



Betonfertigteile im Geschoss- und Hallenbau

Grundlagen für die Planung

Impressum

Herausgeber:

© 1993

FDB – Fachvereinigung

Deutscher Betonfertigteilbau e.V.

Postfach 210267 · 53157 Bonn

Schloßallee 10 · 53179 Bonn

Tel. 02 28/9 54 56-56

Fax 02 28/9 54 56-90

Internet: www.fdb-fertigteilbau.de

E-Mail: info@fdb-fertigteilbau.de

Redaktion und Autoren:

Dipl.-Ing. Elisabeth Hierlein

Dipl.-Ing. Mathias Tillmann

Dr. Jörg Brandt

Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Rösel

Dipl.-Ing. Dieter Schwerm

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stöffler

Quellennachweis der Bilder:

Verlag Bau+Technik GmbH, Düsseldorf

Bilder der Mitgliedsunternehmen der

FDB e.V.

Produktion und Gestaltung:

Verlag Bau+Technik GmbH, Düsseldorf

www.verlagbt.de

Neuausgabe 2009

Betonfertigteile im Geschoss- und Hallenbau

Grundlagen für die Planung

Autoren:

Dipl.-Ing. Elisabeth Hierlein

Dipl.-Ing. Mathias Tillmann

Dr. Jörg Brandt

Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Rösel

Dipl.-Ing. Dieter Schwerm

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stöffler

Ein dickes Buch zu schreiben...

... hätte nicht ausgereicht, um alles Wissenswerte und alle technischen Aspekte des Planens und des Bauens mit Stahlbetonfertigteilen gründlich abzuhandeln. Die Fülle des für den Stahlbetonfachingenieur notwendigen Wissens findet man in Normen und Richtlinien sowie in den Lehrinhalten der bautechnischen Ausbildungsinstitutionen.

Dem Anspruch, Wichtiges aus der Technologie des Stahlbetonfertigteilterbaus in knapper und anschaulicher Weise darzustellen, ist nur durch Hervorhebung einiger wesentlicher Komplexe zu genügen. Unsere Auswahl erfasst vor allem jene für den Architekten und den Tragwerksplaner wichtigen, fertigteilspezifischen Gebiete aus Planung, Herstellung und Montage, die der Beachtung bedürfen, um die gestalterischen, konstruktiven und wirtschaftlichen Vorteile der Stahlbetonfertigteilterbauweise ausschöpfen zu können. Ein besonderes Kapitel der vorliegenden Broschüre ist den bauphysikalischen Anforderungen gewidmet.

Als in Forschung und Lehre sowie zugleich in der Praxis tätige Architekten und Ingenieure haben wir es gerne übernommen, in dieser Broschüre maßgebliche Aspekte zusammenzutragen. Unterstützt wurden wir bei unserer Arbeit durch eine Beratergruppe, bestehend aus den Herren Diplomingenieuren Flassenberg, Hermann, Hochrein, Klimmer, Lehner, Seidel, Schätz, Dr. Steinle und Stiller. Diesen Herren sei herzlich gedankt für ihre wertvollen Anregungen. Unser Dank gilt auch der Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilterbau e.V., Bonn, und dem Informationszentrum Beton, Köln, die die Herausgabe der Broschüre ermöglichten, und dem Beton-Verlag für die treffliche Gestaltung.

Diese Schrift erfüllt den ihr zugeordneten Zweck, wenn sie die Kreativität der Architekten und Ingenieure zum Entwurf neuer Fertigteilterbauten belebt.

Bonn, im August 1993
Die Verfasser

Vorwort zum aktualisierten Nachdruck 1995

Im Wesentlichen wurden lediglich in der Ausgabe 1993 enthaltene Druckfehler berichtigt.

Bonn, im März 1995
Der Herausgeber

Vorwort zur Neuauflage 2009

Diese erste vollständige inhaltliche und konzeptionelle Überarbeitung der vorliegenden Broschüre war erforderlich, da seit der letzten Aktualisierung 1995 eine Vielzahl von Neuerungen Einzug in das Bauwesen gehalten haben. So wurden grundlegende Normen und Richtlinien aktualisiert oder sogar durch neue ersetzt. Dies betrifft insbesondere DIN 1045-1, überwiegende Teile der DIN 1055 und die DIN 4102-22. Die bevorstehende Einführung europäischer Normen, wie z.B. dem Eurocode, ist, soweit es erforderlich war, ebenfalls in diese Überarbeitung eingeflossen. Aktuelle Entwicklungen im Betonfertigteilbau wie z.B. bei Fassadengestaltungen oder neue Verbindungen und Auflagerungen wurden ebenso in dieser Neuauflage berücksichtigt.

Auffallend ist der neue Titel der Broschüre „Betonfertigteile im Geschoss- und Hallenbau“. So konnte eine deutliche Trennungslinie zwischen den Büro-, Wohnungs- oder Verwaltungsbauten im Geschossbau auf der einen und dem Hallenbau mit überwiegend gewerblicher Nutzung auf der anderen Seite gezogen werden.

Auch die Gliederung der Broschüre wurde aktualisiert. So wurde das Kapitel 1 mit „Grundlagen der Planung“ überschrieben und beinhaltet nun die ehemals eigenständigen Kapitel „Bauphysik“ und „Herstellung, Transport und Montage“. Das Kapitel 2 „Tragwerke“ wurde konzeptionell in die neuen Unterkapitel „Geschossbau“ und „Hallenbau“ gegliedert. Das Kapitel 3 „Tragelemente“ wurde inhaltlich überarbeitet und schließt mit den FDB-Typenprogrammen ab. Das Kapitel 4 „Knotenpunkte“ wurde ebenfalls neu gegliedert und beinhaltet nun alle Details wie Auflagerungen oder Verbindungen von Stahlbetonfertigteilen.

Die bekannten und bewährten „Tragfähigkeitstabellen“ aller in Stahlbeton- und Spannbetonbauweise verwendeten Fertigbauteile finden sich nun im Kapitel 5 wieder. Bemerkenswert ist die Tatsache, dass die 1993 vordimen-

sionierten Querschnittswerte und Abmessungen fast unverändert beibehalten werden konnten. Auf einen Anhang wurde in der Neuauflage verzichtet, da die Merkblätter und weiteres Schrifttum der FDB in jeweils aktueller Fassung im Internet unter www.fdb-fertigteilbau.de zur Verfügung stehen.

Die Berücksichtigung aktueller Bilder, Fotos sowie Detail- und Übersichtsskizzen schließt die Überarbeitung der Broschüre ab. Neue Tendenzen des Fertigteilbaus konnten auf diese Weise anschaulicher dargestellt werden.

Die Wünsche, die die ursprünglichen Verfasser der Broschüre 1993 geäußert haben, wurden nicht nur erfüllt, sondern weit übertroffen. Wir hoffen, dass die vorliegende Broschüre auch weiterhin als Standardwerk im Betonfertigteilbau ihren Zweck erfüllt, indem sie für eine Vielzahl von Architekten, Tragwerksplanern und sonstigen Interessierten, aber auch für Professoren und Studenten, eine tägliche Hilfe ist und darüber hinaus auch weiterhin als Lehrmittel an Hochschulen und Universitäten eingesetzt wird.

Für die vorliegende Neufassung wurden wir von einem FDB-Arbeitskreis unterstützt, dem folgende Damen und Herren angehörten: Althaus, Dr. Bachmann, Bernert, Karg, Kintscher, Köhler, Melzer, Müller, Pohlmann, Scholz, Tigges und Wochner. Allen Beteiligten vielen Dank für ihre wertvollen Anregungen. Für fachliche Hinweise zu den Themen thermische Bauphysik sowie Bau- und Raumakustik (Schallschutz) danken wir Herrn Prof. Dr.-Ing. Peter Lieblang. Der Dank geht auch an den Verlag Bau+Technik für die neue Gestaltung, die von der Beton-Marketing Deutschland GmbH finanziert wurde, wofür wir ebenfalls sehr dankbar sind.

Bonn, im Januar 2009

Die Verfasser

Vorwort	5		
1 Grundlagen der Planung	8	4 Knotenpunkte	50
1.1 Einführung	8	4.1 Pfetten-Auflager.....	50
1.2 Entwurf und Planung.....	8	4.2 Deckenplatten-Auflager	50
1.3 Anforderungen aus der Bauphysik	9	4.3 Binder-Auflager	51
1.3.1.Brandschutz	9	4.4 Unterzug-Auflager	52
1.3.2 Thermische Bauphysik	10	4.5 Wandtafel-Auflager	53
1.3.3 Bau- und Raumakustik (Schallschutz)	11	4.6 Stützenstoß	53
1.4 Ausschreibung	12	4.7 Auflager-Stütze im Fundament	54
1.5 Ausführungsplanung.....	14	4.8 Verbindung der Deckenplatten	55
1.6 Arbeitsvorbereitung	17	4.9 Lager	56
1.7 Herstellung, Transport und Montage	17	5 Tragfähigkeitstabellen	58
1.7.1 Herstellung	17	5.1 Anwendung.....	58
1.7.2 Transport	18	5.2 Eingangswerte	59
1.7.3 Montage	19	5.3 Porenbeton-Dach- und Deckenplatten	61
2 Tragwerke	22	5.4 Dachtragwerk Pfetten (Nebenträger)	62
2.1 Geschossbau	22	5.5 Dachtragwerk Binder (Hauptträger) T-Profil	64
2.1.1 Vertikaler Lastabtrag	22	5.6 Dachtragwerk Binder (Hauptträger) I-Profil	66
2.1.2 Horizontaler Lastabtrag.....	25	5.7 Dachplatten TT-Profil Stahlbeton	68
2.1.3 Anordnung von Fugen	27	5.8 Dachplatten TT-Profil Spannbeton	69
2.1.4 Durchbiegungen, Toleranzen	29	5.9 Geschossdeckenplatten TT-Profil Stahlbeton	70
2.2 Hallenbau	30	5.10 Geschossdeckenplatten TT-Profil Spannbeton ...	71
2.2.1 Hallensysteme	30	5.11 Dach- und Deckenplatten Stahlbeton:	
2.2.2 Vertikaler Lastabtrag	31	Fertigteilplatten mit Ortbetonschicht,	
2.2.3 Horizontaler Lastabtrag.....	32	Voll- und Hohlplatten	72
3 Tragelemente	34	5.12 Dach- und Deckenplatten:	
3.1 Dach.....	34	Spannbeton-Fertigdecken	73
3.2 Pfetten.....	34	5.13 Deckentragwerk, Unterzug \perp , L + I-Profil	74
3.3 Binder	35	5.14 Deckentragwerk, Unterzug, Plattenbalken	76
3.4 Deckenplatten	36	5.15 Gebäudestützen	78
3.5 Unterzüge und Randträger im Geschossbau	38	5.16 Hallenstützen	79
3.6 Riegel, Rand- und Giebelträger im Hallenbau	40	5.17 Hallenstützen mit Kranbahn	80
3.7 Stützen im Geschossbau	41	6 Literaturverzeichnis	82
3.8 Hallenstützen	41		
3.9 Fassaden.....	42		
3.10 Außenwände	44		
3.11 Kellerwände	44		
3.12 Frostschrüzen	45		
3.13 Bodenplatten	45		
3.14 Fundamente	46		
3.15 Typenprogramm	47		

1 Grundlagen der Planung

1.1 Einführung

Der moderne Hochbau ist durch die Forderung nach schneller und kostengünstiger Bauausführung geprägt. Dies hat zu einer zunehmenden Rationalisierung durch weitgehende Vorfertigung der Bauelemente geführt. Hierbei stehen neben der Bauzeitverkürzung die Einsparungen von Schalungs- und Gerüstkosten im Vordergrund. Gleichzeitig ermöglicht die witterungsunabhängige Fertigung im Werk eine gleichbleibend hohe Ausführungsqualität [1].

1.2 Entwurf und Planung

Das Entwerfen und Planen von Bauten aus Betonfertigteilen erfordert die frühzeitige Zusammenarbeit von Architekt und Tragwerksplaner. Es empfiehlt sich darüber hinaus, so bald wie möglich die Unterstützung von Fachingenieuren der Fertigteilindustrie in Anspruch zu nehmen. Diese stehen immer auf dem aktuellen Stand einer wirtschaftlichen Fertigungstechnik. Durch ihre Beratung bieten sie die Gewähr für eine rationelle Bauweise mit Stahlbeton- und Spannbetonfertigteilen (Bild 1.1).

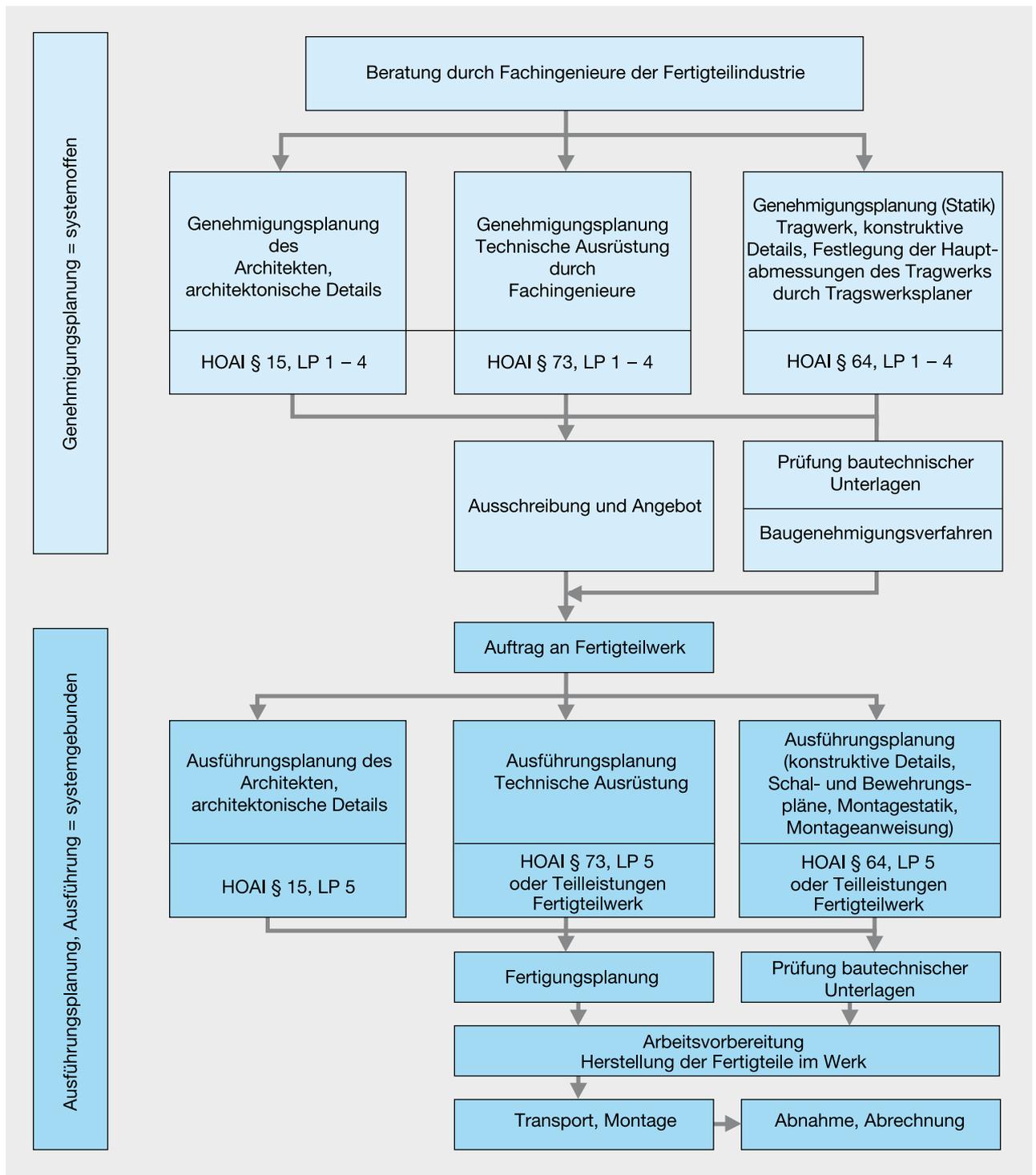


Bild 1.1: Ablauf von Planung und Ausführung von Betonfertigteilmbauten

Planungsgrundsätze für Fertigteilbauwerke:

- Gleichmäßiges Planungsraster des Tragwerks,
- aussteifende Kernbauwerke dem Planungsraster maßlich angepasst,
- möglichst keine Deckensprünge,
- Deckenöffnungen im Raster eingefügt,
- Regelaussparungen für Installationen,
- große Anzahl gleicher Elemente (Serien),
- Transportabmessungen und mögliche Montagegewichte berücksichtigen,
- bauphysikalische Anforderungen berücksichtigen,
- Standardquerschnitte und Standardknotenpunkte z.B. des Typenprogramms Fertigteilbau.

Fertigteilwerke unterbreiten oft Sondervorschläge, die aus Gründen der fertigungsgerechten, firmeneigenen Ausbildung ein besonders preisgünstiges Angebot erlauben. Die Stahlbetonfertigteil-Industrie bietet häufig schlüsselfertig oder den „erweiterten“ Rohbau an, der außer dem Tragwerk auch die umhüllenden Bauteile wie Dach und Wände in fertiger Ausführung umfasst.

Auf Wunsch des Auftraggebers können auch Oberlichter, Rauch- und Wärmeabzugsanlagen (RWA), Fenster, Tore, Türen sowie betriebliche Einbauten und Ausrüstungen wie Krananlagen und Fußböden besonderer Bauart zum Auftrag gehören.

Stahlbetonfertigteile bedürfen nach ihrer Herstellung zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit weder eines zusätzlichen Oberflächenschutzes noch einer dauernden Wartung. Sie sind bei herkömmlicher Witterung in der Regel jahrzehntelang beständig. Bei geeigneter Wahl der Verbindungen kann man Bauwerke aus Stahlbetonfertigteilen später auch demontieren und an anderer Stelle wieder aufbauen.

Hinweise zum Thema „Nachhaltiges Bauen“ siehe DAfStb, Heft 572 [2].

1.3 Anforderungen aus der Bauphysik

Von den in der Bauproduktenverordnung [3] genannten sieben wesentlichen Anforderungen

- mechanische Festigkeit und Standsicherheit,
- Brandschutz,
- Hygiene, Gesundheit und Umweltschutz,
- Nutzungssicherheit,
- Schallschutz,
- Energieeinsparung und Wärmeschutz,
- Nachhaltigkeit

weisen vier Anforderungen einen unmittelbaren Bezug zu bauphysikalischen Eigenschaften auf. Dabei müssen Bauteile in Abhängigkeit von ihrer Anordnung im Bauwerk zum Teil sehr unterschiedliche Anforderungen erfüllen. Hinzu kommen einige Besonderheiten der Fertigteilbauweise, auf die im Folgenden eingegangen werden soll.

1.3.1 Brandschutz

Anforderungen an den baulichen Brandschutz von Gebäuden enthalten die Bauordnungen der Bundesländer in Abhängigkeit von verschiedenen Randbedingungen wie u.a.:

- Gebäudeart,
- Anzahl der Wohneinheiten,
- Anzahl der Geschosse,
- Gebäudehöhe,
- Außenabmessungen.

In Einzelfällen erfolgt die Festlegung durch die Bauaufsicht in Zusammenarbeit mit den Brandschutzdienststellen. Der Planer sollte sich daher frühzeitig – also noch im Stadium des Vorentwurfs – mit den zuständigen Stellen in Verbindung setzen.

Im Brandschutz unterscheidet man bauliche und betriebliche Maßnahmen. Betriebliche Brandschutzmaßnahmen sind u.a.:

- Automatische Brandmelde- und Feuerlöschanlagen,
- Werkfeuerwehr,
- Rauch- und Wärmeabzugsanlagen.

Bauliche Brandschutzmaßnahmen sind u.a.:

- Die Aufteilung des Gebäudes in Brandabschnitte bzw. Brandbekämpfungsabschnitte,
- Verwendung nichtbrennbarer Baustoffe,
- Verwendung von Bauteilen mit hoher Feuerwiderstandsdauer.

Die erforderlichen Feuerwiderstandsdauern ergeben sich aus den bauaufsichtlichen Anforderungen, die sich vornehmlich an dem Gesichtspunkt des Personenschutzes orientieren. Für den Bauherrn oder Betreiber eines Gebäudes kann jedoch auch der Sachschutz eine erhebliche Bedeutung haben, sodass auch ohne bauaufsichtliche Anforderungen hohe Feuerwiderstandsklassen wirtschaftlich sinnvoll sind.

Betonbauteile können für alle Feuerwiderstandsklassen bemessen werden. Die entsprechenden Dimensionierungsangaben enthält DIN 4102 Teil 4 bzw. Teil 22 [4,5],

eine Übersicht bietet das FDB-Typenprogramm (vgl. Kapitel 3.15). Angaben zu hochfesten Betonen enthält DIN 4102-4/A1 [6]. Die Bemessung nach DIN 1045-1 [7] führt in der Regel zu Feuerwiderstandsklassen F 30-A bis F 90-A, sodass zusätzliche Maßnahmen bezüglich des Brandschutzes oft nicht erforderlich sind. Für die hohen Feuerwiderstandsklassen F 120-A und F 180-A sind Betonkonstruktionen besonders vorteilhaft.

FDB-Merkblatt Brandschutz

Mindestquerschnittsabmessungen von Betonfertigteilen für verschiedene Feuerwiderstandsklassen mit einer Vielzahl an konstruktiven Details sind im FDB-Merkblatt Nr. 7 über Brandschutzanforderungen von Betonfertigteilen zu finden [8]. Die aktuelle Ausgabe des Merkblatts findet sich als Download unter www.fdb-fertigteilbau.de.

1.3.2 Thermische Bauphysik

Aufgabe der thermischen Bauphysik ist es zum einen, ein behagliches Innenraumklima in Gebäuden zu gewährleisten. Um die objektiv nicht messbare Größe Behaglichkeit einer sinnvollen Beschreibung zugänglich zu machen, verwendet man sogenannte Behaglichkeitsfelder. Diese Behaglichkeitsfelder stellen den Einfluss verschiedener Parameter auf eine repräsentative Stichprobe von Personen dar. Den größten Einfluss auf die thermische Behaglichkeit haben Faktoren, die vom Raumklima abhängen:

- Die Oberflächentemperatur der Raum umschließenden Bauteile,
- die relative Feuchte der Raumluft,
- die Luftbewegung.

Zum anderen kann mit Methoden der thermischen Bauphysik der Energiebedarf für die Konditionierung des Innenraumklimas prognostiziert bzw. durch Simulation untersucht werden, welche baulichen und haustechnischen Maßnahmen die Energieeffizienz von Gebäuden verbessern.

Für die Prognose des Raumklimas und des Energiebedarfs von Gebäuden existiert eine Reihe von Regelwerken. Dies sind vor allem das Energieeinsparungsgesetz (EnEG) [9], das die Ermächtigungsgrundlage für die Energieeinsparverordnung darstellt, und die Energieeffizienzrichtlinie der EU. Die neue Energieeinsparverordnung EnEV 2007 [10] ist seit dem 1. Oktober 2007 rechtskräftig und setzt damit die EU-Richtlinie in nationales Recht um. Darüber hinaus sind in technischen Regelwerken Einzelheiten, z.B. zum rechnerischen Nachweis und zu anzusetzenden Klimadaten, enthalten.

Seit Einführung der EnEV 2007 ist beim Nachweis zwischen Wohngebäuden und Nichtwohngebäuden zu unterscheiden. Für zu errichtende Nichtwohngebäude fordert die EnEV 2007, dass der Jahres-Primärenergiebedarf für Heizung, Warmwasserbereitung, Lüftung, Kühlung und eingebaute Beleuchtung den Wert des Jahres-Primärenergiebedarfs eines Referenzgebäudes gleicher Geometrie, Nettogrundfläche, Ausrichtung und Nutzung einschließlich der Anordnung der Nutzungseinheiten mit einer gegebenen technischen Ausführung nicht überschreitet [10].

Weiterhin sind der spezifische, auf die Wärme übertragende Umfassungsfläche bezogene Transmissionswärmekoeffizient und der Jahres-Primärenergiebedarf zu begrenzen. Auch an den sommerlichen Wärmeschutz werden Anforderungen gestellt.

Wegen der technischen Details verweist die EnEV wiederum auf eine Reihe von technischen Regelwerken (DIN-Normen). Für Nichtwohngebäude ist insbesondere DIN V 18599 von Bedeutung [11].

Eine Pflicht zur Nachweisführung besteht immer dann, wenn Gebäude unter Einsatz von Energie beheizt oder gekühlt werden. Weil der Nachweis – anders als von der EU-Richtlinie gefordert – auch für Nichtwohngebäude mit weniger als 1000 m² Nutzfläche zu führen ist, wird für alle Nichtwohngebäude mit Aufenthaltsräumen eine Berechnung erforderlich. Lediglich unbeheizte Lagerhallen und vergleichbare Gebäude sind nicht nachzuweisen.

Die Bilanzierung der Nutzenergie für Heizen und Kühlen erfolgt nach DIN V 18599. Diese Norm liefert in zehn aufeinander abgestimmten Teilen ein komplexes Verfahren zur energetischen Bewertung von Gebäuden. Sie kann zugleich als Planungswerkzeug zur optimalen Abstimmung von Gebäudestruktur und Gebäudetechnik dienen.

Mit der EnEV 2007 ist die Verpflichtung zur Ausstellung von Energieausweisen bei Neubau, Umbau und Erweiterung sowie bei Verkauf, Vermietung, Verpachtung und Leasing eingeführt worden. Für Neubauten, große Umbaumaßnahmen und Gebäudeerweiterungen muss der Energieausweis auf Basis des Energiebedarfs (Berechnungsgrundlage DIN V 18599) ausgestellt werden. In allen anderen Fällen kann – auch für Nichtwohngebäude – ein verbrauchsorientierter Energieausweis ausgestellt werden (Bild 1.2).

1.3.3 Bau- und Raumakustik (Schallschutz)

Der bauliche Schallschutz hat im Bauwesen eine große Bedeutung, weil er sich unmittelbar auf das Wohlbefinden der Nutzer auswirkt und Mängel beim baulichen Schallschutz nur mit großem Aufwand beseitigt werden können.

Durch die Landesbauordnungen werden öffentlich-rechtliche Anforderungen an den Schallschutz von Gebäuden bzw. zwischen Aufenthaltsräumen gestellt. Anforderungen sind in DIN 4109:1989-11 [12], die in allen Bundesländern bauaufsichtlich eingeführt ist, festgelegt. Diese geltenden baurechtlichen Anforderungen sollen gewährleisten, dass Menschen in Aufenthaltsräumen bei gegenseitiger Rücksichtnahme und Vermeidung ungewöhnlich starker Geräusche in benachbarten Räumen vor unzumutbaren Belästigungen geschützt werden.

Neben den Anforderungen in DIN 4109 sind in den letzten Jahren auch von Gerichten mehrfach Entscheidungen zum geschuldeten Schallschutz von Baukonstruktionen getroffen worden. Maßgebend für den geschuldeten Schallschutz ist also in erster Linie das, was vertraglich vereinbart worden ist. In diesem Zusammenhang spielen die allgemein anerkannten Regeln der Technik eine wichtige Rolle.

Anforderungen nach DIN 4109:1989-11

Grundsätzlich lassen sich Anforderungen an den Schallschutz in zwei Kategorien einteilen:

- Öffentlich-rechtliche Anforderungen, die in DIN 4109 festgelegt sind. Genehmigungsfähig sind Bauteile, die ein bewertetes Bau-Schalldämm-Maß R'_w und/oder Norm-Trittschallpegel $L'_{n,w}$ gemäß DIN 4109, Tabelle 3 aufweisen.
- Zivilrechtliche Vereinbarungen, die in jedem Bauvertrag enthalten sind. Diese können über die Anforderungen der Bauaufsicht hinausgehen. Nach Maßgabe des Bundesgerichtshofes (BGH) ist allein „durch Auslegung des Vertrages zu ermitteln, welcher [...] Schallschutz geschuldet ist“. Um Missverständnisse auszuschließen, empfiehlt sich dringend die explizite Angabe von Zahlenwerten auf der Basis eines Schallschutznachweises. Zum Beispiel können die Empfehlungen für einen erhöhten Schallschutz nach Beiblatt 2 zu DIN 4109 als Vertragsbestandteil vereinbart werden. Allerdings kann auch durch eine sogenannte konkludente Vereinbarung, z. B. durch Beschreibung einer Konstruktionsart und Baustoffqualität im Vertrag, der geschuldete Schallschutz bestimmt werden. Wenn keine der genannten Beschaffenheitsvereinbarungen

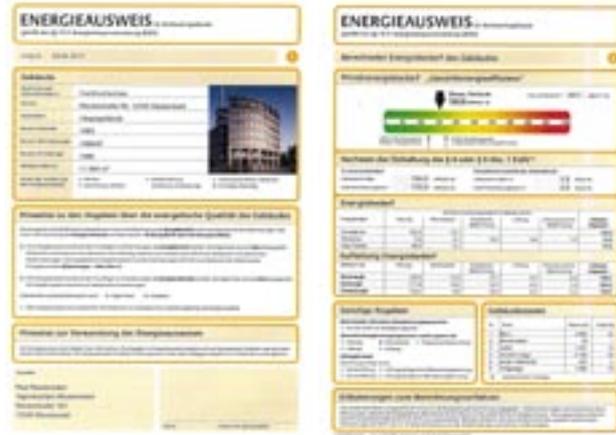


Bild 1.2: Musterbeispiel für einen Energiebedarfsausweis für Nichtwohngebäude der Deutschen Energie-Agentur dena. Quelle: Deutsche Energie-Agentur dena (www.dena.de)

erkennbar ist, gelten die allgemein anerkannten Regeln der Technik als vereinbart. Diese sind nicht notwendigerweise identisch mit DIN-Normen, welche nach Auffassung des BGH "private technische Regelungen mit Empfehlungscharakter" darstellen.

Neue DIN 4109

Im Zuge der Überarbeitung von DIN 4109 ist im Oktober 2006 ein Normentwurf mit Anforderungen an den Schallschutz zwischen fremden Wohn- und Arbeitsbereichen erschienen [13]. Anders als bei der DIN 4109 aus dem Jahr 1989 werden Anforderungen an den Schallschutz nicht mehr für die Werte des bewerteten Bau-Schalldämm-Maßes R'_w und den bewerteten Norm-Trittschallpegel $L'_{n,w}$, sondern für die bewertete Standard-Schallpegeldifferenz $D_{nT,w}$ und den bewerteten Standard-Trittschallpegel $L'_{nT,w}$ formuliert.

Diese Änderung berücksichtigt die Auswirkungen unterschiedlicher Raumgeometrien auf den Schallschutz und legt für die Räume eine Nachhallzeit von 0,5 s zugrunde. Im Ergebnis führt dies dazu, dass unabhängig von der Empfangsraumgröße der gleiche Schallschutz erreicht wird. Die Anforderungen berücksichtigen dabei nicht nur den Einfluss der Raumgrößen, sondern auch den – je nach Nutzung – unterschiedlichen Grundgeräuschpegel.

Schallübertragung zwischen Räumen

Die Schallübertragung zwischen Räumen erfolgt über die trennende Wand oder Decke sowie über die flankierenden Wände und Decken. Bild 1.3 zeigt exemplarisch an einer Trennwand und einer flankierenden Wand die verschiedenen Übertragungswege. Des Weiteren können sonstige Nebenwege wie Lüftungsrohre oder Kabelkanäle die Schalldämmung zwischen Räumen negativ beeinflussen.

Für jedes Flankenbauteil ergeben sich daher drei Übertragungswege. Im Einzelnen sind dies:

- Weg Ff: Das Flankenbauteil nimmt im Senderaum Schall auf, leitet ihn weiter und strahlt den Schall in den Empfangsraum ab.
- Weg Fd: Das Flankenbauteil nimmt im Senderaum Schall auf, leitet ihn in das Trennbauteil weiter und dieses strahlt den Schall in den Empfangsraum ab.
- Weg Df: Das Trennbauteil nimmt im Senderaum Schall auf, leitet ihn in das Flankenbauteil weiter, und dieses strahlt den Schall in den Empfangsraum ab.

