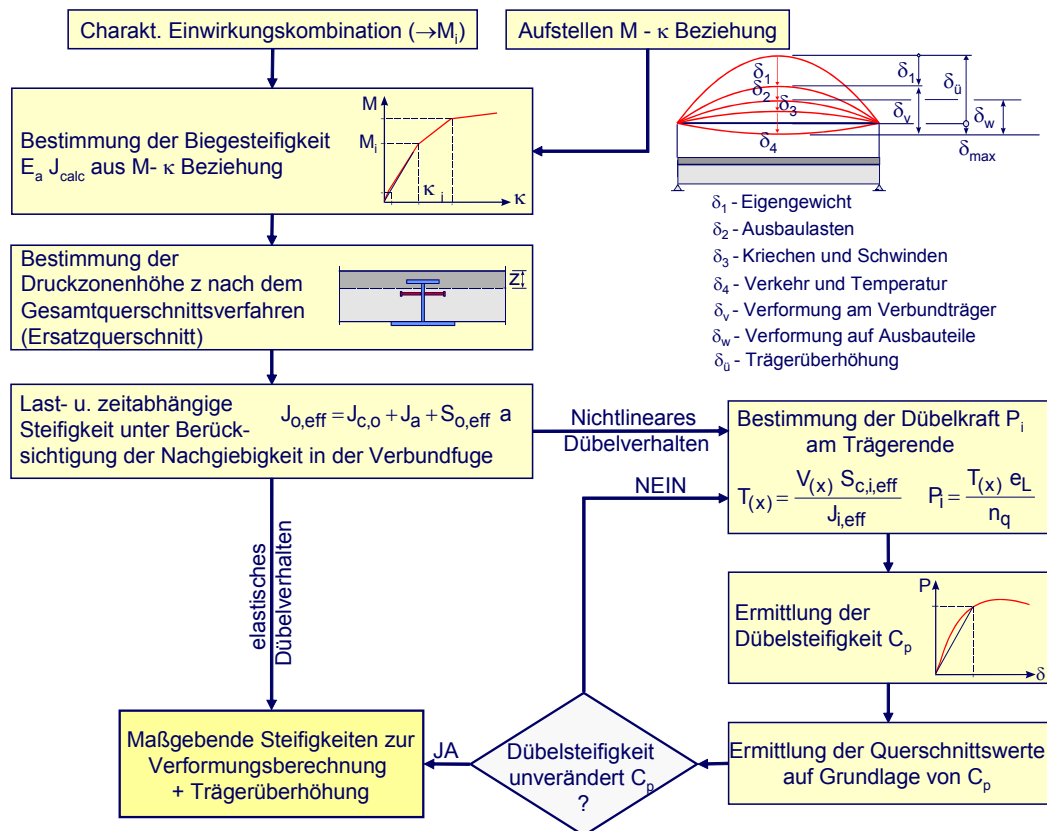


Abb. 6-14: Ermittlung der effektiven Biegesteifigkeit unter Berücksichtigung eines aus der Momenten-Krümmungs-Beziehung abgeleiteten Ersatzquerschnitts

Liegen ausgeprägte Betongurte vor, wird die Berücksichtigung der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge aufwendiger. Die aus der M- κ -Beziehung des Gesamtquerschnitts

folgende Biegesteifigkeit muss dazu um den aus der Biegetragwirkung resultierenden Steifigkeitsanteil reduziert werden. Mit dem verbleibenden Anteil ist wie zuvor beschrieben vorzugehen, um eine reduzierte Betonquerschnittsfläche (Ersatzquerschnitt) zu definieren und durch deren Abminderung die Nachgiebigkeit der Verbundmittel zu erfassen. Verhalten sich die Verbundmittel nicht elastisch, kann die Steifigkeit der Verbundfuge an der des letzten Dübels ausgemacht werden [100], dies erfolgt iterativ. Zunächst wird aus der Schubkraft in der Verbundfuge die Dübelkraft am Trägerende bestimmt. Aus der Dübelkennlinie ergibt sich mit der bekannten Dübelkraft die Dübelsteifigkeit C_P und damit neue Querschnittswerte nach Abschnitt 6.2.2. Mit diesen wiederholt sich die Bestimmung der Dübelkraft bis zum Erreichen des Konvergenzkriteriums. Abb. 6-14 fasst den Ablauf zur Verformungsberechnung zusammen.

Im Bezug auf die Einflüsse aus Kriechen und Schwinden besteht derzeit für Flachdecken mit integrierten Stahlprofilen in Verbundbauweise noch Forschungsbedarf. Das in Abschnitt 6.2.2 vorgestellte Näherungsverfahren erlaubt die Bestimmung der Biegesteifigkeit unter Beachtung der lastfall- und zeitabhängigen Reduktionsbeiwerte (n_i). Für übliche Verbundträger ist eine derartige Berücksichtigung des Kriechens zulässig. DIN 18800-5 fordert für vollständig einbetonierte Querschnitte jedoch genauere Berechnungsverfahren. Hinsichtlich des Schwindens ist zu berücksichtigen, dass nur der ungerissene Betonquerschnitt dem Schwinden unterliegt.

6.3.2 Anwendung des Näherungsverfahrens bei Slim-Floor-Trägern

Abb. 6-15 zeigt die Ergebnisse der Nachrechnung eines in [54] durchgeführten Trägerversuchs mit einem ausbetonierten hohlkastenförmigen Slim-Floor-Träger (s. a. Anlage A4.1). In Abb. 4-23 wird die Mittendurchbiegung des Trägers bis zur Bruchlast dargestellt. Während die Nachrechnung mit der gemittelten Biegesteifigkeit ($E_a J_w = 0,5(E_a J_I + E_a J_{II})$) unter Gebrauchslasten gegenüber dem Versuch Abweichungen von über 10% aufweist, zeigt das in dieser Arbeit vorgestellte Näherungsverfahren unter Berücksichtigung der Dübelsteifigkeit bis über das Gebrauchslastniveau hinaus eine sehr gute Affinität zur experimentell ermittelten Last-Verformungskurve.

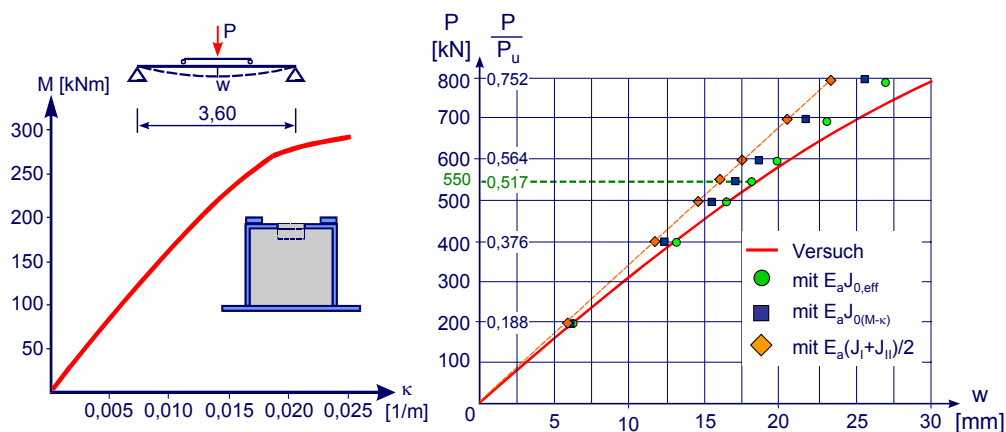


Abb. 6-15: Nachrechnung Versuch SF-BT-U3

Ein dem zuvor dargestellten Versuchsträger ähnliches System mit einer Belastung durch Gleichstreckenlasten wurde zur Beurteilung der Verformungen und des Dübelverhaltens mittels der FE-Methode berechnet (Anlage A4.2). Für das System mit den nachgiebigeren Verbundmitteln, Dübelkennlinie DKL 1 nach Abb. 4-52, sind in Abb. 6-16 die nach dem Näherungsverfahren ermittelten Verformungen den aus der FE-Analyse resultierenden Mittendurchbiegungen gegenüber gestellt. Bis zu einem Lastniveau von ca. 70% der Bruchlast betragen die Abweichungen zur FE-Methode bei Vernachlässigung der Dübelsteifigkeit ca. 5%, bei deren Berücksichtigung werden noch genauere Übereinstimmungen erzielt. Grundsätzlich weist die Gleichstreckenlast gegenüber den Einzellasten eine größere Affinität zum sinusförmigen Lastbild auf. Daher wird im Vergleich zur vorhergehenden Berechnung bis zu einem höheren Lastniveau eine größere Genauigkeit in der Verformungsberechnung erzielt.

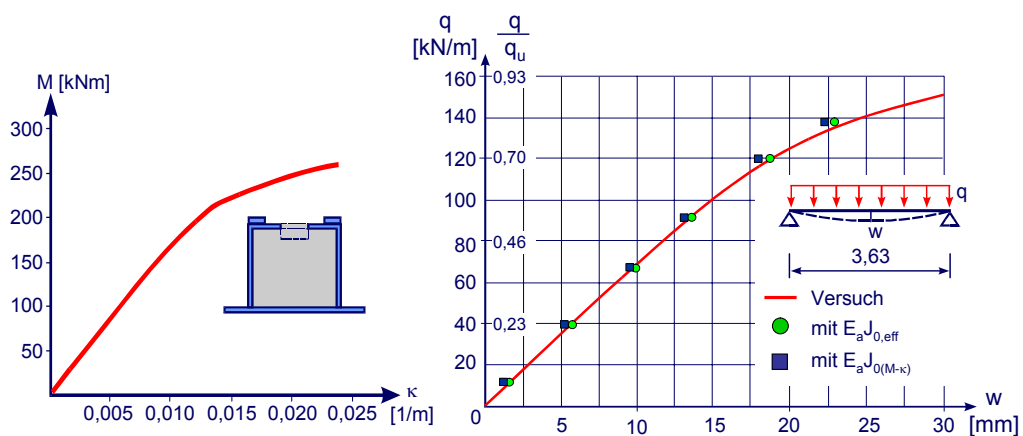


Abb. 6-16: Verformung eines Trägers unter Streckenlast

Abb. 6-17 zeigt die Nachrechnung der Verformungen eines Slim-Floor-Trägers mit einem UPE-Hutprofil, das bis auf den Untergurt vollständig in einen Betongurt integriert ist. Versuchsaufbau und die Geometrie des Profils sind in [13] dokumentiert. Auch wenn bei dem Querschnitt nur ein geringer Bewehrungsgrad vorhanden ist, wird zur Nachrechnung die Biegesteifigkeit der Betongurte berücksichtigt. Die Einzellasten führen zu einer Einschnürung der mitragenden Breite im Bereich der Lasteinleitung. Näherungsweise wird zur Ermittlung der mitragenden Breite für die Verformungsberechnung das Lastbild einer im Bereich zwischen den Einzellasten angeordneten Streckenlast angesetzt. Für diese Belastung resultiert aus Abb. 6-11 eine mitragende Breite von $b_{m,s} = 65,7$ cm für den Scheibenzustand und $b_{m,b} = 95,0$ cm für den Biegezustand. Bei einer Aufteilung nach Abb. 6-12 bleibt für den Bereich $\Delta b = b_{m,b} - b_{m,s}$ eine Breite von $29,3$ cm. Vergleichsweise ergibt sich für die durchgehende Gleichstreckenlast eine Breite von $b_{m,s} = 72,1$ cm und $b_{m,b} = 97,1$ cm. Als Dübelsteifigkeit der Verbundmittel wird die lastabhängige Steifigkeit des letzten Dübelpaares (zweireihige Dübelanordnung) am Trägerende zugrunde gelegt. Das Vorgehen erfolgt gemäß Abb. 6-14 iterativ. Als Dübelkennlinie wird die in [101] angegebene Last-Schlupfbeziehung verwendet. Bis zu einem Lastniveau von 78% der Bruchlast beträgt die Abweichung zwischen den experimentell bestimmten

Verformungen und den durch das Näherungsverfahren errechneten Werten maximal 3,5%. Gemäß den Untersuchungen von Fries [13] fallen im Bruchzustand ca. 28% der Querkraft auf das Stahlprofil. In [13] sind die anteiligen Querkräfte des Stahlprofils in Abhängigkeit von der Belastung aufgeführt. Im Rahmen der an dieser Stelle geführten Verformungsberechnung wurde die Schubverformung des Stahlprofils entsprechend der Aufteilung nach [13] berücksichtigt.

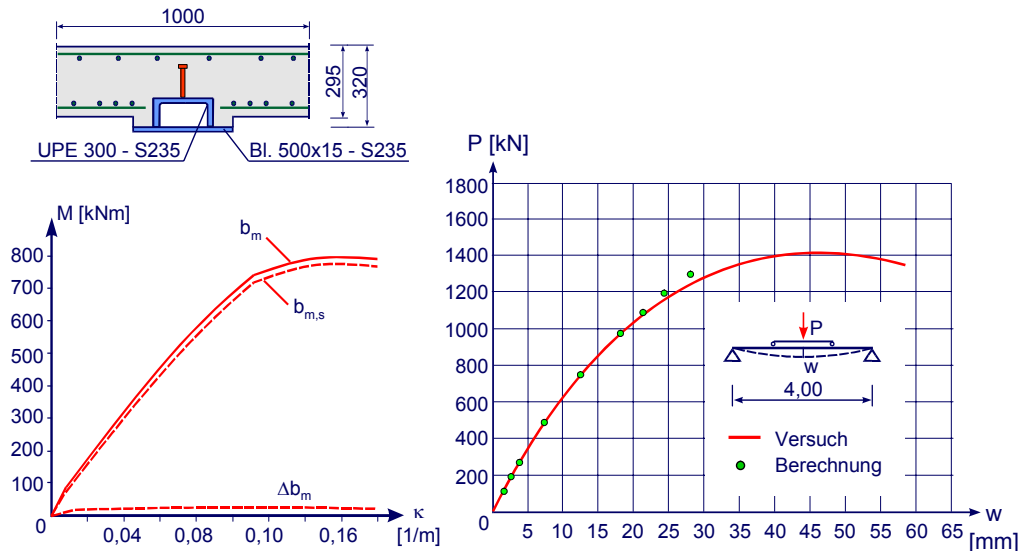


Abb. 6-17: Nachrechnung Versuch VT 6 [13]

Für eine Versuchslast von 983 kN ist in [13] eine Durchbiegung in Trägermitte von 18,0 mm bei einem Endschlupf von 0,8 mm angegeben. Die Nachrechnung (Anlage A4.3) bringt einen Schlupf von 0,89 mm ($P_D=122$ kN) bei einer Verformung von 17,8 mm. Eine FE-Analyse des Versuchsträgers in [98] liefert vergleichsweise eine Dübelkraft von 109,8 kN.

Abschließend kann festgehalten werden, dass bei allen drei Versuchen eine gute Übereinstimmung der nach dem Näherungsverfahren bestimmten Verformungen zu den experimentell gemessenen Durchbiegungen bis über das Niveau des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit hinaus besteht.

7 Zusammenfassung und Ausblick

In den letzten zwei Jahrzehnten gab es im Bereich des Geschossbaus eine Vielzahl neuer Entwicklungen, mit denen die Slim-Floor-Bauweise sich vor allem in den skandinavischen Ländern durchsetzen konnten. Dem Einsatz solcher Systeme steht jedoch häufig eine fehlende normative Bemessung entgegen, da in den aktuellen Regelwerken des Verbundbaus die Bemessung von Flachdecken in Verbundbauweise nicht enthalten ist. Daher bleibt in der Praxis oftmals die Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton zu Lasten der Wirtschaftlichkeit rechnerisch unberücksichtigt. Beim Ansatz der Verbundtragwirkung gelten vielfach systemspezifische Besonderheiten. In der vorliegenden Arbeit werden im Wesentlichen Flachdecken mit integrierten, ausbetonierten Hutprofilen untersucht und eine praxisnahe Bemessung erarbeitet.