Für eine einfache Rauntrennung mit einer Trennwand und jeweils zwei flankierenden Wänden und Decken ergeben sich somit 13 Übertragungswege, die bei der Berechnung des Bau-Schalldämm-Maßes R' zu berücksichtigen sind. Bei der Ermittlung der Flanken-Schalldämm-Maße sind die sogenannten Stoßstellen von entscheidender Bedeutung für das resultierende Bau-Schalldämm-Maß R' . Besteht beispielsweise eine kraftschlüssige Verbindung zwischen einer Trennwand und einer flankierenden Außenwand, so wird die Schalllängsleitung im Vergleich zu einer nicht kraftschlüssigen Verbindung deutlich reduziert. Ist hingegen die Mörtelfuge zwischen Trennwand und Außenwand gerissen oder werden leichte Montagewände verwendet, wird über die flankierende Außenwand aufgrund des niedrigen Stoßstellen-Dämm-Maßes mehr Schall übertragen. Einzelheiten zur Prognose des Schallschutzes finden sich in DIN 4109, Bbl.1 und in DIN EN 12354 [14].

1.4 Ausschreibung

Eine Ausschreibung für ein Bauwerk in Stahlbetonfertigteilen sollte „systemoffen“, d.h. im Wesentlichen allgemeingültig formuliert sein. Die Erteilung des Zuschlags für ein preisgünstiges Angebot leitet dann die Ausführungsplanung für eine „systemgebundene“, d.h. auf die spezifischen Fertigungs- und Montagebedingungen abgestimmte Bauweise des beauftragten Fertigteilternehmens ein (vgl. Bild 1.1). Wegen dieses Verfahrens bedarf es als Ausschreibungs- bzw. Angebotsunterlage lediglich der statischen Vorbereitung.

Die Ausschreibung von Bauten in Stahlbetonskelettbauweise durch den Architekten sollte nach VOB/A § 9 „Leistungsbeschreibung mit Leistungsverzeichnis“ erfolgen [15]. Unter Beachtung aller in der VOB beschriebenen Anforderungen gliedert man die Ausschreibung in:

- Stahlbetonfertigteile-Positionen, die nach ihrer technischen Beschaffenheit und für die Preisbildung als in sich gleichartig anzusehen sind,

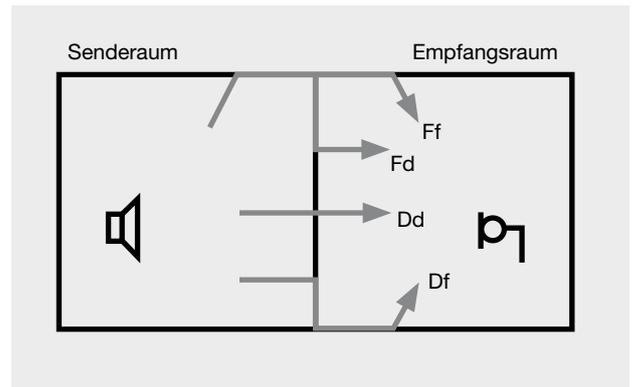


Bild 1.3: Schallübertragung zwischen dem lauten Senderaum und dem leisen Empfangsraum über das trennende Bauteil und die flankierenden Bauteile

- zeichnerische Darstellung der Stahlbetonfertigteile-Positionen, die eine sichere Beurteilung der Gestalt und der Herstellungsbedingungen des einzelnen Teils zulässt,
- alle sonstigen anzubietenden Bauleistungen nach den Aufmaß- und Abrechnungsbedingungen der VOB.

Sofern eine statische Vorberechnung mit den wesentlichen konstruktiven Festlegungen der Hauptabmessungen des Tragwerks zum Zeitpunkt der Ausschreibung noch nicht vorliegt, genügen die Angaben der wesentlichen Lastannahmen. Es ist der Genauigkeit der Angebotskalkulation dienlich, den Ausschreibungsunterlagen Bauzeichnungen beizufügen, die den Bauvorlageplänen, wie sie mit einem Baugesuch eingereicht werden, entsprechen sollten.

Zur Beschreibung der anzubietenden Leistungen gehören nach Möglichkeit auch die Angaben der geforderten Betonfestigkeiten und Feuerwiderstandsklassen, der Oberflächenausbildung und -behandlung sowie die der Ausschreibung zugrunde liegende statische Berechnung – in Form einer Vorberechnung mit den wesentlichen konstruktiven Festlegungen der Hauptabmessungen des Tragwerks. Auch eine für Ortbetonbauweise aufgestellte Vorstatik eignet sich als Ausschreibungsunterlage.

Eine Leistungsbeschreibung mit Leistungsprogramm sollte bei der Ausarbeitung des Angebots gewählt werden, wenn es nach Abwägen aller Umstände zweckmäßig ist, zusammen mit der Bauausführung auch den Entwurf für die Leistung dem Wettbewerb zu unterstellen. Diese Ausschreibungsart kann sehr kostengünstige Lösungen ermöglichen.

Häufig führt die auf eine wirtschaftliche Bauweise bedachte Planung auch dann zu einer Fertigteilkonstruktion,

wenn der erste Entwurf noch die örtliche Herstellung des Bauwerks vorsah. Die anbietenden Fertigteilunternehmen verwerten ihre vielfältigen Erfahrungen in einem fertigteilgerechten Sonderentwurf, der die gestalterischen Vorgaben beachtet sowie bauzeitverkürzend und kostensparend von der Leistungsfähigkeit der Fertigteilbauweise überzeugt.

Beispiele für eine Stahlbetonfertigteil-Ausschreibung:

1. nach den Textbausteinen des Standardleistungssystems STLB-Bau 2007-10, Leistungsbereich 013: Betonarbeiten.

13 829 14 23 02 00

Stütze als Fertigteil, als Rechteckquerschnitt, Typ 6112, Ausführung gemäß Typenzeichnung, Zeichnungs-Nr. 6112, π Höhe 600 mm, Breite 500 mm, Länge 8,50 m, Stützenkopf Typ 7101, stumpf, Ausführung gemäß Typenzeichnung, Zeichnungs-Nr. 7101 liefern, abladen und einbauen; Anzahl der nicht geschalteten Betonfläche: 1, geschaltete Betonflächen glatt, als Stahlbeton, Betonstahl sowie Einbauteile für Fremdleistungen werden gesondert vergütet, Normalbeton C 40/50, DIN EN 206-1, DIN 1045-2, Verbindungsmittel der Fertigteile untereinander nach Wahl des

AN, mit Konsolen, werden gesondert vergütet, Abhebe- und Montageanker vom AN, Tragwerks- einschl. Elementplanung wird vom AG gestellt.

2. frei formulierter Text:

Fassaden-Wandtafel als Fertigteil, als Mehrschichttafel liefern, abladen und einbauen; Aufbau dreischichtig, ohne Scheibenwirkung, Länge 2,40 m, Höhe 3,75 m, Trag-schichtdicke 140 mm, Dicke Vorsatzschicht 80 mm, mit Wärmedämmschicht, zweilagig, Polystyrol-Hartschaum EPS DIN EN 13164, Bemessungswert der Wärmeleitfähigkeit max. 0,03 W/(m*K), DIN V 4108-4, Gesamtdicke der Dämmschicht 80 mm, mit Trennschicht aus Kunststoffolie, als Stahlbeton, Betonstahl sowie Einbauteile für Fremdleistungen werden gesondert vergütet, Normalbeton C 35/45, DIN EN 206-1, DIN 1045-2, Verbindungsmittel der Fertigteile untereinander nach Wahl des AN, Fugen spachteln, Abhebe- und Montageanker vom AN, Tragwerks- einschl. Elementplanung wird vom AG gestellt.

Ausschreibungstexte für alle im Fertigteilbau verwendeten Bauteile mit einer Vielzahl von interaktiven Variations- und Bearbeitungsmöglichkeiten sind auf der FDB-Homepage unter www.fdb-ausschreibungstexte.de zu finden (Bild 1.4).

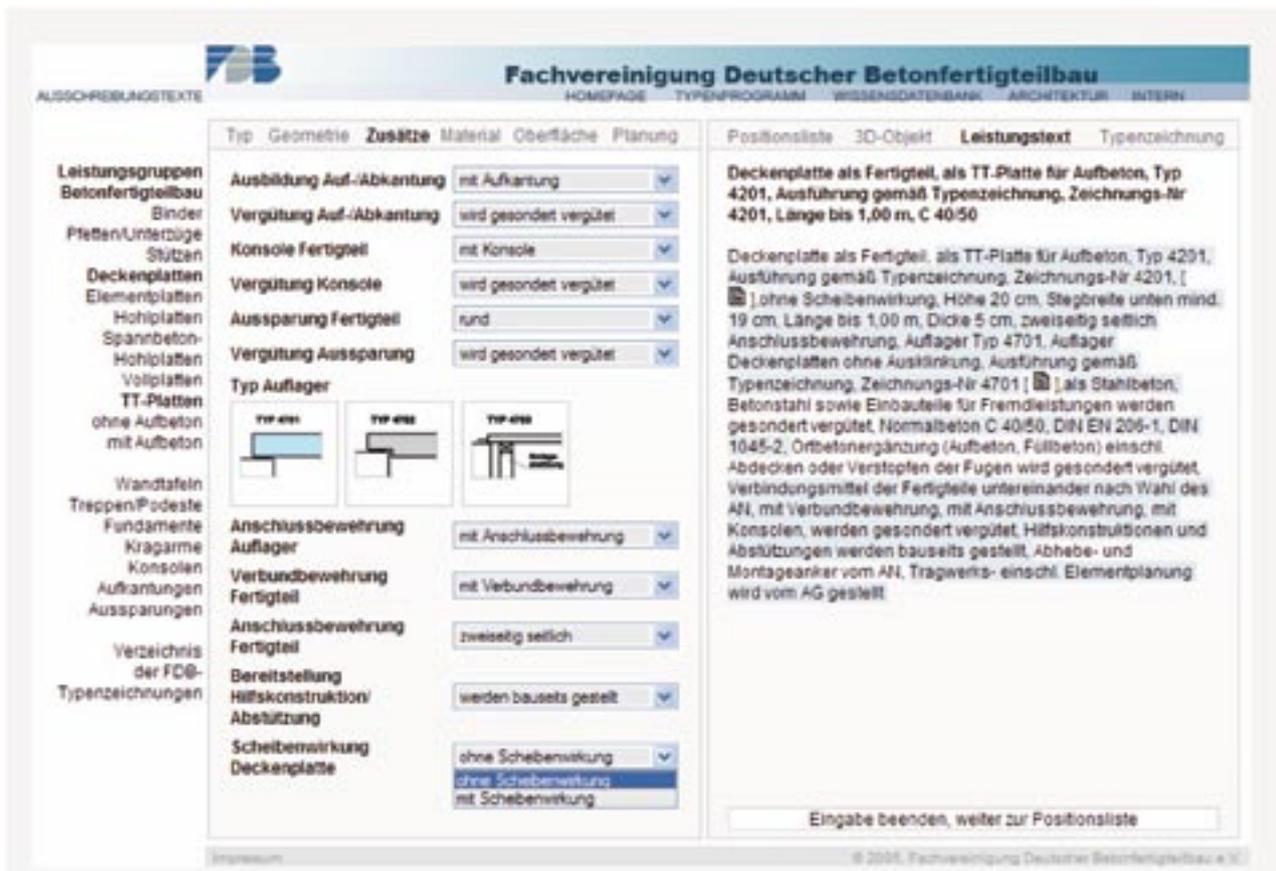


Bild 1.4: Oberfläche der Internet-Seite www.fdb-ausschreibungstexte.de mit dem Beispiel eines Ausschreibungstextes für eine TT-Platte

1.5 Ausführungsplanung

Die Ausführungsplanung von Bauten aus Stahlbetonfertigteilen orientiert sich an der Fertigung, am Transport und an der Montage. Jedes einzelne Fertigteil ist auf dem Elementplan in seinem einbaufertigen Zustand zeichnerisch darzustellen. Kostengünstige Fertigungsabläufe erzielt man durch häufiges, sich wiederholendes Verwenden einer Form oder einer Grundform, die durch geringfügige Maßnahmen verändert werden kann.

Vor dem Beginn der Ausführungsplanung von Stahlbetonfertigteilen sollte man die Planungsarbeiten für alle technischen Gebäudeeinbauten wie Rohrleitungen, Kabel, Fördereinrichtungen, Fassadenbefestigungen, Elektroinstallationen und dgl. so weit führen, dass alle Auswirkungen auf die Stahlbetonfertigteile eindeutig bekannt

und koordiniert bezeichnet sind. Dazu gehören Durchbrüche, Aussparungen, Schlitze, Ankerschienen, Einbauteile, Installationsrohre usw.

Im arbeitsteiligen Zusammenwirken liegt die Koordinationsaufgabe für alle das Gebäude betreffenden Einbauten im Regelfall beim Architekten, die Abstimmung der Tragwerksplanung mit den Belangen der Fertigteilbauweise beim Ingenieur für Tragwerksplanung und die Arbeitsvorbereitung für Fertigung, Transport und Montage beim Fertigteilwerk.

Die Bilder 1.5 und 1.6 zeigen Auszüge aus einer Elementzeichnung einer TT-Deckenplatte und einer Verlegezeichnung einer Fertigteilhalle. Die kompletten Zeichnungen sowie weitere Element- und Verlegezeichnungen können im Internet unter www.fdb-fertigteilbau.de heruntergeladen werden.



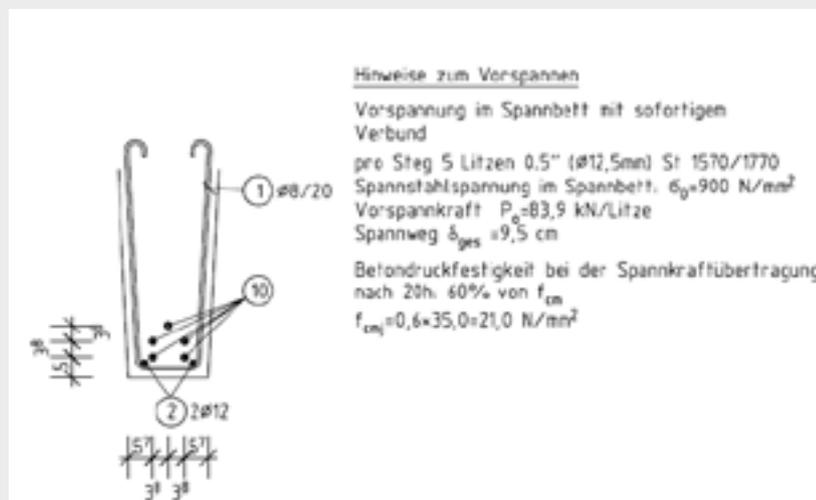
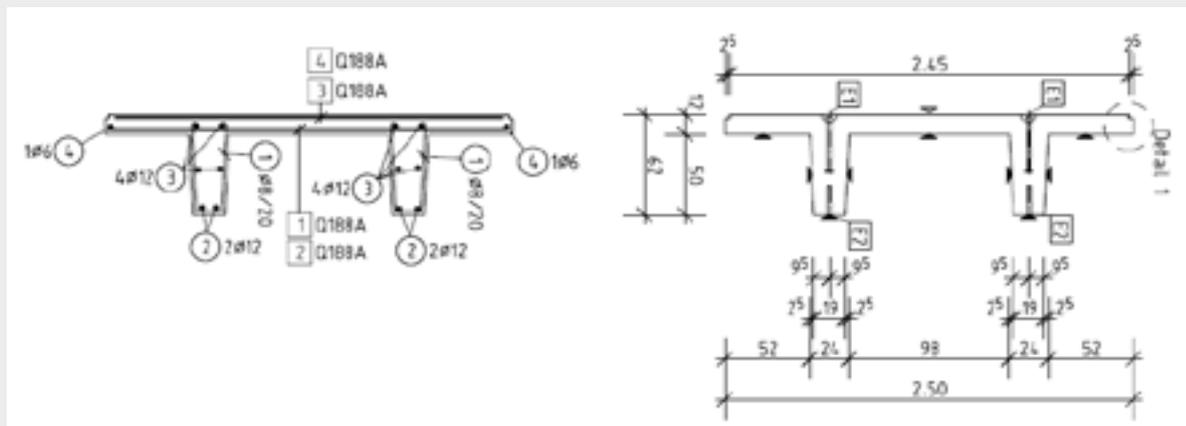
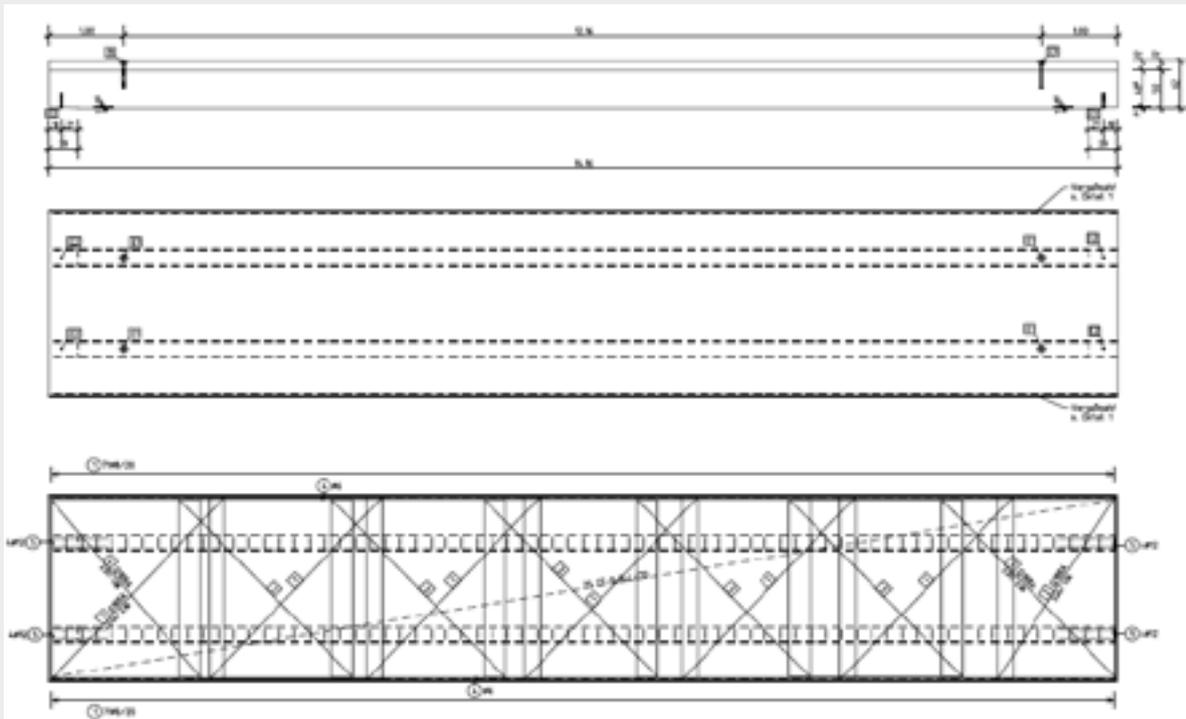


Bild 1.5: Auszüge aus einer Elementzeichnung einer TT-Deckenplatte (komplette Zeichnung unter www.fdb-fertigteillbau.de)

1 Grundlagen der Planung

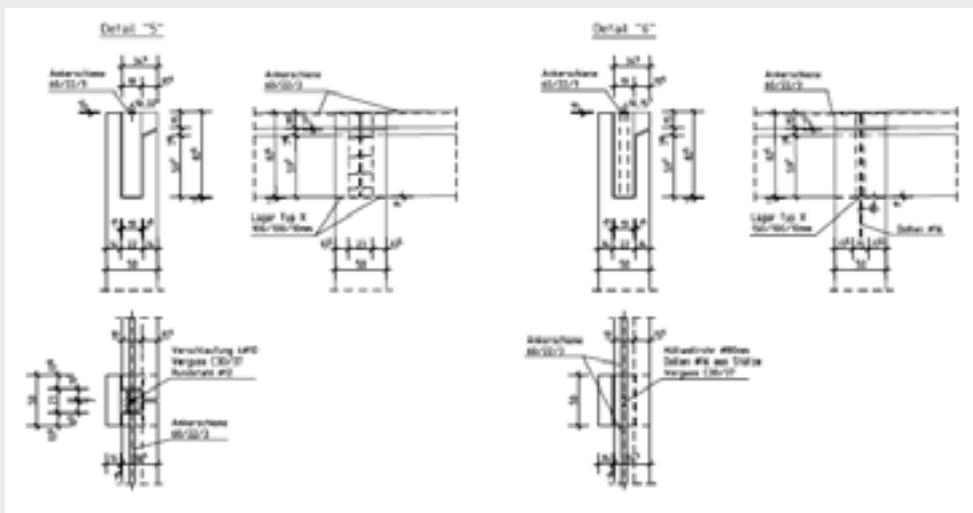
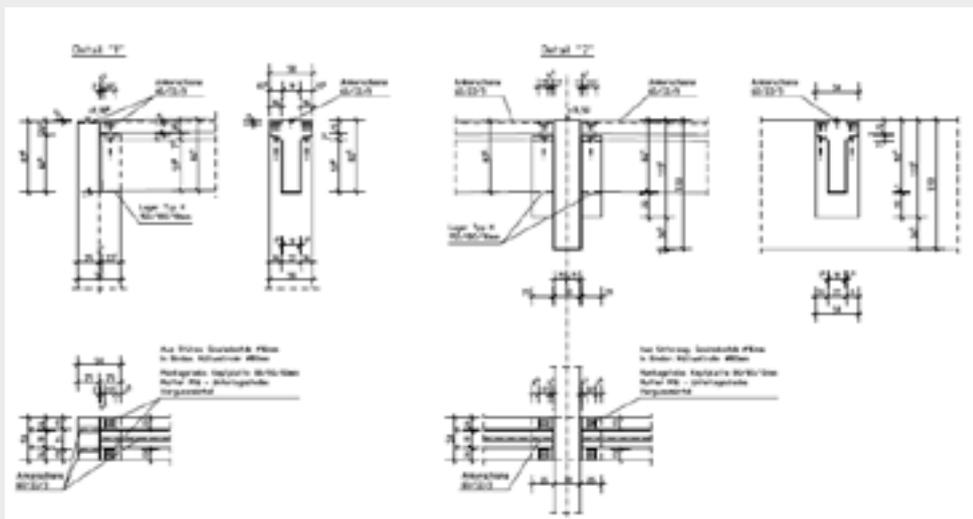
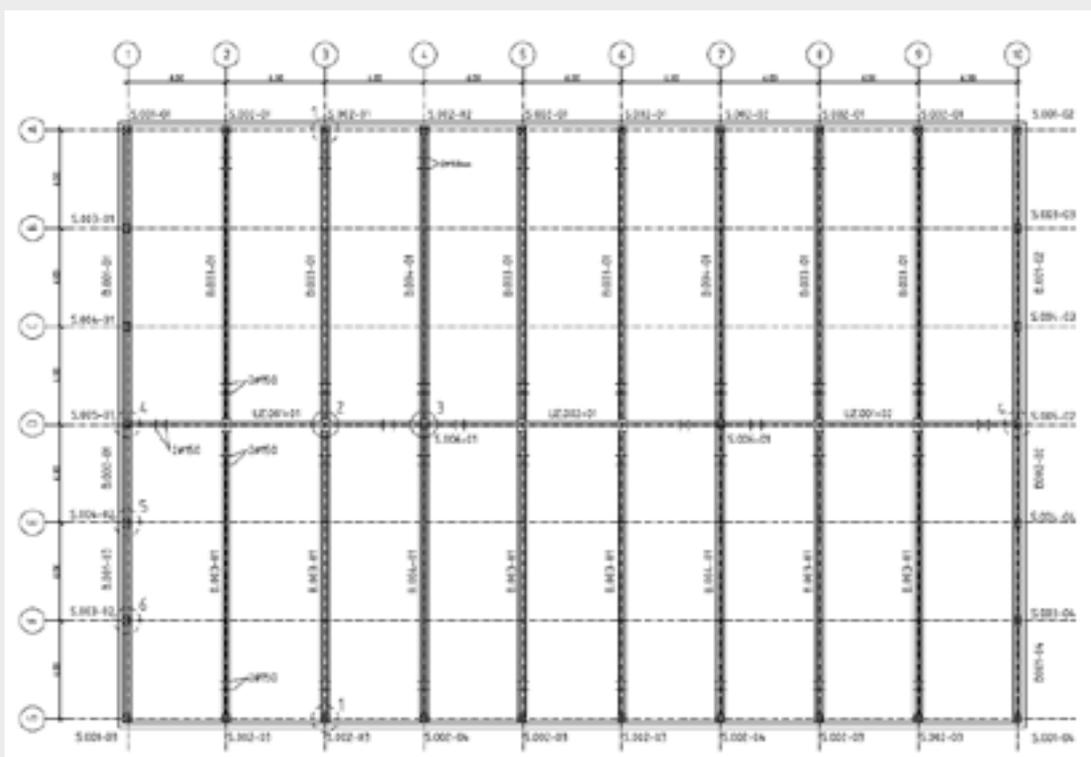


Bild 1.6: Auszüge aus einer Verlegezeichnung einer Fertigteilhalle (komplette Zeichnung unter www.fdb-fertigteilbau.de)

1.6 Arbeitsvorbereitung

Die Arbeitsvorbereitung im Stahlbetonfertigteilternehmen erstreckt sich auf alle Fertigungsprozesse im Werk sowie die Zwischenlagerung fertiger Teile, abgestimmt auf Transport und Montage.

Die langfristig aufzustellenden Belegungspläne der vielfältigen Formen sichern den Produktionsrhythmus der Herstellung. Darauf sind der vorbereitende Formenbau, der Umbau von Schalungen, die Vorbereitung der Bewehrungen, das rechtzeitige Bestellen und Bereithalten von Einbauteilen sowie die Verfügbarkeit von Zuschlagstoffen, Hilfsmitteln und dgl. abzustimmen.

Entsprechend rechtzeitig müssen alle für die Ausführung erforderlichen Informationen (z. B. vom Prüflingenieur freigegebene Bewehrungspläne und Schalpläne mit vollständigen Eintragungen wie Abmessungen, Oberflächenbeschaffenheit, Einbauteile, Installationen, Durchbrüche, Aussparungen und dgl.) beim Hersteller vorliegen. Sind spezielle Einbauteile, die ggf. besonderer Herstellung oder einer besonderen Beschaffung bedürfen, erforderlich, so ist die dafür nötige Zeitspanne vorab zu berücksichtigen.

1.7 Herstellung, Transport und Montage

Herstellung, Transport und Montage beeinflussen maßgeblich die Elementierung eines Bauwerks und müssen deshalb schon bei der Entwurfsplanung berücksichtigt werden.

1.7.1 Herstellung

Der Herstellungsprozess von Fertigteilen unterscheidet sich vielfach grundlegend von der Fertigung auf der Baustelle. So sichern die technische Ausrüstung, die weitgehend gleichbleibenden, günstigen Arbeitsbedingungen und die qualifizierten Mitarbeiter eines Stahlbetonfertigteilterwerks eine ständig hohe Qualität der Erzeugnisse. Die Witterungsunabhängigkeit erlaubt die Fertigung zu jeder Jahreszeit.

Zur üblichen Ausrüstung eines Werks gehören Fertigungseinrichtungen für Großtafelelemente, die im Umlauf- oder Standardverfahren produziert werden, für Stützen, Balken bzw. Pfetten, Binder mit T- oder I-Profil sowie für Treppenbauteile. Für Spannstaht-Bewehrungen sind besondere Produktionseinrichtungen (Spannbett) erforderlich.

Für alle typisierten Betonfertigteilerquerschnitte halten die Werke Schalungen bereit, die im vorgesehenen Rahmen die Veränderbarkeit der Form zur Erzielung verschiedener Höhen, Breiten, Längen und dgl. erlauben.

Für große Serien gleichbleibender Teile sind Stahlschalungen zweckmäßig. Bei weniger großen Serien dienen Schalungsbaukästen oder Schalungsroste aus Stahl in Verbindung mit ergänzenden Schalungsteilen aus Holz als stabile Formen für vielfachen Einsatz. Soweit Bauteile herzustellen sind, die sich aus dem Typenprogramm nicht entwickeln lassen, bedarf es des Sonderformenbaus, der je nach Größe der Serie Stahl, Holz oder beide Materialien verwendet.

Die in der Betonstahlbiegerei vorbereiteten Bewehrungskörbe baut man in die Schalungen ein, fügt Einbauteile, Anker und dgl. hinzu und bringt den Beton ein. Da die Schalung immer eine obere, offene Seite hat, an der der Beton abzuziehen und zu glätten ist (Abziehseite), lässt sich hier ein schalungsgetreuer Sichtbeton nicht erzielen. Schalungsbau und architektonische Ausbildung sind aufeinander abzustimmen, sofern es von gestalterischer Bedeutung ist.

Wegen der Produktionsbedingungen eines Stahlbetonfertigteilterwerks kann unter üblichen Umständen ein Fertigteil am folgenden Tag ausreichend abgebunden bzw. abgehärtet sein, um aus der Schalung herausgenommen und zur Lagerung transportiert zu werden.

Die günstigsten Herstellungskosten für Stahlbetonfertigteile ergeben sich bei fortlaufendem, unbeeinträchtigtem Herstellungsforgang. Große Serien ermöglichen durch den verminderten Kostenanteil für die Schalung günstigere Preise als kleine Serien oder gar individuell herzustellende Stahlbetonfertigteile, bei denen die Schalung zudem nicht häufig genutzt wird (Bild 1.7).

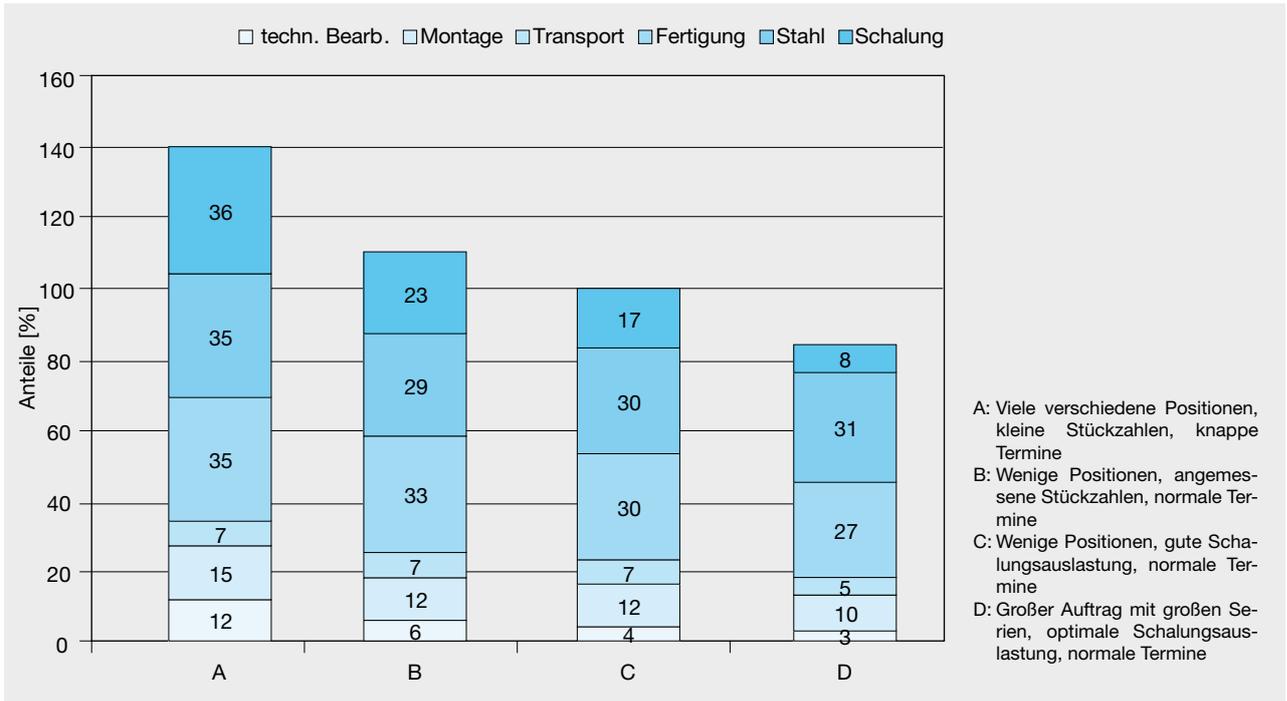


Bild 1.7: Kostenstruktur eines Geschossbaus aus Stahlbetonfertigteilen in Abhängigkeit von Stückzahl der Einzelpositionen und Terminvorgabe

1.7.2 Transport

In den meisten Fällen erfolgt der Transport über die Straße, selten werden die Fertigteile per Bahnwaggon oder per Schiff transportiert. Die höchstzulässigen Abmessungen und das Gesamtgewicht für den Straßentransport sind Tabelle 1.1 zu entnehmen.

Bei größeren Abmessungen oder größerem Gesamtgewicht wird eine Einzelfahrtgenehmigung erforderlich, evtl. mit eigener oder Polizeibegleitung (StVO § 29).

Es bedarf stets der Wegerkundung und der Bestimmung geeigneter Transportzeiten, um ungehinderte Transporte vom Fertigteilwerk zur Montagestelle zu gewährleisten. Für den Straßentransport werden üblicherweise die Fahrzeuge nach Tabelle 1.2 eingesetzt.

Zum Thema „Ladungssicherung von Betonfertigteilen“ siehe VDI-Richtlinie 2700-Blatt 10 [16].



Bild 1.8: Zugmaschine mit Nachläufer

Transportanker und Transportankersysteme

Ein besonderes Augenmerk im Zusammenhang mit dem Transport von Betonfertigteilen ist auf die Art, die Anzahl und die Lage der Transportanker zu legen. Diese werden für das Heben und Transportieren von Betonfertigteilen verwendet. Bei der Bemessung der Transportanker sind

Tabelle 1.1: Höchstzulässige Abmessungen und das Gesamtgewicht für den Straßentransport

	ohne besondere Genehmigung (StVZO § 32)	mit Dauergenehmigung regional (StVO § 29)
Länge [m]	15,50	24,00
Breite [m]	2,55	3,00
Höhe [m]	4,00	4,00
Gesamtgewicht [t]	40,00 ¹⁾	48,00

¹⁾ bei mehr als 4 Achsen

Tabelle 1.2: Für den Straßentransport eingesetzte Fahrzeuge

Bauteilart	Beförderungsmittel
Stützen und Binder bis 16 m Länge	Sattelzug mit ggf. ausziehbarem Sattelaufleger
Stützen und Binder ab 16 m Länge	Zugmaschine mit Nachläufer (Bild 1.8)
Fassadenplatten	Innenlader
Deckenplatten	Sattelzug mit ggf. Tieflader
Brückenträger	Zugmaschine mit Nachläufer

das Gewicht und die Abmessungen der Fertigteile sowie die Art des Hebezeugs zu berücksichtigen. Flächige Bauteile, insbesondere dünne Deckenplatten oder Fassadentafeln, verlangen eine gesonderte Betrachtung (Bild 1.9).

Unter einem Transportankersystem versteht man ein komplettes System, um Fertigteile temporär anschlagen und abheben zu können. Es besteht aus dem in das Betonfertigteil einzubauenden Transportanker, dem zugehörigen Lastaufnahmemittel und einer Einbauanleitung. Transportanker und Transportankersysteme müssen nach BGR 106: Sicherheitsregeln für Transportanker und -systeme von Betonfertigteilen [17] so bemessen sein, dass folgende Sicherheiten bei einer Mindestabhebefestigkeit des Betons von $\geq 15 \text{ N/mm}^2$ eingehalten sind:

- Sicherheit gegen plastische Verformung : $\gamma = 2,0$
- Sicherheit gegen Ankerbruch: $\gamma = 3,0$
- Sicherheit gegen Bruch der Drahtseile: $\gamma = 4,0$
- Sicherheit gegen Betonausbruch: $\gamma = 2,5$.

Für jede Bauart eines Transportankers oder Transportankersystems muss eine Einbau- und Verwendungsanleitung des Herstellers mit erforderlichen Ankerrandabständen und Lastangaben vorliegen. Für den Einsatz von demonstrierbaren Systemen sind besondere Maßnahmen zu ergreifen. Transportanker sind nur dann für den wiederholten Einsatz zulässig, wenn sie aus nichtrostendem Stahl oder Edelstahl hergestellt sind. Mehrfaches Anschlagen innerhalb der Transportkette bis zum Einbau eines Fertigteils gilt dabei nicht als wiederholter Einsatz.

Zur Sicherheit bei der Anwendung von Transportankern und Transportankersystemen siehe [17]. Neben der heute gültigen BGR-Richtlinie arbeitet man derzeit an einer Richtlinie des Vereins Deutscher Ingenieure (VDI) zur Berechnung und Bemessung von Transportankersystemen.

1.7.3 Montage

Der Montagefortschritt auf den Baustellen wird häufig von örtlichen Bedingungen bestimmt. Die Wahl des statischen Systems und die Aussteifung des Gebäudes, evtl. durch örtlich betonierte Aussteifungsbauteile, können den Montagefortschritt beeinflussen. Da die Zulieferung der einzubauenden Teile dem Montagefortschritt zu entsprechen hat, ist auch die Fertigung im Werk, insbesondere bei großen Serien, auf die Montagegegebenheiten abzustimmen.

Für die Montage bedarf es einer Montage-Anweisung, die auch die Standsicherheit nachweist und das gefahrlose Zusammenfügen der Fertigteile in der richtigen Reihenfolge gewährleistet.



Bild 1.9: Montage einer Deckenplatte

Die Erstellung der Montageanweisung erfolgt nach DIN 1045-1, 4.2.2 und 4.4 bzw. DIN 1045-3, Abschnitt 9 [18] und muss durch die Montagefirma gegebenenfalls noch ergänzt werden.

Die Dauer von Fertigteilmontagen ergibt sich aus dem Leistungsvermögen der Geräte und des Fachpersonals. Bei üblichen Geschossbauten kann man zwischen 10 bis 30 Teile je Tag montieren, wenn nicht besondere Umstände Erschwerniszulagen bedingen, wie etwa

- ungünstige Baustellensituation,
- ungünstige Zufahrten,
- schwierige Verbindung der Fertigteile,
- schlechtes Wetter,
- kleine Stückzahlen,
- größere Abmessungen.

Die Auswahl der Hebezeuge für die Stahlbetonfertigteilmontage wird von den Abmessungen und dem Gewicht der Stahlbetonfertigteile bestimmt sowie von der Größe des Bauwerks und den Baustellenbedingungen.



Bild 1.10: Fahrzeugkran mit Teleskopmast



Bild 1.11: Montage mit Raupenkrane

Fahrzeugkrane mit Teleskopmast haben gegenüber Kranen mit Gittermast den Vorteil schnellerer Einsatzbereitschaft an der Baustelle (Bild 1.10). In Ausnahmefällen können Stahlbetonfertigteile auch von Baustellen-Turmdrehkrane versetzt werden, sofern diese dafür notwendigen Hubvorrichtungen besitzen und ausreichend tragfähig sind.

Insbesondere bei schweren Elementen kommen verstärkt Raupenkrane zum Einsatz, die bei geeigneten befestigten Baufeldern vorteilhaft einzusetzen sind, da die Möglichkeit der Verfahrbarkeit der Raupenkrane unter Last besteht (Bild 1.11).

Die Montagestelle für Stahlbetonfertigteile muss für den Einsatz der Fahrzeugkrane und der Lieferfahrzeuge vorbereitet sein. Dazu bedarf es ausreichend befestigter Zufahrten und Straßen auf dem Baufeld, die das Befahren sowie das sichere Aufstellen der Hebe- und Fahrzeuge ermöglichen.

Für Zwischenlagerungen sind ebenfalls befestigte Flächen im Schwenkbereich des Hebezeugs einzurichten.

Generell ist die Montage von Stahlbetonfertigteilen weitgehend witterungsunabhängig. Fällt die Zeit der Montage jedoch in die winterliche Jahreszeit und ist mit Frost- oder Eistagen zu rechnen, so bedarf es besonderer Maßnahmen, um die Verbindungen montagestabilisierend herzustellen. Dies kann durch stahlbaumäßige Verbindungen oder durch Heizen der Vergussstellen bei zusätzlichem Witterungsschutz geschehen.

Besondere Beachtung erfordern die Unfallverhütungsvorschriften der Berufsgenossenschaft. Da die Abwicklung sonstiger Bauarbeiten im Fertigteilbereich und im Schwenkbereich der Hebezeuge unzulässig ist, hat die Bauleitung die Arbeiten aller Bauunternehmer an der Baustelle so abzustimmen, dass weder gegenseitige Behinderung noch Gefährdung eintritt.

Die FDB-Mustermontageanweisung enthält ausführliche Hinweise zu Personalbefugnissen, Transport, Lieferung und Ladevorgängen sowie Mustermontage-Vorschriften für verschiedene Stahlbeton- und Spannbetonfertigteile [19].



2 Tragwerke

2.1 Geschossbau

Anwendungsbereiche des Geschossbaus mit Betonfertigteilen sind in erster Linie Büro- und Verwaltungsgebäude mit regelmäßigen Grundrissen. Auch der Schul- und Hochschulbau wird stark vom Skelettbau mit Betonfertigteilen beeinflusst. Da starre Bausysteme wegen der vielfältigen Architektur heute praktisch keine Bedeutung mehr haben, ist das Wissen um das Zusammenwirken der unterschiedlichen Fertigteile beim wirtschaftlichen Entwurf im modernen Geschossbau unverzichtbar.

Die bauphysikalischen Vorteile der Massivbauweise insbesondere beim Brandschutz haben in Deutschland zu einer fast ausschließlichen Anwendung von Stahlbeton im Skelettbau geführt.

Entscheidend ist ein fertigtteilgerechter Entwurf, um das Zeit- und Kosten-Potenzial der Vorfertigung zu nutzen. Die Möglichkeiten der Informationstechnologie, z.B. die Vernetzung der Fachplaner unterschiedlicher Gewerke und moderne Architekturkonzepte mit erhöhten Anforderungen an die Tragwerke, haben zu einer breiteren Anwendung der Vorfertigung geführt.

Ziel dieser Broschüre ist es, die wesentlichen Tragsysteme, Konstruktionselemente und Knotenpunktausbildungen zu veranschaulichen. Hierbei sollen auch die zahlreichen Abhängigkeiten z.B. der Fassadenausbildung oder der Installationsführung vom gewählten Tragsystem erläutert werden.

Skelettbauwerke sind in der Regel mehrgeschossige Hochbauten, die aufgrund ihrer regelmäßigen Systematik aus Betonfertigteilen hergestellt werden können. Im Unterschied zur Großtafelbauweise werden die Vertikallasten in erster Linie durch Stützen abgetragen.



Bild 2.1 a: Elementdecken mit Halbfertigteil-Unterzug

2.1.1 Vertikaler Lastabtrag

Die Tragsysteme für Bürogebäude ergeben sich in Abhängigkeit von der erforderlichen Nutzungsflexibilität, dem gewünschten Ausbaustandard und der Fassadenausbildung.

Wesentliche Bauteile für diese Aufgabe sind Deckenplatten, Unterzüge und Stützen. Die Deckenplatten mit und ohne Ortbetonerfüllung werden fast immer einachsig gespannt. Kennzeichnend für ein Tragwerk sind die Verbindungen von

- a) Deckenplatte – Unterzug
- b) Unterzug – Stütze
- c) Stütze – Stütze (Stützenstoß)

Während für a) und b) zahlreiche Varianten üblich sind, hat sich für c) im Industrie- und Gewerbebau die über möglichst viele Geschosse durchlaufende Stütze als Standardlösung herausgebildet. Die Unterzüge werden dabei als Einfeldträger auf Konsolen aufgelagert.

Wenn im Falle großer Rastermaße und großer Nutzlasten die Standardlösung mit ausgeklinkten Unterzügen aus Schubspannungsgründen nicht möglich ist, muss der Unterzug entweder in voller Höhe auf die Stützenkonsole geführt oder über die eingeschossige Stütze durchlaufend ausgebildet werden.

Der Abstand der Stützen in Längsrichtung beträgt in der Regel 5 bis 8 m und ist in Abhängigkeit vom Ausbaustandard zu wählen. Zur Raumaufteilung werden üblicherweise leichte Trennwände eingebaut. Bei Systemen mit Unterzug wird die Unterstützung der Decken im Bereich der Trennwand zum Büroflur (Schrankzone) angeordnet. Die Bürotiefen betragen hierbei 5 bis 6 m.

Für übliche Gebäudebreiten von 12 bis 14 m sind in den Bildern 2.1 bis 2.8 typische Tragsysteme dargestellt.

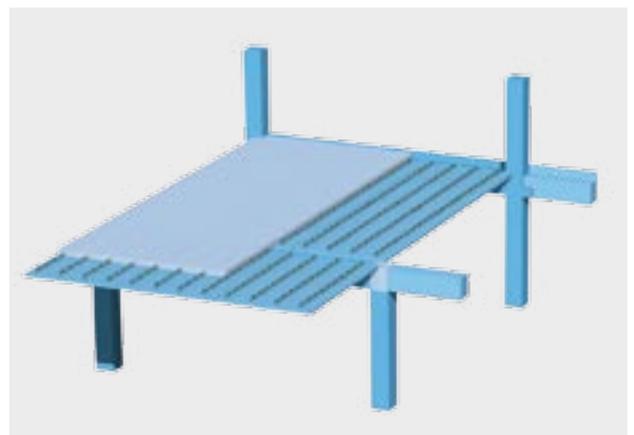


Bild 2.1 b: Elementdecken mit Halbfertigteil-Unterzug

Elementdecken mit Halbfertigteil-Unterzügen (Bild 2.1a und 2.1b) sind bei unregelmäßigen Grundrissen und großen Öffnungen wegen der variablen Plattengeometrie besonders geeignet. Im Bauzustand müssen jedoch Montageabstützungen vorgesehen werden. Durch die fugenlose Ortbetonerfüllung wirken die Decken im Endzustand als quasi monolithisches Durchlaufsystem. Hiermit können Stützweiten bis zu 8 m erreicht werden. Ab 7 m sind vorgespannte Elementplatten wirtschaftlicher, mit denen Spannweiten bis 12 m möglich sind. In Abhängigkeit der gewählten Gitterträger betragen die Abstände der Montageabstützung in der Regel 2 bis 3 m. Bei nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen, z. B. durch Gabelstaplerverkehr im Industriebau, sind geschweißte Gitterträger ungünstig und daher spezielle Gitterträger erforderlich.

Bei der im Bild 2.1b (Vordergrund) dargestellten Lösung werden die Halbfertigteilunterzüge durch den Ortbetonverguss über der geschosshohen Stütze biegesteif gestoßen. Die Stützbewehrung wird hierbei in der Ortbetonerfüllung eingelegt, sodass sich auch für die Unterzüge ein Durchlaufsystem ergibt.

Im Unterschied dazu wird der Unterzug im Bild 2.1b (Hintergrund) als statisch bestimmter Einfeldträger auf Konsolen gelagert. Bei der dargestellten Ausklinkung ist im Bauzustand ohne Ortbetonerfüllung auf eine ausreichende Höhe im Konsolbereich zu achten oder eine Montageabstützung des Unterzuges erforderlich.

Elementdecken mit Haupt- und Nebenträgern werden bei hohen Belastungen im Industriebau gewählt, um die Deckenspannweiten zu verringern. Zusätzlich kann durch die Nebenträger auch bei den Elementdecken auf eine Montageabstützung verzichtet werden, was insbesondere bei großen Geschosshöhen wirtschaftlich ist. Um die Betonierlasten aufzunehmen, müssen die Gitterträger hierbei ausreichend tragfähig sein. In Abhängigkeit vom Durchmesser des oberen Längsstabes können Montagestützweiten von 4 m erreicht werden. Durch spezielle Gitterträger mit ausbetoniertem Blechberggurt können die Montagestützweiten auf 5 m vergrößert werden.

Bei den im Bild 2.2 dargestellten Hauptunterzügen werden die Nebenträger als Halbfertigteilunterzüge auf Konsolen aufgelagert. Alternativ können die Nebenunterzüge auch in Taschen der Hauptunterzüge aufgelagert werden (Bild 2.3). Dem Nachteil der aufwendigen Bewehrung im Taschenbereich steht der Vorteil einer einfachen Seitenschalung ohne Konsolen gegenüber. Im Bauzustand müssen die Torsionsmomente aus einseitiger Belastung aufgenommen oder Montageabstützungen der Hauptunterzüge

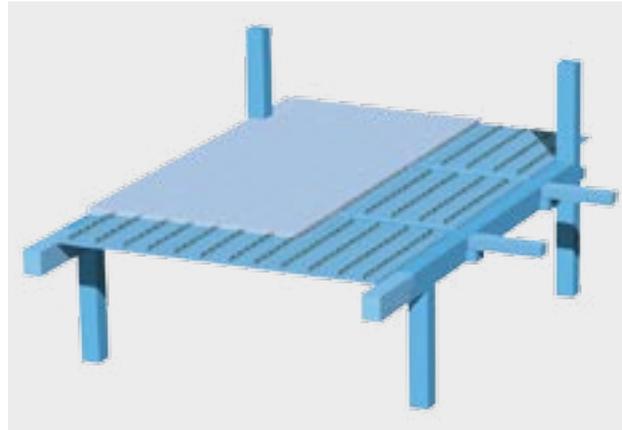


Bild 2.2: Elementdecken mit Nebenträgern



Bild 2.3: Hauptunterzug mit Nebenträgern

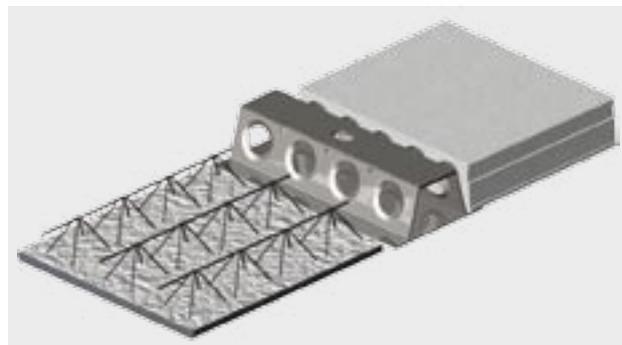


Bild 2.4: Elementdecken mit Stahl-Unterzug

vorgesehen werden. Die Zentrierung im Endzustand erfolgt durch die Ortbetonerfüllung (vgl. Kap. 3.5).

Bei eingeschossigen Stützen können die Unterzüge mit einer Ausklinkung in ausreichendem Abstand von der Stütze, wie im Bild 2.2 (Vordergrund) dargestellt, als Gerberträger ausgebildet werden (vgl. Bild 3.9). Bei Randstützen ist eine Konsolauflagerung auf durchlaufenden Stützen, wie im Bild 2.2 (Hintergrund), die wirtschaftlichste Lösung, da biegesteife Verbindungen zu aufwendig sind.

Durch spezielle **Stahlträger** können annähernd deckengleiche Unterzüge hergestellt werden, die hinsichtlich der Installationsführung die gleichen Vorteile bieten wie Flach-

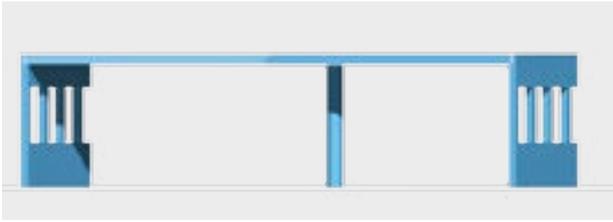


Bild 2.5: Flachdecke mit Mittelunterstützung



Bild 2.6: Hohlplatten



Bild 2.7: Spannbeton-Hohlplatten ohne Mittelunterstützung



Bild 2.8: TT-Platten ohne Mittelunterstützung

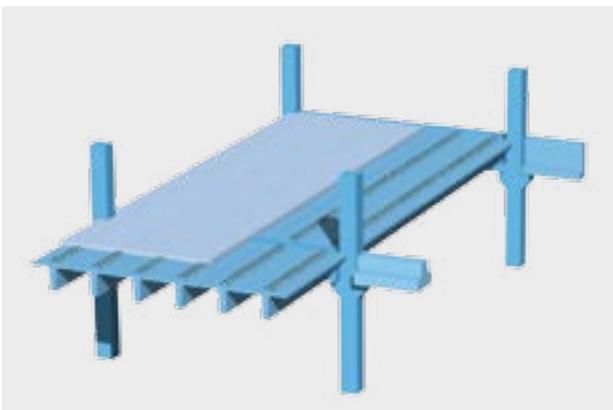


Bild 2.9: TT-Platten mit Ortbetonerfüllung

decken. Durch den im Bild 2.4 dargestellten Verbundträger kann in Kombination mit einer Decke mit Ortbetonerfüllung auf eine zusätzliche Brandschutzverkleidung verzichtet werden.

Flachdecken (Bild 2.5) gestatten die flexible Installationsführung an der Deckenunterseite ohne Durchdringung tragender Bauteile. Bei der wirtschaftlichen Ausbildung mit Fertigteilen wird jeweils ein Massivdeckenelement auf der Stütze aufgelagert. In den ausgeklinkten Rand wird das gegenüberliegende Deckenelement eingehängt. Die Elemente werden üblicherweise bis zu einer Breite von 3 m hergestellt, woraus sich der Abstand der geschosshohen Stützen ergibt.

Mit Einhängelplatten in Längsrichtung kann der Stützenabstand verdoppelt werden, was jedoch eine Montageabstützung und eine aufwendige Fugenausbildung erforderlich macht.

Decken aus Hohlplatten (Bild 2.6) werden in der Regel ohne Ortbetonerfüllung ausgeführt. Zur Erzielung einer Scheibenwirkung müssen die Elementfugen kraftschlüssig vergossen und ein umlaufender Ringanker aus Ortbeton vorgesehen werden. Bewehrungsanschlüsse bzw. Durchdringungen, z. B. im Stützenbereich, und Auswechslungen der Ringankerbewehrung, z.B. im Bereich von einspringenden Plattenrändern, sind sorgfältig zu planen.

Bei der dargestellten Lösung werden die Hohlplatten auf Unterzügen mit seitlichen Bandkonsolen aufgelagert. Hierdurch kann der Unterzug als Einfeldträger mit Endquerschnitt in voller Höhe vorgefertigt werden (Vollmontagebauweise). Bei den durchlaufenden Stützen können die Unterzüge und Hohlplatten auf Kranzconsolen aufgelagert werden.

Wegen der frei drehbaren Lagerung der Hohlplatten auf Elastomerstreifen muss der Unterzug im Bau- und Endzustand die Torsionsmomente aus einseitiger Belastung aufnehmen oder im Bauzustand unterstützt und im Endzustand zentriert werden. Die Zentrierung kann durch eine Bewehrung in den Plattenfugen, die den Unterzug kreuzt, erfolgen.

Es können bis zu 3 m breite Hohlplattenelemente mit Betonstahlbewehrung verwendet werden. Eine Montageabstützung ist hierbei nicht erforderlich. Der Unterzug ohne Ortbetonerfüllung kann mit Konsolbändern in Höhe von 150 bis 200 mm schlank ausgebildet werden. Durch Randträger mit durchlaufenden oder geschosshohen Stützen wird eine nicht tragende Fassade ermöglicht, z. B. aus großflächigen Glaselementen.

Spannbeton-Hohlplatten (Bild 2.7) ermöglichen weitgespannte Tragwerke mit großer Schlankheit. Bei Spannbeton-Fertigdecken mit der maximalen Dicke von $h = 400$ mm werden Stützweiten von 16 m erreicht, bei einer Dicke von $h = 320$ mm können Bürogebäude bis zu einer Breite von 13,5 m stützenfrei ausgebildet werden. Besonders wirtschaftlich sind hierbei regelmäßige Grundrisse. Die einachsig gespannten Deckenplatten wirken als Einfeldträger ohne Montageabstützung. Die vorwiegend ruhende Einwirkung ist in der Regel auf eine gleichmäßig verteilte Verkehrslast von $q = 10$ kN/m² begrenzt. Neben der flexiblen Installationsführung wird durch die frei wählbare Raumaufteilung eine größtmögliche Nutzungsflexibilität erreicht. Aufwendige Ausbaudetails z.B. beim Anschluss der Trennwände entfallen.

Ausgeführte Beispiele belegen, dass durch die dargestellte Ausbildung mit schlanken Randträgern in Kombination mit geschosshohen Rundstützen eine sehr transparente Architektur ermöglicht wird.

Bei der Wahl von **TT-Platten** kann auf eine Mittelunterstützung verzichtet werden. Zur Installationsführung werden Aussparungen in den Plattenstegen vorgesehen. Hierbei wird im gesamten Bereich eine abgehängte Decke erforderlich und es ergeben sich relativ große Deckenhöhen.

Die in Bild 2.8 dargestellte Kombination mit einer Bandfassade ist besonders günstig, da durch das Tragelement gleichzeitig die Fensterbrüstung und die Abschottung gegen Brandüberschlag hergestellt werden.

TT-Platten können hohe Verkehrslasten von $q = 25$ kN/m² und mehr aufnehmen. Mit Vorspannung werden bei Bauhöhen von 950 mm große Stützweiten von maximal 20 m erreicht. Daher sind TT-Platten besonders günstig im Industriebau und bei weitgespannten Parkhausdecken. Die einachsig gespannten TT-Platten wirken als Einfeldträger ohne Montageabstützung.

Decken mit TT-Platten werden mit und ohne Ortbetonerfüllung hergestellt. Bei der in Bild 2.9 dargestellten Ortbetonerfüllung wirkt der Plattenspiegel mit der örtlich zugelegten Bewehrung als aussteifende Scheibe.

Bei der dargestellten Lösung werden die TT-Platten auf Halbfertigteilunterzüge mit seitlichen Bandkonsolen aufgelagert. Die Auflagerung erfolgt auf Elastomerlagern und wird auch im Endzustand mit Ortbetonerfüllung frei drehbar ausgebildet, indem nur der Ortbeton im Spiegelbereich ergänzt wird. Eine biegesteife Verbindung ist nicht sinnvoll, da bei einem kraftschlüssigen Verguss die Stege als Druckzone überbeansprucht werden.

Wegen der frei drehbaren Lagerung der TT-Platten muss der Unterzug im Bauzustand die Torsionsmomente aus einseitiger Belastung aufnehmen oder unterstützt werden. Durch die Ortbetonerfüllung kann der Unterzug im Endzustand zentriert werden. Die Zentrierung der Randträger kann durch eine biegesteife Verbindung mit der TT-Platte erfolgen. Die obere Druckkraft wird hierbei durch die Ortbetonerfüllung, die untere Zugkraft durch Dorne oder Schweißverbindungen am Lager der Stege in die Bandkonsolle eingeleitet (vgl. Kap. 3.5)

2.1.2 Horizontaler Lastabtrag

Der horizontale Lastabtrag erfolgt durch vertikal und horizontal aussteifende Bauteile für die Beanspruchungen aus Erdbeben, Wind und Schiefstellung.

Für die Erdbebenbemessung gilt in Deutschland DIN 4149 [20]. In dieser Norm werden u.a. Anforderungen an die Duktilität gestellt, also an die Verformbarkeit der Bauwerke unter Belastung.

Stahlbetonbauten werden nach DIN 4149, 8.1.2 in zwei Duktilitätsklassen unterteilt:

- Tragwerke der Duktilitätsklasse 1 besitzen demnach eine „natürliche“, dem jeweiligen Baustoff entsprechende Duktilität,
- Tragwerke der Duktilitätsklasse 2 weisen dagegen eine erhöhte Duktilität mit rechnerisch geringeren Erdbebenkräften auf.

Die günstigen Auswirkungen eines duktileren Verhaltens sind allerdings durch eine Vielzahl konstruktiver Maßnahmen sicherzustellen. Fertigteilbauwerke werden daher in der Regel in die Duktilitätsklasse 1 eingeordnet, da die Duktilitätsklasse 2 insbesondere für die Verbindungen der Fertigteilbauten zusätzliche Anforderungen stellt. Näheres zu diesem Thema siehe [21].

Horizontal aussteifende Bauteile

Für die Weiterleitung der Horizontallasten an die vertikal aussteifenden Bauteile und für das Zusammenwirken dieser Bauteile sind Deckenscheiben notwendig. Einzeldeckenelemente müssen durch zusätzliche Maßnahmen wie z.B. Ringanker zu einer schubfesten Scheibe zusammengefasst werden.

Vertikal aussteifende Bauteile

Eine ausreichende Steifigkeit gegen Verschiebungen und Verdrehungen des Baukörpers ist sicherzustellen. Eine möglichst große ständige Vertikallast der aussteifenden Bauteile ist günstig, da sonst aufgrund der großen Ausmittigkeiten zu große Fundamente notwendig werden.

Als vertikal aussteifende Bauteile werden

- Wände
- Kerne
- Rahmen
- eingespannte Stützen

herangezogen. Die Aussteifung durch Wände und Kerne stellt den Regelfall dar (Bild 2.10). Verschiebliche Rahmensysteme und eingespannte Stützen können ebenfalls horizontale Lasten abtragen, sind jedoch wegen der großen Biegebeanspruchung aufwendiger und sollten daher auf Gebäude mit höchstens zwei Geschossen beschränkt werden.

Für die Anordnung der aussteifenden Bauteile sind zu beachten:

Bei einer Aussteifung durch Wände müssen mindestens drei Wandscheiben angeordnet werden, deren Achsen sich nicht in einem Punkt schneiden (Bild 2.10d).

Eine zentrische Anordnung einzelner Kerne ist günstig für die Aufnahme der Horizontalbelastung (Bild 2.10a). Bei exzentrischer Anordnung treten große Torsionsbeanspruchungen des Kerns auf (Bild 2.10b).

Zwängungen entstehen aus Längenänderungen der Deckscheibe zwischen den aussteifenden Bauteilen infolge von Temperaturänderungen und Schwinden des Betons. Wenn die aussteifenden Bauteile wie in den Bildern 2.10c und 2.10f angeordnet werden, ergeben sich durch die Steifigkeit in Längsrichtung große Zwangsbeanspruchungen, die zu Rissbildung führen und durch entsprechende Rissbewehrung minimiert werden können. Um Schäden durch Zwängungen zu vermeiden, können auch Dehnfugen angeordnet werden. Hierbei muss jedes unabhängige Teilsystem ausreichend ausgesteift werden.

In Bild 2.11 ist der Kräfteverlauf einer aussteifenden Wandscheibe dargestellt. Die Übertragung der Kräfte der einzelnen Wandscheiben untereinander erfolgt durch geeignete Verbindungsmittel, z.B. Verschweißungen, Gewindemuffen, Übergreifungsstöße in Hüllrohren oder Wandschuhe mit Ankerbolzen. So können nicht nur die senkrecht zur Fuge auftretenden Zugkräfte, sondern auch die Querkräfte in Fugenlängs- und -querrichtung aufgenommen werden. Zusätzlich können nach Bild 2.12 die Horizontalfugen bei großen Querkraften verzahnt werden.

Vertikale Wandstöße erfolgen heutzutage oftmals durch Seilschlaufensysteme nach Bild 2.13. Diese Systeme können Querkräfte parallel und senkrecht zur Fugenebene übertragen und werden bei Stumpf- oder Eckstößen und Stützen-Wand-Verbindungen eingesetzt.