Im Bauzustand wird der elastische Grenztragfähigkeitsnachweis für das Stahlprofil maßgebend. Die Untersuchungen zeigen auf, dass aufgrund der geringen Blechstärken und teilweise erheblichen Torsionsbeanspruchungen der Einfluss der Konturverformung zu berücksichtigen ist. Die Beanspruchungen infolge Profilverformung, im Wesentlichen Querbiegemomente und Längsspannungen, können vereinfacht mit dem Analogiesystem des elastisch gebetteten Balkens berechnet werden. Durch die Anordnung von Betonieröffnungen im Obergurt oder Steg der Stahlprofile werden die hohlkastenförmigen Querschnitte im Endzustand ausbetoniert. Dabei bilden die Öffnungen gleichzeitig das Verbundmittel zwischen Stahl und Beton, so dass im Endzustand ein Verbundtragwerk vorliegt. Die Ermittlung der Momententragfähigkeit erfolgt in Anlehnung an die Regelungen für Verbundträger. Durch die in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen wird verdeutlicht, dass nicht nur bei der Verwendung hochfester Baustähle die dehnungsbegrenzte Bemessung maßgebend werden kann. Ferner ist der Einfluss der durch die Auflagerung von Fertigteilen hervorgerufenen Querbiegung im Untergurt auf die Momententragfähigkeit in Längsrichtung zu berücksichtigen. Bisher wurde die Querkrafttragfähigkeit von Slim-Floor-Profilen allein aus der plastischen Schubtragfähigkeit des Stahlprofils bestimmt. Unter Voraussetzung der Umschnürung des Kammerbetons durch den Stahlquerschnitt, wird ein Querkraftmodell vorgestellt, bei dem sich die Querkrafttragfähigkeit additiv aus der Schubtragfähigkeit des Stahlprofils und der Tragfähigkeit eines hybriden Fachwerkmodells ergibt, bei dem der Stegbereich als Zugpfosten wirkt und der Kernbeton die zugehörige Druckstrebe bildet. Durch die Klemmwirkung zwischen Beton und Stahlmantel wird die Übertragung der Betondruckstrebe in die Gurte des Stahlprofils möglich. Mittels FE-Untersuchungen wird der Einfluss der Nachgiebigkeit der Gurte auf die wirksame Breite der Betondruckstrebe verdeutlicht. Aufgrund der aus dem Fachwerkmodell resultierenden Zugkomponenten entstehen zusätzliche Beanspruchungen σ_z im Stahlquerschnitt, dies wird durch die Erweiterung der Interaktionsbeziehungen berücksichtigt. Die Verbundsicherung wird durch den die Öffnungen durchsetzenden Betondübel sichergestellt. Ein Vergleich der Dübelkennlinien verschiedener Öffnungsformen veranschaulicht, dass diese Verbundmittel als duktil eingestuft werden können.

Darüberhinaus zeigen die Untersuchungen zum Längsschubtragverhalten, dass wegen des teils sehr kleinen Endschlupfes in der Verbundfuge eine Umlagerung der Längsschubkräfte vor allem bei kleinen Stützweiten allein aus dem nichtlinearen Materialverhalten resultiert und daher ggf. die Dübelkräfte am Trägerende nach der Elastizitätstheorie zu bestimmen sind.

Eine in den Kammerbeton eingelegte Längsbewehrung substituiert im Brandfall den direkt beflamnten Untergurt. Dadurch können hohe Feuerwiderstandsdauern ohne zusätzliche Maßnahmen realisiert werden. Bisher gab es für die in dieser Arbeit untersuchten Querschnitte keine Ansätze zur Bestimmung der Bauteiltemperaturen im Brandfall. Aus thermischen Analysen an Slim-Floor-Querschnitten konnten Funktionen abgeleitet werden, die in Abhängigkeit von der Untergurtdicke die Temperaturverteilung über den Querschnitt beschreiben. Damit steht ein vereinfachtes Bemessungsverfahren in Anlehnung an das Nachweisverfahren der Stufe 2 nach EN 1994-1-2 für die Warmbemessung zur Verfügung.

Bei den schlanken Slim-Floor-Trägern erweisen sich die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, vor allem die Verformungsbegrenzung, für die Dimensionierung der Träger oftmals als maßgebend. Gegenüber den hohen Verbundträgern weisen Slim-Floor-Systeme ein anderes Trag- und Verformungsverhalten auf. Während bei den herkömmlichen Verbundträgern der Betongurt als Scheibe ausgebildet ist, liegen bei den nahezu vollständig in die Decke integrierten Stahlprofilen im Verhältnis zum Träger massive Betongurte mit einer nennenswerten Biegesteifigkeit vor. Im Gegensatz zur Verformungsberechnung von Verbundträgern kann die Vernachlässigung der Biegetragfähigkeit des Betongurts zu unrealistischen Trägerüberhöhungen führen. Ferner erfordert die Rissbildung im Betongurt und das nichtlineare Materialverhalten eine Modifikation der Berechnungsmethodik, da die Voraussetzungen für die Anwendung des Gesamtquerschnittsverfahrens nicht mehr gegeben sind. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird das Gesamtquerschnittsverfahren modifiziert und ein Ansatz zur Berücksichtigung der Nachgiebigkeit in der Verbundfuge entwickelt. Damit können die Bauteilverformungen unter Gebrauchslasten sehr gut berechnet werden.

Durch die vielschichtigen Untersuchungen konnte im Rahmen dieser Arbeit für Flachdecken mit integrierten, hohlkastenförmigen Stahlprofilen eine praxisgerechte Bemessung aufbauend auf anschaulichen Ingenieurmodellen entwickelt werden, die neben dem Bau- und Endzustand den Brandfall und den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit umfasst. Im Hinblick auf die Schnittgrößenermittlung und einer Bemessung nach Fließgelenktheorie sowie zum Kriechen und Schwinden besteht zusätzlicher Forschungsbedarf.

8 Literatur

- [1] ECCS: Multi-storey buildings in steel - Design Guide for Slim Floors with Built-in Beams, Report No. 83, Paris (1995)
- [2] Geschossbau in Stahl, Flachdecken-Systeme, Dokumentation 605, Bauen mit Stahl, 2. Auflage, Düsseldorf (1997)
- [3] Stahlgeschossbau - Deckensysteme, Dokumentation 614, Bauen mit Stahl, Düsseldorf, (2005)
- [4] Baehre, R., Pepin, R.: Flachdecken mit Stahlträgern in Skelettbauten, Bauingenieur 70, Springer-Verlag (1995)
- [5] Stahltragwerke für Flachdecken, Profil Arbed, Produktinformation, Arcelor Firmenschrift, Luxemburg, Neuauflage voraussichtlich (2006)
- [6] Bode, H., Stengel, J., Sedlacek, G., Feldmann, M., Müller, C.: Untersuchungen des Tragverhaltens bei Flachdeckensystemen (Slim-Floor Konstruktionen) mit verschiedener Ausbildung der Platte und verschiedener Lage der Stahlträger, Forschung für die Praxis P261, Studiengesellschaft Stahlanwendung e.V., Düsseldorf (1997)
- [7] Huber, G., Oberholzer, A.: Verbundflachdecken beim Millennium Tower, Stahlbau 68, Heft 8, Ernst & Sohn (1999)
- [8] ASB-Träger, Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-26.2-43, DIBt, Berlin (2006)
- [9] Comdeck System für Flachdecken, Firmenschrift Spannverbund, Gesellschaft für Verbundträger, Waldems-Esch (2006)
- [10] Däuwel, T.: Beitrag zum Tragverhalten von Slim-Floors unter Verwendung hoher Trapezprofilbleche, Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen, Universität Kaiserslautern (2001)
- [11] Slim-Floor-Träger mit UPE-Profilen, Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Nr. Z-26.2-48, DIBt, Berlin (2005)
- [12] Kuhlmann, U., Fries, J., Leukart, M.: Bemessung von Flachdecken mit Hutprofilen, Stahlbaukalender 2000, Ernst & Sohn (2000)
- [13] Fries, J.: Tragverhalten von Flachdecken mit Hutprofilen, Dissertation, Mitteilung Nr. 2001-1, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart (2001)
- [14] DELTA-BEAM[®], Firmenschrift Peikko Deutschland GmbH (2003)
- [15] Tschemmerneegg, F., Huber, G.: Flachdecken mit Stanzdübeln, Bauingenieur 71, Springer-Verlag (1996)
- [16] DIN V 18800-5: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton – Bemessung und Konstruktion, November (2006)
- [17] Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau, November (2004)
- [18] DIN 1055: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln, März (2001)
- [19] EN 1990 - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung, Oktober (1990)
- [20] DIN 18800-1: Stahlbauten, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, November (1990)
- [21] Eurocode 3, DIN EN 1993-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau,

- Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005, Juli (2005)
- [22] DIN 1045: Tragwerke aus Beton und Stahl, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Juli (2001), einschließlich DIN 1045-1, Berichtigung 2, Juni (2005)
- [23] Piel, W.: Zur Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken mit Stahlverbundsystemen, Dissertation, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bergische Universität Wuppertal (2004)
- [24] Porsch, M.: Zur Ermüdungstragverhalten von Kopfbolzendübeln, Dissertation, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bergische Universität Wuppertal, in Arbeit
- [25] Ansys 7.1 Documentation, Ansys-Hilfe – Programmversion 7.1
- [26] Hilsdorf, H.K., Reinhardt, H.-W.: Beton, Betonkalender 2000, Ernst & Sohn (2000)
- [27] Erläuterungen zu DIN 1045-1, Heft 525, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin (2003)
- [28] Mehlhorn, G., Kolleger, J.: Der Ingenieurbau – rechnerorientierte Baumechanik, Ernst & Sohn (1996)
- [29] Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile, Band 2: Beton und Mauerwerk, Bauverlag, Wiesbaden (1993)
- [30] Wesche, K.: Baustoffe für tragende Bauteile, Band 3: Stahl und Aluminium, Bauverlag, Wiesbaden (1985)
- [31] EN 1991-1-2: Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen, Brandeinwirkungen auf Tragwerke, Deutsche Fassung EN 1991-1-2:2002, September (2003)
- [32] prEN 1994-1-2: Eurocode 4 – Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton, Teil 1: Allgemeine Regeln im Brandfall, Schlussentwurf (2004)
- [33] 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; Deutsche Fassung ENV 1994-1-2:1994 (1997)
- [34] Richtlinie für die Anwendung von DIN V ENV 1994-1-2 in Verbindung mit DIN 18800-5, Entwurf, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin (2006)
- [35] DIN 4102-4: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, 1994
- [36] Nationales Anwendungsdokument (NAD), Richtlinie zur Anwendung von 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, Beuth Verlag, Berlin (1999)
- [37] Haas, R., Meyer-Ottens, C., Quast, U.: Verbundbau Brandschutz Handbuch, Verlag Ernst & Sohn, Berlin (1989)
- [38] Richter, F.: Die wichtigsten physikalischen Eigenschaften von 52 Eisenwerkstoffen, Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut der Mannesmann AG, Stahleisen – Sonderbericht, Heft 8, Verlag Stahleisen, Düsseldorf (1973)
- [39] Haas, R., Meyer-Ottens, C., Richter, E.: Stahlbau Brandschutz Handbuch, Verlag Ernst & Sohn, Berlin (1994)
- [40] Eurocode 3, DIN EN 1993-1-5: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-5: Bauteile aus ebenen Blechen mit Beanspruchungen in der Blechebene, Juni (2004)
- [41] Steinle, A.: Torsion und Profilverformung beim einzelligen Kastenträger, Beton und Stahlbeton, Heft 9 (1970)

- [42] Kupfer, H.: Kastenträger mit elastisch ausgesteiftem Querschnitt unter Linien- und Einzellast, Festschrift Rüsck, Ernst und Sohn Verlag (1969)
- [43] Sedlacek, G.: Zweiachsige Biegung und Torsion, Stahlbauhandbuch 1, Teil A, Stahlbau-Verlagsgesellschaft mbH, Köln (1993)
- [44] Sedlacek, G.: Systematische Darstellung des Biege- und Verdrehvorganges für prismatische Stäbe mit dünnwandigem Querschnitt unter Berücksichtigung der Profilverformung, Fortschritt Berichte VDI, Reihe 4, Nr. 8, Düsseldorf (1968)
- [45] Schäfer, M.: Bemessung von Flachdecken mit Stahltrapezprofilen in Verbundbauweise für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit, Diplomarbeit, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bergische Universität Wuppertal (2004)
- [46] Albrecht, G.: Der starr-elastisch gebettete Druckstab mit einer Anwendung im Verbundbau, Festschrift Roik, Technisch-wissenschaftliche Mitteilung Nr. 84-3, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum (1984)
- [47] Hanswille, G., Schäfer, M.: Verbundtragwerke aus Stahl und Beton, Bemessung und Konstruktion – Kommentar zu DIN V 18800-5, Ausgabe Nov. 2004, erschienen in: Stahlbaukalender 2005, Ernst & Sohn (2005)
- [48] Huber, G.: Nicht-lineare Berechnungen von Verbundquerschnitten und biegeweichen Knoten, Dissertation, Fakultät für Bauingenieurwesen und Architektur, Leopold-Franz-Universität, Innsbruck (1999)
- [49] Mendel, G.: Berechnung der Trägerflanschbeanspruchung mit Hilfe der Plattentheorie, Fördern und Heben 20 (1970)
- [50] Mendel, G.: Berechnung der Trägerflanschbeanspruchung mit Hilfe der Plattentheorie, Teil I, Fördern und Heben 22 (1972)
- [51] Mendel, G.: Berechnung der Trägerflanschbeanspruchung mit Hilfe der Plattentheorie, Teil II, Fördern und Heben 22 (1972)
- [52] Zoetemeijer, P.: A design method for the tension side of statically loaded, bolted beam-to-column connection, Heron, Volume 20, No. 1, Delft (1974)
- [53] Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen, Deutsche Fassung EN 1993-1-8:2005, Berichtigung zu DIN EN 1993-1-8:2005-05, Deutsche Fassung EN 1993-1-8:2005/AC:2005
- [54] Seeber, W., J.: Versuche mit Slimfloor Trägern, Erfahrungen mit der Datenbank, Diplomarbeit, Institut für Stahlbau, Universität Innsbruck (1995)
- [55] Wiehager, S.: Vergleich der vollplastischen und dehnungsbeschränkten Momententragfähigkeit für Verbundquerschnitte mit niedriger Bauhöhe, Diplomarbeit, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bergische Universität Wuppertal (2006)
- [56] Leskelä, M., V.: Vertical Shear Resistance of Deltabeam, Normal Temperatures Design, University of Oulu, Finland (1995), unveröffentlicht
- [57] Leskelä, M., V.: Flexural Beam Tests for Comparing the Behaviour of DELTA-Beam with and without a Mechanical Shear Connection to the Concrete Slab, Report RTL 0074, Engineering Mechanics Laboratory, University of Oulu, Finland (2004), unveröffentlicht
- [58] Hanswille, G., Schäfer, M.: Verbundbau, Bemessung und Konstruktion nach DIN 18800-5 und Eurocode 4, Ernst & Sohn Verlag, erscheint (2007)
- [59] DIN 18800-1: Stahlbauten, Bemessung und Konstruktion, November (1990)

- [60] Hanswille, G., Schäfer, M.: Gutachterliche Stellungnahme zum Zulassungsantrag beim DIBt – DELTA-Verbundträger, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bergische Universität Wuppertal (2006)
- [61] Wurzer, O.: Zur Tragfähigkeit von Betondübeln, Dissertation, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr, München (1997)
- [62] Zapfe, C.: Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte, Dissertation, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr, München (2001)
- [63] Hartz, U.: Auflagerung von Hohlplatten, Mitteilung des Deutschen Instituts für Bautechnik, Heft 5, 174 f. (2000)
- [64] Hegger, J.: Bemessung und Konstruktion von vorgespannten Decken im Hochbau, Der Prüferingenieur 10/2003 (2003)
- [65] Pajari, M.: Shear resistance of prestressed hollow core slabs on flexible support, VTT Publications 228, VTT Helsinki (1995)
- [66] Pajari, M., Koukkari, H.: Shear Resistance of PHC Slabs supported on Beams. I: Tests, Journal of Structural Engineering, September (1998)
- [67] Pajari, M.: Shear Resistance of PHC Slabs supported on Beams. II: Analysis, Journal of Structural Engineering, September (1998)
- [68] Hegger, J.: Entwurf und Bemessung von Spannbeton-Fertigdecken für innovative Gebäudestrukturen, Umdruck zur Informationsveranstaltung der DW-Systembau, Rinteln, Februar (2006)
- [69] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung, Z-15.10-225, Spannbeton-Hohlplattendecken nach DIN 1045-1, System VMM, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin (2006)
- [70] Schaumann, P., Kettner, F.: Erläuterung zur Richtlinie für die Anwendung von DIN V ENV 1994-1-2 in Verbindung mit DIN 18800-5, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin (2006)
- [71] Model Code on Fire Engineering, ECCS – Technical Committee 3, First Edition (2001)
- [72] Hering, E., Martin, R., Stohrer, M.: Physik für Ingenieure, 6. Auflage, Springer-Verlag (1997)
- [73] Schaumann, P., Hothan, S., Steinert, C.: Entwicklung und Anwendung von Planungssoftware zur brandschutztechnischen Optimierung von Stahlgeschossbauten, Forschungsbericht 1/2005, Deutscher Ausschuss für Stahlbau DASt, Düsseldorf (2005)
- [74] Hothan, S.: Zur dreidimensionalen Simulation von Deckentragwerken im Brandfall, Dissertation, Schriftenreihe Heft 21, Institut für Stahlbau, Universität Hannover (2004)
- [75] Kordina, K., Steinert, C.: Bestimmung der Wärmeübergangsbedingungen auf Bauteile im Brandfall, Abschlussbericht, Az.: Ko 204/38-1, Heft 120, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Universität Hannover (1996)
- [76] Schaumann, P.: Zur Berechnung stählerner Bauteile und Rahmentragwerke unter Brandbeanspruchung, Dissertation, Technisch-wissenschaftliche Mitteilung Nr. 84-4, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum (1984)
- [77] Hanswille, G., Schäfer, M.: Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton, Stahlbau-Lehrprogramm, 1. Ausgabe, Stahl-Informations-Zentrum, Düsseldorf (2003)