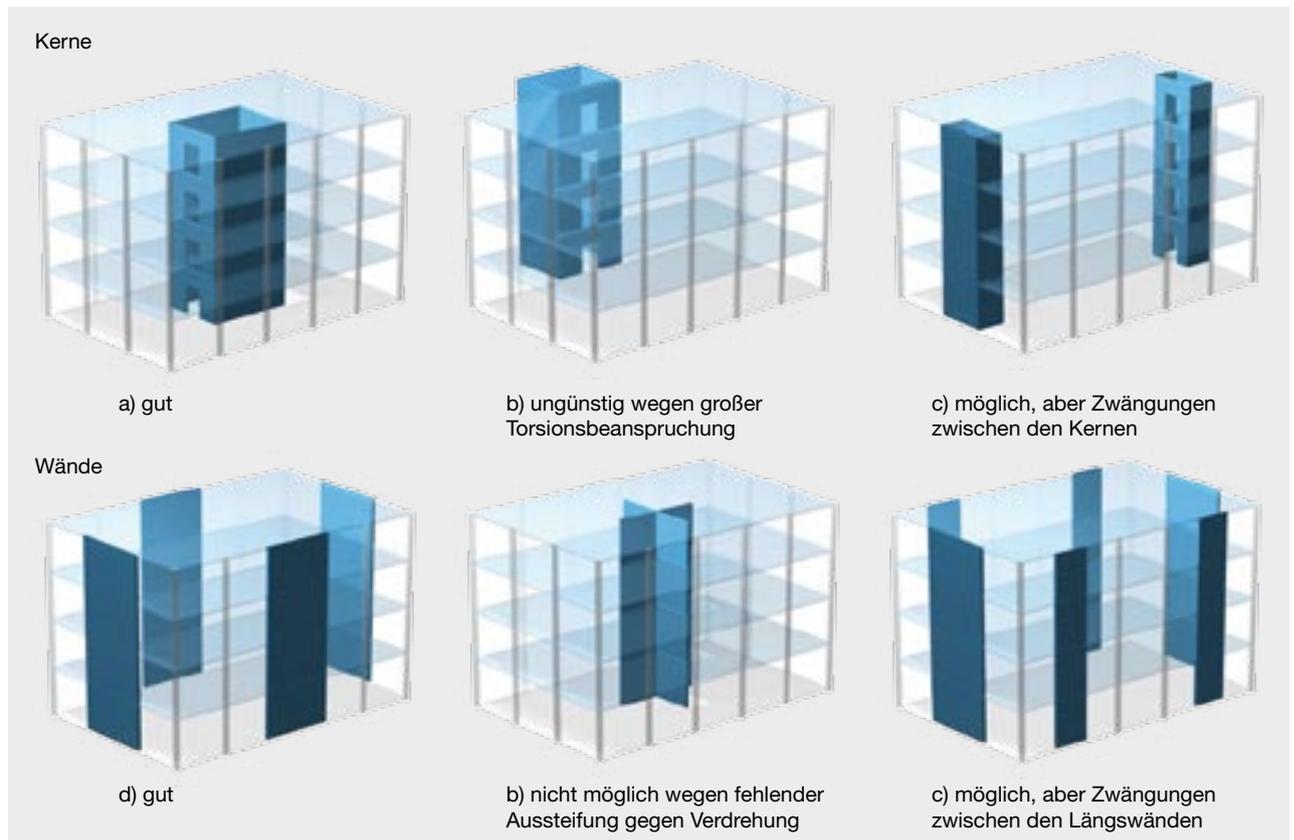


Bild 2.10: Anordnung vertikal aussteifender Bauteile

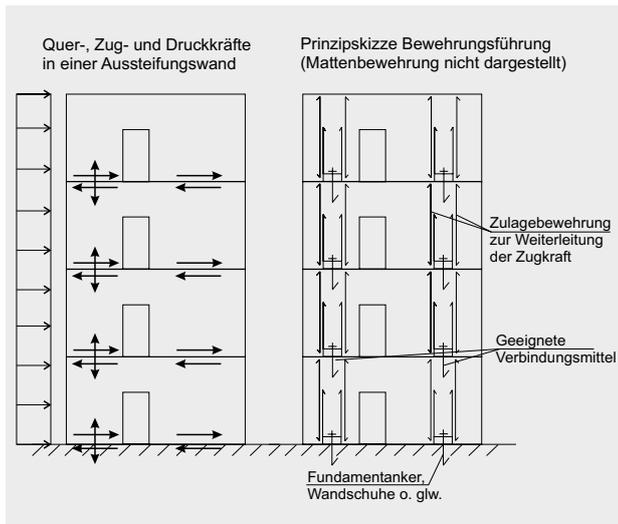


Bild 2.11: Schematischer Kräfteverlauf und Bewehrungsanordnung in einer aussteifenden Wandscheibe

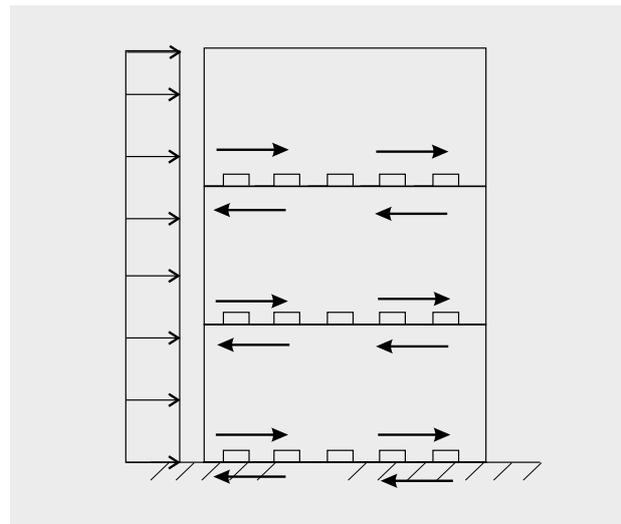


Bild 2.12: Aussteifungswand mit verzahnter Horizontalfuge

2.1.3 Anordnung von Fugen

Man unterscheidet folgende Fugenarten:

- a) Gebäudefugen
 - Setzfugen
 - Dehnfugen
- b) Elementfugen

Setzfugen sollen nicht vermeidbare Setzungsdifferenzen, die aus unterschiedlicher Belastung oder wechselndem Baugrund resultieren, ermöglichen. Sie müssen durch alle Bauteile einschließlich Gründung geführt werden und in einer vertikalen Ebene liegen. Bei ihrer Dimensionierung sind auch Schiefstellungen einzelner Gebäudeteile zu berücksichtigen.

Dehnfugen sollen Längenänderungen benachbarter Bauteile ohne Zwängungen zulassen. Ursachen für die Längenänderung können sein:

- Schwinden, Kriechen (Diese Einflüsse klingen nach Fertigstellung ab.)
- Temperaturdifferenzen benachbarter Bauteile aus unterschiedlicher Belastung durch Nutzung oder Klima
- Zeitliche Temperaturschwankungen (tages- oder jahreszeitlich)

Dehnfugen werden nur in der tragenden Konstruktion und in der Außenhaut angeordnet, bei Fundamenten allenfalls während der Bauzeit. Entsprechend der unterschiedlichen Temperaturbelastung werden Dehnfugen in der Außenhaut in wesentlich geringeren Abständen als im Inneren der Gebäude angeordnet. Eine durchgehende Dehnfuge liegt optimal in einer vertikalen Ebene. Bei im Grund- oder

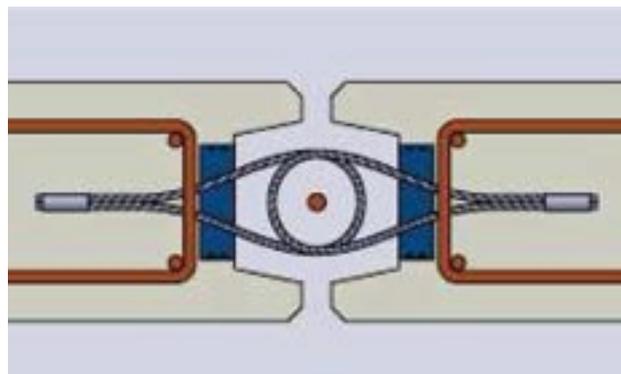


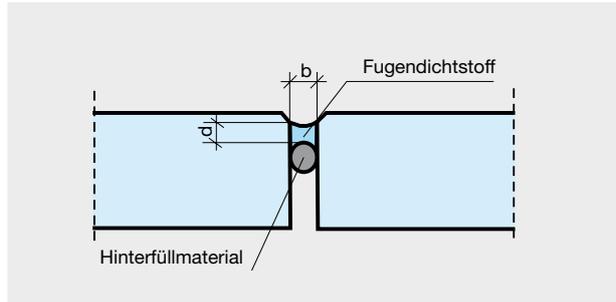
Bild 2.13: Vertikaler Wandstoß mit Seilschlaufen

Aufriss verspringenden Dehnfugen besteht die Gefahr von Zwängungen.

Dehnfugen (im Grundriss): Die durch Dehnfugen getrennten Baukörper sollen sich unabhängig voneinander horizontal verformen können. Die für diese Verformungen charakteristischen Maximalabmessungen sind von den auftretenden Temperaturdifferenzen und damit z.B. von der Wärmedämmung abhängig. Dehnfugen (im Grundriss) spielen bei der im Hallenbau üblichen Pfetten-Binder-Konstruktion nur eine untergeordnete Rolle. Im Bereich der raumabschließenden Hülle (Dach und Wand) und von Zwischendecken muss die Frage der Fuge in Abhängigkeit von den Abmessungen der Einzelteile sowie der Wärmedämmung entschieden werden.

Mit Rücksicht auf die Dehnungen im Brandfall wird bei konventionellen Bauweisen ein Fugenabstand von ca. 30 m als Maximalwert angegeben. Da Skelettbauten aus

Tabelle 2.1: Abdichten von Außenwandfugen mit Fugendichtstoff nach DIN 18540



Fugenabstand [m]	Fugenbreite		Dicke des Fugendichtstoffes ³⁾	
	Nennmaß ¹⁾ b [mm]	Mindestmaß ²⁾ b [mm]	d [mm]	Grenzabmaße [mm]
≤ 2,0	15	10	8	± 2,0
> 2,0 bis 3,5	20	15	10	± 2,0
> 3,5 bis 5,0	25	20	12	± 2,0
> 5,0 bis 6,5	30	25	15	± 3,0
> 6,5 bis 8,0	35	30	15	± 3,0

¹⁾ Nennmaß für die Planung
²⁾ Mindestmaß zum Zeitpunkt der Fugenabdichtung
³⁾ Die angegebenen Werte gelten für den Endzustand, dabei ist auch der Volumenschwund des Fugendichtstoffes zu berücksichtigen.

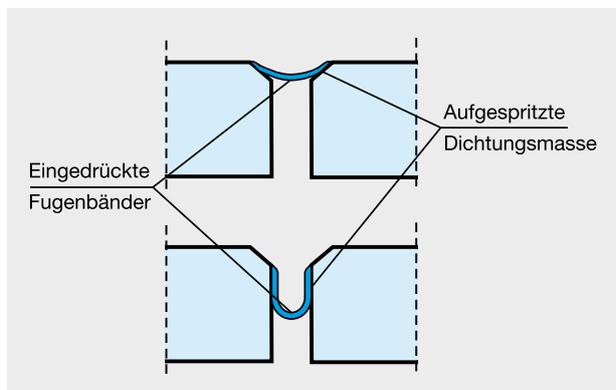


Bild 2.14: Fugendichtung mit aufgeklebten Bändern

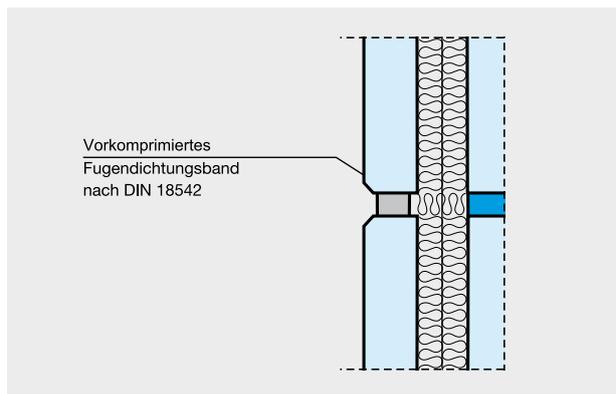


Bild 2.15: Horizontale Fugendichtung mit vorkomprimiertem Fugendichtungsband

Fertigteilen „weiche“ Konstruktionen sind, die Zwängungsverformungen leichter verkraften als monolithische Bauten, können im Einzelfall auch größere Abstände zugelassen werden.

Elementfugen ergeben sich aus den beschränkten Abmessungen (Herstellung, Transport, Montage) der Fertigteile. In diesen Fugen müssen auch Herstellungsungenauigkeiten ausgeglichen werden.

Neben dem bisher beschriebenen Hauptzweck der Fugen sind bei der konstruktiven Gestaltung folgende Anforderungen zu berücksichtigen:

- Nutzung: Insbesondere bei Setz- und Dehnfugen
- Wetterschutz: Insbesondere für Außenwandfugen
- Brandschutz: Für alle Fugenarten (insbesondere bei Brandwänden)

Innenfugen – mit Ausnahme von Setz- und Dehnfugen – werden in der Regel mit einem Mörtelverguss versehen. In seltenen Fällen kommt eine Versiegelung mit dauerplastischem Material zur Anwendung.

Außenfugen stellen wegen ihrer Funktionstüchtigkeit und der notwendigen Dauerhaftigkeit hohe Anforderungen an die Ausführung. Im Laufe der langjährigen Entwicklung haben sich folgende Varianten ergeben:

- Die dauerelastisch gedichtete Fuge (Tabelle 2.1),
- die Fugendichtung mit aufgeklebtem Fugenband (Bild 2.14),
- die so genannte konstruktive Fugendichtung nach DIN 4108-3, Kap. 5.4 [22],
- die Fugendichtung mit vorkomprimiertem Fugendichtungsband (Bilder 2.15 und 2.16).

Hierbei ist zu beachten, dass nur die letzten beiden Varianten als horizontale Außenwandfugen einen ausreichenden Schutz gegen Schlagregen bieten.

Für die Abdichtung von Außenwandfugen im Hochbau mit Fugendichtstoffen gilt in Deutschland die DIN 18540 [23]. Dieser Norm lassen sich auch die Fugenbreiten unter Berücksichtigung üblicher Fertigungs- und Montagetoleranzen entnehmen, wobei in Sonderfällen, z.B. bei dunklen Wänden, die Werte der Fugenbreiten um 10 bis 30 % erhöht werden müssen (Tabelle 2.1). Falls von diesen Werten abgewichen werden soll, ist die Fugenbreite unter Berücksichtigung der zu erwartenden Temperaturdifferenzen und der Maßabweichung der Bauteile so zu bemessen, dass die Gesamtverformung des Fugendichtstoffes höchstens 25 %, bezogen auf die Fugenbreite b und eine Bauteiltemperatur von 10 °C, beträgt.

Bei konstruktiven Fugenabdichtungen werden die Vertikalfugen als druckausgleichende (belüftete) Fugen und die Horizontalfugen als schwellenförmige Fugen ausgeführt. Bei diesen Fugen kann die horizontale Fuge zwischen den Tragschichten auch als Mörtelfuge ausgebildet werden. Aufgrund der aufwendigen und teuren Ausführung wird diese Art der Fugenausbildung in der Praxis jedoch selten verwendet.

In den letzten Jahren wurden Fugenabdichtungen entwickelt, bei denen die Fuge durch das Überkleben mit Elastomer-Fugenbändern aus Polysulfid, Polyurethan oder Silikon abgedichtet werden. Hierzu werden auf die Fugenränder Dichtungsmassen aus dem gleichen Material, aus dem die Fugenbänder bestehen, aufgespritzt. Anschließend werden in die Dichtungsmassen die Fugenbänder – möglichst leicht schlaufenförmig – eingedrückt. Diese schlaufenförmige Ausbildung hat den Vorteil, dass bei einer Verschiebung der Fugenflanken infolge Temperaturänderung weder das Fugenband noch die Verklebung merklich auf Zug oder Abscheren beansprucht werden. Bei farblicher Anpassung an die übrige Fassade hält diese Ausführung auch ästhetischen Gesichtspunkten stand (Bild 2.14).

Bei der Fugendichtung mit vorkomprimiertem Dichtungsband nach DIN 18542 (Bild 2.15) [24] wird ein derartiges Band nach dem Versetzen der Fassadentafeln auf die Fugenflanke aufgeklebt oder nachträglich eingebracht. Danach löst sich die Vorkomprimierung, und das Band dichtet innerhalb begrenzter Toleranzen die Fuge (Bild 2.16).

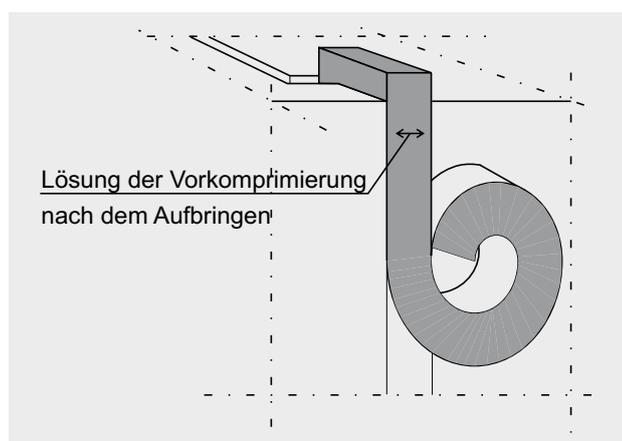


Bild 2.16: Vorkomprimiertes Fugenband in vertikaler Fuge

Schwindfugen sind in Ortbetonspiegeln der Deckenplatten erforderlich. Die Anordnung und der Zeitpunkt des Schließens müssen im Einzelfall festgelegt werden.

2.1.4 Durchbiegungen, Toleranzen

Jedes Tragelement erfährt eine zeitabhängige (Kriechen, Schwinden) und lastabhängige Durchbiegung (Eigen- und Nutzlasten sowie Temperatur). Große Durchbiegungen können zu erheblichen Mängeln führen:

- Bauschäden, z.B. Risse in Dichtungsbahnen, unbeabsichtigte Belastung anderer Bauteile (leichte Trennwände, Fenster), Abplatzungen infolge Auflagerverdrehungen
- Beeinträchtigungen des Ausbaus
- optische Auswirkungen

Dieser Umstand sollte speziell im Hallenbau berücksichtigt werden, z.B. bei der Wahl der Lage der Regenwasser-einläufe in der Dachfläche.

Durchbiegungen können durch ausreichende Bauhöhe, Vorspannung, Bewehrung und Betongüte begrenzt werden.

Ein Teil der Durchbiegungen tritt bereits bei der Lagerung des Fertigteils und in der Rohbauphase ein. Durch eine entsprechende Überhöhung bei der Herstellung kann man dafür sorgen, dass am Ende dieses Zeitraums bestimmte Bedingungen eingehalten sind, z.B. das Sollmaß der Raumhöhe. Das Maß der Überhöhung sollte der wahrscheinlichen Durchbiegung des Teils unter ständiger Last entsprechen.

Eine zu große Überhöhung wirkt ebenso schädlich wie eine zu große Durchbiegung. In diesen Fällen kann mit Rücksicht auf die zeitlich verzögerten Durchbiegungsteile (Schwinden und Kriechen) nur für ein Teilmaß überhöht werden.

In jedem Fall kommt der wirklichkeitsnahen Durchbiegungsberechnung eine große Bedeutung zu. Hier werden heutzutage in erster Linie computergestützte Bemessungsprogramme benutzt. Berechnet man die Durchbiegungen nach Heft 240 des DAfStb [25], so ist der „wahrscheinliche Wert“ der Durchbiegung zu wählen.

Da die Berechnung der Durchbiegung mit Unsicherheiten behaftet ist und bei Bauwerken mit hohem Nutzlastanteil (Industriebau) die Überhöhung nur einen kleinen Teil des Durchhangs kompensieren kann, ist die Methode der Überhöhung kein Ersatz für eine ausreichende Bemessung mit Rücksicht auf die Durchbiegung.

Bei Fertigung und Montage von Stahlbetonfertigteilen sind Toleranzen unvermeidbar. Funktionsbezogene Festlegungen enthalten die einschlägigen Normen. Hier gelten

für das einzelne Stahlbetonfertigteile DIN 18 203, Teil 1 [26], für das fertige Bauwerk DIN 18 202 [27].

Zu Passungsberechnungen und Toleranzen von Einbauteilen und Verbindungsmitteln siehe FDB-Merkblatt Nr. 6. Die aktuelle Ausgabe als Download findet sich unter www.fdb-fertigteilebau.de [28].

2.2 Hallenbau

Hallenbauwerke haben den Zweck, große Räume möglichst stützenfrei zu umschließen. Auf die Gebäudehülle wirken in der Regel nur Schnee- und Windlasten ein, so dass weitgespannte Tragwerke mit geringem Materialaufwand verwirklicht werden können.

Wegen der großen Bauhöhen und Spannweiten sowie kurzer Montagezeiten werden Hallen in den meisten Fällen mit vorgefertigten Elementen gebaut. Hierbei ermöglicht es der Beton-Fertigteilebau, weitgespannte Tragwerke durch die übliche Spannbettvorspannung kostengünstig zu verwirklichen. Aufgrund der hohen Genauigkeit der witterungsunabhängigen Fertigung und der besonders guten Überwachung im Werk wird eine hohe Ausführungsqualität sichergestellt.

Der Beton-Fertigteilebau ist daher neben dem Stahl- und Holzbau bei Hallen weit verbreitet. Zusätzlich ergeben sich Vorteile des Beton-Fertigteilebaus beim Brand- und Schallschutz sowie bei erhöhten Anforderungen, z.B. an die Dauerhaftigkeit bei aggressiven Umweltbedingungen oder an die Hygiene in der Lebensmittelindustrie.

2.2.1 Hallensysteme

Entsprechend der unterschiedlichen Nutzung ergeben sich im Wesentlichen folgende Hallensysteme (Bild 2.17):

Die **einschiffige Halle** (Bild 2.17a) stellt den Standardfall dar. Wegen der Dachentwässerung werden in der Regel Satteldachbinder mit einem Dachgefälle von 3 bis 5 % verwendet. Besonders günstige Spannweiten ergeben sich im Bereich von 12 bis 24 m. Ab 30 m steigen die Transportkosten der Binder stark an.

Die **zweischiffige Halle** (Bild 2.17b) wird bei größeren Grundflächen genutzt. Das Dachgefälle zur Traufe kann durch die Unterstützung in Hallenmitte mit jeweils zwei Parallelbindern im Gefälle erzeugt werden. Anstelle einer Mittelunterstützung im Abstand der Binder werden häufig die Binder auf Abfangträger aufgelagert, um hier größere Stützenabstände, z. B. jede zweite Achse, zu ermöglichen. Nach diesem Prinzip können auch mehrschiffige Hallen entworfen werden.

Eine **Halle mit Zwischendecke** (Bild 2.17c) ist erforderlich, wenn z.B. eine Unterkellerung erforderlich wird, etwa als Lagerfläche. Die Zwischendecke wird mit Elementplatten oder TT-Platten auf Unterzügen hergestellt. Nicht ruhende Belastungen z.B. aus Gabelstaplerverkehr müssen bei der Wahl des Deckensystems berücksichtigt werden.

Eine **Halle mit steilem Dach** (Bild 2.17d) ist zum einen für die Dachentwässerung vorteilhaft. Zum anderen wird diese Hallenform oft aus gestalterischen Gründen bevorzugt. Bei geknickten Dachbindern ist die Herstellung jedoch aufwendiger als bei Bindern mit waagerechter Unterkante. Die Spannweite ist im Allgemeinen auf rund 15 m begrenzt. Für den Transport darf der geknickte Binder die Höhe von 3,5 m nicht überschreiten.

Eine **Halle mit Kranbahn** (Bild 2.17e) ist erforderlich, wenn z.B. bei Werkstatt- oder Produktionshallen schwere Lasten in und aus der Halle transportiert werden müssen. Der Laufkran bewegt sich auf Kranbahnträgern, die seitlich auf den Stützen aufgelagert sind. Die Stützen müssen daher die vertikalen und horizontalen Lasten aus dem Kranbetrieb aufnehmen. Die Horizontallasten wirken in Längs- und Querrichtung. Wegen der außermittigen Stützenbeanspruchung werden die Fundamente auch exzentrisch angeordnet.

Eine **hohe Halle** (Bild 2.17f) ergibt sich bei Bauhöhen über 10 m. Hierbei ist mit relativ großen Verformungen am Stützenkopf zu rechnen. Insbesondere bei Fundamentverdrehungen durch die Bettung des Bodens müssen die Verformungen so beschränkt werden, dass keine Schäden an der Fassade und im Übergang zur Dachdeckung entstehen. Hier kann eine schubfeste Dachscheibe erforderlich werden.

Maßreihen: Sofern besondere Umstände keine anderen Maße bedingen, sollten der Planung die gebräuchlichen Maßreihen zugrunde gelegt werden:

Achsabstände: $n \times 2,50$ m (z.B. 5,0; 7,5; 10,0; ... 30,0 m), jedoch bei Verwendung von Porenbetonplatten max. 7,50 m in Spannrichtung der Platten.

Erweiterungen: Hallen aus Stahlbetonfertigteilen sind in Längs- und Querrichtung erweiterbar. Sofern Erweiterungsmöglichkeiten bei der Errichtung einer Stahlbetonfertigteilhalle eingeplant werden, kann man zusätzliche Konsolen und dgl. für den Anschluss späterer Bauteile wie Binder oder Pfetten vorsehen. Sollten Anschlussmöglichkeiten zunächst nicht bedacht worden sein, lassen sich auch später bei ausreichender Tragkraft Verbindungen anbringen (z.B. Anschrauben von Konsolen mittels Bol-

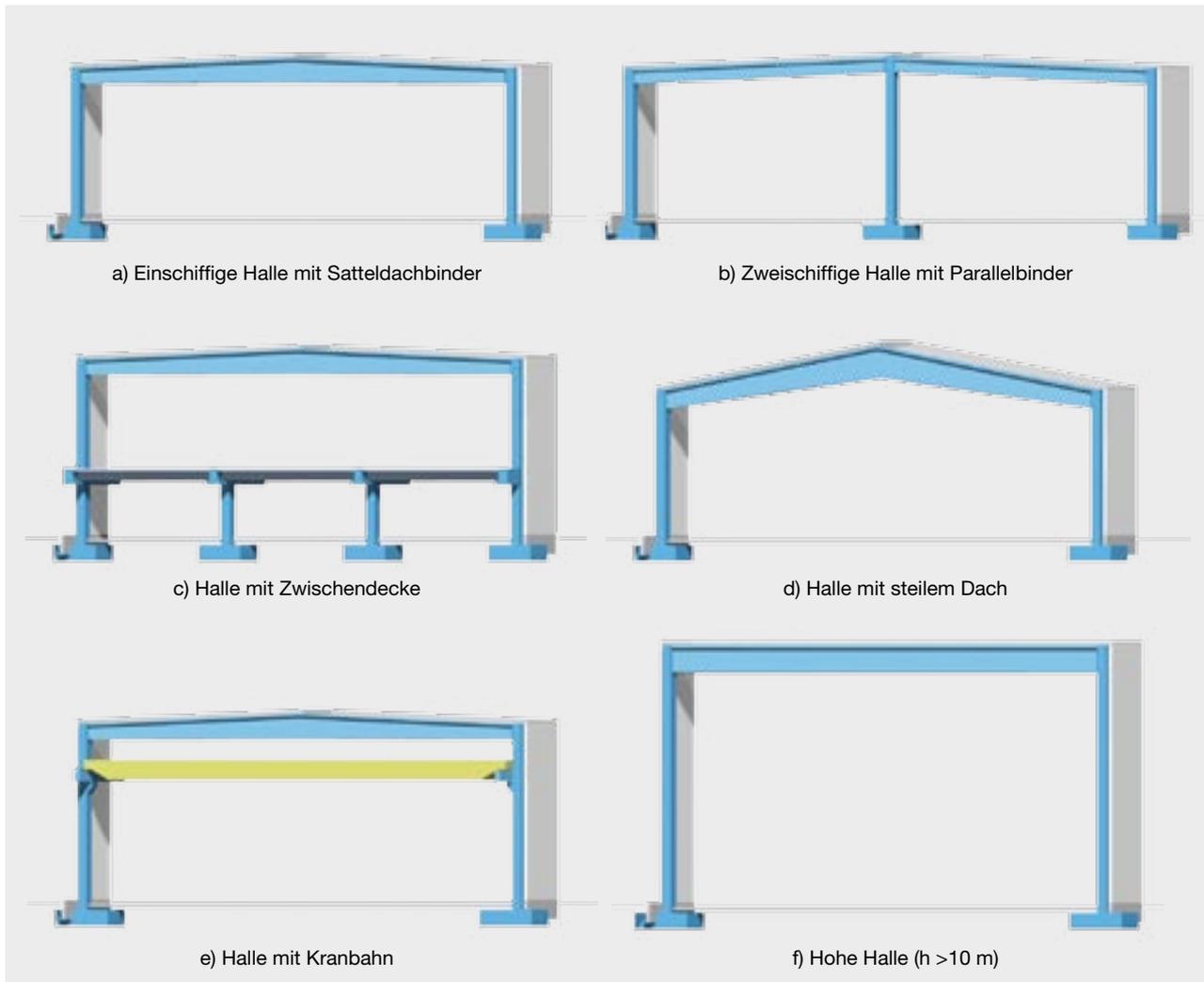


Bild 2.17: Häufige Hallenformen im Industriebau

zen). Die Konstruktion der Giebel mit freitragenden Dachbindern erleichtert die spätere Erweiterung in Hallenlängsrichtung.

2.2.2 Vertikaler Lastabtrag

Das Tragwerk setzt sich im Wesentlichen aus den Konstruktionselementen Dachplatten, Pfetten, Binder, Stützen und Fundamente zusammen.

Die **Pfetten-Binder-Konstruktion** (Bild 2.18) wird bei großem Binderabstand bzw. bei kleiner Dachplatten Spannweite zur Anwendung kommen.

Für ein Trapezblechdach ist diese Konstruktionsart besonders geeignet, da die Sicken der Bleche in Richtung des Dachgefälles verlaufen. Bei eventueller Undichtigkeit der Dachhaut wird das eingedrungene Wasser zur Traufe abgeleitet.

Eine **reine Binderkonstruktion** ergibt sich bei großer Dachplattenspannweite mit geringer Eigenlast.

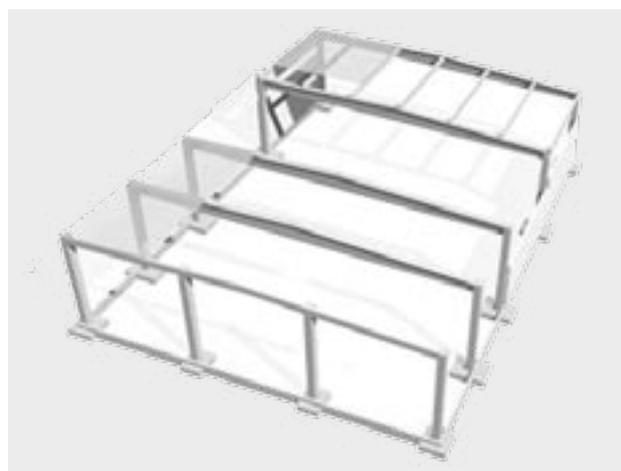


Bild 2.18: Pfetten-Binder-Konstruktion

Kommt zum Standardfall der eingeschossigen Halle eine Zwischendecke hinzu, werden Deckenplatten und Unterzüge notwendig. Hierfür eignen sich besonders TT-Deckenplatten, Elementplatten mit Ortbetongergänzung oder Stahlbeton- bzw. Spannbetonhohlplatten.

Für Installationen wie z.B. angehängte Rohre, Aggregate oder Hängekräne sind Ersatzlasten frühzeitig, d.h. im Vorplanungsstadium, zu berücksichtigen. Dies trifft sowohl für Dachplatten als auch für Binder und Gesamttragwerk zu.

2.2.3 Horizontaler Lastabtrag

Der horizontale Lastabtrag erfolgt für die Beanspruchungen aus Wind und Schiefstellung. Im Hallenbau müssen häufig zusätzlich Horizontallasten aus Kranbe-

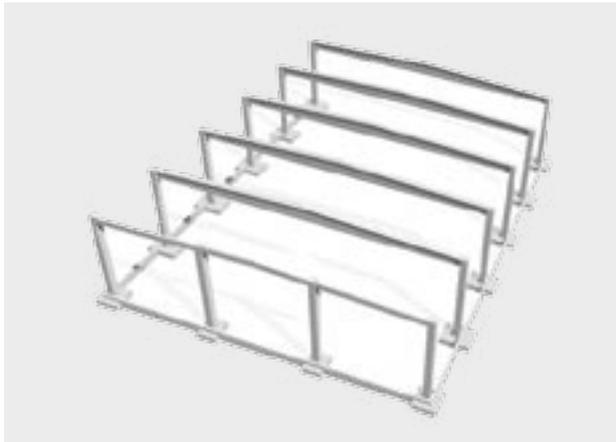


Bild 2.19: Aussteifung durch vorgespannte Stützen

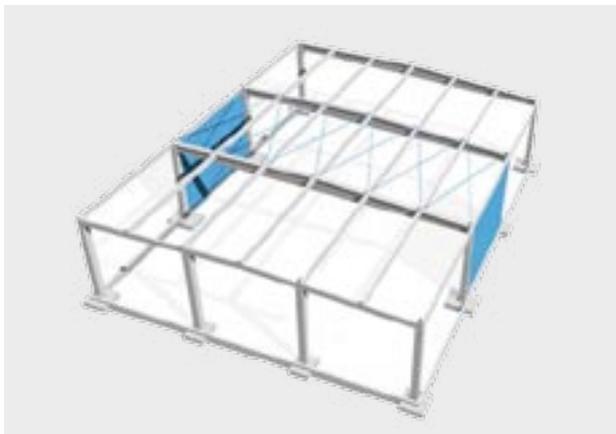


Bild 2.20: Aussteifung durch Dachverbände und Wandscheiben



Bild 2.21: Aussteifung durch Dach- und Wandscheiben

trieb und aus Gabelstaplerverkehr berücksichtigt werden. Diese Angaben sind rechtzeitig im Hinblick auf die Stützenabmessungen zu klären und festzulegen.

Die Aussteifung gegen Horizontallasten ist in Hallenlängs- und Hallenquerrichtung durch

- a) vorgespannte Stützen
- b) Verbände
- c) Scheiben
- d) Rahmen (Zweigelenrahmen)

sicherzustellen. Hierbei können alle Aussteifungselemente auch kombiniert werden. Bei den in den Bildern 2.19 bis 2.22 dargestellten Hallen erfolgt die Aussteifung in Hallenquerrichtung durch vorgespannte Stützen und ausreichend dimensionierte Fundamente.

- a) Eine **Aussteifung durch vorgespannte Stützen** (Bild 2.19) ist im Hallenbau der Regelfall und wird im Allgemeinen für Hallenhöhen bis 10 m verwendet. Bei Hallenhöhen > 10 m muss mit relativ großen Verformungen am Stützenkopf gerechnet werden. Durch Fundamentverdrehungen infolge elastischer Bettung nehmen die Verformungen am Stützenkopf noch weiter zu. Abhilfe schafft eine Aussteifung durch Verbände oder eine Dachscheibe in Verbindung mit Wänden. Bei einer Halle mit Zwischendecke kann die Einspannung der Stützen mit der Decke als Scheibe erfolgen.
- b) Bei der **Aussteifung durch Dachverbände** (Bild 2.20) in Verbindung mit Pfetten, Randträgern und Wandscheiben bzw. Wandverbänden (Bild 2.24) kann die Einspannung aller Stützen einschließlich der Giebelstützen in Hallenlängsrichtung entfallen. Bei den üblichen Verbänden aus Stahl ist der Brandschutz der Stahldiagonalen besonders zu beachten.
- c) Soll die Aufnahme der Horizontalkräfte in der Dachebene erfolgen, so ist die **Ausbildung einer Scheibe** erforderlich (Bild 2.21). Dabei muss eine schubfeste Verbindung der Dachplatten sichergestellt und die Wandscheiben mit der Dachscheibe verbunden werden.

Eine Dachscheibe kann hergestellt werden aus Spannbetonhohlplatten, Trapezblechen, einem Fachwerk mit Diagonalen, durch Kopplung der Bauteile an ein Fachwerkfeld oder Porenbetonplatten.

Die Gültigkeit des vereinfachten Bemessungsverfahrens für Scheiben aus Porenbetonplatten ist beschränkt auf folgende Abmessungen, Ausführungen und Belastung [29]:

- $L \leq 35$ m mit $L =$ Scheibenstützweite,
- $0,2 \times L \leq H \leq 0,5 \times L$ mit $H =$ Scheibenhöhe,
- $H \geq a$ mit $a =$ Plattenlänge für Scheibentyp I (Dachplatten parallel zur Scheibenspannrichtung) bzw.
- $a \leq H \leq 2a$ für Scheibentyp II (Dachplatten senkrecht zur Scheibenspannrichtung),
- zulässige Belastung $\leq 5,0$ kN/m in Scheibenebene.

d) Eine **Aussteifung durch Zweigelenrahmen** (Bild 2.22) erfordert aufwendige biegesteife Verbindungen der Fertigteile, z.B. Ankerbolzen mit Balkenschuhen, die ein Verschrauben der Riegel mit den Stützen schon während der Montage ermöglichen. Hierbei werden die Ankerbolzen in der Regel in die Fertigteilstützen eingebaut, während die Balkenschuhe in den Riegeln zum Einsatz kommen (Bild 2.23). Eine andere Möglichkeit der Ausbildung einer biegesteifen Rahmenecke ist der nachträglich vergossene Bewehrungsanschluss mit aufzufädelnden Gewindestangen und Hüllwellrohren in der Stütze (Bild 2.25). Zweigelenrahmen sind generell verschiebliche Systeme und müssen nach Theorie II. Ordnung bemessen werden. Bei hohen Anforderungen an die Verformungsbeschränkung z.B. bei Papiermaschinen erhöhen Rahmen die Steifigkeit des Tragwerks.

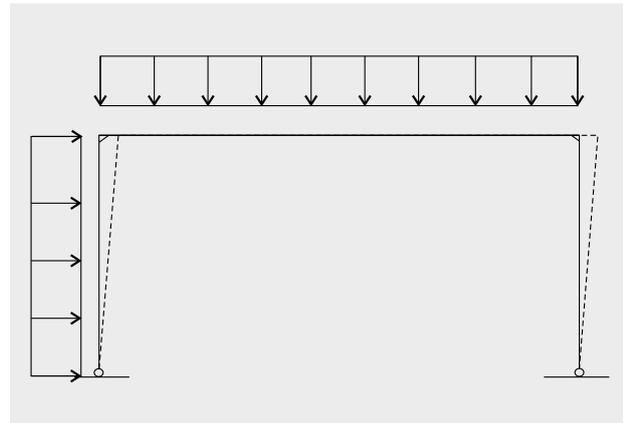


Bild 2.22: Aussteifung durch Zweigelenrahmen mit biegesteifen Rahmenecken

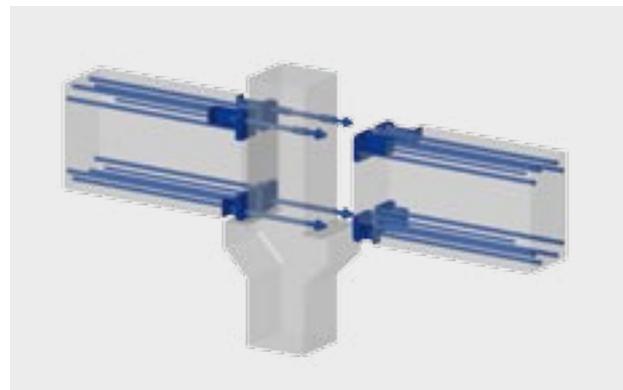


Bild 2.23: Biegesteife Rahmenecke mit Ankerbolzen und Balkenschuh



Bild 2.24: Aussteifung durch einen vertikalen Verband aus Stahlbeton-Fertigteilen



Bild 2.25: Aussteifung durch eine biegesteife Rahmenecke – Detail Stützenkopf mit Hüllwellrohren für die Gewindestangen

3 Tragelemente

3.1 Dach

Dachplatten

Zur Herstellung der Dachdecke bei Hallen verwendet man in der Regel Stahltrapezbleche oder Porenbetonplatten sowie Spannbetonhohlplatten oder TT-Dachplatten aus Stahl- oder Spannbeton (Bild 3.1). Die Durchbiegung der Dachplatten sollte höchstens $l/300$ betragen.

Trapezbleche werden bis zu einer Stützweite von 7,5 m verwendet, in Ausnahmefällen bis zu 8 m. Üblicherweise werden durchlaufende Bleche über zwei Felder verlegt.

Bewehrte Porenbetonplatten nimmt man in der Regel bis zu einer Stützweite von 6 m. Bei einer maximalen Schlankheit von $l/d \leq 25$ können mit Plattendicken von max. 300 mm auch Stützweiten bis zu 7,4 m erreicht werden. Neben der Lastabtragung kann die Porenbetonplatte auch als Wärmedämmung genutzt werden.

Weitgespannte Spannbetonhohlplatten und TT-Dachplatten werden bei großen Abständen zwischen den Bindern verwendet. Hierbei sind Stützweiten bis zu 15 m üblich. Die Grenze ergibt sich aus der wirtschaftlichen Dimensionierung der Dachbinder.

In Sonderfällen, z.B. bei Hallen mit Tageslichtnutzung durch Sheddächer, werden auch Falwerke oder Schalen mit Stützweiten im Bereich von 10 bis 20 m verwendet.

Dachaufbau

Das Dach hat neben der raumabschließenden Funktion die Aufgabe, den Innenraum vor äußeren klimatischen Einflüssen zu schützen. Bei erhöhten Anforderungen, z. B. aus dem Brandschutz, sollten Dachplatten aus Beton verwendet werden. Zusätzlich kann die Umgebung dadurch auch vor Schallemissionen aus dem Hallenbetrieb geschützt werden.

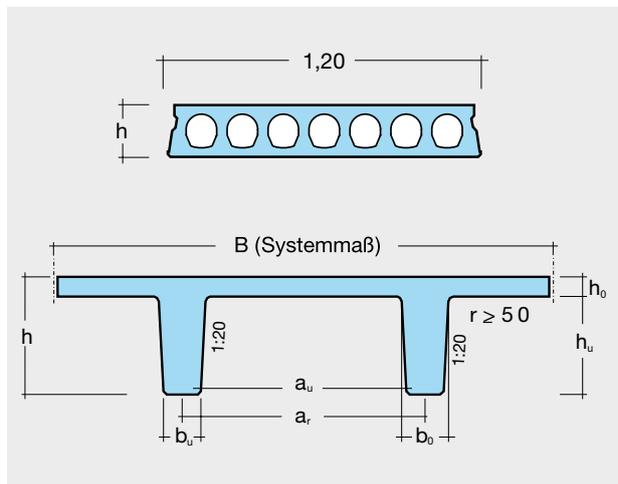


Bild 3.1: Dachplatten-Querschnitte

Grundsätzlich sollte die Dachfläche mit einem Gefälle von mindestens 3 % ausgebildet werden, um anfallendes Regen- und Schwitzwasser nach außen abzuleiten.

Beim Dachaufbau unterscheidet man Dächer mit oder ohne Wärmedämmung sowie mit oder ohne Kiesschüttung. Zusätzlich ist eine Dachdichtung und evtl. eine Dampfsperre erforderlich.

In der Dachfläche sind Oberlichter, Rauch- und Wärmeabzugsanlagen (RWA) sowie auf der Dachfläche Aufbauten für Heizung, Lüftung oder Klimatisierung möglich.

3.2 Pfetten

Pfetten sind schlanke Träger, die als Einfeldträger die Dachlasten auf die Binder abtragen. Dachpfetten sind erforderlich, wenn die Abstände zwischen den Bindern größer sind als die mögliche Stützweite der Dachdeckung. Bei Porenbetonplatten werden daher in der Regel ab 6 m Binderabstand und bei Trapezblechen ab 7,5 m Binderabstand Pfetten angeordnet.

Rechteck- oder Trapezquerschnitte haben sich als Standardquerschnitte durchgesetzt. Für größere Spannweiten als 17,5 m ist ein T-Querschnitt erforderlich, um die größeren Biegemomente aufzunehmen (Bild 3.2).

Bei Stützweiten bis 15 m können Pfetten aus Stahlbeton hergestellt werden. Spannbeton-Pfetten können durch die Spannbettvorspannung kostengünstiger bis zu einer Stützweite von 20 m ausgeführt werden. Neben der größeren Schlankheit haben Spannbeton-Pfetten den Vorteil geringerer Durchbiegungen. Durch Spannbeton-Pfetten können daher durchbiegungsabhängige Dachschäden vermieden werden.

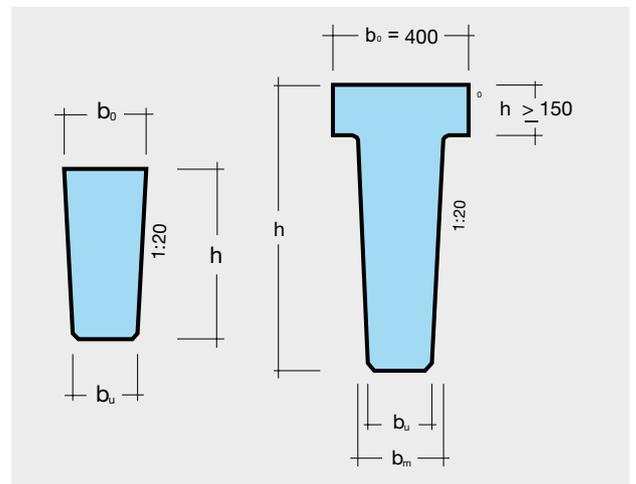


Bild 3.2: Pfetten-Querschnitte

3.3. Binder

Bei den Dachbindern handelt es sich um weitgespannte Träger, die häufig leichte Dacheindeckungen tragen. Die Einfeldträger werden in der Regel als

- a) Satteldachbinder
- b) Parallelbinder

ausgebildet. Wegen der Dachentwässerung werden Satteldachbinder oder geneigt eingebaute Parallelbinder mit einem Dachgefälle von 3 bis 5 % oder mehr verwendet (Bild 3.3).

Bei kleineren und mittleren Stützweiten wird der Trapez- oder Rechteckquerschnitt bevorzugt. Bei mittleren und großen Stützweiten wird der Träger aus Gewichtersparnis als T- oder I- Querschnitt ausgebildet (Bild 3.4).

Besonders günstige Spannweiten ergeben sich im Bereich von 12 bis 24 m.

Dachbinder aus Stahlbeton werden mit T-Querschnitt bis zu einer Stützweite von 20 m – bei Betonstahl-Sonderlängen oder Stabstößen auch bis 25 m – hergestellt.

Mit einer Spannbettvorspannung können schlanke Dachbinder mit Stützweiten bis zu 50 m hergestellt werden.

Der Achsabstand der Binder in Querrichtung richtet sich nach der Dacheindeckung. Sollten aufgrund des Dachaufbaus Pfetten notwendig werden, sind bei der Vordimensionierung der Binder zusätzlich ca. $0,75 \text{ kN/m}^2$ Last aus den Pfetten zu berücksichtigen.

Ab einer Spannweite von 25 m wird in der Regel ein I-Querschnitt gewählt, um die Vorspannkkräfte durch die größere vorgedrückte Zugzone aufzunehmen. Durch eine teilweise Vorspannung nach DIN 1045-1, 11.2.1 [7], kann auch bei großen Spannweiten ein kostengünstiger T-Querschnitt gewählt werden. Alle Abmessungen des FDB-Typenprogramms (vgl. Kap. 3.15) sind ausreichend für die Feuerwiderstandsklasse F 90-A nach DIN 4102 Teil 4 bzw. Teil 22 [4,5].

Für die Kippaussteifung der Binder kann im Regelfall keine Scheibenwirkung angesetzt werden. Für diese Fälle kann Abhilfe geschaffen werden durch entsprechende Querschnittsausgestaltung des Binders (Obergurterweiterung) oder durch entsprechend dimensionierte Dachverbände bzw. Dachscheiben.

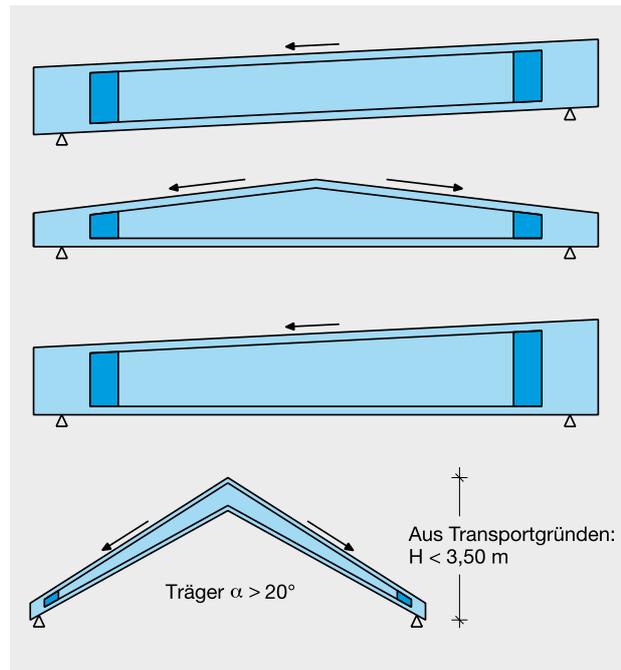


Bild 3.3: Verschiedene Binderformen

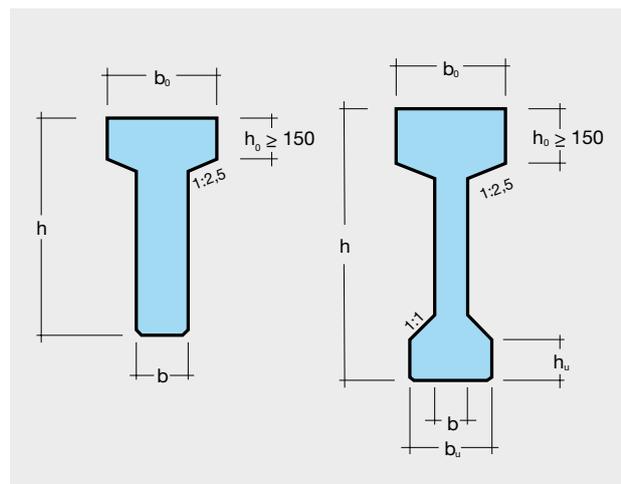


Bild 3.4: Binder-Querschnitte

Die durch die Kippneigung des Trägers auftretenden Torsionsmomente müssen durch eine Gabellagerausbildung am Stützenkopf aufgenommen werden. Beim Kippnachweis der Binder ist zu berücksichtigen, dass dieser nicht nur für den End-, sondern auch für den Bau- und Transportzustand zu führen ist.

Besondere Sorgfalt ist bei der Planung auf die Lage der Aussparungen zu legen.

3.4 Deckenplatten

Querschnittsformen

Zur Herstellung von Dach- und Deckenplatten im Geschossbau kommen Platten- oder Plattenbalkenquerschnitte zum Einsatz (Tabelle 3.1).

Einzellasten und Flächenlasten beanspruchen die Fähigkeit der Deckenkonstruktion, Lasten in Querrichtung auf mehrere Elemente zu verteilen (Bild 3.5).

Besonders bei TT-Platten ohne Ortbetonergänzung sind die Verbindungen im Spiegelbereich zu beachten, da das Nachbarlement über die weichen, auskragenden Spiegel aktiviert werden muss. Die Beanspruchung an dieser Verbindungsstelle wächst mit der Größe der Längsdurchbiegung. Reduziert man diese durch Steigerung der Bauhöhe oder Vorspannung, so entlastet man auch die Verbindung zwischen den Elementen. Auch bei der Wahl des Trennwandsystems ist dieser Aspekt zu berücksichtigen. Über-

höhungen nebeneinander liegender Tragelemente müssen ebenfalls genau aufeinander abgestimmt werden.

Bei TT-Platten mit Ortbetonergänzung erfolgt die Querverteilung durch die fugenlose bewehrte Ortbetonschicht mit einer Mindestdicke von 80 mm. Hierdurch können Höhenunterschiede ausgeglichen und die Decke gleichzeitig als aussteifende Scheibe ausgebildet werden.

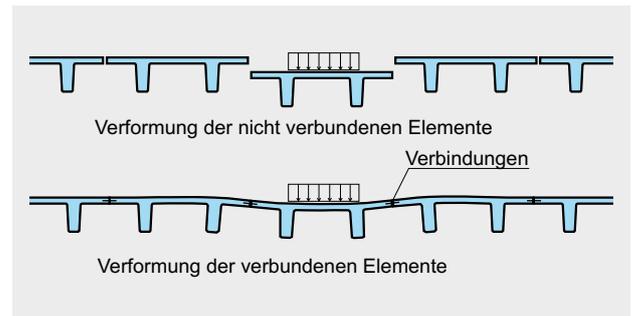
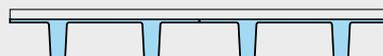


Bild 3.5: Querverteilung bei TT-Platten

Tabelle 3.1: Querschnittsformen von Deckenplatten

	Querschnitt-Typ	Querschnitt	Vorteile	zu beachten
1	Platte	 Vollplatte oder Hohlplatte	- fertige, glatte Deckenuntersicht	- besondere Maßnahmen für die Querverteilung konzentrierter Lasten - Rissgefahr im Verbundestrich
2	Platte	 Nachträglich ergänzte Platte (Ortbetonschicht ≥ 50 mm nach DIN 1045-1, 13.4.3)	- fertige, glatte Deckenuntersicht - geringes Fertigteilgewicht - auch kreuzweise Lastabtragung möglich, damit günstige Querverteilung - gute Deckenscheibe	- hoher Ortbetonanteil (Baufortschritt) - Hilfsunterstützung beim Betonieren
3	Plattenbalken	 TT-Platte mit Fugenverguss	- leistungsfähiger Querschnitt - Standardquerschnitt des Skelettbau - günstige Installationsführung in Rippenrichtung	- besondere Maßnahmen für die Querverteilung - Rissgefahr bei Verbundestrich - zusätzliche Maßnahmen für Herstellung einer Deckenscheibe
4	Plattenbalken	 TT-Platte mit Ortbetonschicht	- leistungsfähiger Querschnitt - Standardquerschnitt des Skelettbau - geringes Fertigteilgewicht - gute Deckenscheibe - günstige Installationsführung in Rippenrichtung - auch für hohe Einzellasten - fugenlose, ebene Oberfläche	- hoher Ortbetonanteil (Baufortschritt)
5	Plattenbalken	 Trogplatte mit Fugenverguss (Alternativ mit Ortbetonschicht)	- für hohe Einzellasten besser geeignet als Querschnitt 3 - Querverteilung kann durch zusätzliche Verbindung der Stege mit vertretbarem Aufwand verbessert werden - günstige Installationsführung in Rippenrichtung	- Platten dicker als bei Querschnitt 3 - höherer Materialaufwand - Sonderform

Elementdecken

Elementdecken bestehen aus vorgefertigten Elementplatten mit und ohne Ortbetonerfüllung (Bild 3.6).

Elementplatten ohne Ortbetonerfüllung (Vollplatten) werden bevorzugt bei der Großtafel- und Schottbauweise verwendet. Insbesondere beim Wohnungs- und Hotelbau werden raumgroße Deckenelemente bis zu einer maximalen Breite von rund 4,5 m eingesetzt. Hierbei ist die fugenlose, endfertige Deckenunterseite von besonderem Vorteil. Bei Bürogebäuden können hiermit auch Flachdecken hergestellt werden. Nachteilig ist jedoch die relativ hohe Eigenlast beim Transport der Deckenplatten.

Elementplatten mit Ortbetonerfüllung werden im Allgemeinen als Gitterträgerelementplatten bis zu einer Breite von 3 m hergestellt. Gitterträgerelementplatten werden in der Regel als einachsig gespannte Platten verwendet, wobei die Zugbewehrung in der vorgefertigten Platte werksseitig eingelegt wird. Eine zweiachsige Spannrichtung kann durch eine zusätzliche Querbewehrung, die zumindest im Fugenbereich auf der Baustelle verlegt wird, realisiert werden. Die Gitterträger wirken hierbei als Verbundbewehrung zwischen der vorgefertigten Elementplatte und der Ortbetonerfüllung. Gleichzeitig werden durch die Gitterträger im Bauzustand wirtschaftliche Abstände der Montageunterstützung von 2 - 3 m ermöglicht. Durch spezielle Gitterträger kann die Montagestützweite auf 5 m vergrößert werden.

Durch die fugenlose Ortbetonerfüllung mit einer auf die Gitterträger aufgelegten oberen Bewehrung besteht die Option, die Durchlaufwirkung der Elementdecken einfach herzustellen. Hierdurch wirkt die Decke als aussteifende Scheibe und auf einen Ringanker kann verzichtet werden. Die rationelle Fertigung in automatischen Umlaufanlagen und die große Anpassungsfähigkeit mit fast beliebigen Plattengeometrien haben zu einer breiten Anwendung der Gitterträgerelementplatten geführt.

Vorgespannte Elementplatten mit Ortbetonerfüllung sind bei größeren Stützweiten als 8 m im Allgemeinen wirtschaftlicher. Die mindestens 60 mm starken Elementplatten können durch die werksseitige Spannbettvorspannung kostengünstig hergestellt werden. Hierdurch werden Decken bis zu einer Schlankheit von 1/35 ermöglicht und

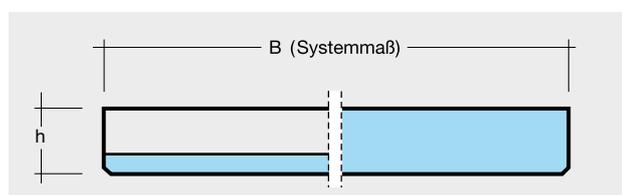


Bild 3.6: Deckenplatten-Querschnitte

gleichzeitig die Verformungen durch Vermeidung der Rissbildung wirkungsvoll beschränkt. Zusätzlich wird durch die Vorspannung die Montagestützweite deutlich vergrößert. Beispielsweise kann mit einer 80 mm dicken Elementplatte bei 80 mm Ortbetonerfüllung eine Länge von 5 m stützenfrei überspannt werden.

Spannbeton-Fertigdecken

Spannbeton-Fertigdecken bestehen aus vorgefertigten Elementen, die als Spannbeton-Hohlplatten zugelassen sind. Die Fertigdeckenelemente werden bis zu einer Höhe von 400 mm hergestellt. Die Plattenbreite wird auf 1,2 m begrenzt. Wesentliches Merkmal der Elemente sind Hohlräume, die eine deutliche Gewichtsersparnis ermöglichen und durch eine optimale Materialausnutzung zum nachhaltigen Bauen beitragen. Die Elementfugen sind zur Querverteilung profiliert und werden örtlich vergossen (Bild 3.7).

Durch die vorgespannten Elemente bis zu einer Länge von 16 m bzw. 18 m können weitgespannte Decken- bzw. Dachtragwerke mit großer Schlankheit von rund 1/40 bzw. 1/45 und geringen Verformungen verwirklicht werden. Dies ermöglicht z.B. die Erstellung von Bürogebäuden ohne tragende Innenbauteile. Bei den Ausbaugewerken entfallen hierdurch aufwendige Anschlussdetails; für eine spätere Nutzungsänderung wird die größtmögliche Flexibilität erreicht.

Durch maschinelle Herstellung auf Stahlschalungen wird Sichtbetonqualität erreicht: Eine abgehängte Decke kann entfallen. Die Elementfugen können entweder als Gestaltungselement sichtbar bleiben oder rissüberbrückend verspachtelt werden. Hierbei sollte im Hinblick auf gleiche Plattendurchbiegungen die Plattenschlankheit als Verhältnis von Bauteilhöhe zu Stützweite auf rund 1/35 begrenzt werden. Bei kürzeren Spannweiten im Wohnungsbau sollte die Bauteilhöhe nicht kleiner als 1/38 der Stützweite sein.

Bei den Spannbeton-Fertigdecken werden die Elemente in Vollmontagebauweise verlegt. Die Ortbetonarbeiten beschränken sich auf den Fugenverguss und die Herstellung des Ringankers. Schalungen und Montageabstützungen sind nicht erforderlich. Dies ermöglicht einen sehr schnellen Baufortschritt und führt insbesondere bei regelmäßigen Grundrissen zu Kostenvorteilen.

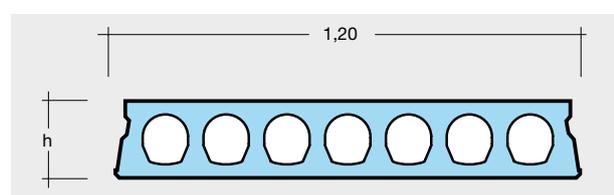


Bild 3.7: Hohlplatten-Querschnitt

TT-Platten

TT-Platten werden mit und ohne Vorspannung hergestellt. Ohne Vorspannung können mit einer Deckenhöhe von $h = 920$ mm Spannweiten bis zu 17,5 m erreicht werden. Bei einer Vorspannung und einer Deckenhöhe von $h = 920$ mm beträgt die maximale Spannweite 20 m (Bild 3.8).

TT-Platten können hohe Verkehrslasten von 25 kN/m^2 und mehr aufnehmen. Daher sind TT-Platten für den Industriebau und weitgespannte Parkhausdecken besonders günstig. Die einachsig gespannten TT-Platten wirken als Einfeldträger ohne Montageabstützung.

Decken mit TT-Platten werden mit und ohne Ortbetonergänzung hergestellt. Bei einer Ortbetonergänzung wirkt der Plattenspiegel mit der örtlich zugelegten Bewehrung.

Auflagerung, Installationsöffnungen

Die Stege von TT- und Trogplatten werden prinzipiell wie Unterzüge bemessen. Für konstruktive Besonderheiten,

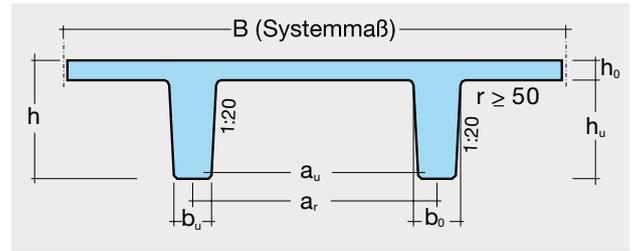


Bild 3.8: TT-Platten-Querschnitt

die durch Installationsöffnungen oder Ausklinkungen am Auflager entstehen, gilt sinngemäß Kapitel 3.5.

3.5 Unterzüge und Randträger im Geschossbau

Unterzüge mit Rechteckquerschnitt werden als Teil des Deckentragwerks mit oder ohne Linienkonsole ausgebildet. Unterzüge sind in der Regel nicht vorgespannt und können mit oder ohne Ortbetonergänzung hergestellt werden (Tabelle 3.2).

Tabelle 3.2: Querschnittsformen von Unterzügen

	Querschnitt-Typ	Querschnitt	Vorteile	zu beachten
1	Rechteck		- einfache Schal- und Bewehrungsform - direkte Lasteintragung - günstige Installationsführung	- Bauhöhe
2	Rechteck mit Taschen		- einfache Schal- und Bewehrungsform - direkte Lasteintragung - geringe Gesamtbauhöhe	- Verbindung von Deckenplatte und Randunterzug
3	Rechteck mit Linienkonsole	 Linienkonsole	- einfache Schalung - unproblematische Auflagerung der Deckenplatten - geringe Gesamtbauhöhe	- Verbindung von Deckenplatte und Randunterzug
4	Rechteck mit Einzelkonsole	 Einzelkonsole	- Materialersparnis gegenüber Linienkonsole - geringe Gesamtbauhöhe	- Verbindung von Deckenplatte und Randunterzug
5	Trogquerschnitt als Plattenbalken		- statisch günstiger Querschnitt - gute Auflagerungsmöglichkeit auch für Montage - günstige Installationsführung	- große Gesamtbauhöhe
6	Rechteck als Plattenbalken		- statisch günstiger Querschnitt - geringes Fertigteilgewicht - direkte Lasteintragung - einfache Schal- und Bewehrungsform	- hoher Ortbetonanteil (Baufortschritt)
7	Rechteck mit Stahlaufleger		- direkte Lasteintragung - geringe Gesamtbauhöhe - keine Konsolbänder erforderlich	- Bewehrungs-führung

Bei vielen Bauwerken werden Unterzüge als Einfeldträger gelenkig auf Konsolen zwischen den durchlaufenden Stützen aufgelagert. Aufgrund der Konsolen werden die Unterzüge häufig ausgeklinkt.