- [78] Groth, C., Müller, G.: FEM für Praktiker – Temperaturfelder, Basiswissen und Arbeitsbeispiele zur Methode der Finiten Elemente mit dem FE-Programm Ansys 5.0, expert verlag, Renningen-Malmsheim (1995)
- [79] Lawson, R. M., Mullett, D. L., Rackham, J. W.: Design of Asymmetric Slimflor Beams using Deep Composite Decking, The Steel Construction Institute Publication Number SCI-P-175, Ascot (1997)
- [80] Wesche, Nause: Prüfzeugnis Nr. 3731/5353, Prüfung von zwei Verbundträgern zur Beurteilung der Feuerwiderstandsdauer, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Universität Braunschweig, März (1995)
- [81] El-Nesr, O.: Brandschutztechnische Bemessung von Verbundstützen, Bau-technik 71, Heft 11 (1994)
- [82] DIN 4102-4: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, März (1994)
- [83] DIN 4102-2: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen, Teil 2: Bauteile, Begriffe, Anforderungen und Prüfungen, September (1997)
- [84] DIN V EN 1991-2-2: Eurocode 1: Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 2-2: Einwirkungen auf Tragwerke – Einwirkungen im Brandfall, Deutsche Fassung ENV 1991-2-2:1995, Mai (1997)
- [85] DIN EN 1992-1-2, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken, Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Bemessung für den Brandfall, Deutsche Fassung EN 1992-1-2:2004, Oktober 2006
- [86] Fontana, M., Borgogno, W.: Brandverhalten von Slim-Floor-Verbunddecken, Stahlbau 64, Heft 6 (1995)
- [87] Borgogno, W.: Tragverhalten von Slim Floor Decken mit Betonhohlplatten bei Raumtemperatur und Brandeinwirkungen, PhD Thesis No. 12456 and IBK-report No. 233, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, vdf Hochschulverlag AG, Dezember (1997)
- [88] DIN V ENV 1994-1-1, Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton, Teil 1-1 Allgemeine Regeln, Bemessungsregeln für den Hochbau (1994)
- [89] Bode, H., Schanzenbach, J.: Das Tragverhalten von Verbundträgern bei Berücksichtigung der Dübelnachgiebigkeit. Der Stahlbau 58 (1989)
- [90] Maurer, R.: Grundlagen zur Bemessung des Betongurts von Stahlverbundträgern, Dissertation, Darmstadt (1992)
- [91] Sattler, K.: Ein allgemeines Berechnungsverfahren für Tragwerke mit elastischem Verbund. Veröffentlichung des Deutschen Stahlbauverbandes, Köln (1955)
- [92] Stamm, K., Witte, H.: Sandwichkonstruktionen, Berechnung, Fertigung, Ausführung – Ingenieurbauten 3, Theorie und Praxis, Springer-Verlag (1974)
- [93] Heilig, R.: Theorie des elastischen Verbundes. Der Stahlbau 22 (1953)
- [94] Roik, K., Bürkner, K.E.: Beitrag zur Tragfähigkeit von Kopfbolzendübeln in Verbundträgern mit Stahlprofilblechen. Bauingenieur 56 (1981)
- [95] Heimeshoff B.: Zur Berechnung von Biegeträgern aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen im Ingenieurholzbau, Holz als Roh- und Werkstoff 45, 1987
- [96] Roik, K., Bürkner, K.E.: Untersuchungen des Trägerverbundes unter Verwendung von Stahltrapezprofilen mit einer Höhe > 80 mm. Studiengesellschaft für Anwendungstechnik von Eisen und Stahl e.V., Projekt 40, Düsseldorf (1980)

-
- [97] Kuhlmann, U., Rieg, A.: Mittragende Betongurtbreite niedriger Verbundträger, Forschungsbericht Nr. 3/2005, Deutscher Ausschuss für Stahlbau DASt, Düsseldorf (2005)
 - [98] Hemker, A.: Untersuchungen zum Verformungsverhalten von Flachdecken in Verbundbauweise mit integrierten Stahlprofilen, Diplomarbeit, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bergische Universität Wuppertal, Oktober (2006)
 - [99] Kuhlmann, U., Hauf, G.: Effiziente Dimensionierung niedriger Verbundträger, SIF-Forschungsvorhaben Nr. S 668, Institut für Konstruktion und Entwurf, Universität Stuttgart, November 2006
 - [100] Dabaon, M., A.: Beitrag zur teilweisen Verdübelung bei Verbundträgern, Dissertation, Institut für Stahlbau, Holzbau und Mischbautechnologie, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck (2003)
 - [101] Becker, J.: Beitrag zur Auslegung der Verdübelung von Verbundträgern unter ruhender und nichtruhender Belastung, Dissertation, Fachbereich Architektur, Raum- und Umweltplanung, Bauingenieurwesen, Universität Kaiserslautern (1995)

Anlage A1 – Bauzustand

A1.1 Untersuchte Querschnitte im Bauzustand

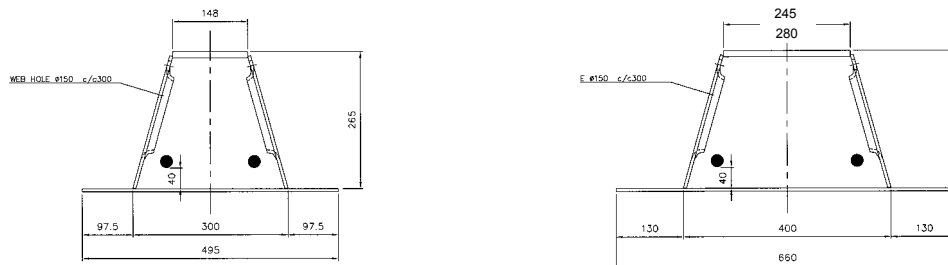


Abb. A 1-1: Querschnitt D 26-300 und D 26-400 [14]

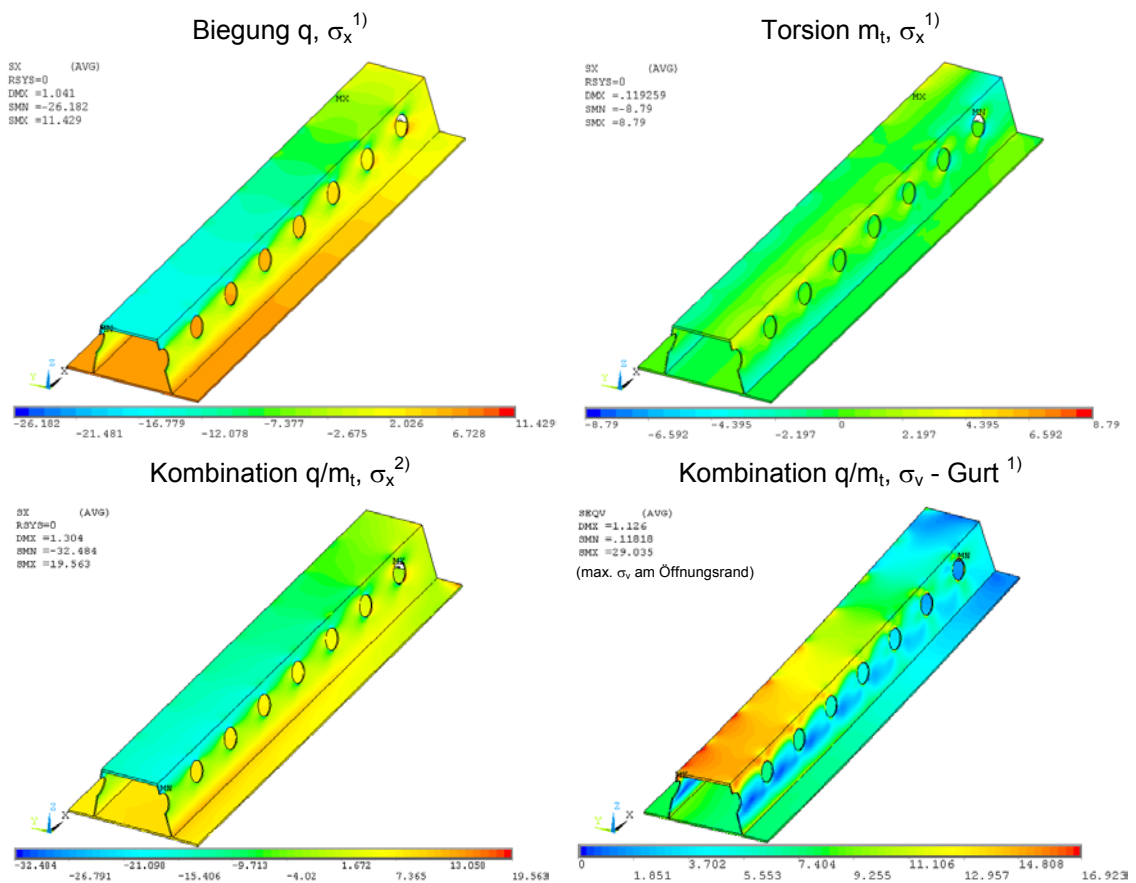


Abb. A 1-2: Querschnitt D 26-400 12/10 – Spannungen σ_x und σ_v [kN/cm²], $L = 4,70m$,
 $q = 55$ kN/m, $m_t = 6,69$ kNm/m, $b_{ft} = 280mm$, $t_{ft} = 12mm$, $t_{fb} = 10mm$, $d_h = 100mm$

- 1) Lasteinleitung in den Knotenpunkten Steg-Untergurt
- 2) Lasteinleitung über dreieckförmige Flächenlast auf den äußeren Untergurten

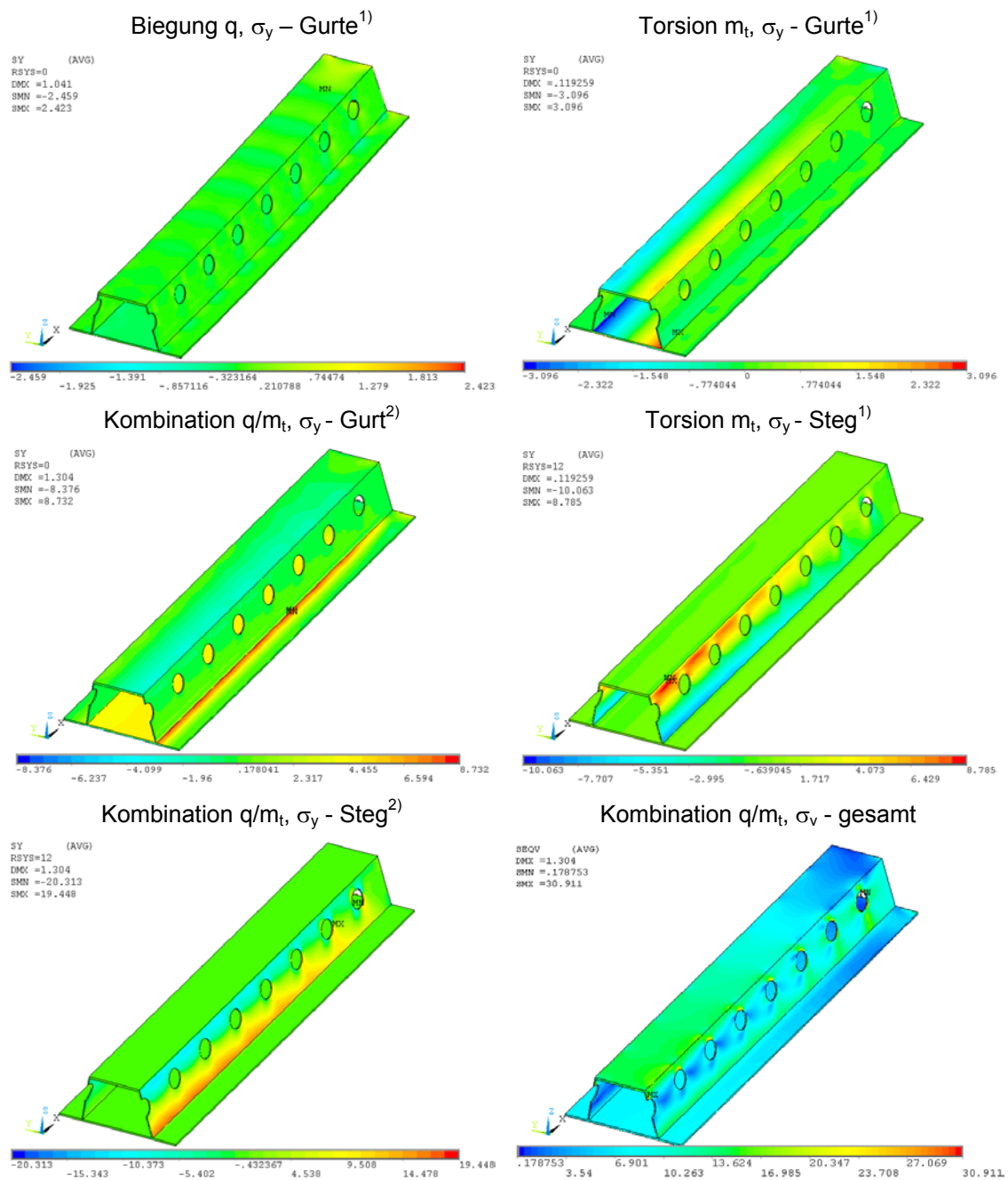
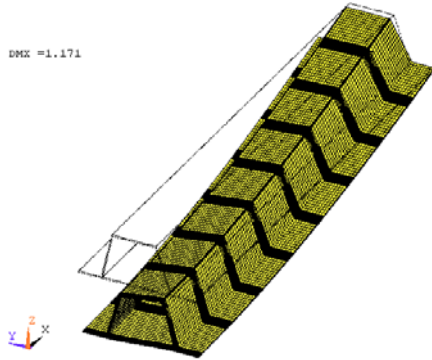


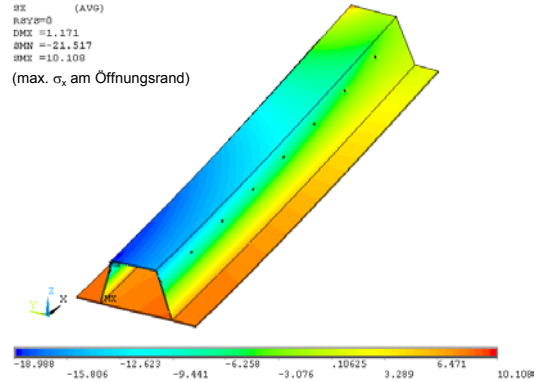
Abb. A 1-3: Querschnitt D 26-400 12/10 – Spannungen σ_y und σ_v [kN/cm²], $L = 4,70m$,
 $q = 55 \text{ kN/m}$, $m_t = 6,69 \text{ kNm/m}$, $b_{ft} = 280mm$, $t_{ft} = 12mm$, $t_{fb} = 10mm$, $d_h = 100mm$

Beim Querschnitt D 26-400 8/8 erfolgt die Lasteinleitung ausschließlich über die Knotenpunkte Steg-Untergurt. Die Öffnungsdurchmesser werden reduziert, um Einflüsse aus der Spannungumlagerung im Öffnungsbereich zu minimieren.