Bei der konsolfreien Auflagerung auf geschosshohen Stützen kann der Unterzug als Durchlaufträger ausgebildet werden. Mit einer Ortbetonergänzung wirkt der Unterzug mit der Decke als Plattenbalken. Er kann auch als statisch bestimmter Durchlaufträger, sogenannte Gerberträger, ausgebildet werden. Hierfür werden die Unterzüge ausgeklinkt. Der anschließende Unterzug wird gelenkig eingehängt (Bild 3.9).

Bei der Ausbildung ohne Konsolen können die Unterzüge auch über den Stützen gestoßen werden. Das statisch unbestimmte Durchlaufsystem ergibt sich durch den Ortbetonverguss im Stützenbereich und eine obere Stützbebewehrung, die z.B. im ergänzten Ortbeton der Deckenplatte eingelegt wird. Im Bauzustand ist hierbei eine Montageabstützung des Unterzuges erforderlich.

Bei nichttragenden Fassaden werden die Deckenplatten auf Randträgern aufgelagert. Bei Bandfassaden bilden die Randträger gleichzeitig die Fensterbrüstung und ermöglichen die Abschottung gegen Brandüberschlag.

Die Randträger werden im Allgemeinen als Einfeldträger vor oder zwischen den Stützen auf Konsolen ausgebildet. Hierbei können die Randträger im Konsolenbereich ausgeklinkt werden.

Wenn bei einer nichttragenden Glasfassade schlanke Randträger erforderlich werden, können Durchlaufträger mit biegesteifem Stoß über den geschosshohen Stützen ausgebildet werden. Durch den Ortbetonverguss des Knotenpunkts entfallen die Konsolen. Der Knotenpunkt und die erforderliche Montageabstützung ist jedoch aufwendiger.

Bei einer Decke ohne Ortbetonergänzung sollte für die Ausbildung des umlaufenden Ortbetonringankers ein horizontaler Abstand der Deckenplatte zum Randträger von mindestens 100 mm eingehalten werden. Die Durchdringung der Ringankerbewehrung im Stützenbereich muss bei der Planung z.B. durch Schraubanschlüsse an den Stützen berücksichtigt werden.

Konstruktive Einzelheiten

Unterzüge werden durch größere Querkräfte beansprucht als die Stege der Deckenplatten. Schwächungen durch Installationsöffnungen und Ausklinkungen am Lager können zu kritischen Punkten werden (Bild 3.10).

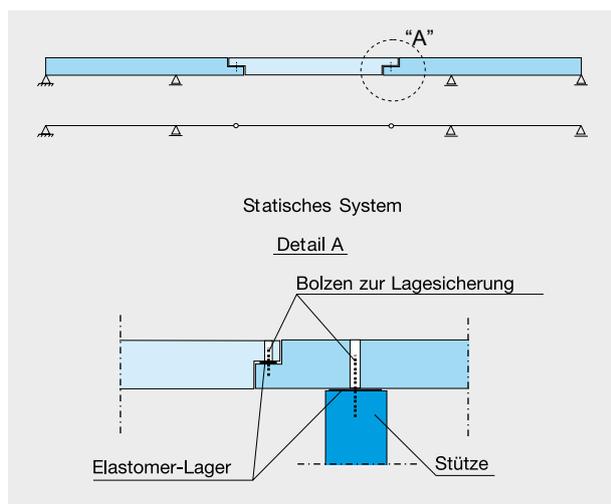


Bild 3.9: Unterzug als Gerberträger

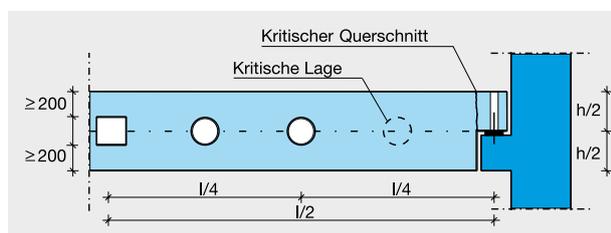


Bild 3.10: Installationsöffnungen eines Unterzugs

Bei ausgeklinkten Halbfertigteilunterzügen ist besonders zu beachten, dass im Bauzustand der Fertigteilquerschnitt im Konsolbereich wegen der fehlenden Ortbetonergänzung gering ist. Hier ist häufig eine Montageabstützung erforderlich. Alternativ kann der Halbfertigteilunterzug im Konsolbereich vollständig als Fertigteil hergestellt werden.

Werden die Deckenplatten auf Konsolen des Unterzuges aufgelegt, so entsteht beim Randunterzug ein besonderes Problem:

Bei der außermittigen Lasteinleitung durch die Deckenplatten müssen die Torsionsmomente $M_T = F \cdot e$ durch den Randträger aufgenommen und an die Stützen weitergeleitet werden (Bild 3.11).

Im Bauzustand muss der Unterzug die Torsionsmomente aus einseitiger Belastung wegen der frei drehbaren Lagerung der TT-Platten aufnehmen oder unterstützt werden.

Im Endzustand kann die Zentrierung der Randträger durch eine biegesteife Verbindung mit der TT-Platte erfolgen. Die obere Druckkraft wird hierbei durch den Mörtelverguss oder eine Ortbetonergänzung übertragen, die untere Zugkraft durch Bolzen oder Schweißverbindungen in die Konsole eingeleitet, die hierfür bemessen werden muss (Bild 3.12).

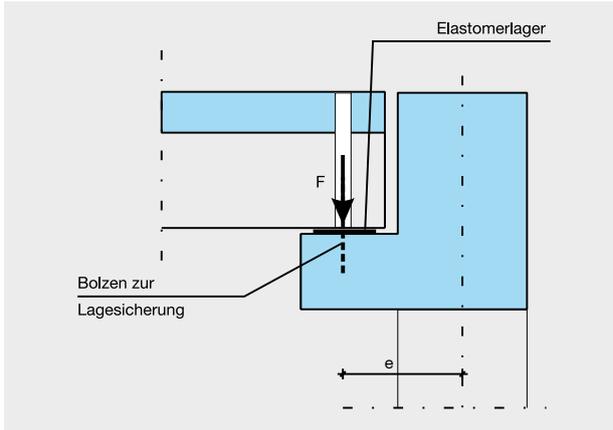


Bild 3.11: Torsionsmoment bei einem Randträger

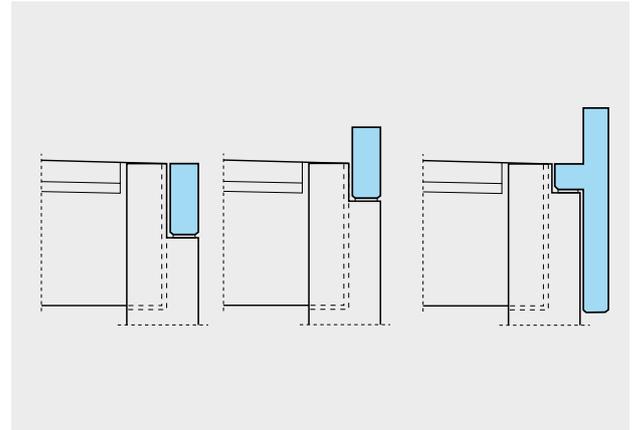


Bild 3.15: Randträger mit/ohne Attika

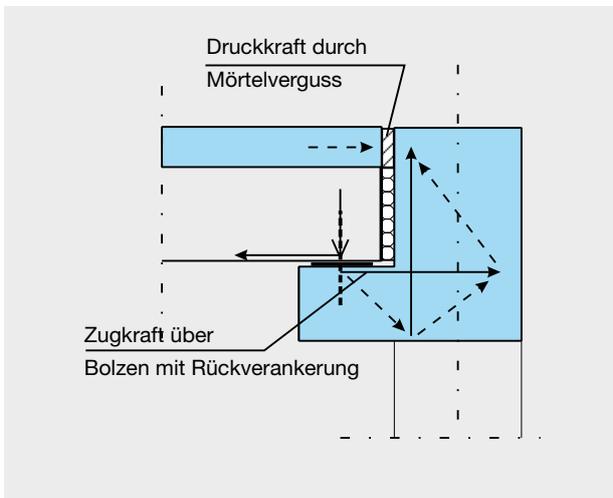


Bild 3.12: Biegesteife Verbindung eines Randträgers mit einer TT-Platte

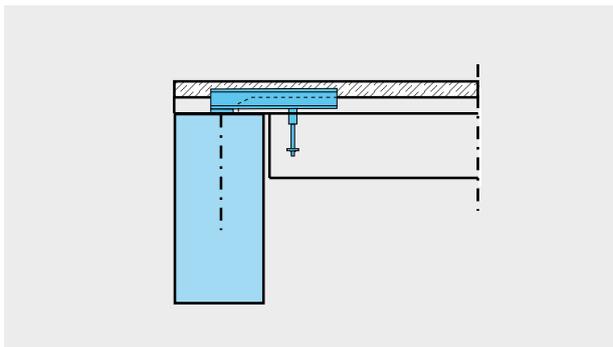


Bild 3.13: Stahlaufleger mit zentraler Auflagerung auf Randunterzug

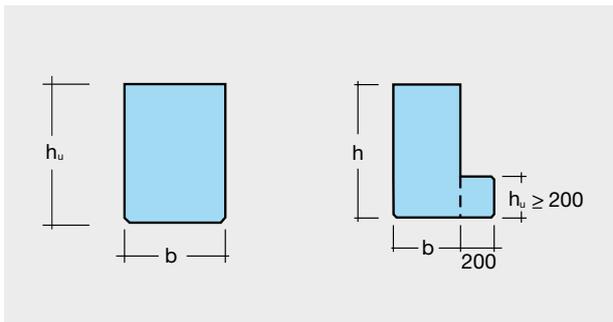


Bild 3.14: Riegelquerschnitte

Die oben erwähnten Torsionsmomente können auch mit Hilfe eines zentrisch aufgelagerten Stahlauflegers vermieden werden (Bild 3.13).

3.6 Riegel, Rand- und Giebelträger im Hallenbau

Riegel werden im Hallenbau als Kranbahnträger zwischen den Stützen bzw. als oberer Abschluss der Fassade in Form eines Trauf- und Ortgangriegels benötigt. Die bevorzugte Querschnittsform ist das Rechteck (Bild 3.14).

Randträger bilden bei der Anordnung von Pfetten das Endauflager für die Dachplatten. Gleichzeitig können Randträger als Attika ausgebildet werden oder als horizontaler Wandriegel der Außenwand verwendet werden. Randträger können auch zur Kopplung der Stützen bei der Aussteifung in Hallenlängsrichtung herangezogen werden.

Aufgrund der unterschiedlichen Ausbildungen des Übergangs von Wand zum Dach werden verschiedene Querschnitte und Anordnungen der Randträger verwendet, von denen hier die wichtigsten dargestellt sind (Bild 3.15).

Giebelträger können am Hallenende anstelle der Binder angeordnet werden und nehmen hier die Dachlasten auf. Zur Auflagerung der Giebelträger werden die Giebelstützen in der Regel ausgeklinkt. Aufgrund der Giebelstützen ergeben sich kürzere Stützweiten im Vergleich zu den Bindern.

Wegen der kürzeren Stützweiten können wesentlich kleinere Querschnitte als bei den Bindern gewählt werden. In den meisten Fällen wird für den Giebelträger ein Rechteckquerschnitt verwendet.

Wenn eine nachträgliche Hallenerweiterung geplant ist, sollte auch an den Hallenenden ein Binder wie in den Mittelachsen angeordnet werden, um den unabhängigen Ausbau der Giebelstützen zu ermöglichen.

3.7 Stützen im Geschossbau

Der Standardquerschnitt von Fertigteilstützen aus Stahlbeton ist der Rechteckquerschnitt. Jedes Abweichen von der Rechteckform hat zusätzliche Kosten bei Herstellung, Transport und Montage zur Folge.

Aus gestalterischen Gründen ist es jedoch auch üblich, Fertigteilstützen als Rundstützen auszubilden (Bild 3.16). Da Rundstützen in der Regel in stehender Schalung gefertigt werden müssen, sind nur begrenzte Höhen möglich und mehrgeschossige Stützen ausgeschlossen.

Zur Anordnung von Konsolen vgl. Kap. 3.8 und Bild 3.18.

Im Skelettbau sind über mehrere Geschosse durchlaufende Stützen besonders wirtschaftlich (Bild 3.17).

Vorteilhaft sind hierbei:

- statisch günstiges System (Tragreserven bei Überbeanspruchung),
- geringe Anzahl von Hub- und Justiervorgängen.

Nachteilig sind:

- große Länge und hohes Transportgewicht der Stützen,
- zusätzlicher Stahlverbrauch für Transport und Montage.

Transport- und Montagezustände können bei der Querschnittswahl maßgebend sein.

Bei höheren Gebäuden mit mehr als drei Geschossen müssen die Stützen gestoßen werden. Zur Verbesserung der Montageaussteifung sollten die Stützenstöße versetzt werden.

Bei Systemen mit durchlaufenden Unterzügen werden auch geschosshohe Stützen verwendet. Vorteilhaft sind hierbei:

- geringe Länge und niedriges Transportgewicht der Stützen,
- großer Wiederholungsfaktor.

Nachteilig sind:

- eine Vielzahl zu montierender und justierender Einzelteile;
- die Stützen benötigen in jedem Geschoss eine seitliche Montageabstützung.

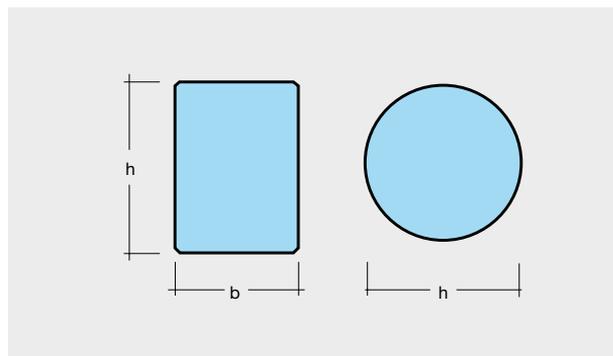


Bild 3.16: Stützenquerschnitte

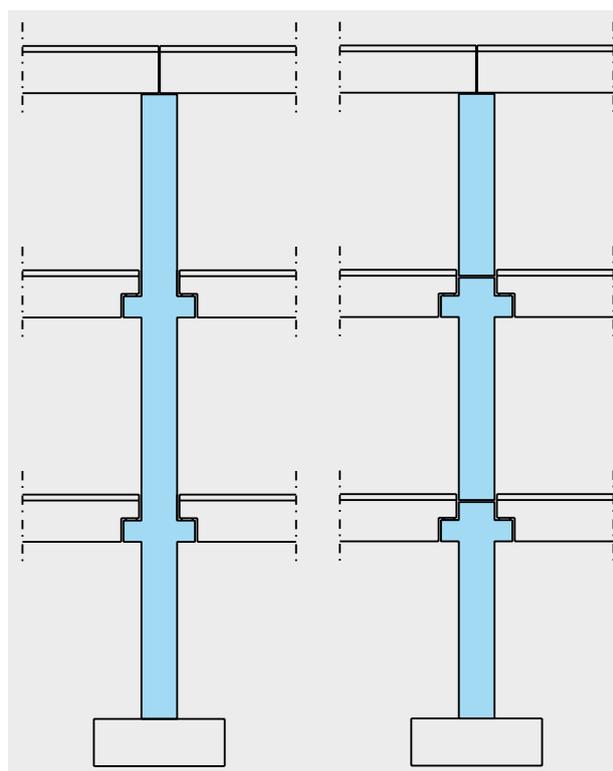


Bild 3.17: Ein- und mehrgeschossige Stützen

Für die Einspannung im Bauzustand werden Köcher- und Blockfundamente verwendet, in welche die Stützen mit $1,5 \cdot h$ bis $2,0 \cdot h$ (h = Stützenbreite) einbinden (Bild 3.26). Zur Vertikallastübertragung werden die Stützen im Einbindebereich häufig profiliert. Bei Fundamentgrößen kleiner als 3,5 m können die Stützen auch mit angeformten Fundamenten im Werk hergestellt werden.

3.8 Hallenstützen

Der Standardquerschnitt von Hallenstützen aus Stahlbeton ist ebenfalls der Rechteckquerschnitt. In Einzelfällen können auch profilierte Stützen ausgeführt werden. Jedes Abweichen von der Rechteckform hat zusätzliche Kos-

ten bei Herstellung, Transport und Montage zur Folge. Die Wirtschaftlichkeit unterschiedlicher Querschnittsabmessungen sollte mit dem Fertigteilerwerk abgestimmt werden. Häufig ist ein einheitlicher Stützenquerschnitt günstiger.

Im Regelfall erfolgt die Aussteifung der Hallen durch die in Fundamente eingespannten Stützen. Die Horizontalkräfte werden bei einer Kopplung durch Binder, Pfetten und Randträgern auf mehrere Stützen verteilt.

Für die Einspannung werden Köcher- und Blockfundamente verwendet, in welche die Stützen mit $1,5 \cdot h$ bis $2,0 \cdot h$ (h = Stützenbreite) einbinden. Zur Vertikallastübertragung werden die Stützen im Einbindebereich häufig profiliert. Auch Schraubanschlüsse werden bei eingespannten Stützen verwendet. Alternativ können bei Fundamentbreiten bis 3,50 m die Stützen mit bereits im Werk angeformten Fundamenten hergestellt werden.

Konsolen sind möglichst nur an zwei gegenüberliegenden Seiten anzuordnen. Drei- oder vierseitige Konsolen sind wegen der erschwerten Fertigung nur in begründeten Ausnahmefällen vorzusehen (Bild 3.18).

Bei Hallen mit Kranbahn ist eine zusätzliche Konsole zur Auflagerung des Kranbahn-Trägers erforderlich. Hierbei

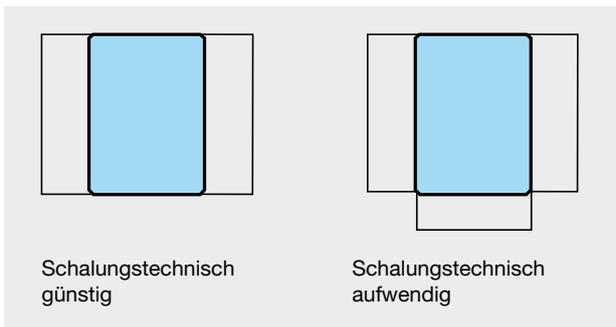


Bild 3.18: Konsolenanordnung bei Stützen

müssen auch die Horizontallasten aus dem Kranbetrieb für die Konsole und Stütze berücksichtigt werden.

Bei der Bemessung sind die horizontalen Einwirkungen aus Wind und ggf. Kranbetrieb sowie Anpralllasten anzusetzen. Zusätzlich sind die Imperfektionen aus Schiefstellung und nach Theorie II. Ordnung zu beachten. Gegebenfalls sind auch die Fundamentverdrehungen infolge elastischer Bettung durch den Boden zu berücksichtigen.

Für die maßgebende Kombination der Einwirkungen mit unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN 1045-1 ist zu beachten, dass eine entlastend wirkende Vertikalkraft mit minimalem Teilsicherheitsbeiwert angesetzt werden muss. Inwieweit die Vertikalkraft be- oder entlastend wirkt, ist im Einzelfall zu untersuchen.

Bei Hallenhöhen ab 10 m sollte bei der Festlegung der Querschnittsabmessungen der Stützen die Verschiebung des Stützenkopfs aus Horizontallasten im Hinblick auf die anschließenden Bauteile (Fassade und Dach) besonders beachtet werden.

Für die Abmessungen der Stütze sind die Auflagerung der Binder und die Mindestabmessungen der Stützenkopfgabel für die Kipphalterung zu berücksichtigen.

Zusätzlich zum Endzustand müssen die Lastfälle bei Lagerung, Transport und Montage nachgewiesen werden.

3.9 Fassaden

Vorgefertigte Fassaden werden im Allgemeinen mit vorgehängten Platten oder Sandwichelementen hergestellt.

Bei vorgehängten Platten aus Stahlbeton sind bei üblichen Dicken von 80 bis 120 mm großformatige Elemente mit beliebiger Fugenteilung möglich.

Besonders wirtschaftlich sind vorgefertigte Sandwichelemente mit und ohne Hinterlüftung und einer werksseitig eingebauten Wärmedämmung. Soweit aus Wärme- oder Brandschutzgründen nicht andere Dicken erforderlich sind, besteht das dreischichtige Sandwichwandelement in der Regel aus (Bild 3.19):

- s_1 = 100 bis 200 mm Tragschicht,
- s_2 = 60 bis 120 mm Wärmedämmung und
- s_3 = 70 bis 100 mm bewehrter Vorsatzschicht.

Die Verbindung Vorsatzschicht – Tragschicht erfolgt mit Anker aus nichtrostendem Stahl. Das Nennmaß der Betondeckung der Vorsatzschicht sollte mindestens 25 mm

betragen. Zur Gestaltung können zusätzlich zu den Elementfugen Scheinfugen vorgesehen werden. Bei profilierten Oberflächen und bei Scheinfugen muss nach DIN 1045-1, 13.7.3 auch an der dünnsten Stelle mindestens eine Dicke von 70 mm eingehalten werden.

Die Vorfertigung ermöglicht heute durch zahlreiche Oberflächenausbildungen und Farbgebungen der Vorsatzschicht eine große Vielfalt bei der Gestaltung der Fassade. Die Oberflächengestaltung erfolgt im Wesentlichen durch (Fein-)Waschen, Sandstrahlen, Stocken, Säuern und Profilieren. Die Farbgebung kann durch Pigmentierung der Zementmatrix und durch ausgewählte Zuschläge gezielt gesteuert werden (Bilder 3.20a und 3.20b).

Bei Fassaden können alternativ zu Betonfertigteilen auch Verblendungen verwendet werden, z.B. aus Blechen mit Wärmedämmung. In Kombination mit schlanken Randträgern können auch geschosshohe Glasfassaden verwirklicht werden.

Ausführliche Angaben zu Fassaden siehe [30] und FDB-Merkblätter Nr. 3 und 4. Die aktuellen Ausgaben der Merkblätter als Download unter www.fdb-fertigteilbau.de [31, 32].

Tragende Lochfassaden

Tragende Lochfassaden (Bild 3.21) werden mit und ohne Vorsatzschicht hergestellt. Während bei der Ausbildung ohne Vorsatzschicht die Wärmedämmung nachträglich eingebaut oder ein Wärmedämmverbundsystem aufgebracht werden muss, ist bei einem Sandwichelement mit Vorsatzschicht die Wärmedämmung bereits werksmäßig eingebaut und muss nur noch im Fugenbereich örtlich ergänzt werden.

Lochfassaden sind bei einer regelmäßigen Fensteranordnung besonders wirtschaftlich. Hierbei übernimmt die vorgefertigte Wand die tragende und die raumabschließende Funktion. Bei der Ausbildung als mehrschichtiges Sandwichelement wird gleichzeitig die endfertige Fassade hergestellt.

Lochfassaden werden in der Regel eingeschossig bis zu einer Länge von 10 m hergestellt. Die Stoßfugen der Wandelemente werden örtlich mit Mörtel vergossen oder unterstopft. Zur Auflagerung der Deckenplatten wird häufig eine Tasche vorgesehen, um eine Bandkonsole zu vermeiden. Durch den Ortbetonverguss der Auflagertasche kann gleichzeitig der Ringanker hergestellt werden.

Für die Pfostenbreite der Tragschicht ist häufig der Brandschutz maßgebend. Daher wird der Randpfosten bei ge-

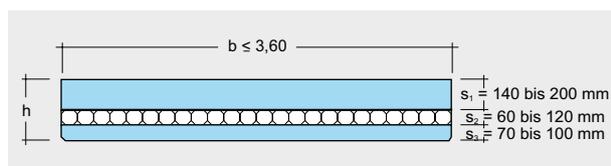
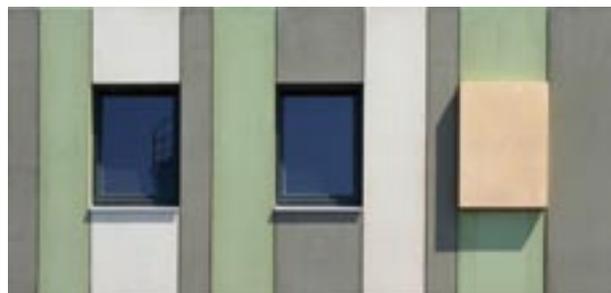


Bild 3.19: Sandwichwandelement



Bilder 3.20a und 3.20b: Farbige Fassadengestaltung

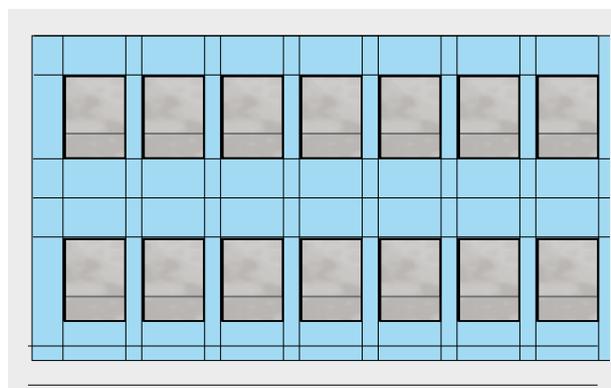


Bild 3.21: Ansicht Lochfassade

ringen Abmessungen nicht geteilt, stattdessen kragen der Sturz und die Brüstung bis zum anschließenden Wandelement aus.

In der Regel ist die Fugenteilung bei der Vorsatzschicht wie die bei der Tragschicht, wenn nicht eine zusätzliche Fugenteilung zur Aufnahme von Schwind- und Temperaturdehnungen der Vorsatzschicht erforderlich wird. Bei glatten Oberflächen werden Fugenabstände von 5 bis 6 m empfohlen. Bei rauen Oberflächen, wie z. B. bei Waschbeton, sind größere Fugenabstände möglich. Zusätzlich können Scheinfugen vorgesehen werden.

Auskragungen der Vorsatzschicht sollten in der Regel nicht größer als 600 mm sein (Bild 3.22).

3.10 Außenwände

Zur Herstellung der Außenwände bei Hallen werden in der Regel Trapezblech-Kassettenwände, Porenbetonwandplatten, Stahlbetonsandwichelemente oder Stahlbetonvollwandelemente verwendet (Bild 3.23). Bei erhöhten bauphysikalischen Anforderungen, z.B. an den Brand- und Schallschutz, sollten Wandplatten aus Stahlbeton oder Porenbeton gewählt werden.

Im Brüstungsbereich der Industriehallen sind in jedem Fall Stahlbetonwandelemente zu empfehlen, weil sie mit ihrer festen und dauerhaften Oberfläche besonders widerstandsfähig sind.

Neben der raumabschließenden Funktion tragen die Wandelemente die Windlasten in horizontaler Richtung auf die Stützen ab. Bei großen Stützenabständen, z. B. bei weitgespannten Dachpfetten, werden zusätzliche Fassadenstützen oder horizontale Wandriegel angeordnet, um die Stützweite der Wandelemente zu verringern.

Bei einer Aussteifung durch Wandscheiben sollten zumindest einzelne Wände aus Stahlbetonwandelementen hergestellt werden und als Scheibe mit den Stützen schubfest verbunden werden.

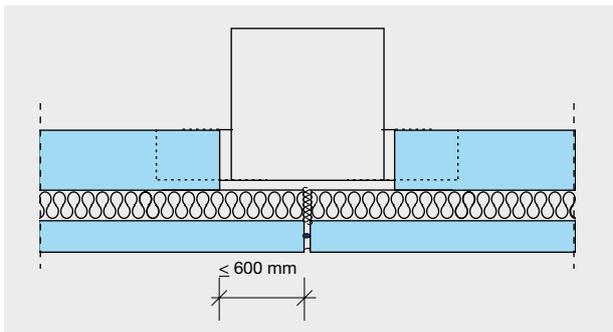


Bild 3.22: Auskragung der Vorsatzschicht

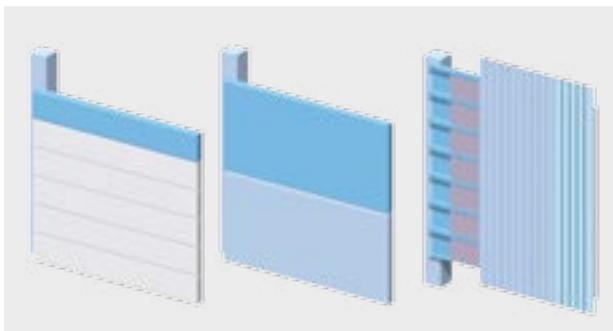


Bild 3.23: (v.l.) Porenbeton-, Stahlbetonwandplatten, Trapezblech-Kassettenwand

Bei Trapezblech-Kassettenwänden werden U-förmige Blechprofile horizontal vor den Stützen befestigt und mit vertikalen Stahltrapezblechen verkleidet. Die Wärmedämmung wird in den Kassetten angeordnet. Zum Schutz vor Beschädigungen können im unteren Wandbereich Sandwichwandelemente aus Stahlbeton eingesetzt werden. Kassettenwände werden bis zu einer Stützweite von 7,5 m verwendet.

Porenbetonplatten werden als Einfeldträger horizontal vor oder zwischen den Stützen angeordnet. Gleichzeitig werden durch den Porenbeton die Anforderungen an die Wärmedämmung erfüllt. Bewehrte Porenbetonplatten werden üblicherweise bis zu einer Stützweite von 6 m verwendet.

Beton-Fertigteilwände können aus Stahlbetonwandelementen mit oder ohne eine werksseitig eingebaute Wärmedämmung hergestellt werden. Bei einer werksseitigen Wärmedämmung besteht das dreischichtige Sandwichwandelement aus einer 100 bis 200 mm dicken Trag-schicht, einer rund 100 mm starken Wärmedämmung und einer mindestens 70 mm dicken bewehrten Vorsatzschicht (Bild 3.19). Die Vorfertigung ermöglicht heute durch zahlreiche Oberflächenausbildungen und Farbgebungen der Vorsatzschicht eine große Vielfalt bei der Gestaltung der Gebäudehülle.

3.11 Kellerwände

Als vorgefertigte Kellerwände werden massive Platten mit Fugenverguss oder Elementwände verwendet.

Elementwände bestehen aus drei Schichten. Im Fertigteilwerk werden zunächst zwei 40 bis 60 mm dicke Stahlbetonplatten hergestellt, die durch Gitterträger verbunden werden. Nach dem Ausrichten der Wände wird der Zwischenraum auf der Baustelle mit Ortbeton vergossen. Die Dicke der Ortbetonschicht sollte in der Regel 100 mm, bei Verwendung von speziellen Betonsorten mit Fließmitteln wie selbstverdichtendem Beton 70 mm nicht unterschreiten. Zur ausreichenden Verdichtung sind Wanddicken von insgesamt 240 mm sinnvoll. Die Elemente können durch örtlich eingestellte Bügelkörbe an den Fugen kraftschlüssig verbunden werden. Die kraftschlüssige Verbindung zur Sohl- und zur Deckenplatte kann durch Anschlussbewehrung erfolgen.

Bei Grundwasser mit Druckhöhen bis 6 m können Keller als weiße Wanne mit Fertigteilen ausgeführt werden. Hierbei sind Mindestwanddicken von 240 mm erforderlich. Bei massiven Platten muss im Fugenbereich eine außenliegende Abdichtung durch spezielle Klebstoffe aufgebracht werden. Bei Elementwänden sollten im Anschluss

zur Sohle und im Bereich der Elementfugen umlaufende Fugenbleche vorgesehen werden, da die Fugen aufgrund der Querschnittschwächung Sollrissstellen darstellen. Der Ortbeton sollte leicht zu verdichten sein. Um Kiesnester beim Einbau des Ortbetons zu vermeiden, wird empfohlen, die Größe des Zuschlagkorns zu begrenzen. Zusätzlich sollte ein ausreichender Zwischenraum zur Sohlplatte vorgesehen werden, damit der Beton zunächst seitlich ausweichen kann. In jedem Fall ist bei weißen Wannen auf eine besonders sorgfältige Planung und Ausführung durch erfahrenes Personal zu achten.

Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit von wasserundurchlässigen Bauwerken aus Beton beschreibt die DAfStb-Richtlinie „Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton“ (WU-Richtlinie) [33].

3.12 Frostschrürzen

Frostschrürzen bzw. Sockelbalken bilden den Übergang der Außenwände zum Baugrund. Die Einbindetiefe der Frostschrürzen in den Baugrund sollte mindestens 800 mm betragen, um das Eindringen von Sickerwasser unter die Bodenplatte und damit Frostschrürzen zu vermeiden.

Als Bankett liegen die Frostschrürzen in der Ebene der Wandplatten, d.h. zwischen oder vor den Stützen. Die Frostschrürzen werden als vorgefertigte Einfeldträger auf den Fundamenten aufgelagert. Um die erforderliche Einbindetiefe zu erreichen, können die Frostschrürzen im Fundamentbereich ausgeklinkt werden (Bild 3.24 rechts). Ohne Ausklinkung wird frostfreies Material (Kies o.ä.) zwischen die Fundamente eingebaut (Bild 3.24 links).

Die Frostschrürzen werden nachträglich mit einer feuchtigkeitsunempfindlichen Wärmedämmung versehen oder in Sandwichbauweise hergestellt.

3.13 Bodenplatten

Bodenplatten werden aus Ortbeton hergestellt und sollten eine Mindestdicke von 150 mm aufweisen. Plattendicke sowie Plattenbewehrung sind in Abhängigkeit von der Beanspruchung und den vorhandenen Baugrundverhältnissen festzulegen. Dabei ist besonders auf hohe Einzelasten, z.B. aus Gabelstaplerbetrieb oder Stützlasten aus Regalen, zu achten.

Durch das Anordnen von Fugen (Längsfugen und Quertfugen) sollen Risse in der Bodenplatte während der Herstellung und der anschließenden Benutzung vermieden werden. Die empfohlenen Fugenabstände betragen max. 8 m, unter Berücksichtigung besonderer Maßnahmen auch max. 12 m.

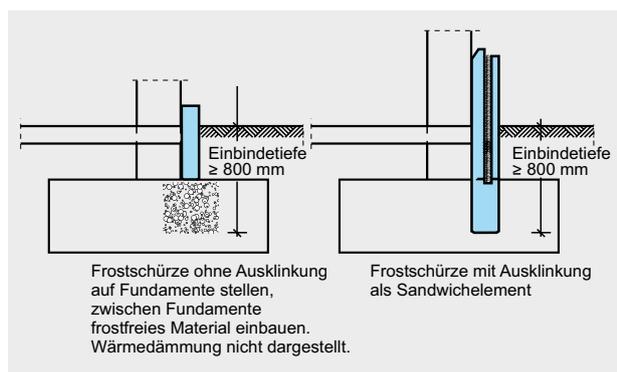


Bild 3.24: Frostschrürzen mit und ohne Ausklinkung

Fugenlose Bodenplatten können durch eine rissbreitenbeschränkende Bewehrung hergestellt werden, welche die auftretenden Zwangskräfte aus Temperaturunterschieden und Schwinden aufnimmt. Um unwirtschaftlich hohe Bewehrungsmengen zu vermeiden, können die Zwangskräfte z. B. durch eine auf doppelter Folie gleitende Bodenplatte begrenzt werden. Um die freie Verschieblichkeit sicherzustellen, sollte die Bodenplatte von unverschieblichen Bauteilen wie z. B. Einzelfundamenten getrennt werden.

Anforderungen an die Ebenheiten der Oberfläche nach der Fertigstellung sind in DIN 18202 [27] enthalten. Zusätzliche Anforderungen an die Begrenzung der Verformungen können sich durch spezielle Nutzungen, z. B. bei Druckmaschinen und Hochregallagern, ergeben.

Eine erhöhte Abriebfestigkeit der Oberfläche wird durch Betonfestigkeitsklassen von mind. C 30/37 und Glätten mit dem Flügelglätter erzielt.

Um eine Erhöhung der Früh- und Endfestigkeit des Betonbodens sowie eine Verringerung des Schwindens und gleichzeitig eine fertige Oberfläche ohne zusätzliche Ausgleichsschicht zu erreichen, bietet sich die Vakuumbehandlung an. Der zusätzliche Aufwand ist gering und wird im Hinblick auf die Qualitätsverbesserung empfohlen.

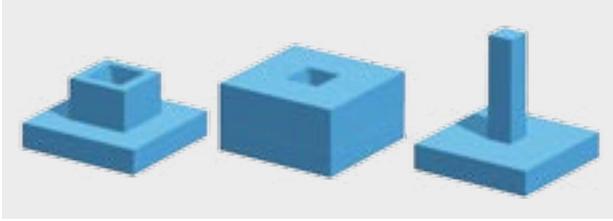


Bild 3.25: (v.l.): Köcher-, Block- und angeformtes Fundament

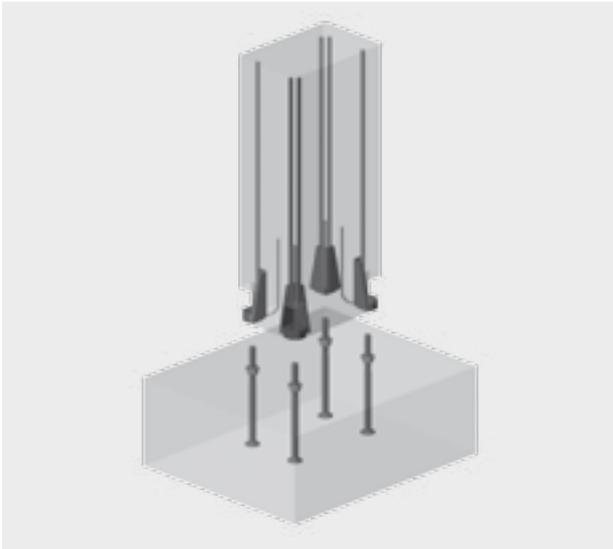


Bild 3.26: Fundament mit Schraubanschluss

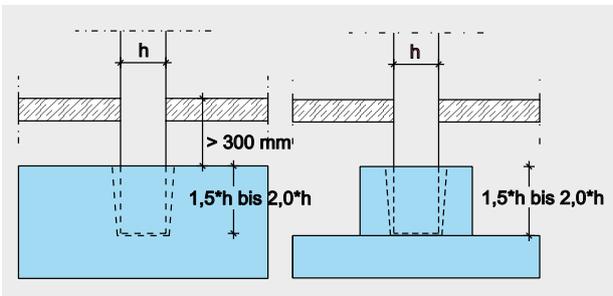


Bild 3.27: Stützen mit Block- bzw. Köcherfundament



Bild 3.28: Montage eines angeformten Fundaments

3.14 Fundamente

Einzelfundamente lassen sich in Ortbeton oder als Fertigteil ausbilden (Bild 3.25). Für eingespannte Stützen haben sich Köcher bewährt. Nach dem Ausrichten der Stütze wird der Köcher vergossen und die Stütze bindet kraftschlüssig in das Fundament ein. Eine weitere Möglichkeit der Ausführung des Fußpunkts einer Fertigteil-Stütze ist der Schraubanschluss nach Bild 3.26. Dieser bietet neben dem Vorteil der Demontierbarkeit die Möglichkeit einer flachen Gründung auch bei hohen Lasten, was bei geringen Platzverhältnissen, z.B. beim Bauen im Bestand, von Vorteil ist.

Bei der Ausbildung in Ortbeton wird zwischen Köcherfundament und Blockfundament unterschieden (Bild 3.25 links und Mitte sowie Bild 3.27). Dem geringeren Betonverbrauch beim Köcherfundament steht der geringere Schalungsaufwand beim Blockfundament gegenüber. Bei kleineren Fundamentgrößen bis 2 m Seitenlänge ist daher das Blockfundament häufig wirtschaftlicher. Insbesondere bei bindigen Böden und entsprechendem Aushub kann das Blockfundament ohne Seitenschalung betoniert werden. Kleinere Köcherfundamente können auch als gesondertes Fertigteil geliefert werden.

Bei der Ausbildung als Fertigteil kommen häufig angeformte Fundamente zur Anwendung (Bild 3.25 rechts und Bild 3.28). Bei angeformten Fundamenten wird das Fundament zusammen mit der biegesteif angeschlossenen Stütze im Fertigteilwerk hergestellt und zur Baustelle transportiert. Herstellungsbedingt und wegen der zulässigen Transportabmessungen ist die Fundamentgröße in der Regel auf 3 m x 3,5 m begrenzt. Wegen der kürzeren Bauzeit und dem geringeren Aushub durch die kleinere Gründungstiefe ist das angeformte Fundament in vielen Fällen die wirtschaftlichste Lösung.

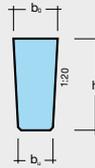
3.15 Typenprogramm

Die Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilebau e.V. hat für Betonfertigteile-Querschnitte, Auflager und Ausbildungen ein umfassendes Typenprogramm entwickelt. Dieses Programm hat empfehlenden Charakter für die Ausschreibung und Planung.

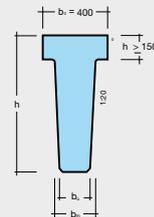
In den Typenblättern 1 bis 10 sind die üblichen Querschnittsabmessungen aufgeführt. Weitere Angaben und die maßstäblichen Typenzeichnungen können im Internet abgerufen werden (www.fdb-typenprogramm.de).

Die angegebenen Feuerwiderstandsklassen (F30, F60, F90 usw.) beziehen sich auf die Kurzbezeichnung nach DIN 4102-4. In Zukunft werden diese durch die Kurzzeichen der europäischen Bauteilklassen (R30, R60, R90 usw.) ersetzt. Auf die weiteren Klassifizierungsmöglichkeiten nach europäischen Normen (z.B. DIN EN 13501-2) hinsichtlich Raumabschluss und Isolierung wird im weiteren Verlauf dieser Broschüre verzichtet.

Blatt 1: Pfetten



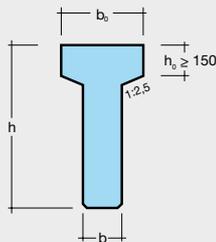
Querschnittswerte [mm]			Feuerwiderstandsklasse nach DIN 4102-4	
h	b _u	b _o	Stahlbeton	Spannbeton
400	150	190	F 90-A	F 30-A
	190	230		F 90-A
500	150	200		F 30-A
	190	240		F 90-A
600	150	210		F 30-A
	190	250		F 90-A
800	190	270	F 90-A	



Querschnittswerte [mm]			Feuerwiderstandsklasse nach DIN 4102-4	
h	b _u	b _m	Stahlbeton	Spannbeton
850	190	250	F 90-A	F 90-A
950	190	270		

Abfasungen: gebrochen, Katheten je 10 mm für untere Kanten

Blatt 2: Binder (T-Profil)

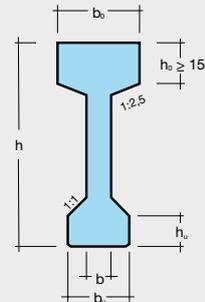


Ausführungen als Parallel-Binder oder als Satteldach-Binder mit 5 % Neigung, im Normalfall ohne Auflagervouten
Abfasungen: gebrochen, Katheten je 10 mm für untere Stegkanten

Alle Abmessungen ausreichend für Feuerwiderstandsklasse F 90-A nach DIN 4102-4

Querschnittswerte [mm]		
h	b _o	b
600	400	190
800	400	190
1000	400	190
1200	500	190
1400	600	190
1600	700	250
1800	800	250
2000	800	250

Blatt 3: Binder (I-Profil)

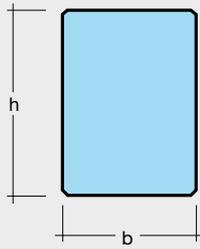


Ausführungen als Parallel-Binder oder als Satteldach-Binder mit 5 % Neigung, im Normalfall ohne Auflagervouten
Abfasungen: gebrochen, Katheten je 10 mm für untere Untergurtekanten

Alle Abmessungen ausreichend für Feuerwiderstandsklasse F 90-A nach DIN 4102-4

Querschnittswerte [mm]			
h	b _o	b	h _u
800	400	120	150
1000	400	120	150
1200	500	120	160
1400	600	120	250
1600	700	120	250
1800	800	150	250
2000	800	150	350
2200	800	150	350
2400	800	150	350

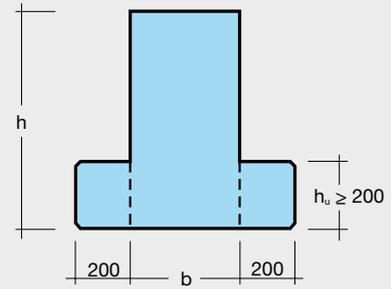
Blatt 4: Stützen



Abfasungen: gebrochen, Katheten je 10 mm für alle Kanten
 Alle Abmessungen ausreichend für Feuerwiderstandsklasse F 90-A nach DIN 4102-4

		Querschnittswerte [mm]					
h \ b	300	400	500	600	700	800	
200							
300							
400							
500							
600							
800							

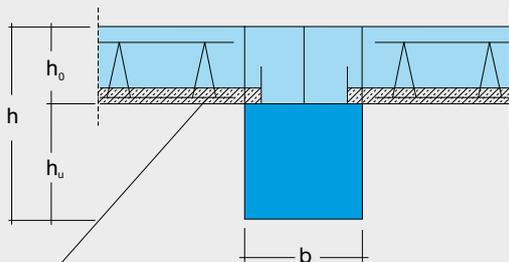
Blatt 6: Unterzüge



Abfasungen: gebrochen, Katheten je 10 mm für alle Gurtaußenkanten
 Alle Abmessungen ausreichend für Feuerwiderstandsklasse F 90-A nach DIN 4102

		Querschnittswerte [mm]								
h \ b	400	500	600	700	800	900	1000	1200	1400	
300										
400										
500										
600										
800										

Blatt 5: Unterzüge/Riegel



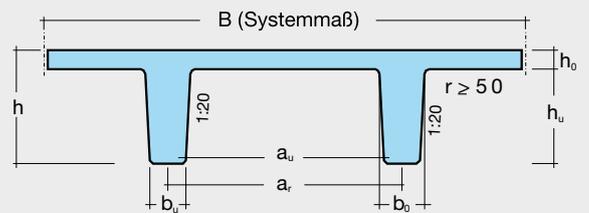
Fertigteile mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht

Abfasungen: gebrochen, Katheten je 10 mm für untere Kanten

Alle Abmessungen ausreichend für Feuerwiderstandsklasse F 90-A nach DIN 4102-4

		Querschnittswerte [mm]									
h _u \ b	200	300	400	500	600	700	800	1000	1200		
200											
300											
400											
500											
600											
800											
1000											
1200											

Blatt 7: Deckenplatten



B = ca. 1,50 bis max. 3,0 m

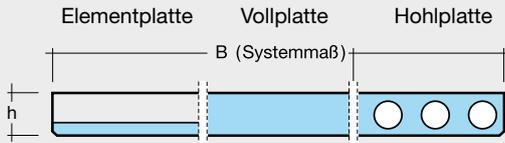
a_r = Rippenabstand = a_u + b_u

a_u = lichte Weite zwischen den Rippen; in der Regel 1,0 m

Abfasungen: gebrochen, Katheten je 10 mm für untere Rippenkanten

		Querschnittswerte [mm]							
h _u	200	300	400	500	600	700	800		
b _u	190								
b _o	210	220	230	240	250	260	270		
Alle Abmessungen ausreichend für Feuerwiderstandsklasse F 90-A nach DIN 4102-4									
h _o	≥ 60			F 30-A					
	≥ 100			F 90-A					
üblich von 60 bis ca. 250 mm									

Blatt 8: Dach- und Deckenplatten (Stahlbeton)

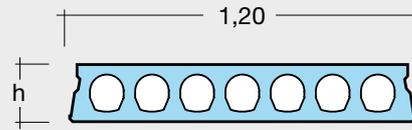


Abfasungen: gebrochen, Katheten je 10 mm für untere Kanten

Alle Abmessungen ausreichend für Feuerwiderstandsklasse F 90-A nach DIN 4102-4 (F 60-A bei Hohlplatten h = 100 mm)

		Querschnittswerte [mm]										
h \ b	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300	320
bis 3000												

Blatt 10: Spannbeton-Fertigdecken

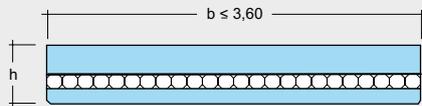


Abfasungen: gebrochen, Katheten je 10 mm für untere Kanten

Alle Abmessungen ausreichend für Feuerwiderstandsklasse F 90-A nach DIN 4102-4

		Querschnittswerte [mm]				
h \ b	150	200	260	320	400	
bis 1200						

Blatt 9: Wandtafeln



Abfasungen: gebrochen, Katheten je 10 mm für äußere Kanten

Querschnittswerte [mm]			
Breiten b ≤ 3600			
Normalbeton	h	100 bis 200 in 20 mm-Staffelung	
Leichtbeton		200	240 300
Mehrschichttafel		220	240 260

Hinweis: Für die maximalen Abmessungen der Tafeln sind statische, betontechnologische und bauphysikalische sowie Transport-Gesichtspunkte maßgebend. Zur Festlegung der Abmessungen werden Rückfragen beim Hersteller erbeten.

Mindestwanddicke h [mm] für Wände aus Normalbeton bei	Feuerwiderstandsklasse nach DIN 4102-4	
	F 30-A	F 90-A
nichttragenden Wänden	80	100
tragenden Wänden (jeweils in Abhängigkeit von der Ausnutzung der Tragfähigkeit)		
raumabschließend	80 bis 120	100 bis 140
nichtraumabschließend	120	120 bis 170

4 Knotenpunkte

Die vorgestellten Lösungen ermöglichen es, alle statisch-konstruktiven und bauphysikalischen Anforderungen im Geschoss- und Hallenbau zu erfüllen. Über die angegebenen Maßnahmen hinaus können in Abhängigkeit von der statischen Beanspruchung weitere Verbindungsmittel notwendig werden. Dadurch ändert sich jedoch nicht die grundsätzliche Ausbildung der Knotenpunkte.

Für die Auflagerung der Bauteile finden je nach Verwendungszweck und Beanspruchung verschiedene Zwischenlagen Verwendung (z.B. Elastomerlager oder -streifen), um Bauteilverformungen, z.B. aus Durchbiegung, auszugleichen und die Auflagerkraft planmäßig zu übertragen. In vielen Fällen, z.B. beim Stoß von Stützen oder von Wandelementen, wird auch ein Mörtelbett ausgebildet, um die kraftschlüssige Auflagerung ohne Kantenabplatzung sicherzustellen.

4.1 Pfetten-Auflager

Die Auflagerung der Pfetten auf die Binder erfolgt durch Elastomerlager mit mittiger Dornsicherung für kleine Horizontalkräfte.

Die Pfetten werden in den meisten Fällen geneigt eingebaut, um dem Dachgefälle zu folgen. Bei sehr steilen Dächern kann ein lotrechter Einbau der Pfetten mit horizontaler Lagerfläche sinnvoll sein, um große Horizontalkräfte zu vermeiden.

Die Pfetten werden in der Regel ausgeklinkt. Die Höhe der Pfette im Auflagerbereich sollte $0,4 \cdot h$ bzw. 200 mm nicht unterschreiten. Die Auflagertiefe sollte mindestens $0,3 \cdot h$ bzw. 150 mm betragen. Diese Ausbildung ermöglicht die Kippsicherheit im Montagezustand beim Auflegen der Pfette auf den Binder. Gleichzeitig steht damit eine aus-

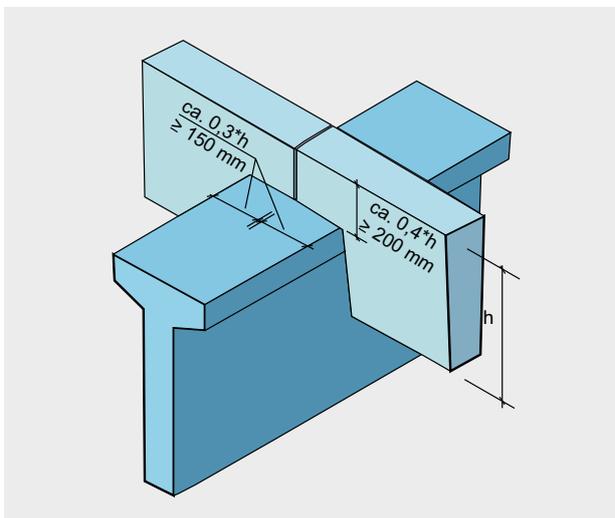


Bild 4.1: Pfettenuflager

reichende statische Höhe bei möglichst geringer Bauhöhe der Dachkonstruktion zur Verfügung. Zur leichteren Entformbarkeit können die Kopfenden der Pfetten abgechrägt werden.

4.2 Deckenplatten-Auflager

Die Verbindung der Platten untereinander und mit dem Unterzug erfolgt je nach den auftretenden Kräften durch Bewehrungsstöße, durch profilierte Fugen oder spezielle Verbindungskonstruktionen. Auch bei einer durchgehenden Ortbetongergänzung der TT-Platten wird eine Durchlaufwirkung vermieden, da das Stützmoment im Allgemeinen durch die Stege nicht aufgenommen werden kann und die Ausbildung von biegesteifen Verbindungen aufwendig ist.

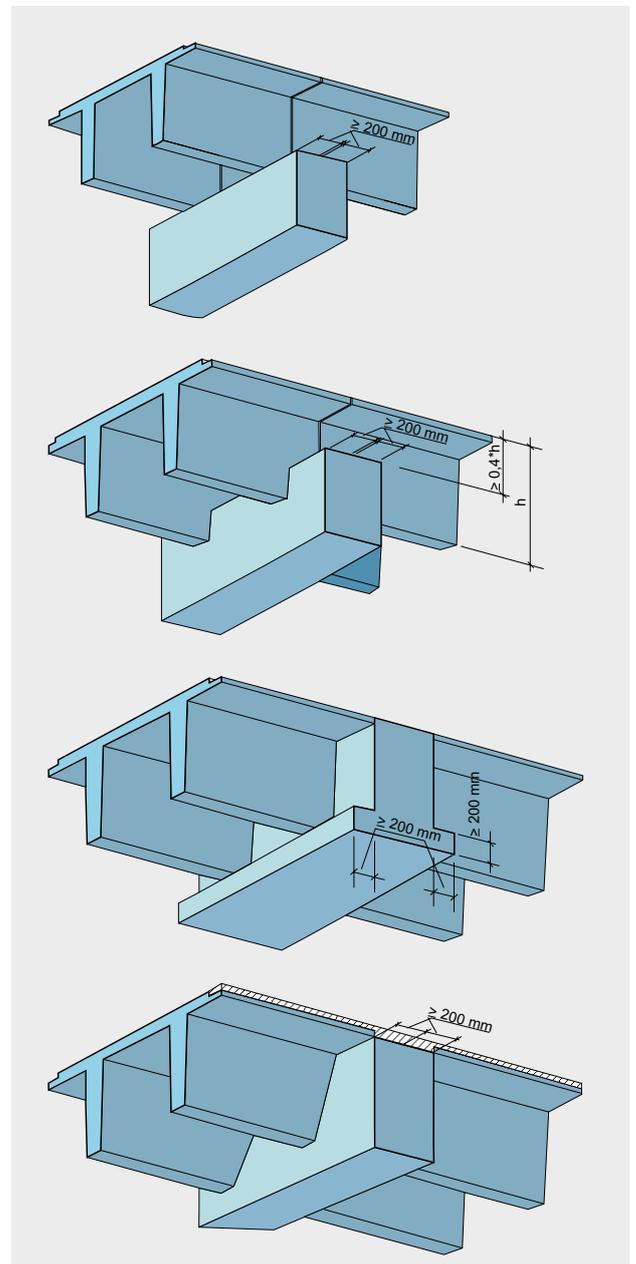


Bild 4.2: Auflager TT-Platten, unten mit Stahlaufleger

Bei der Auflagerung auf einen Unterzug mit Konsolband (2. von unten in Bild 4.2) betragen die Mindestabmessungen des Konsolbandes 200 x 200 mm.

Bei Randträgern mit Konsolband und einseitiger Beanspruchung aus den TT-Platten ergeben sich große Torsionsbeanspruchungen, die im Allgemeinen nicht mehr aufgenommen werden können. Hierbei ist zur Zentrierung des Randträgers eine kraftschlüssige Verbindung mit der Ober- und Unterseite der TT-Platten erforderlich.

Die in Bild 4.2 unten dargestellte Variante ist nur mit einem entsprechend dimensionierten Stahlaufleger ausführbar (Bild 4.3). In diesem Fall ist eine Ortbetonschicht erforderlich; auf ein Konsolband kann verzichtet werden (vgl. auch Kapitel 3.5: Querschnittsformen Unterzüge).

4.3 Binder-Auflager

Üblich ist die in Bild 4.4 und Bild 4.5 jeweils oben dargestellte Kipphalterung durch eine Gabellagerung. Um das Kippmoment vom Binder auf die Stütze zu übertragen, wird die Fuge kraftschlüssig mit Mörtel vergossen. Die Wanddicke der Stützenkopfgabel sollte 70 mm nicht unterschreiten.

Bei der Lösung in den jeweils unteren Bildteilen ist eine obere Ausnehmung für ein entsprechend dimensioniertes Verbindungsteil vorgesehen, das eine ausreichende Kipphalterung in Verbindung mit der Stütze ermöglicht. Die

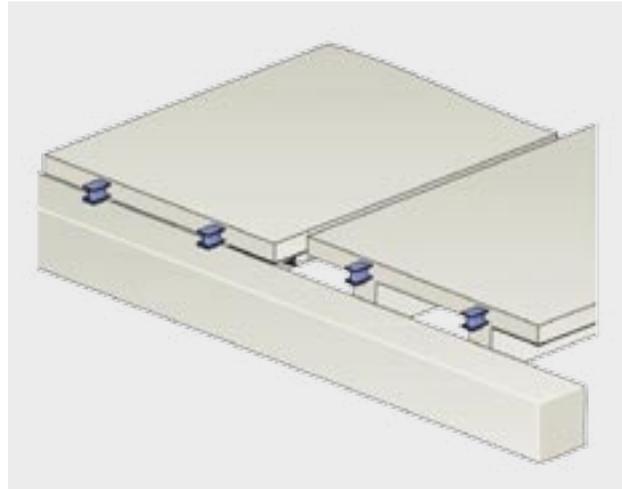


Bild 4.3: Auflager TT-Platten mit Stahlaufleger

Wanddicke der ausgeklinkten Stütze sollte 100 mm nicht unterschreiten. Üblich ist die Anordnung eines vertikalen Dorns in einer Stahltasse, die mit Mörtel verfüllt wird, um die horizontale Unverschieblichkeit sicherzustellen (Tasse-Dorn-Verbindung). Um hierbei die Verdrehung aus der Durchbiegung des Trägers zwangungsfrei aufzunehmen, muss das obere Verbindungsteil quer fest und in Binderlängsrichtung verschieblich ausgebildet werden.

Beim I-Querschnitt wird bei einer Gabellagerung nur der Binder-Steg in die Auflagertasche geführt. Bei vorgespannten Konstruktionen kann daher nur ein Teil der

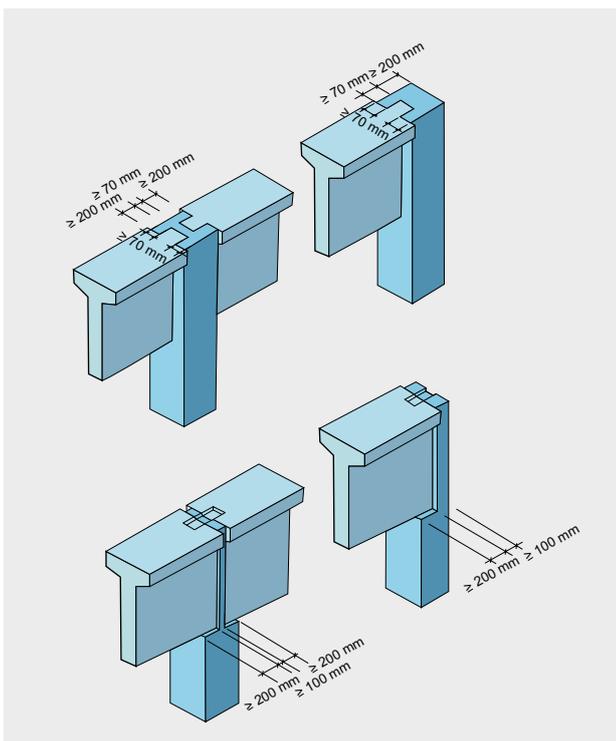


Bild 4.4: Auflager für T-Binder

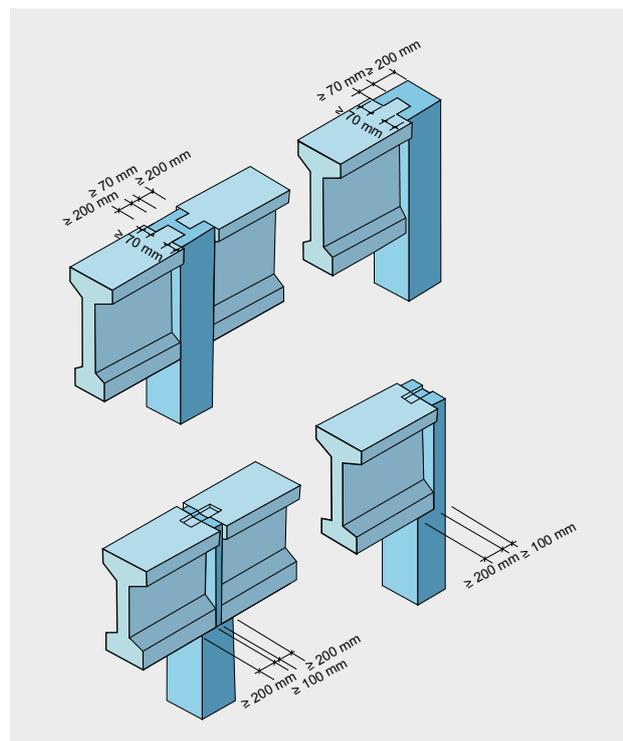


Bild 4.5: Auflager für I-Binder

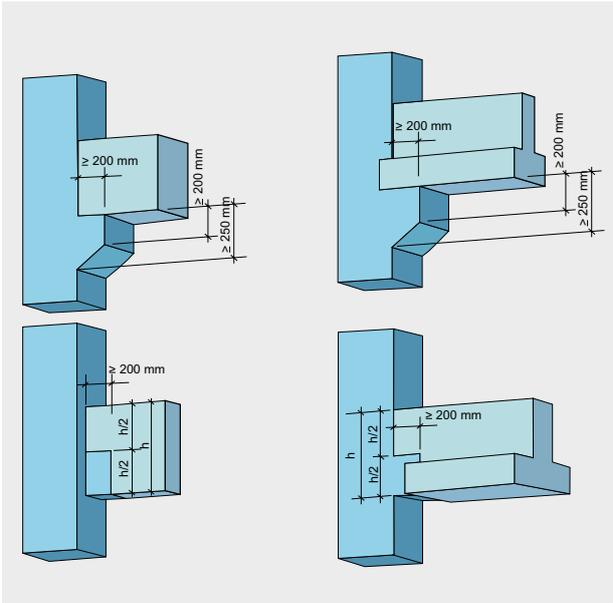


Bild 4.6: UZ-Auflager Rechteck (links), L-Profil (rechts)

Litzen am Auflager verankert werden. Aus Gründen der Hauptzugspannung kann dies aber ohnehin notwendig sein. Auf eine einwandfreie Dimensionierung und Ausführung des Trägers im Auflagerbereich ist hierbei besonders zu achten.