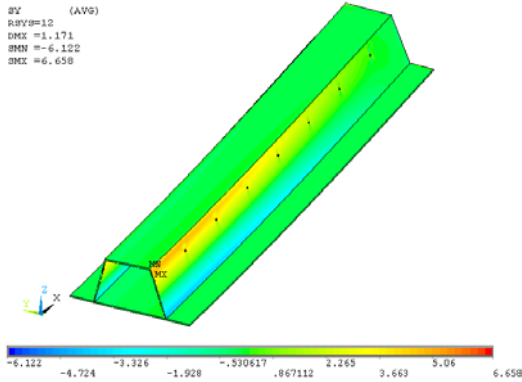
a) Kombination q/m_t , u [mm]



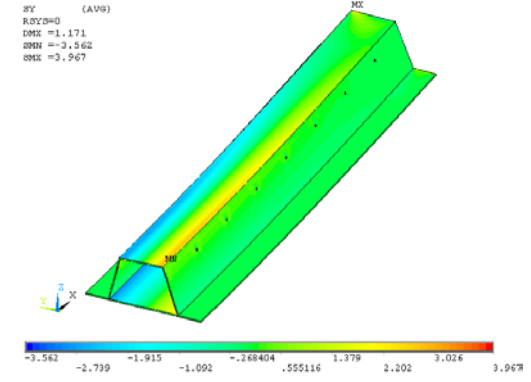
b) Kombination q/m_t , σ_x



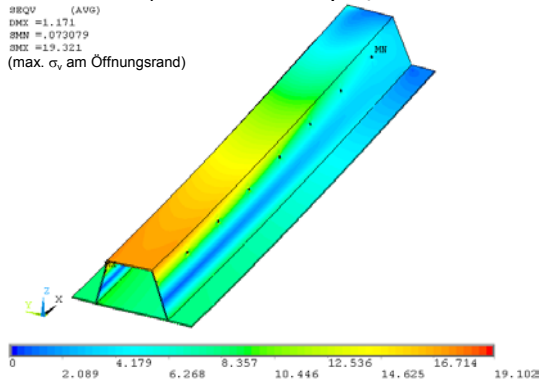
c) Kombination q/m_t , σ_v - Steg



d) Kombination q/m_t , σ_v - Gurt



e) Kombination q/m_t , σ_v



f) Biegung q , σ_x

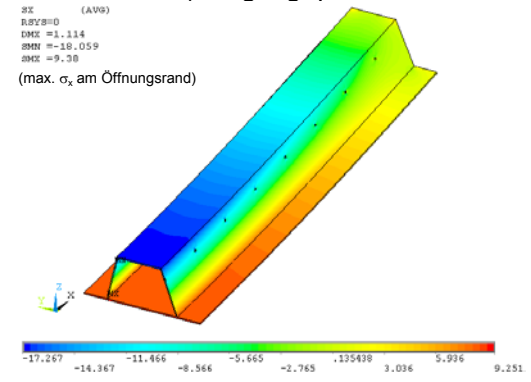


Abb. A 1-4: Querschnitt D 26-400 8/8 – Spannungen σ_x , σ_y und σ_v [kN/cm²], $L = 4,70$ m, $q = 45$ kN/m, $m_t = 4,50$ kNm/m, $b_{ft} = 245$ mm, $t_{ft} = 8$ mm, $t_{fb} = 8$ mm, $d_h = 10$ mm

Die Vergleichsberechnung ohne Berücksichtigung der Profilverformung erfolgt mit dem Stabwerksprogramm R-Stab/FE-BGDK (Ing.-Software DLUBAL GmbH). Dieses Programm ermöglicht die Berechnung der Schnittgrößen und Spannungen infolge Biegung und Torsion, einschließlich der Wölbkrafttorsion.

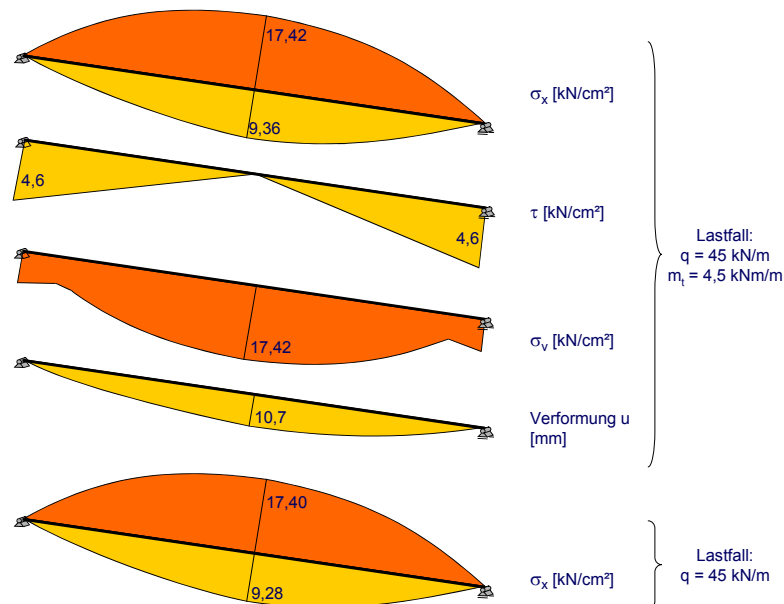


Abb. A 1-5: Vergleich mit Spannungen ohne Berücksichtigung der Konturverformung

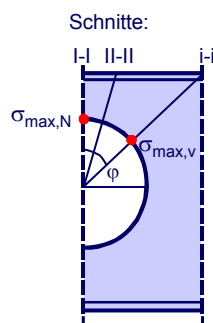
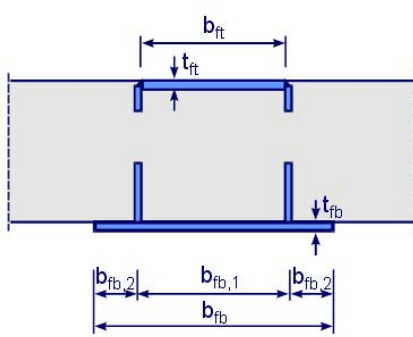
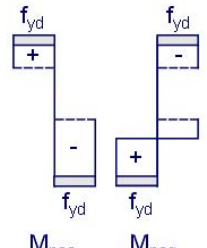
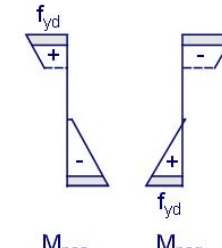
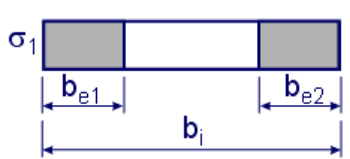
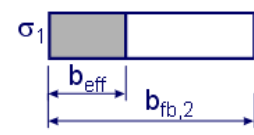


Abb. A 1-6: Schnitte beim elastischen Grenztragfähigkeitsnachweis im Bereich der Öffnung

Anlage A2 – Endzustand

A2.1 Klassifizierung der Querschnitte

Tabelle A 2-1: Grenzwerte (b/t) gedrückter Gurte

Maximale c/t-Verhältnisse für druckbeanspruchte Querschnitte (Endzustand)	
	<p>Querschnittsklasse 2</p> 
	<p>Querschnittsklasse 3</p>  <p>Druck = positiv (+)</p>
Querschnittsklasse 2	$b_{ft} / t_{ft} \text{ bzw. } b_{fb,1} / t_{fb,1} < 52 \varepsilon$ $b_{fb,2} / t_{fb,2} < 14 \varepsilon$
Querschnittsklasse 3	$b_{ft} / t_{ft} \text{ bzw. } b_{fb,1} / t_{fb,1} < 60 \varepsilon$ $b_{fb,2} / t_{fb,2} < 19,6 \varepsilon$
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	
Effektive Querschnittswerte bei Gurten der Klasse 4	
<p>Innenflansch</p> 	$\Psi = 1: b_{eff} = \rho \cdot b_i \rightarrow b_{e1} = b_{e2} = 0,5 \cdot b_{eff}$ $\bar{\lambda}_p \leq 0,673 \Rightarrow \rho = 1$ $\bar{\lambda}_p > 0,673 \Rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,22}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0$ $\mu = 0,3; k_\sigma = 9,86; b_i = b_{fb,1} \text{ bzw. } b_{ft}; t_i = t_{fb,1} \text{ bzw. } t_{ft}$
<p>Außenflansch</p> 	$\Psi = 1: b_{eff} = \rho \cdot c_2$ $\bar{\lambda}_p \leq 0,748 \Rightarrow \rho = 1$ $\bar{\lambda}_p > 0,748 \Rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1,0$ $\mu = 0,3; k_\sigma = 0,855; b_i = b_{fb,2}; t_i = t_{fb,2}$
$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b_i / t_i}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}}$	

A2.2 Querbiegung

Tabelle A 2-2: Rechnerische Untergurtbreite bei elastischer Bemessung und rippenförmiger Profilierung der Deckensysteme

Nr.		Federsteifigkeit des mittleren Untergurtes c_v										
		$\rightarrow \infty$ (Mendel)		$\rightarrow \infty$ (FE)		700 kNm/rad		280 kNm/rad		70 kNm/rad		
		$c_0 = 0$		$c_0 = 50\text{mm}$								
$a/b_{fb,2}$	b_{eff}	c_i/a	b_{eff}	c_i/a	b_{eff}	c_i/a	b_{eff}	c_i/a	b_{eff}	c_i/a	b_{eff}	c_i/a
-	-	mm	-	mm	-	mm	-	mm	-	mm	-	mm
1	1,000	251,7	2,01	269,1	2,49	311,4	2,49	345,6	2,76	345,9	2,77	
2	0,875	238,6	2,18	252,0	2,70	295,0	2,70	328,6	3,00	329,5	3,01	
3	0,792	230,2	2,33	243,3	2,90	287,0	2,90	319,9	3,23	321,6	3,25	
4	0,625	203,8	2,61	218,8	3,38	264,0	3,38	295,1	3,78	298,3	3,82	
5	0,542	186,5	2,75	203,3	3,67	248,7	3,67	278,4	4,11	282,6	4,17	
6	0,458	168,4	2,94	185,0	4,02	230,3	4,02	258,0	4,51	263,4	4,60	
7	0,292	123,0	3,37	143,5	5,10	186,0	5,10	207,7	5,69	217,1	5,95	

$b_{fb,2} = 125\text{mm}$, Material S355

Tabelle A 2-3: Untergurtbreite bei plastischer Bemessung mit linienförmiger Belastung und dreieckförmiger Auflagerpressung - FE-Analyse / Fließlinienmodell

Nr.	$a/b_{fb,2}$	t_{fb}	b_s	c_0	m_q	b_{eff}	m_q	b_{eff}	m_q	b_{eff}
					(FE)		Gl. (4.2-44)		Gl. (4.2-45)	
-	-	mm	mm	mm	kNm/m	mm	kNm/m	mm	kNm/m	mm
1	1	10	L	50	4,64	567,1	4,50	550,0	6,03	737,5
2	1	10	L	100	5,04	616,0	4,91	600,0	6,44	787,5
3	1	10	L	200	5,84	713,7	5,73	700,0	7,26	887,5
4	0,792	10	L	50	4,90	599,0	3,92	478,5	5,72	698,5
5	0,792	10	L	200	5,89	719,9	5,14	628,5	6,94	848,5
6	0,542	10	L	50	4,99	610,1	3,21	392,6	5,33	651,6
7	0,542	10	L	200	6,28	768,0	4,44	542,6	6,56	801,6
8	0,542	10	L	100	5,44	665,2	4,18	442,6	5,74	701,6
9	0,5733	10	80	200	6,40	782,4	4,53	553,3	6,61	807,5
10	0,5733	10	80	50	5,25	642,2	3,30	403,3	5,38	657,5
11	0,4667	10	100	200	6,28	767,5	4,23	516,7	6,44	787,5
12	0,4667	10	100	50	5,14	628,7	3,00	366,7	5,22	637,5
13	0,68	10	60	200	6,04	738,1	4,83	590,0	6,77	827,5
14	0,68	10	60	100	5,44	665,2	4,01	490,0	5,95	727,5
15	0,68	10	60	50	5,12	626,2	3,60	440,0	5,54	677,5
16	0,7866	10	40	200	5,99	732,2	5,12	626,6	6,93	847,5
17	0,7866	10	40	50	4,92	602,2	3,90	476,6	5,71	697,5
18	0,893	10	40	200	5,74	701,0	5,43	663,2	7,10	867,4
19	0,7866	10	40	100	5,24	640,2	4,31	526,6	6,12	747,5
20	0,893	10	40	50	4,61	563,7	4,20	513,2	5,87	717,4
21	0,893	10	40	100	5,29	646,4	4,61	563,2	6,28	767,4
22	0,7866	20	40	50	2,00	610,7	1,56	476,6	2,28	697,5
23	0,625	10	47	50	5,05	617,4	3,45	421,1	5,46	667,2
24	0,625	10	70	50	5,14	628,2	3,45	421,1	5,46	667,2

$b_{fb,2} = 125\text{mm}$, L=linienförmige Last, Material S355

A2.3 Interaktion bei Momenten- und Schubkraftbeanspruchung

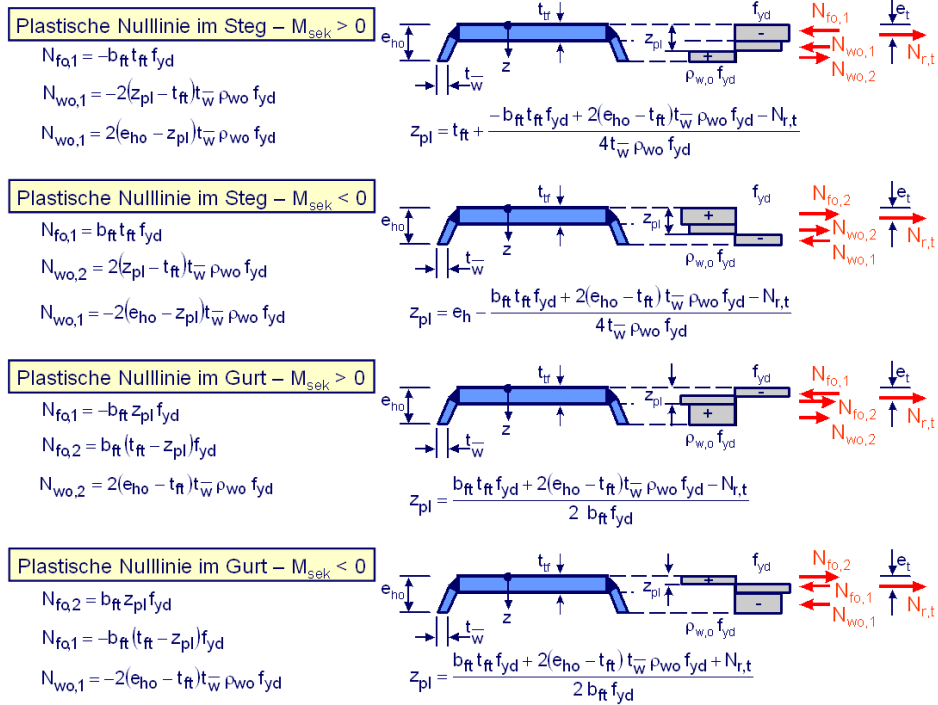


Abb. A 2-1: Ermittlung der sekundären Momententragfähigkeit für den oberen Teilquerschnitt

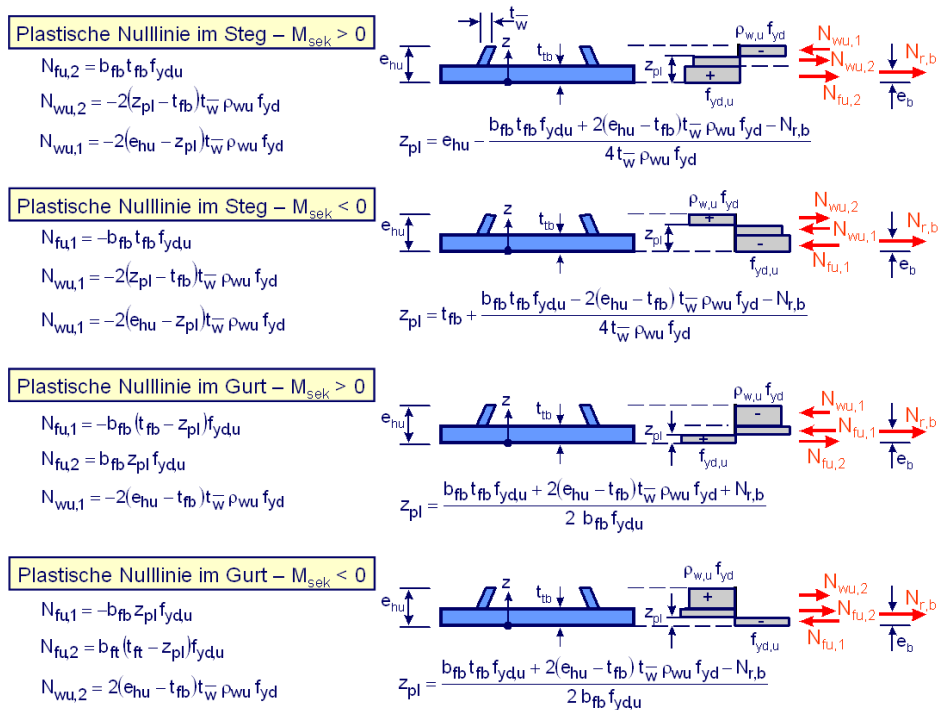


Abb. A 2-2: Ermittlung der sekundären Momententragfähigkeit für den oberen Teilquerschnitt

Anlage A3 – Brandfall

Tabelle A 3-1: Bauteiltemperaturen für dreiseitig beflamnte Slim-Floor Querschnitte mit einer Stegdicke von 8 mm und einem Bewehrungsstabdurchmesser von 32 mm mit $e_{s,a} = 55$ mm

Querschnitt	θ für Feuerwiderstandsdauer R 90					θ für Feuerwiderstandsdauer R 60				
	Flansch [°C]	Steg mit z [mm]			Beton- stahl [°C]	Flansch [°C]	Steg mit z [mm]			Beton- stahl [°C]
		$z_w=0$ [°C]	$z_w=55$ [°C]	$z_w=135$ [°C]			$z_w=0$ [°C]	$z_w=55$ [°C]	$z_w=135$ [°C]	
D20 - 200 15 / 6	946,3	861,5	466,6	194,2	334,9	855,3	749,1	359,2	131,7	218,0
D20 - 200 15 / 8	944,4	866,7	466,8	193,8	332,6	849,4	751,0	357,6	131,1	214,4
D20 - 200 15 / 12	940,4	869,8	464,5	192,0	326,7	832,8	741,1	351,6	129,6	207,0
D20 - 200 15 / 15	937,1	868,8	461,5	190,2	322,1	816,8	727,4	346,5	128,2	202,0
D20 - 200 15 / 25	922,5	854,3	446,8	183,8	306,0	771,1	694,6	331,2	123,8	186,4
D20 - 200 15 / 30	911,1	840,8	438,0	180,6	298,6	756,6	683,2	324,2	121,8	178,8
D20 - 300 15 / 6	948,9	861,4	461,4	184,2	324,8	860,0	749,8	357,0	125,1	215,6
D20 - 300 15 / 8	947,0	866,7	461,7	183,7	322,4	854,3	751,9	355,5	124,5	212,1
D20 - 300 15 / 15	939,6	869,1	456,3	179,9	311,8	821,6	728,8	344,3	121,3	199,7
D20 - 300 15 / 25	924,4	855,1	441,5	173,3	295,1	768,5	695,4	328,8	116,4	184,2
D20 - 400 15 / 6	951,3	855,5	445,1	171,4	320,6	864,0	744,3	348,9	118,6	214,3
D20 - 400 15 / 8	949,3	860,7	445,4	170,9	318,1	858,3	745,5	347,2	117,9	210,7
D20 - 400 15 / 15	941,6	862,8	439,9	167,2	307,2	825,2	720,3	336,0	114,6	198,0
D20 - 400 15 / 25	925,2	846,5	424,5	160,6	290,3	767,9	689,6	320,7	109,4	182,7
D26 - 300 15 / 6	948,9	860,7	460,2	179,9	323,8	860,0	749,3	356,9	123,4	215,4
D26 - 300 15 / 12	942,9	869,3	458,3	177,3	315,5	838,1	741,9	349,6	120,8	204,6
D26 - 300 15 / 30	912,2	840,9	431,3	164,9	286,0	754,1	683,6	321,6	111,8	177,1
D26 - 400 15 / 6	951,3	855,0	444,0	167,8	319,8	864,1	744,1	348,8	117,5	214,1
D26 - 400 15 / 8	949,3	860,2	444,3	167,4	317,3	858,4	745,2	347,2	116,9	210,5
D26 - 400 15 / 15	941,6	862,3	439,0	163,3	306,5	825,2	720,0	336,2	113,3	198,0
D26 - 400 15 / 25	925,2	845,9	423,5	156,4	289,5	768,0	689,4	320,8	107,9	182,6
D32 - 300 15 / 6	948,9	860,8	459,8	178,4	323,8	860,2	749,5	357,1	122,8	215,5
D32 - 300 15 / 15	939,7	868,5	454,4	173,7	310,7	821,7	728,5	344,2	118,7	199,6
D32 - 300 15 / 25	924,5	854,4	439,5	166,7	294,0	768,8	695,4	328,6	113,6	179,1
D37 - 500 15 / 6	952,7	855,4	444,1	167,3	320,0	866,3	744,7	349,4	117,1	214,8
D37 - 500 15 / 15	943,0	862,7	439,2	162,8	306,9	827,1	720,4	336,8	113,0	198,9
D37 - 500 15 / 25	926,4	846,3	424,2	156,0	289,7	767,0	689,9	321,8	107,8	183,0
D50 - 600 15 / 6	953,6	854,7	446,8	172,9	319,1	867,9	744,4	352,6	121,4	213,9
D50 - 600 15 / 12	947,9	862,9	444,8	170,1	311,1	846,2	732,8	344,6	118,4	203,2
D50 - 600 15 / 15	944,1	861,9	441,7	168,0	306,4	828,4	719,8	339,4	116,6	198,1
D50 - 600 15 / 25	927,3	845,7	426,2	160,6	289,8	766,1	689,6	323,8	110,8	183,2
D50 - 600 15 / 30	913,5	829,9	416,2	156,9	281,6	750,7	678,7	315,9	108,0	176,3

Tabelle A 3-2: Bauteiltemperaturen für dreiseitig beflammete Slim-Floor Querschnitte mit einer Stegdicke von 6 mm und einem Bewehrungsstabdurchmesser von 32 mm mit $e_{s,a} = 55$ mm

Querschnitt	θ für Feuerwiderstandsdauer R 90					θ für Feuerwiderstandsdauer R 60				
	Flansch [°C]	Steg mit z [mm]			Beton- stahl [°C]	Flansch [°C]	Steg mit z [mm]			Beton- stahl [°C]
		$z_w=0$ [°C]	$z_w=55$ [°C]	$z_w=135$ [°C]			$z_w=0$ [°C]	$z_w=55$ [°C]	$z_w=135$ [°C]	
D20 - 200 10 / 6	951,1	876,7	448,8	171,4	326,9	861,7	769,2	342,1	116,4	213,3
D20 - 200 10 / 8	949,3	881,0	448,4	170,7	324,5	856,5	770,8	340,0	115,8	209,7
D20 - 200 10 / 12	945,5	883,0	445,3	168,9	323,6	841,2	760,4	333,2	114,3	202,4
D20 - 200 10 / 15	942,4	881,6	441,9	167,2	319,0	825,2	745,3	327,5	113,1	202,3
D20 - 200 10 / 25	928,7	867,3	427,3	161,6	298,0	775,7	702,9	311,7	109,5	182,6
D20 - 200 10 / 30	917,9	854,5	418,7	158,8	290,0	760,4	690,7	304,8	107,8	176,2
D20 - 300 10 / 6	952,8	876,9	444,3	163,2	318,5	865,1	770,2	340,3	111,0	211,4
D20 - 300 10 / 8	951,0	881,2	443,8	162,4	315,9	860,0	771,9	338,2	110,4	207,7
D20 - 300 10 / 15	943,9	882,1	437,3	158,8	305,3	828,4	746,8	325,7	107,4	195,4
D20 - 300 10 / 25	929,5	868,1	422,5	153,0	288,9	772,3	703,6	309,7	103,3	180,0
D20 - 400 10 / 6	954,4	871,5	427,7	151,9	314,3	868,6	764,9	332,1	105,0	210,2
D20 - 400 10 / 8	952,5	875,7	427,2	151,2	314,3	862,7	765,8	329,8	104,3	206,4
D20 - 400 10 / 15	945,0	876,3	420,7	147,8	300,9	830,4	736,0	317,2	101,2	193,9
D20 - 400 10 / 25	929,3	860,2	405,2	142,2	283,9	770,9	697,4	301,5	96,7	178,6
D26 - 300 10 / 6	952,8	876,4	443,6	159,7	317,7	865,9	769,8	340,4	109,5	211,3
D26 - 300 10 / 12	947,1	882,8	440,2	156,7	309,2	844,8	761,2	331,8	106,9	200,3
D26 - 300 10 / 30	917,8	854,8	413,0	145,7	280,1	757,2	691,2	302,9	99,1	173,6
D26 - 400 10 / 6	954,4	871,1	426,7	148,4	313,7	868,6	764,7	332,1	103,6	210,3
D26 - 400 10 / 8	952,5	875,3	426,3	147,8	311,0	863,3	765,4	329,9	102,8	206,3
D26 - 400 10 / 15	945,1	875,9	420,0	143,8	300,2	830,5	735,6	317,6	99,4	193,7
D26 - 400 10 / 25	929,3	859,7	404,4	137,7	283,3	771,1	697,2	301,8	94,7	178,6
D32 - 300 10 / 6	952,9	876,5	443,4	158,6	317,8	866,0	769,9	340,9	108,9	211,3
D32 - 300 10 / 15	944,0	881,6	436,1	153,8	304,5	828,9	746,2	325,9	104,9	195,3
D32 - 300 10 / 25	929,6	867,6	421,1	147,6	288,0	773,0	703,6	309,7	100,5	180,3
D37 - 500 10 / 6	955,3	871,6	427,0	148,1	314,3	870,1	765,3	332,9	103,2	210,9
D37 - 500 10 / 15	946,0	876,3	420,3	143,4	300,4	831,7	735,9	318,3	99,0	194,6
D37 - 500 10 / 25	930,0	860,2	405,4	137,5	283,5	769,6	697,7	303,1	94,6	179,2
D50 - 600 10 / 6	956,1	871,0	430,3	154,2	313,9	871,4	765,2	337,1	107,2	210,6
D50 - 600 10 / 12	950,2	877,3	426,9	151,0	305,4	850,0	752,6	327,6	104,2	199,6
D50 - 600 10 / 15	946,8	875,8	423,5	149,1	300,3	832,4	735,4	321,9	102,5	194,0
D50 - 600 10 / 25	930,4	859,7	407,7	142,3	283,5	768,3	697,6	305,5	97,5	179,2
D50 - 600 10 / 30	916,8	844,6	398,0	139,0	275,3	752,4	686,7	297,9	95,2	172,3

Tabelle A 3-3: Bauteiltemperaturen für dreiseitig beflamnte Slim-Floor Querschnitte mit einer Stegdicke von 8 mm und einem Bewehrungsstabdurchmesser von 20 mm mit $e_{s,a} = 50$ mm

Querschnitt	θ für Feuerwiderstandsdauer R 90					θ für Feuerwiderstandsdauer R 60				
	Flansch [°C]	Steg mit z [mm]			Beton- stahl [°C]	Flansch [°C]	Steg mit z [mm]			Beton- stahl [°C]
		$z_w=0$ [°C]	$z_w=55$ [°C]	$z_w=135$ [°C]			$z_w=0$ [°C]	$z_w=55$ [°C]	$z_w=135$ [°C]	
D20 - 200 15 / 6	947,1	862,2	466,9	192,8	360,9	856,2	749,8	359,8	131,2	240,0
D20 - 200 15 / 8	945,2	867,5	467,2	192,4	358,2	850,2	751,8	358,2	130,7	235,9
D20 - 200 15 / 12	941,2	870,7	465,0	190,6	351,9	833,8	742,1	352,2	129,1	227,5
D20 - 200 15 / 15	937,9	869,6	462,0	188,9	346,8	817,8	728,2	347,2	127,8	221,7
D20 - 200 15 / 25	923,4	855,0	447,6	182,9	329,2	771,5	694,9	332,0	123,6	204,5
D20 - 200 15 / 30	912,1	842,0	438,6	179,7	320,9	756,9	683,4	324,6	121,5	196,6
D20 - 300 15 / 6	949,6	862,2	462,0	182,9	353,4	860,7	750,5	357,5	124,6	238,6
D20 - 300 15 / 8	947,7	867,5	462,4	182,4	350,7	855,0	752,6	356,0	124,0	234,5
D20 - 300 15 / 15	940,4	869,9	457,2	178,8	339,5	822,4	729,5	345,0	120,8	220,6
D20 - 300 15 / 25	925,2	855,8	442,7	172,4	321,3	768,9	695,6	329,5	116,2	202,6
D20 - 400 15 / 6	951,8	856,0	445,7	170,1	349,3	864,5	745,0	349,4	118,1	237,4
D20 - 400 15 / 8	949,8	861,2	446,0	169,7	346,5	858,8	746,3	347,7	117,4	233,2
D20 - 400 15 / 15	942,1	863,4	440,7	166,1	334,9	825,8	720,8	336,6	114,1	218,7
D20 - 400 15 / 25	923,3	847,5	425,5	159,8	316,6	768,2	689,8	321,3	109,1	200,7
D26 - 300 15 / 6	949,5	861,4	460,8	178,6	352,3	860,7	750,0	357,4	122,7	238,3
D26 - 300 15 / 12	943,6	870,2	459,0	176,2	343,5	838,9	742,8	350,0	120,4	226,0
D26 - 300 15 / 30	913,1	842,2	432,5	163,5	311,5	754,3	683,9	322,3	111,2	194,3
D26 - 400 15 / 6	951,8	855,5	444,5	166,5	348,5	864,6	744,8	349,2	116,9	237,2
D26 - 400 15 / 8	949,8	860,8	444,8	166,0	345,7	858,9	746,0	347,6	116,2	233,0
D26 - 400 15 / 15	942,2	863,0	439,5	162,2	334,2	825,8	720,6	336,5	112,8	218,6
D26 - 400 15 / 25	925,9	847,1	424,6	155,4	315,8	768,3	689,8	321,5	107,5	200,5
D32 - 300 15 / 6	949,6	861,5	460,6	177,3	352,4	860,8	750,2	357,8	122,4	238,4
D32 - 300 15 / 15	940,4	869,4	455,5	173,1	338,4	822,5	729,2	345,0	118,6	220,2
D32 - 300 15 / 25	925,3	855,2	440,5	166,2	320,3	769,2	695,7	329,2	113,5	202,4
D37 - 500 15 / 6	953,1	855,9	444,9	166,5	348,7	866,7	745,4	350,0	117,1	237,2
D37 - 500 15 / 15	943,5	863,4	440,1	162,2	334,7	827,6	721,0	337,3	112,9	219,2
D37 - 500 15 / 25	927,0	847,3	424,9	155,7	316,7	767,2	690,1	322,0	107,7	201,4
D50 - 600 15 / 6	954,1	855,4	448,0	169,6	348,3	868,2	745,0	353,4	119,1	237,3
D50 - 600 15 / 15	944,6	862,8	443,0	165,9	334,9	828,7	720,4	340,1	115,2	219,6
D50 - 600 15 / 25	927,7	846,3	426,6	159,7	315,7	766,3	689,7	323,7	110,2	200,8
D20 - 200 15 / 6	947,1	862,2	466,9	192,8	360,9	856,2	749,8	359,8	131,2	240,0
D20 - 200 15 / 8	945,2	867,5	467,2	192,4	358,2	850,2	751,8	358,2	130,7	235,9

Tabelle A 3-4: Vergleich der Ergebnisse aus der Temperaturfeldanalyse mit dem theoretischen Temperaturverlauf für Sonderprofil - Unterzug mit U-Profil als seitliche Abschalung

Nr.	Querschnitt	t _w [mm]	d _s [mm]	Temperaturfeldanalyse					Theoretischer Verlauf				
				θ _{fb} [°C]	θ _w mit z _w [mm]			θ _s [°C]	θ _{fb} [°C]	θ _w mit z _w [mm]			θ _s [°C]
					0 [°C]	55 [°C]	135 [°C]			0 [°C]	55 [°C]	135 [°C]	
R 90													
1	D 20-300 10/6	6	20	947,3	868,5	429,5	143,1	337,2	964,4	891,4	459,4	175,7	368,9
2	D 20-300 10/6	6	32	946,5	867,9	429,0	144,1	308,3	964,4	891,4	459,4	175,7	335,4
3	D20-300 15/12	8	20	936,2	860,7	443,0	160,0	334,9	955,8	886,8	469,6	192,4	358,4
4	D 20-300 15/6	6	20	940,9	875,2	424,9	139,0	326,4	964,4	891,4	459,4	175,7	368,9
5	D 26-300 15/10	6	32	942,4	874,0	427,5	142,4	301,7	958,7	888,3	454,4	173,6	329,0
6	D 26-300 15/10	6	32	944,5	878,6	443,7	152,3	305,1	958,7	888,3	454,4	173,6	329,0
7	D 26-300 15/20	6	32	928,5	866,3	413,8	136,2	283,6	944,4	880,6	441,7	168,1	313,0
8	D 26-300 15/10	6	32	944,2	879,7	445,9	161,1	305,8	958,7	888,3	454,4	173,6	329,0
9	D 32-300 15/15	6	32	938,6	877,3	436,3	148,6	295,9	951,6	884,5	448,0	170,8	321,0
10	D 32-300.15/8	6	32	944,5	872,3	428,8	143,7	305,1	951,6	884,5	448,0	170,8	321,0
11	D 37-500 15/15	8	32	936,2	853,4	429,5	154,9	296,1	951,6	884,5	466,2	190,6	321,0
12	D37-500 15/15	8	32	936,2	854,0	432,3	158,2	296,9	951,6	884,5	466,2	190,6	321,0
13	D37-500 15/15	8	32	935,9	854,7	433,1	160,5	296,9	951,6	884,5	466,2	190,6	321,0
R 60													
1	D 20-300 10/6	6	20	852,4	753,2	328,1	98,3	222,5	882,6	782,7	352,2	119,3	243,6
2	D 20-300 10/6	6	32	850,9	752,5	327,7	98,7	200,5	882,6	782,7	369,6	135,8	222,4
3	D20-300 15/12	8	20	813,8	717,2	335,8	109,3	212,1	853,2	763,5	360,6	133,1	232,0
4	D 20-300 15/6	6	20	820,9	732,9	317,8	94,8	208,6	882,6	782,7	352,2	119,3	222,4
5	D 26-300 15/10	6	32	832,8	742,5	322,0	97,8	192,4	863,0	769,9	345,6	117,6	216,0
6	D 26-300 15/10	6	32	834,1	744,1	327,3	101,8	193,4	863,0	769,9	345,6	117,6	216,0
7	D 26-300 15/20	6	32	768,2	701,3	305,0	92,9	175,2	814,0	737,8	329,2	113,1	200,0
8	D 26-300 15/10	6	32	831,0	742,2	327,8	107,5	193,8	863,0	769,9	345,6	117,6	216,0
9	D 32-300 15/15	6	32	799,4	718,7	317,6	99,2	184,2	838,5	753,9	337,4	115,3	208,0
10	D 32-300.15/8	6	32	843,4	750,2	325,3	98,7	196,3	838,5	753,9	337,4	115,3	208,0
11	D 37-500 15/15	8	32	798,3	700,3	323,9	107,0	186,5	838,5	753,9	356,1	131,7	226,2
12	D37-500 15/15	8	32	796,8	700,0	325,5	109,2	186,6	838,5	753,9	356,1	131,7	226,2
13	D37-500 15/15	8	32	793,2	699,1	326,0	110,4	186,4	838,5	753,9	356,1	131,7	226,2
Abschalprofil:		Querschnitt 1-5, 7, 10 → U 50x38 Querschnitt 11 → U 80x45 Querschnitt 6, 9 → U 100x50 Querschnitt 12 → U 140x60 Querschnitt 8 → U 160x65 Querschnitt 13 → U 200x80											

Tabelle A 3-5: Zusammenfassung der thermischen Einwirkungen für Slim-Floor-Träger mit geneigten Stegen in Kombination mit hohen Trapezblechprofilen

Bereich	t_w mm	R90	R60
		Temperatur °C	Temperatur °C
Untergurt	-	$\theta_{fb} = 975 - 1,4 t_{fb}$	$\theta_{fb} = 915 - 4,9 t_{fb}$
Steg $z=0$	-	$\theta_{z,0} = \theta_{fb} - (70 - 0,6 t_{fb})$	$\theta_{z,0} = \theta_{fb} - (100 - 1,6 t_{fb})$
Steg $0 < z \leq 55$	8	$\theta_{z,55} = \theta_{z,0} - (7,5 + 0,007 t_{fb})z$	$\theta_{z,55} = \theta_{z,0} - (7,7 - 1/32 t_{fb})z$
	6	$\theta_{z,55} = \theta_{z,0} - (7,8 + 0,009 t_{fb})z$	$\theta_{z,55} = \theta_{z,0} - (8,0 - 1/35 t_{fb})z$
Steg	8	$\theta_{z,135} = \theta_{z,55} - (3,5 - 1/142 t_{fb})(z - 55)$	$\theta_{z,135} = \theta_{z,55} - (3 - 1/77 t_{fb})(z - 55)$
	6	$\theta_{z,135} = \theta_{z,55} - (3,6 - 1/115 t_{fb})(z - 55)$	$\theta_{z,135} = \theta_{z,55} - (3 - 1/67 t_{fb})(z - 55)$
Bewehrung	-	$\theta_s = (360 - 1,6 t_{fb}) \rightarrow$ für $z_s \geq 55$ mm	$\theta_s = 240 - 1,6 t_{fb} \rightarrow$ für $z_s \geq 55$ mm

Tabelle A 3-6: Mindestabmessungen (EN1994-1-2, Tab. 4.10)

Feuerwiderstandsklasse	R 30	R 60	R 90	R 120	R 180
Minimale Stahlprofilhöhe h [mm]	120	150	170	200	250
Minimale Betonbreite b_c [mm]					
Minimale Fläche $A = h_a b_c$ [mm ²]	17500	24000	35000	50000	80000

Tabelle A 3-7: Reduzierung der Betongurthöhe (EN1994-1-2, Tab. F.1)

Feuerwiderstandsklasse	R 30	R 60	R 90	R 120	R 180
Betongurt: $h_{c,fi}$ [mm]	10	20	30	40	55

Tabelle A 3-8: Reduktion des Kernbetons [32]

Feuerwiderstandsklasse	h_{fi} [mm]	$h_{fi,min}$ [mm]
R30	25	25
R60	$160 - 0,4 b_c - 8 h/b_c$	30
R 90	$220 - 0,5 b_c - 8 h/b_c$	45

Tabelle A 3-9: Reduktionsfaktor k_s für die Streckgrenze der Bewehrungsstäbe in der Betondecke mit dem Abstand u [mm] gleich u_l bzw. $(h_c - u_h)$ [32]

Feuerwiderstand	Reduktionsfaktor k_s	$k_{s,min}$	$k_{s,max}$
R60	$(0,022 u) + 0,34$	0	1,0
R 90	$(0,0275 u) - 0,1$		

Tabelle A 3-10: Reduktionsfaktor k_s für die Streckgrenze der Bewehrungsstäbe in der Betondecke mit dem Abstand u [mm] gleich u_l bzw. $(h_c - u_h)$ [32]

Träger Nr.	-	1	2	3	4*
Bezeichnung	-	2-300 12/6	2-300 20/15	2-300 30/25	37-500 30/12
Betongüte	-	C 30/37	C 30/37	C 30/37	C 30/37
Stahlgüte	-	S 355	S 355	S 355	S 355
b_{ft}	[mm]	185	185	185	300
$t_{ft} / t_{fb,1} / t_{fb,2}$	[mm]	12/6/6	20/15/15	30/25/25	30/12/10
$b_{fb,1}$	[mm]	300	300	300	500
$b_{fb,2}$	[mm]	100	100	100	100
t_w	[mm]	6	6	6	8
A_s	[mm ²]	1600	1600	3200	4020
$e_{s,1}$	[mm]	50	50	50	55
h_a	[mm]	206	215	225	382
e_h	[mm]	47	47	47	55

Unterzug mit dreiseitiger Beflammung

Anlage A4 – Trägerversuche

A4.1 Hutprofile mit FEDU-Stanzdübeln, ohne Aufbeton

In [54] wurden drei Versuche mit ausbetonierten, hutförmigen Slim-Floor-Trägern ohne einen zusätzlichen Aufbeton durchgeführt. Abb. A 4-1 zeigt System und Querschnitt des Versuchs SF-BT-U3, an den Lasteinleitungsstellen und Auflagern wurden aufgrund des lokalen Beulens Steifen angeordnet. Durch die Nachrechnung des Versuchs wird nachfolgend die Biege- und Querkrafttragfähigkeit sowie das Verformungsverhalten untersucht.

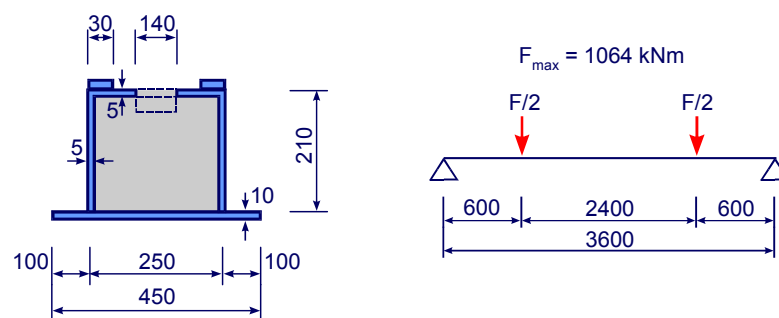


Abb. A 4-1: Querschnitt und Versuchsaufbau – Träger SF-BT-U3 [54]

Tabelle A 4-1: Querschnitt und Materialfestigkeiten – Träger SF-BT-U3

Querschnittsteil	Abmessung [mm]	Streckgrenze f_y [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_u [N/mm ²]
Obergurtleiste	30x7,3	378	546
Hutprofil	$t_w=5$	441	539
Untergurt	450x10	369	515
Beton	C30/37, $f_{cm} = 40,7$ N/mm ²		

Im Versuch wurde ein Moment von 319,2 kNm erreicht, dies entspricht der Traglast. In Tabelle A 4-2 sind die rechnerischen Traglasten aufgeführt. Die im Versuch erreichte Querkraft liegt mit 532 kN im Bereich der plastischen Querkrafttragfähigkeit des Stahlprofils. Um die Mitwirkung des Beton an der Querkrafttragfähigkeit zu beziffern, wurden FE-Analysen zur Bestimmung der wirksamen Breite durchgeführt (Abb. A 4-2). Für den 10 mm starken Untergurt ergibt sich eine wirksame Breite b_w von 40mm. Maßgebend wird der 5 mm starke Obergurt, für den sich eine Breite b_w von ca. 24mm ergibt, dabei wurde vereinfacht von einem durchgehenden Obergurt ausgegangen und der Einfluss der Öffnungen sowie der abgekanteten Laschen vernachlässigt.

Unter Ansatz des hybriden Fachwerkmodells (Abb. A 4-3) ergibt sich ein innerer Hebelarm zwischen der resultierenden Zug- und Druckkraft von 18,6 cm. Nach DIN 1045-1 folgt vereinfacht mit $\cot\theta=1,2$ (Druckstrebenwinkel von 39,8°) eine Tragfähigkeit der Betondruckstrebe von:

$$V_{R,max} = \frac{b_w z \alpha f_c}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{25 \cdot 186 \cdot 0,75 \cdot 40,7}{1,2 + 1/1,2} \cdot 10^{-3} = 67,0 \text{ kN}$$

$$V_{R,sy} = A_z f_y = 2 \cdot 0,5 \cdot \frac{18,6}{\tan 39,8^\circ} 44,1 = 22,32 \cdot 44,1 = 984,5 \text{ kN}$$

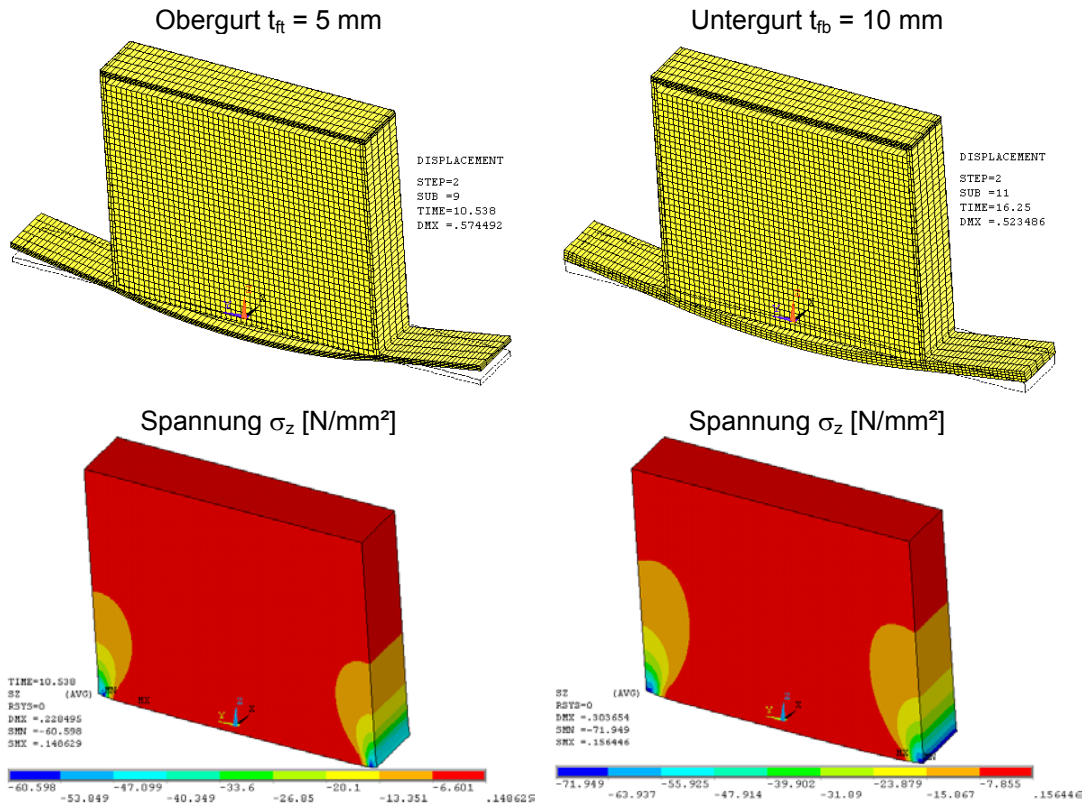


Abb. A 4-2: Ermittlung der wirksamen Breite b_w

Bei auflagenahen Einzellasten kann sich eine Druckstrebe direkt zum Auflager hin ausbilden. Da das Auflager auf der gesamten Breite unterstützt ist und die Lasteinleitung im Versuch ebenfalls auf der vollen Querschnittsbreite erfolgt, ist in diesen Fällen die Ausbildung einer Druckstrebe über die gesamte Breite des Betonquerschnitts möglich (Abb. A 4-3). Im vorliegenden Fall resultiert aus dem Angriffspunkt der resultierenden Druckkraft und dem Abstand der Lasteinleitung vom Auflager ein Winkel kleiner 18° , der zur Ausbildung einer Druckstrebe zu flach ist. Die Gesamtquerkrafttragfhigkeit ergibt sich zu:

$$V_R = V_{R,c} + V_{R,a} = 67,0 + 2 \cdot 0,5 \cdot 20,5 \frac{44,1}{\sqrt{3}} = 69,8 + 522 = 589,0 \text{ kN}$$

Die Aufteilung der Querkraft auf Stahlprofil und Betonquerschnitt wird vereinfacht über die anteilige Querkrafttragfähigkeit abgeschätzt:

$$V_{a,E} = V_E \frac{V_{a,R}}{V_R} = 532 \frac{522}{589} = 472 \text{ kN} \rightarrow V_{c,E} = 532 - 472 = 60 \text{ kN}$$

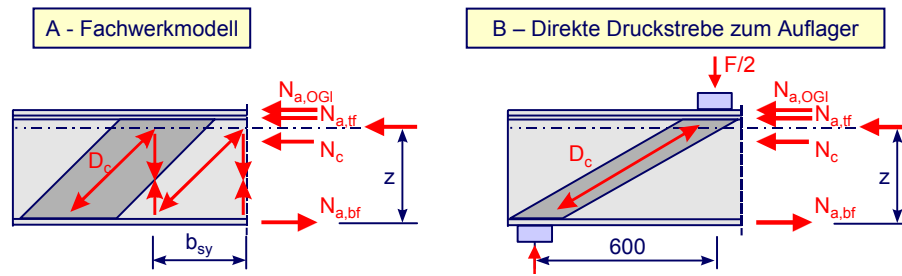


Abb. A 4-3: Ausbildung der Betondruckstrebe – Träger SF-BT-U3 [54]

Um Klarheit über die Verteilung der Schubkräfte zu erhalten, werden die aus der FE-Berechnung resultierenden Schubspannungen τ_{xz} (Abb. A 4-4) aufintegriert und daraus die Querkraftanteile des Stahlprofils bestimmt:

$$V_{a,E} = 2 \cdot 0,5 \cdot 20,5 \cdot 24,4 = 500,2 \text{ kN} \rightarrow V_{c,E} = 532 - 500,2 = 31,8 \text{ kN}$$

Damit kann der Reduktionsbeiwert ρ_w für den Steg wie folgt bestimmt werden:

$$\zeta = \frac{\sigma_z}{f_y} = \frac{31,8 / 22,32}{44,1} = 0,032, \quad \beta = \frac{\tau}{f_y} = \frac{500,2 / 20,5}{44,1 / \sqrt{3}} = 0,958$$

$$\rho_w = \frac{\zeta \pm \sqrt{4 - 3\zeta^2 - 4\beta^2}}{2} = \frac{0,032 \pm \sqrt{4 - 3 \cdot 0,032^2 - 4 \cdot 0,958^2}}{2} = 0,27$$

Daraus resultiert eine reduzierte Momentenragfähigkeit von 283,9 kNm. Abb. A 4-4c veranschaulicht, dass die Schubspannung im Steg des Stahlprofils durch die Einleitung der konzentrierten Einzellast erst außerhalb des Lasteinleitungsbereiches auf das maximale Niveau ansteigt, welches bis kurz vor dem Auflager annähernd konstant bleibt.

Tabelle A 4-2: Rechnerische Momentenragfähigkeit – Träger SF-BT-U3

plastisch	$M_{pl,R} = 318,0 \text{ kNm}, z_{pl} = 13,1 \text{ cm}$	$M_u / M_{pl,R} = 1,004$
dehnungsbegrenzt	$M_R = 308,5 \text{ kNm}, z = 14,2 \text{ cm}$	$M_u / M_R = 1,035$
unter Berücksichtigung der Querkraft $\rho_w = 0,27$	$M_{pl,R,\rho} = 283,9 \text{ kNm}, z_{pl} = 13,6 \text{ cm}$	$M_u / M_{pl,R} = 1,124$

Die Nachrechnung des Versuchs im Bruchzustand zeigt, dass die plastische Momentenragfähigkeit erreicht wurde. Zur Beurteilung des Querkrafttragverhaltens zeigt sich der geringe Abstand zwischen Lasteinleitungsstelle und Auflager als ungünstig, da der Bereich wesentlich den Einflüssen aus der Lasteinleitung unterliegt und daher eine Differenzierung der anteiligen Querkräfte schwer fällt. Der Stahlquerschnitt übernimmt nahezu die gesamte Querkraft. Dies ist u. a. darin begründet, dass die Querbiegesteifigkeit des Obergurts aufgrund der Gurtöffnungen weiter geschwächt wird und nur im Bereich neben den Öffnungen Kontaktpressungen zwischen Stahlprofil und Kammerbeton übertragen werden können.

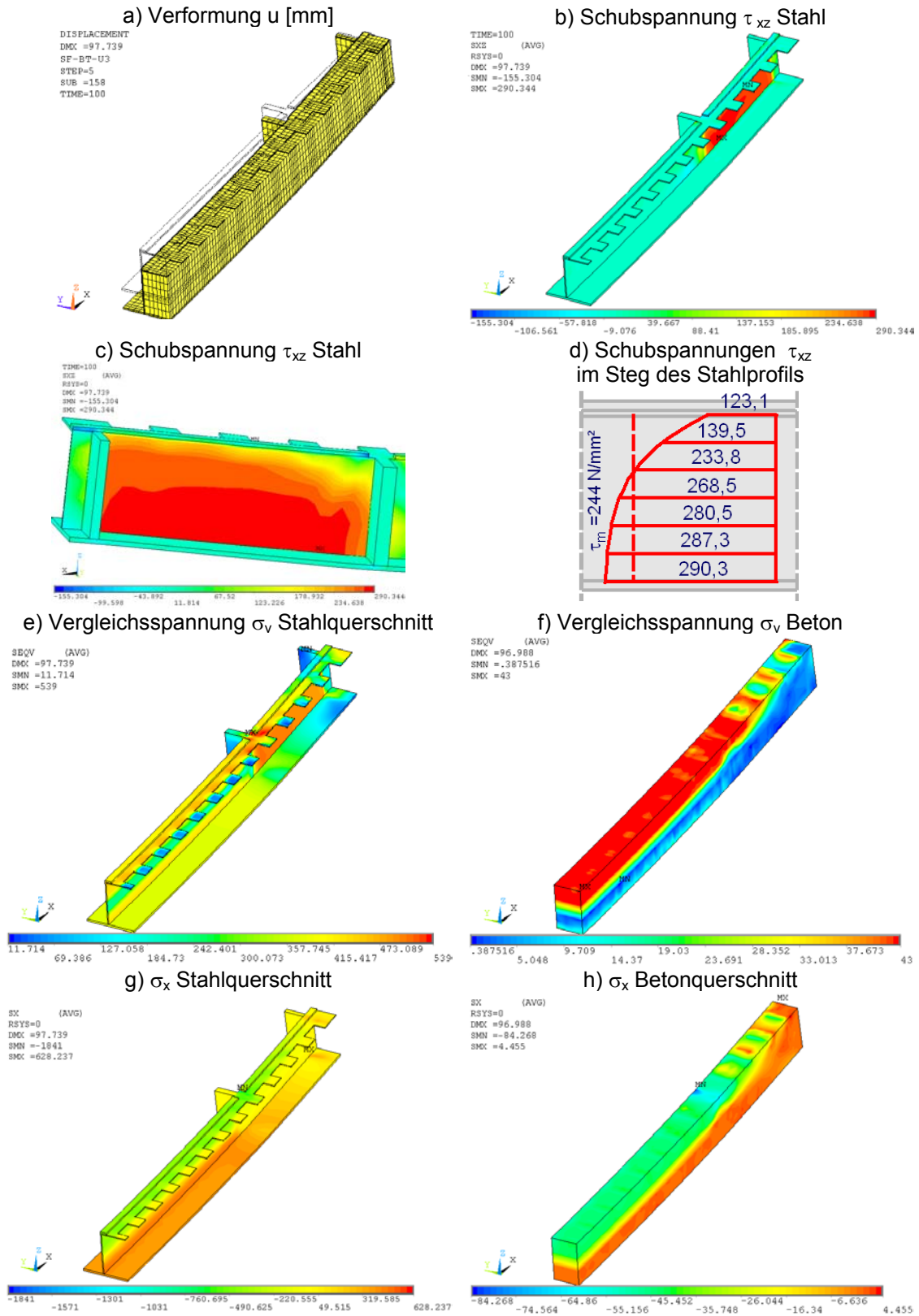


Abb. A 4-4: Spannungsbilder – Träger SF-BT-U3 [N/mm²]

Unter Zugrundelegung der Bemessungswerte der Werkstofffestigkeiten ergibt sich für den Querschnitt ein aufnehmbares Moment M_{Rd} von 232 kNm, dies entspricht einer Gesamtlast von $P_d \approx 770$ kN. Mit einem Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma \approx 1,41$ ergibt sich das Lastniveau unter Gebrauchslasten unter Vernachlässigung des Kombinationsbeiwertes für die Verkehrslasten zu $P_k = 550$ kN, das entspricht ca. 50% der Bruchlast bzw. einem Moment von 165 kNm. Nachfolgend wird die Verformungsberechnung für den Querschnitt aufgeführt. Dabei wird zunächst die Biegesteifigkeit für den ungerissenen Querschnitt sowie dem Querschnitt im Zustand II bestimmt:

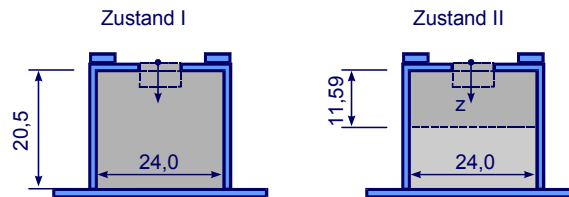


Abb. A 4-5: Querschnitt im Zustand I und II

Stahlprofil: $A_a = 75,38 \text{ cm}^2$, $J_a = 5138,8 \text{ cm}^4$, $z_s = 15,77 \text{ cm}$,
 $a_{st,I} = 15,77 - (20,5/2 + 0,5) = 5,02 \text{ cm}$, $a_{st,II} = 15,77 - (11,59/2 + 0,5) = 9,48 \text{ cm}$

Zustand I (Gesamtquerschnittsverfahren):

$$A_c = 20,5 \cdot 24 = 492 \text{ cm}^2, \quad J_c = 20,5^3 \cdot 24 / 12 = 17230,25 \text{ cm}^4$$

$$n_0 = \frac{E_a}{E_c} = \frac{21000}{2830} = 7,42$$

$$A_{c,0} = \frac{A_c}{n_0} = \frac{492,0}{7,42} = 66,3 \text{ cm}^2, \quad J_{c,0} = \frac{J_c}{n_0} = \frac{17230,25}{7,42} = 2322,1 \text{ cm}^2$$

$$A_{i,0} = A_a + A_{c,0} = 75,38 + 66,3 = 141,68 \text{ cm}^2$$

$$z_{i,0} = \frac{A_a a_{st,I}}{A_{i,0}} = \frac{75,38 \cdot 5,02}{141,68} = 2,67 \text{ cm}$$

$$S_{i,0} = A_{c,0} z_{i,0} = 66,3 \cdot 2,67 = 177,08 \text{ cm}^3$$

$$J_{i,0,I} = J_a + J_{c,0} + S_{i,0} a_{st,I} = 5138,8 + 2322,1 + 177,08 \cdot 5,02 = 8350 \text{ cm}^4$$

Zustand II (Gesamtquerschnittsverfahren, nur der ungerissene Beton wird angesetzt):

$$A_c = 11,59 \cdot 24 = 278,16 \text{ cm}^2, \quad J_c = 11,59^3 \cdot 24 / 12 = 3113,7 \text{ cm}^4$$

$$n_0 = \frac{E_a}{E_c} = \frac{21000}{2830} = 7,42$$

$$A_{c,0} = \frac{A_c}{n_0} = \frac{278,16}{7,42} = 37,49 \text{ cm}^2, \quad J_{c,0} = \frac{J_c}{n_0} = \frac{3113,7}{7,42} = 419,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{i,0} = A_a + A_{c,0} = 75,38 + 37,49 = 112,87 \text{ cm}^2$$

$$z_{i,0} = \frac{A_a a_{st,II}}{A_{i,0}} = \frac{75,38 \cdot 9,48}{112,87} = 6,33 \text{ cm}$$

$$S_{i,0} = A_{c,0} z_{i,0} = 37,49 \cdot 6,33 = 237,2 \text{ cm}^3$$

$$J_{i,0,II} = J_a + J_{c,0} + S_{i,0} a_{st,I} = 5138,8 + 419,6 + 237,2 \cdot 9,48 = 7807 \text{ cm}^4$$

$$J_{i,0,m} = \frac{J_{i,0,I} + J_{i,0,II}}{2} = \frac{8350 + 7807}{2} = 8078 \text{ cm}^4$$

$$w_b = \frac{1}{24EJ} PL^3 \left[3 \frac{a}{L} - 4 \left(\frac{a}{L} \right)^3 \right] = \frac{10}{24 \cdot 21000 \cdot 7807} \frac{550}{2} 360^3 \left[3 \frac{60}{360} - 4 \left(\frac{60}{360} \right)^3 \right] = 15,7 \text{ mm}$$

$$w_s = \frac{1}{GA_{vz}} \frac{P}{2} a = \frac{10}{8100 \cdot 20,5} \frac{550}{2} 60 = 0,99 \text{ mm}$$

$$w = w_b + w_s = 15,17 + 0,99 = 16,16 \text{ mm}$$

Die Abweichung zum Versuch mit $w_e = 18,6 \text{ mm}$ beträgt 13,1%.

Im nächsten Schritt wird die Biegesteifigkeit mit Hilfe des Momenten-Krümmungs-Diagramms bestimmt (Abb. 6-15). Aus diesem folgt für ein Moment von 165 kNm:

$$\kappa = 0,010319 \frac{1}{\text{m}} \rightarrow J = \frac{M}{E \kappa} = \frac{0,165}{210000 \cdot 0,010319} 10^8 = 7614 \text{ cm}^4$$

$$w_b = \frac{1}{24EJ} PL^3 \left[3 \frac{a}{L} - 4 \left(\frac{a}{L} \right)^2 \right] = \frac{10}{24 \cdot 21000 \cdot 7614} \frac{550}{2} 360^3 \left[3 \frac{60}{360} - 4 \left(\frac{60}{360} \right)^2 \right] = 16,1 \text{ mm}$$

$$w = w_b + w_s = 16,1 + 0,99 = 17,1 \text{ mm}$$

Die Abweichung zum Versuch mit $w_e = 18,6 \text{ mm}$ beträgt 8,1%.

Im Weiteren wird die Nachgiebigkeit der Verbundmittel berücksichtigt. Die Federsteifigkeit eines Dübels kann mit Hilfe der in [54] dokumentierten Push-Out Versuche zu 1580 kN/cm bestimmt werden. Für das aus der M- κ -Beziehung abgeleitete Trägheitsmoment wird zunächst der Ersatzquerschnitt für die Berechnung nach dem Gesamtquerschnittsverfahren ermittelt. Aus der dem M- κ -Diagramm zugrunde liegenden dehnungsbegrenzten Berechnung mit dem nichtlinearen Betonwerkstoffgesetz nach Abb. 2-3a, beträgt die Höhe der Betondruckzone $z_c = 12,4 \text{ cm}$ und der Abstand der resultierenden Betondruckkraft von der oberen Randfaser des Betons $z_D = 4,24 \text{ cm}$. Aus dem Versatz des Angriffspunktes gegenüber einer linearen Spannungsverteilung folgt der Abminderungsfaktor für das Eigentragheitsmoment:

$$\xi = \frac{6 e_1}{z_c} = \frac{6(12,4/2 - 4,24)}{12,4} = 0,948$$

Damit kann durch Variation der Betonhöhe ein Ersatzquerschnitt definiert werden, der nach dem Gesamtquerschnittsverfahren ein Trägheitsmoment von 7614 cm^4 aufweist.

$$z_c = 6,76 \text{ cm}, a_{st} = 15,77 - (6,76/2 + 0,5) = 11,89 \text{ cm}$$

$$A_c = 6,76 \cdot 24 = 162,24 \text{ cm}^2, J_c = 6,76^3 \cdot 24 / 12 = 617,8 \text{ cm}^4$$

$$A_{c,0} = \frac{A_c}{n_0} = \frac{162,2}{7,42} = 21,87 \text{ cm}^2, J_{c,0} = \frac{J_c}{n_0} = \frac{617,8}{7,42} = 83,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{i,0} = A_a + A_{c,0} = 75,38 + 21,87 = 97,25 \text{ cm}^2$$

$$z_{i,0} = \frac{A_a a_{st}}{A_{i,0}} = \frac{75,38 \cdot 11,89}{97,25} = 9,22 \text{ cm}$$

$$S_{i,0} = A_{c,0} z_{i,0} = 21,87 \cdot 9,22 = 201,6 \text{ cm}^3$$

$$J_{i,0} = J_a + \xi J_{c,0} + S_{i,0} a_{st,l} = 5138,8 + 0,948 \cdot 83,26 + 201,6 \cdot 11,89 = 7614,8 \text{ cm}^4$$

Für diesen Ersatzquerschnitt wird nach dem entwickelten Näherungsverfahren die Nachgiebigkeit in der Verbundfuge berücksichtigt:

$$\beta_s = \frac{\pi^2 E_a A_{c,0}}{L^2 c_s} = \frac{\pi^2 21000 \cdot 21,87}{360^2 \cdot 1580 / 15} = 0,332$$

$$n_{0,\text{eff}} = n_0 (1 + \beta_s) = 7,42 (1 + 0,332) = 9,884$$

$$A_{c,\text{eff}} = \frac{A_c}{n_{0,\text{eff}}} = \frac{162,24}{9,884} = 16,41 \text{ cm}^2$$

$$z_{0,\text{eff}} = \frac{A_a a}{A_{c,\text{eff}} + A_a} = \frac{75,38 \cdot 11,89}{16,41 + 75,38} = 9,764 \text{ cm}$$

$$S_{0,\text{eff}} = A_{c,\text{eff}} z_{0,\text{eff}} = 16,41 \cdot 9,764 = 160,2 \text{ cm}^3$$

$$J_{0,\text{eff}} = J_a + \xi J_{c,0} + S_{i,0} a_{st,l} = 5138,8 + 0,948 \cdot 83,26 + 160,2 \cdot 11,89 = 7122,5 \text{ cm}^4$$

$$w_b = \frac{1}{24 E J} P L^3 \left[3 \frac{a}{L} - 4 \left(\frac{a}{L} \right)^2 \right] = \frac{10}{24 \cdot 21000 \cdot 7122,5} \frac{550}{2} 360^3 \left[3 \frac{60}{360} - 4 \left(\frac{60}{360} \right)^2 \right] = 17,7 \text{ mm}$$

$$w = w_b + w_s = 17,7 + 0,99 = 18,695 \text{ mm}$$

Die Abweichung zum Versuch mit $w_e = 18,6 \text{ mm}$ beträgt 0,5%.

A4.2 Ausbetonierte Hutprofile, ohne Aufbeton - Längsschubkräfte

Das System nach Abb. A 4-6 wird mit dem Programmsystem Ansys 7.1 berechnet, um die Längsschubkräfte in der Verbundfuge darzustellen (Abb. 4-52). Dabei wird zum einen eine Idealisierung mit der Dübelkennlinie der FEDU-Stanzdübel vorgenommen, parallel dazu erfolgt eine Berechnung mit einer ca. 4-fach größeren Federsteifigkeit. Die Traglasten beider FE-Berechnungen wird unter einer Gleichstreckenlast von 172,12 kN/m erreicht. Um ein lokales Betonversagen und Konvergenzprobleme in der FE-Analyse im Auflagerbereich infolge der Lastausleitung durch die Zentrierleiste zu verhindern, wird für den Betonquerschnitt unmittelbar im Auflagerbereich auf einer Länge von ca. 10,0cm eine Bewehrung ($\rho=0,02\%$) vorgegeben, im übrigen Bereich wird für das SOLID65-Element eine verschmierte Bewehrung mit einem

Bewehrungsgrad von $\rho=0,0005$ vorgegeben. Auf das Verformungsverhalten hat dies keinen Einfluss, die Berechnung wird dadurch numerisch stabiler. In der FE-Analyse konnte die unter Berücksichtigung der Querbiegung ermittelte plastische Momenten Tragfähigkeit des Querschnitts erreicht werden. Die aus den unterschiedlichen Dübelsteifigkeiten resultierenden Verformungen in Trägermitte sind in Abb. A 4-7 dargestellt.

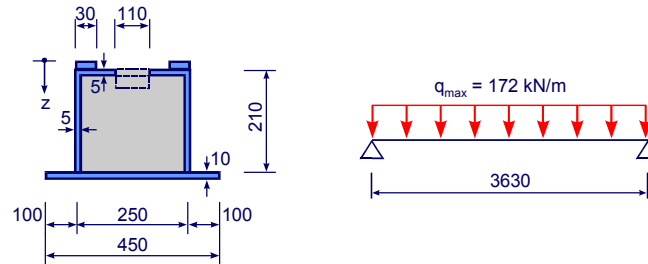


Abb. A 4-6: Querschnitt und System – Träger unter Gleichstreckenlast

Tabelle A 4-3: Querschnitt, Materialfestigkeiten – Träger unter Gleichstreckenlast

Querschnittsteil	Abmessung [mm]	Streckgrenze f_y [N/mm ²]	Beton
Obergurtleiste	30x12	360	$f_{ck} = 21,7 \text{ N/mm}^2$
Hutprofil	$t_w=5$	360	
Untergurt	450x10	360	

Die Belastung wird als dreieckförmige Flächenlast auf den äußeren Untergurten aufgebracht, die Querbiegung wird entsprechend Abb. 4-6 berücksichtigt:

$$m_q = q e = \frac{172}{2} \cdot \frac{0,1}{3} = 2,86 \text{ kNm/m}, \quad m_{pl,q} = f_y \frac{t_{fb}^2}{4} L = 360 \cdot \frac{1,0^2}{4} \cdot 1,0 = 9,0 \text{ kNm/m}$$

$$\eta = \frac{2,86}{9,0} = 0,31, \quad \beta = 0,04, \quad \alpha_m = 0,75 + 0,25 \alpha_2 = 0,75 + 0,25 \cdot 0,896 = 0,97, \quad f_{y,2} = 349 \text{ N/mm}^2$$

Tabelle A 4-4: Rechnerische Momenten Tragfähigkeit – Träger SF-BT-U3

plastisch	$M_{pl,R} = 281,6 \text{ kNm}, z_{pl} = 16,38 \text{ cm}$	$M_u/M_{pl,R} = 1,006$
dehnungsbegrenzt	$M_R = 261,8 \text{ kNm}, z = 16,36 \text{ cm}$	$M_u/M_R = 1,082$

Bei äquidistanter Dübelanordnung ergibt sich die Längsschubkraft im kritischen Schnitt bei voller Verdübelung zu:

$$N_c = b_c h_{c,D} f_c = 24,0 \cdot 14,68 \cdot 2,168 = 763,8 \text{ kN}$$

$$v_{L,E} = N_c / L_{crit} = 763,8 / 1,815 = 420,8 \text{ kN/m}$$

$$P_D = v_{L,E} \frac{L_{crit}}{n} = 420,8 \cdot \frac{1,815}{12} = 63,7 \text{ kN} \quad \text{mit } n = \text{Anzahl der Dübel}$$

Im Vergleich zu der aus der plastischen Bemessung resultierenden Betondruckkraft von $N_c=763,8 \text{ kN}$ beträgt die Summe aller Dübelkräfte in der FE-Berechnung 749 kN.

Der Dübelabstand ist mit 15cm festgelegt. Die Öffnungsmitte des letzten Dübels liegt 9,0cm vom Auflager entfernt, damit ergibt sich für Bestimmung der Dübelkraft eine Länge von $7,5+9=16,5 \text{ cm}$. Auf Grundlage der Elastizitätstheorie (Betonquerschnitt im

Zustand I am Auflager) ergibt sich die Kraft im letzten Dübel zu:

$$V_{E(x)} = q \frac{x}{2} = 172,12 \cdot (1,815 - 0,165 / 2) = 298,2 \text{ kN/m}$$

$$v_{L,E} = V_E \frac{S_c}{J} = 298,2 \frac{169,6}{9865} = 5,12 \text{ kN/cm}$$

$$P_D = v_{L,E} \cdot e = 5,12 \cdot 16,5 = 85 \text{ kN}$$

Aus der FE-Analyse resultiert eine Dübelkraft von 83,9 kN für den letzten Dübel bzw. 91,4 kN bei der Berechnung mit der größeren Dübelsteifigkeit. Gegenüber der auf Basis einer Dübelumlagerung über die gesamte Schublänge L_{crit} ermittelten Dübelkraft von 63,7 kN bleibt eine Differenz von ca. 30% festzuhalten.

Die Verformungsberechnung wird analog zu dem vorhergehenden Beispiel geführt. Der Vergleich zwischen den Ergebnissen der FE-Analyse mit denen des Näherungsverfahrens ist in Abschnitt 6.3.2 gegeben.

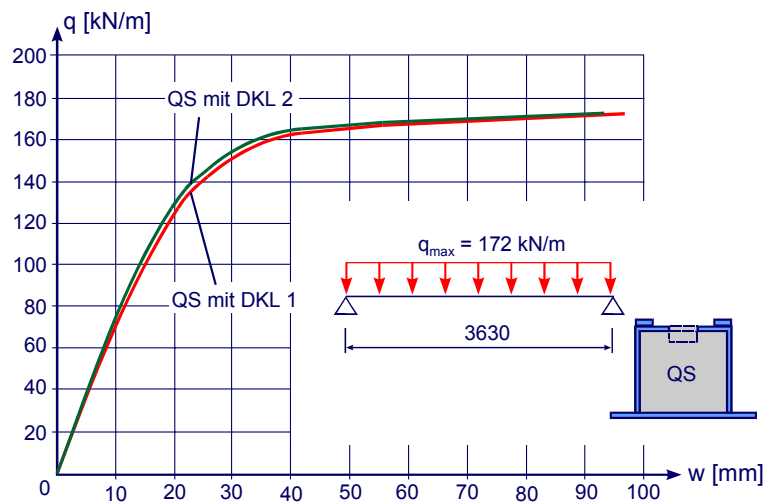


Abb. A 4-7: Verformung in Trägermitte bei unterschiedlichen Dübelsteifigkeiten

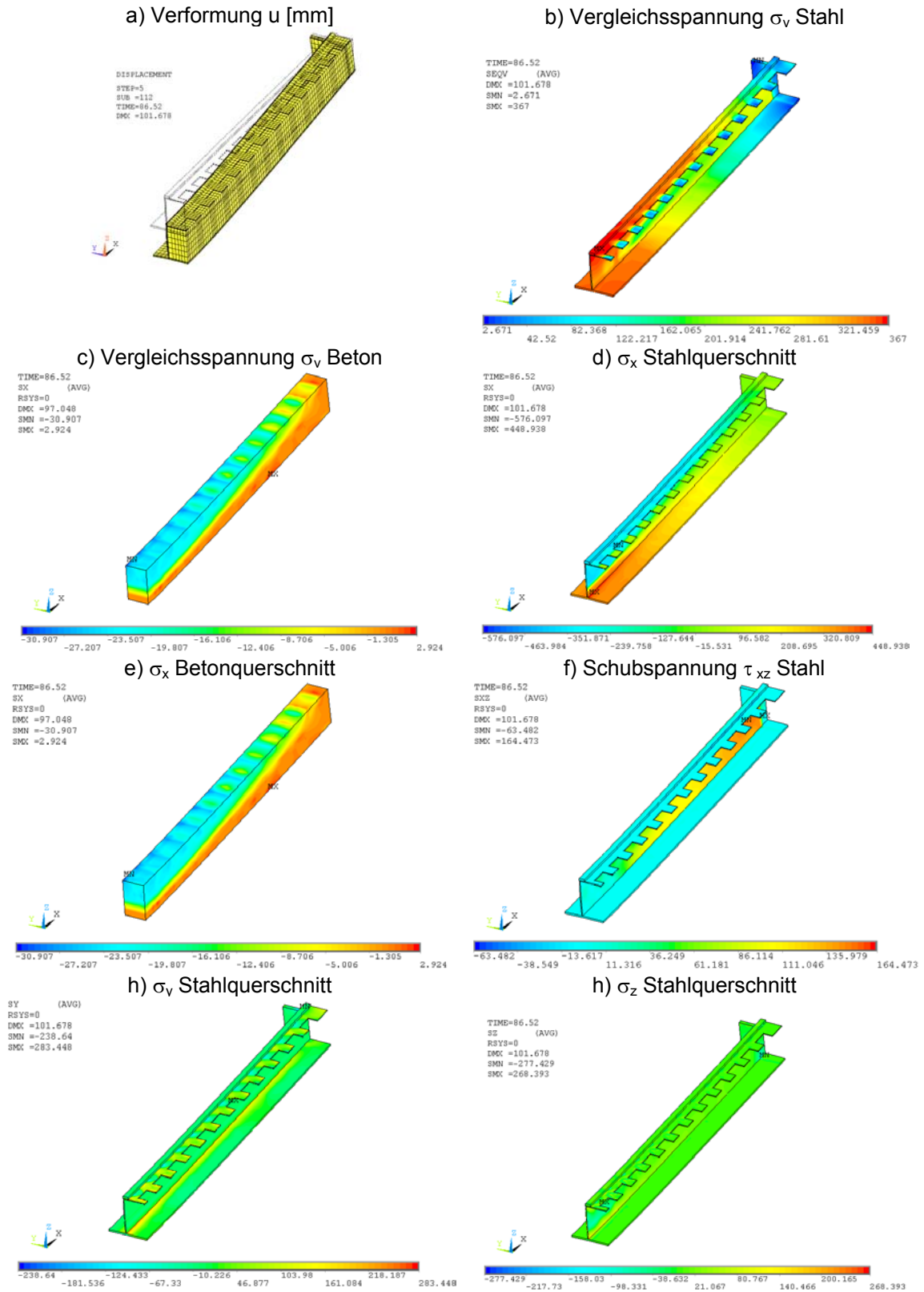


Abb. A 4-8: Spannungsbilder – Querschnitt mit FEDU-Dübeln $q=172\text{kN/m}$ [N/mm^2]

A4.3 Ortbetondecke mit UPE-Hutprofil

Im Folgenden wird für den Versuchsträger VT6 [13] die Verformung bei einer Last von $P = 983 \text{ kN}$ bestimmt. Aus der M - κ -Beziehung folgt die Krümmung und das zugehörige Trägheitsmoment für das Moment $M_{(P=983)} = 540,7 \text{ kNm}$ zu:

	Gesamtquerschnitt	Querschnitt mit Breite $b_{m,s}$	Betongurt mit Breite Δb
$\kappa \text{ [1/m]}$	0,00739	0,007684	0,00739
$J \text{ [cm}^4\text{]}$	34267	32971	1296

Für das unter der Voraussetzung des starren Verbundes ermittelte Trägheitsmoment des Scheibenzustands kann ein Ersatzquerschnitt definiert werden. Aus der dehnungsbegrenzten Berechnung geht eine resultierende Betondruckkraft des Betongurts im Bereich $b_{m,s}$ von $N_c = 2244 \text{ kN}$ hervor, die in einem Abstand von 6,73 cm von Oberkante des Betongurts angreift. Mit der bekannten Druckzonenhöhe von 19,1 cm folgt der Korrekturfaktor ξ zur Abminderung des Eigenträgheitsmomentes des Betongurts zu 0,883. Durch Variation der Betongurthöhe ergibt sich ein Ersatzquerschnitt mit einer Betongurthöhe von 9,31 cm. Für diesen Querschnitt kann die effektiver Biegesteifigkeit unter Anwendung auf dem Gesamtquerschnittsverfahrens aufbauenden Näherungsverfahren ermittelt werden:

E_a	= 21340 kN/cm ²	Mittelwert der Bleche	n_o	= 7,989
E_{c0m}	= 3027 kN/cm ²		A_c	= 611,7 cm ²
E_{cm}	= 2671 kN/cm ²		$A_{c,0}$	= 76,56 cm ²
C_D	= 1363 kN/cm	iterativ ermittelt	β	= 0,5545
c_s	= 181,7 kN/cm ²	mit $e = 15 \text{ cm}$, $n = 2,0$	$n_{o,eff}$	= 12,42
$J_{\Delta b}$	= 1296 cm ⁴			
$J_{b_{m,s},eff}$	= 25301 cm ⁴	Verformung Biegung	w_b	= 17,13 mm
$J_{i,eff}$	= 26597 cm ⁴	Verformung Schub	w_s	= 0,28 x 2,43 = 0,68 mm
$S_{i,eff}$	= 888 cm ³	Res. Verformung	w_{ges}	= 17,81 mm

Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau

Bergische Universität Wuppertal

- Heft 1** Andres, M.: Zum Stabilitätsnachweis von Schalenträgwerken aus Hochleistungsbeton, 2004
- Heft 2** Wörmann, R.: Zur Erfassung hygrothermischer Einflüsse auf das nicht-lineare Trag- und Schädigungsverhalten von Stahlbetonflächenträgwerken, 2004
- Heft 3** Piel, W.: Zur Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken mit Stahlverbundsystemen, 2004
- Heft 4** Mahran, E.: Finite-Infinite-Elemente-Modellierung zur Simulation der Boden-Bauwerk-Flüssigkeit-Interaktion unter dynamischer Anregung, 2004
- Heft 5** Eusani, R.: Zur numerischen Zeitbereichssimulation der Aeroelastischen Instabilität bei Seilbrücken, 2005
- Heft 6** Stracke, J.: Flachdecken aus Konstruktions - Leichtbeton, 2005
- Heft 7** Hanswille, G., Porsch, M., Üstündağ, C.: Versuchsbericht über die Durchführung von 77 Push-Out-Versuchen im Rahmen des Forschungsprojektes „Modellierung von Schädigungsmechanismen zur Beurteilung der Lebensdauer von Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton“, Projekt C8 im Sonderforschungsbereich 398, 2007
- Heft 8** Schäfer, M.: Zum Tragverhalten von Flachdecken mit integrierten hohlkastenförmigen Stahlprofilen, 2007
- Heft 9** Üstündağ, C.: Beitrag zur Bemessung von Verbundträgern unter ermüdungswirksamen Beanspruchungen, 2007