Nach DIN 1045-1 [7] ergeben sich bei vorgespannten Bindern im Fall einer rissfreien Verankerungslänge keine Anforderungen an die Auflagertiefe für die Endverankerung.

Hierbei wird die Lagerdimensionierung für die Auflagertiefe maßgeblich. Die horizontale Auflagerfläche der Stütze sollte jedoch mindestens 200 mm tief sein.

4.4 Unterzug-Auflager

In Bild 4.6 sind die beiden üblichen Varianten mit und ohne Konsolband am Unterzug dargestellt.

Zur Erzielung eines ausreichenden Auflagers beträgt die Länge der Stützenkonsole mindestens 200 mm. Die Höhe der Konsole richtet sich nach den jeweiligen statischen Erfordernissen. Die Höhe am Stützenanschnitt sollte jedenfalls 250 mm nicht unterschreiten.

Bei ausgeklinkten Unterzügen (untere Lösung) sollte die Konsolhöhe $h/2$ betragen. Eine kleinere Höhe als $h/2$ ist in vielen Fällen aus statischen Gründen nicht möglich. Wenn ein durchlaufendes Konsolband zur Plattenauflagerung notwendig ist, kann eine umlaufende Kranzkonsole an der Stütze erforderlich werden.

4.5. Wandtafel-Auflager und Eckausbildung

Bei den in Bild 4.7a und Bild 4.7b dargestellten mehrschichtigen Sandwichtafeln kann die Tragschale zwischen oder vor den Stützen angeordnet werden. Entsprechend der gewünschten Fugeneinteilung sind unterschiedliche Ausbildungen der Vorsatzschicht möglich. Größere Aus-

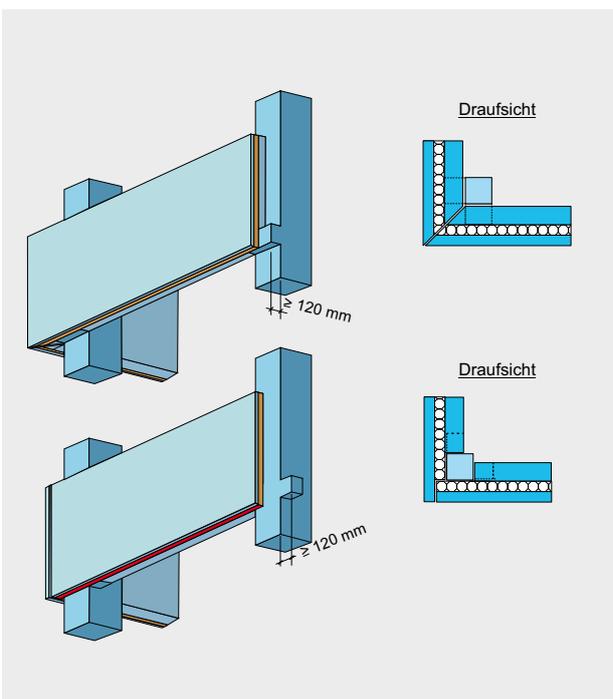


Bild 4.7a: Eckausbildung Wandtafel-Auflager

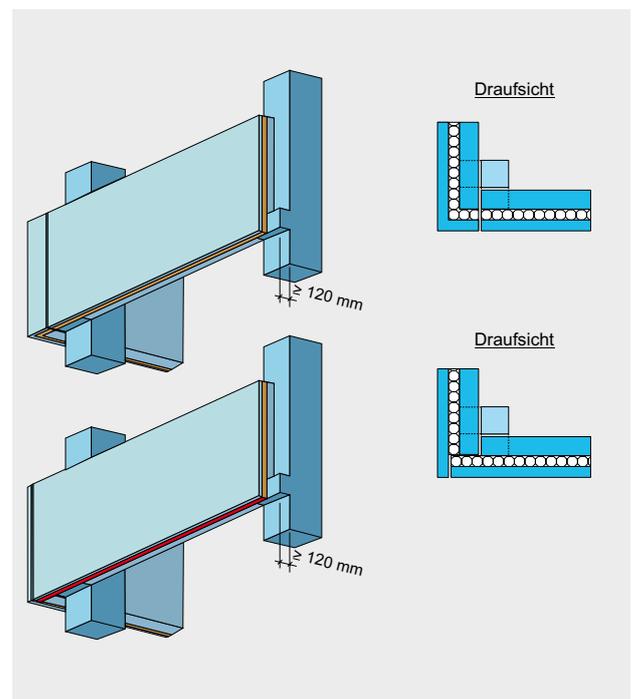


Bild 4.7b: Eckausbildung Wandtafel-Auflager

Kragungen als 600 mm sollten vermieden werden, da die dünne Vorsatzschicht bei der üblichen Dicke von 80 mm beim Transport beschädigt werden könnte.

Die Aufnahme der Vertikallast durch die Stützen erfolgt über mindestens 120 mm lange Konsolen, deren Höhe sich nach den statisch-konstruktiven Erfordernissen richtet.

Zur Aufnahme der Windbeanspruchungen und der Torsionsmomente bei exzentrischer Deckenauflagerung sind die Fassadenplatten mit der Stütze bzw. der Konsole durch entsprechend dimensionierte Einbauteile zu verbinden. Bei geringen Beanspruchungen sind sogenannte Tasse-Dorn-Verbindungen (vgl. Kapitel 4.3) und Schraubverbindungen mit Ankerschienen an den Stützen üblich.

Zur Planung und Befestigungstechnik vorgefertigter Betonfassaden siehe FDB-Merkblätter Nr. 3 und 4. Die aktuellen Ausgaben der Merkblätter sind als Download unter www.fdb-fertigteilbau.de erhältlich [31, 32].

4.6 Stützenstoß

Im Hinblick auf eine rationelle und schnelle Montage sollten Stützenstöße auf ein Minimum beschränkt werden. Besteht die Möglichkeit der mehrgeschossigen Stütze, sollte sie stets vorgesehen werden.

Gelenkige und biegesteife Stützenstöße erfolgen mit Stützenschuhen (Bild 4.8 links) oder mit Hilfe von einbetonierten und später verpressten Hüllrohren (Bild 4.8 rechts).

Bei einer Ausführung des Stützenstoßes nach Bild 4.9 muss die Mörtelfuge die gesamte Stützenkraft übertragen, also auch den Bewehrungsanteil der Stütze. Bei höheren Lasten besteht die Möglichkeit, durch einzubauende Stahlplatten (Bild 4.9 links) oder durch ein engmaschiges Bewehrungsnetz mit $d_s \leq 12 \text{ mm}$ (Bild 4.9 rechts) die Stützenlasten zu übertragen. Das Bewehrungsnetz wird ohne Betondeckung an den Stirnseiten eingebaut. Nach Forschungsergebnissen lassen sich auch Elastomerlager vorteilhaft einsetzen.

Müssen größere Horizontallasten (Querkräfte der Stütze, z.B. aus Gabelstapler-Anprall) übertragen werden, reicht ein Zentrierdollen nicht aus. Die Horizontalkräfte werden dann durch Druck- und Zugkräfte in die Deckenscheibe eingeleitet (Bild 4.10).

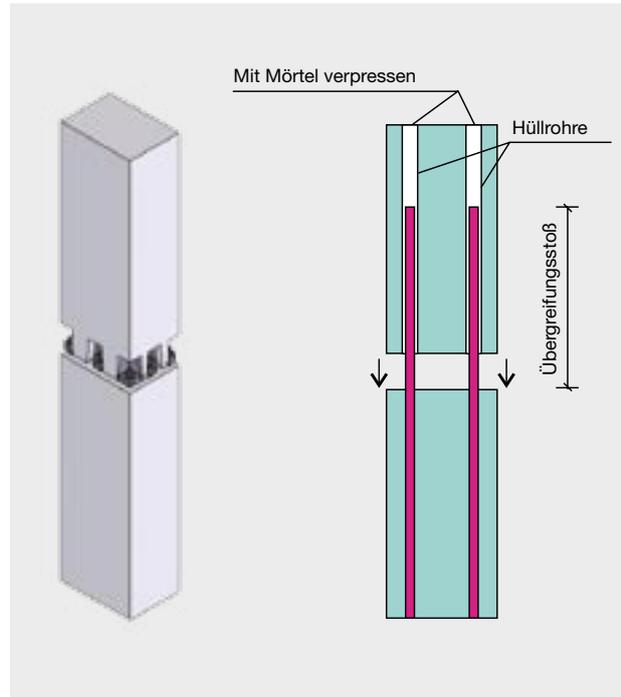


Bild 4.8: Stützenstoß mit Stützenschuhen (links) und mit Hüllrohren (rechts)

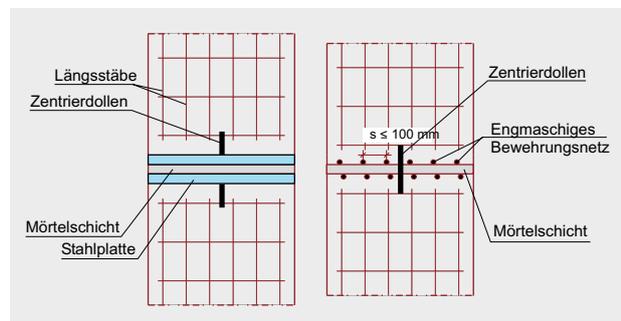


Bild 4.9: Stützenstoß mit Stahlplatte (links), Stirnflächenbewehrung (rechts)

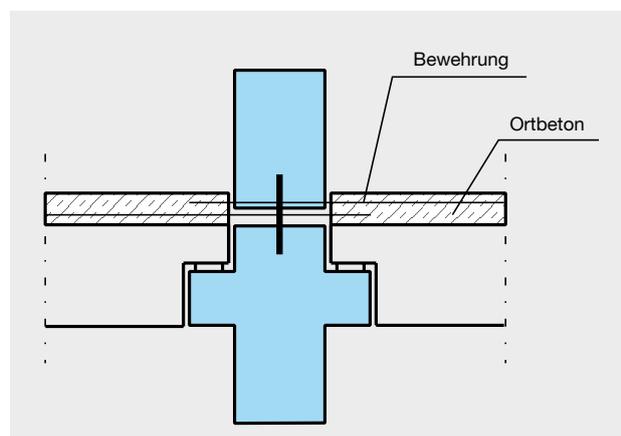


Bild 4.10: Einleitung von Horizontallasten in die Deckenscheibe

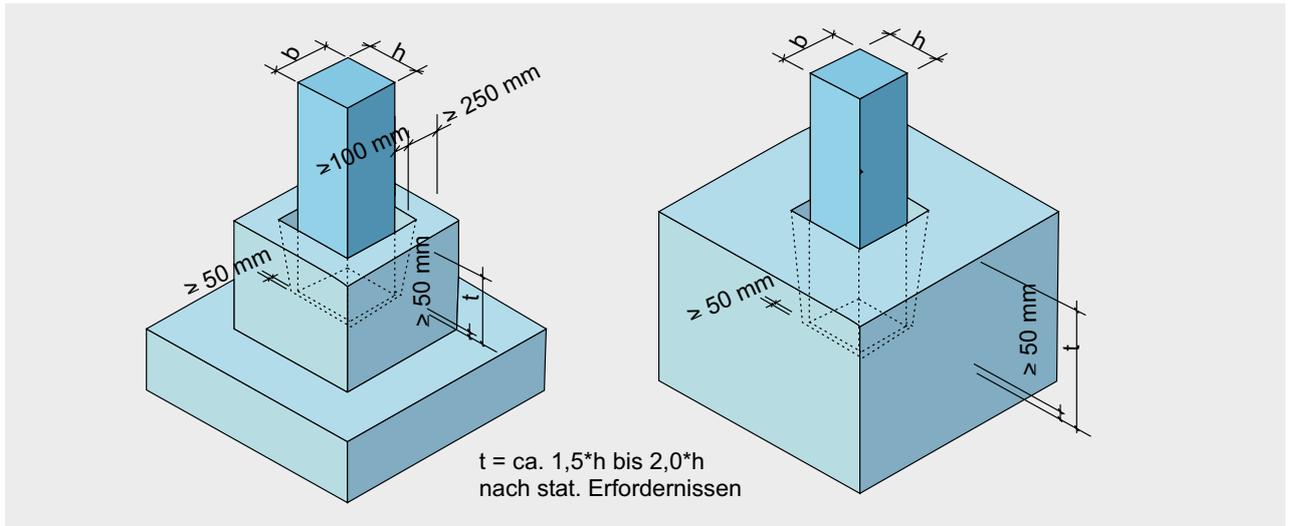


Bild 4.11: Köcherfundament (oben), Blockfundament (unten)

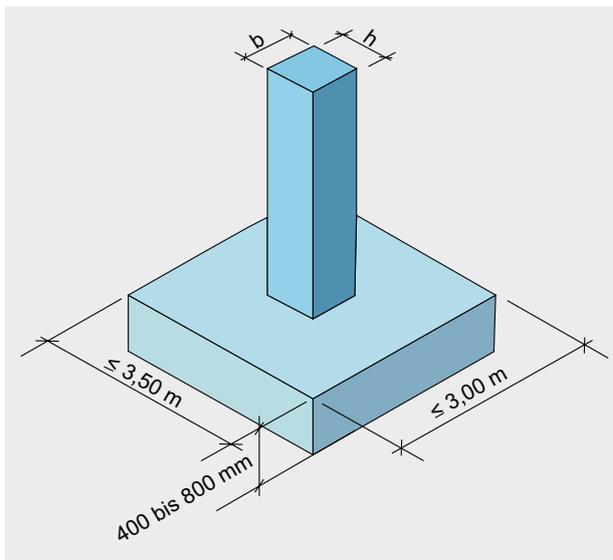


Bild 4.12: Angeformtes Fundament

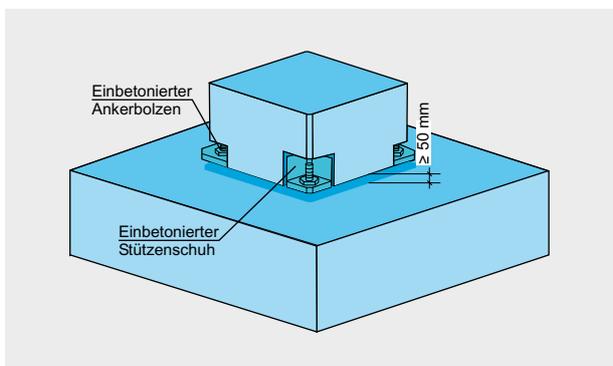


Bild 4.13: Fußpunkt mit Stützenschuh

4.7 Auflager-Stütze in Fundament

Köcherfundamente und Blockfundamente (Bild 4.11) werden in der Regel aus Ortbeton hergestellt. Die kraftschlüssige Einbindung der Fertigteil-Stütze in den Köcher erfolgt durch nachträglichen Vergussbeton.

Die Abmessungen des Köchers werden durch den Stützenquerschnitt und die statischen Erfordernisse aus der Stützeinspannung bestimmt. Die empfohlene Einbetondepth t ergibt sich aus der 1,5- bis 2-fachen Stützenbreite (vgl. Bild 3.27).

Die Übertragung der Vertikalkraft erfolgt durch die Verbundfuge zwischen Stütze und Köcher oder durch die Fundamentplatte mit ausreichendem Durchstanzwiderstand. Hierbei wird nach DIN 1045-1 zwischen glatter, rauher und verzahnter Köcherschalung unterschieden.

Für den Vergussbeton sollte der untere Abstand zwischen Stütze und Köcherfundament 50 mm betragen. Die Fuge sollte nach oben auf 100 mm konisch aufgeweitet werden, um eine sorgfältige Verdichtung sicherzustellen. Für die Höhenjustierung der Stützen ist rechtzeitig vor Montage eine Ausgleichsschicht oder ein Zentrierkegel einzubringen.

Bei angeformten Fundamenten nach Bild 4.12 wird das Fundament zusammen mit der biegesteif angeschlossenen Stütze als Fertigteil hergestellt und zur Baustelle transportiert. Herstellungsbedingt und wegen der zulässigen Transportabmessungen ist hierbei die Fundamentgröße in der Regel auf $3 \text{ m} \times 3,5 \text{ m}$ begrenzt. Die Fundamentdicke wird wegen der Gewichtseinsparung häufig zwischen 400 mm und 800 mm gewählt.

Eine weitere Möglichkeit der Ausführung des Fußpunkts einer Fertigteil-Stütze ist der Stützenschuh (Bild 4.13). Diese meist vorgefertigten Systeme bestehen aus dem in die Stütze einbetonierten Stützenschuh und den mit Hilfe einer Schablone einbetonierten Ankerbolzen, die bei der Montage kraftschlüssig miteinander verbunden werden. Die Aussparungen und die Fuge zwischen Stützensohle und Fundamentoberkante werden dann mit Vergussmörtel verfüllt.

4.8 Verbindung der Deckenplatten

Es sind zwei Beanspruchungsarten zu unterscheiden.

- a) Plattenbeanspruchung
Querkräfte senkrecht zur Deckenebene
- b) Scheibenbeanspruchung (Bild 4.17)
Zug- und Druckkräfte in Deckenebene

In Decken mit Ortbetonerfüllung übernimmt der Ortbeton die Übertragung dieser Kräfte. Ist die Ortbetonerfüllung hierfür nicht ausreichend dimensioniert oder fehlt sie

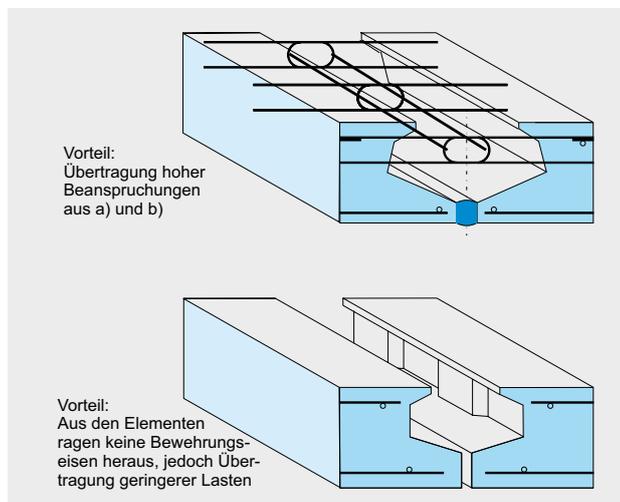


Bild 4.14: Beispiele für Verbindungen von Deckenplatten

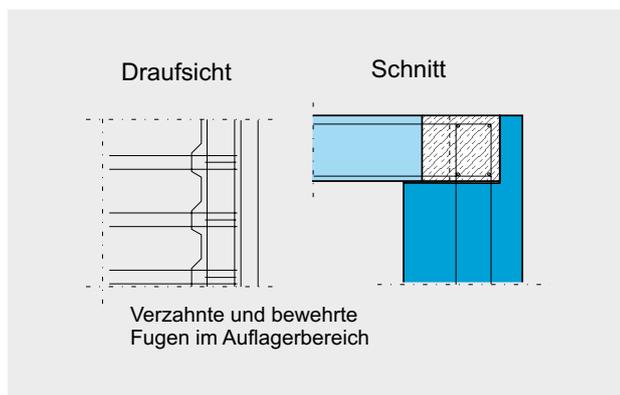


Bild 4.15: Wand-Decken-Knoten

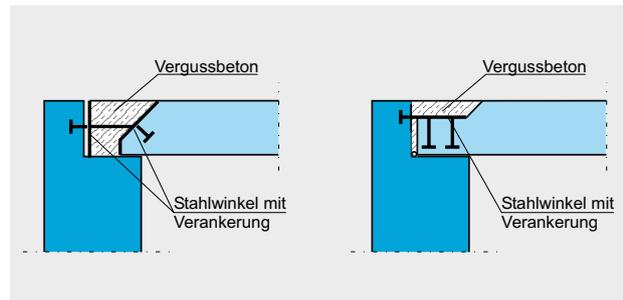


Bild 4.16: Wand-Decken-Knoten mit Stahlwinkel

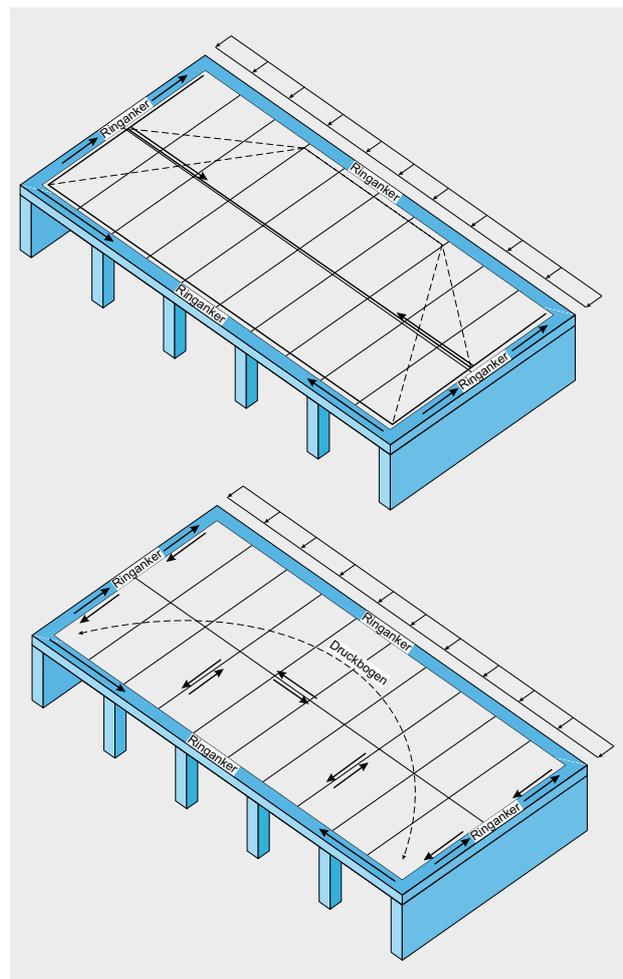


Bild 4.17: Kräfteverlauf in Deckenscheiben

ganz, müssen die Verbindungen gemäß DIN 1045-1 [7] ausgebildet werden.

Die in Bild 4.14 dargestellten Verbindungstechniken können bei allen Deckenelementen angewendet werden.

Verbindung mit vertikalen Aussteifungselementen

In diesen Verbindungen überwiegt die Schubbeanspruchung in Plattenebene. Zwei Ausführungsbeispiele werden in den Bildern 4.15 und 4.16 vorgestellt.

Bei der Ausführung nach Bild 4.15 überträgt der Vergussbeton die Schubkräfte. Nachteilig ist die aus der Schalung stehende Bewehrung.

Bei den Ausführungen nach Bild 4.16 übernimmt der Vergussbeton nur den Korrosionsschutz. Die Verbindung erfolgt durch Stahlwinkel in größeren Abständen.

Für tragende Schweißverbindungen sind u.a. DIN 18800-7 [34] sowie ggf. DIN EN ISO 17660-1 [35] zu beachten.

Näheres zu den unterschiedlichen Fachwerkmodellen und zur konstruktiven Durchbildung von Deckenscheiben siehe [1].

4.9 Lager

Die sogenannte trockene Auflagerung, also die Auflagerung von Beton auf Beton ohne Zwischenlagen, sollte nach Möglichkeit vermieden werden. In DIN 1045-1, 13.8.2 [7], wird zwischen harten (Mörtel-) und weichen (Elastomer-) Druckfugen unterschieden. Die Auflagerung im Mörtelbett ist lediglich bei geringen Auflagerlasten wie z.B. bei Deckenplatten zu empfehlen. Höhere Auflagerlasten wie z.B. bei Dachbindern oder TT-Platten werden in der Regel über Elastomerlager abgetragen.

Häufig werden im Fertigteilbau unbewehrte Elastomerlager als kraftschlüssige Verbindungen zur Lastzentrierung eingesetzt. Neben der Aufnahme von vertikalen Auflagerlasten sind sie in der Lage, Verdrehungen der Auflagerflächen und geringe horizontale Zwangs- bzw. Lastverformungen aufzunehmen. Sie dürfen allerdings nur bei vorwiegend ruhenden Verkehrslasten eingesetzt werden. Bei nicht vorwiegend ruhender, dynamischer oder stoßartiger Belastung sind zusätzliche Nachweise zu führen oder bauliche Maßnahmen zu ergreifen, um die Lage-sicherheit zu gewährleisten. Näheres zur Bemessung und Ausführung von Elastomerlagern findet sich bei [1].

Besonderes Augenmerk gilt den Lagerungsbereichen, also den unmittelbar an die Lager angrenzenden Bereichen der stützenden und gestützten Bauteile. Nach DIN 1045-1, 13.8.4 [7] müssen die Lagerungsbereiche so bemessen und konstruktiv gestaltet werden, dass sie unter Berücksichtigung von Herstellungs- und Montageteranzen ihre Funktion erfüllen. In DIN EN 1992-1-1 (EC 2), 10.9.4, wird ebenfalls ausführlich auf die Lager und Lagerungsbereiche von Fertigteilen eingegangen [36].





5 Tragfähigkeitstabellen

5.1 Anwendung

Die Tragfähigkeitstabellen sollen in der Entwurfsplanung der möglichst schnellen und einfachen Ermittlung der erforderlichen Querschnittsabmessungen von tragenden Stahlbeton- und Spannbetonfertigteilen dienen. Form und Abmessung der Querschnitte entsprechen dabei dem Typenprogramm Fertigteilbau (Fassung 2009) der Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilebau e.V.

Um zutreffende Querschnittsabmessungen zu erhalten, genügen bei der Ermittlung der Eingangswerte die in den Tabellen vorgenommenen Abstufungen von Spannweiten, Abständen und Lasten. Die so ermittelten Abmessungen gelten als Anhaltspunkt, ersetzen allerdings nicht die in jedem Fall erforderliche statische Berechnung.

Die Festlegung der Konstruktionshöhen erfolgt nach statisch-konstruktiven und auch wirtschaftlichen Gesichtspunkten. Besonders beachtet wurde dabei eine sinnvolle Beschränkung der Durchbiegung der tragenden Bauteile. Bei schlaff bewehrten Bauteilen empfiehlt sich im Allgemeinen eine Überhöhung.

Wenn in Sonderfällen wegen eingeschränkter Bauhöhe niedrigere Querschnitte als nach diesen Tabellen erforderlich sind, lässt sich auch diese Anforderung mit zusätzlichen konstruktiven Maßnahmen erfüllen. In diesem Falle wird aber eine Kontaktaufnahme mit einem Fertigteilwerk empfohlen.

Die angegebenen Feuerwiderstandsklassen (F30, F60, F90 usw.) beziehen sich auf die Kurzbezeichnung nach DIN 4102-4 bzw. DIN 4102-22 [4-6]. In Zukunft werden diese durch die Kurzzeichen nach DIN EN 13501-2 (R30, R60, R90 usw.) ersetzt [37]. Auf die weiteren Klassifizierungsmöglichkeiten hinsichtlich Raumabschluss, Isolierung und mechanische Einwirkung wird im weiteren Verlauf dieser Broschüre verzichtet [8].

5.2 Eingangswerte

Eingangswerte für die Tabellen sind im Allgemeinen die charakteristischen Werte der ständigen und veränderlichen Einwirkungen $g_{k,i} + q_k$ nach DIN 1055 [38-43], die Spannweite l und der Abstand a . Die Eigenlasten $g_{k,i}$ der tragenden Bauteile sind in die Tabellen eingearbeitet, d.h. sie bleiben bei der Ermittlung der Werte für $g_{k,i} + q_k$ unberücksichtigt. Nähere Einzelheiten enthalten die Tragfähigkeitstabellen.

■ Lasten

1. Lastannahmen für Dachkonstruktionen:

Dachlast $g_{k,i} + q_{k,i} = \text{Dacheindeckung } g_{k,2} + \text{ggf. abgehängte Decken oder Leitungen } g_{k,3} + \text{Schneelast } s_i$

1.1 Dacheindeckung $g_{k,2}$

Üblicherweise reicht folgende Unterteilung aus:

- Leichte Dacheindeckung:
z.B. 3 Lagen Bitumenbahnen + Wärmedämmung + Stahltrapezblech = 0,5 kN/m²
- Schwere Dacheindeckung:
z.B. 3 Lagen Bitumenbahnen + Wärmedämmung + 50 mm Kiesschüttung + Stahltrapezblech = 1,5 kN/m²
- Porenbeton-Dachplatten nach Tab. 5.3
- Lärmschutzdach mit Vollbetonplatte
 $h = 120 \text{ mm}$ nach Tab. 5.11
- Andere Dacheindeckungen:
Dacheindeckungen aus anderen Baustoffen sind entsprechend ihrer Eigenlast zu berücksichtigen.

1.2 Schneelasten s_i :

Nach DIN 1055 Teil 5 [41] in Abhängigkeit von der Geländehöhe des Bauwerkstandortes über Meeresebene und der Schneelastzone. Auskunft über die gültige Schneelastzone erteilt auch die zuständige Bauaufsichtsbehörde.

1.3 Besondere Dachnutzungen:

Bei besonderen Dachnutzungen (z.B. Gründächer, Dachterrassen) sind die Werte für $g_{k,i} + q_k$ aus den Eigenlasten $g_{k,i}$ (z.B. Erdaufschüttung, Platten, Belag) und den Nutzlasten q_k (vgl. 2.2) zu ermitteln.

2. Lastannahmen für Deckenkonstruktionen:

Lasten $g_{k,i} + q_{k,i} = \text{Eigenlasten } g_{k,i} \text{ der nicht tragenden Bauteile} + \text{Nutzlasten } q_{k,i}$

2.1 Eigenlasten $g_{k,i}$ derricktragenden Bauteile, z.B.

- Estriche = 1,25 kN/m²
- leichte Trennwände (bis 5 kN/m Eigenlast) = 0,80 bis 1,20 kN/m²
- Unterdecken = 0,25 kN/m²

2.2 Nutzlasten q_k nach DIN 1055 Teil 3, Tab. 1 (für Wohn- und Büroflächen, Versammlungsräume sowie Fabriken und Werkstätten) und Tab. 3 (für Parkhäuser) [39].

Für diesen Anwendungsbereich empfiehlt sich folgende Staffelung der Nutzlasten q_k :

Tabelle 5.1: Staffelung der Nutzlasten

Nutzlasten	Wohn-, Büro- und Versammlungsräume nach Tab.1	Fabriken und Werkstätten nach Tab. 1	Parkhäuser nach Tab. 3
q_k [kN/m ²]	2,0 – 5,0	≥ 5,0	2,0 – 5,0

Der Wert von 2,0 kN/m² sollte im Hinblick auf die Nutzungsvervielfältigung nicht unterschritten werden. Für vorwiegend nicht ruhende Lasten (z.B. Gabelstapler) gelten nach DIN 1055 Teil 3, 6.4 [39] besondere Regelungen.

■ Spannweite l

Die Spannweite l [m] ergibt sich aus den Grundrissabmessungen des geplanten Bauwerks als Abstand der Unterstützungen (Auflager) des jeweiligen Bauteils.

■ Abstand a

Der Abstand a [m] ergibt sich üblicherweise aus der Achsenteilung des Grundrisses und den möglichen Spannweiten der Dach-, Decken- und Wandkonstruktionen.

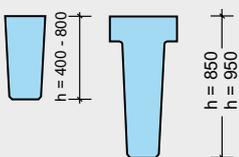
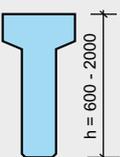
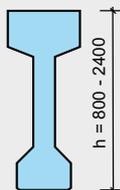
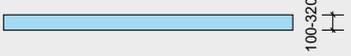
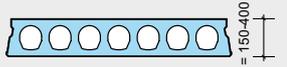
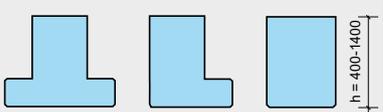
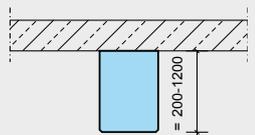
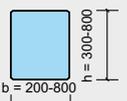
■ Systemmaß L

Das Systemmaß L [m] entspricht dem Achsabstand der unterstützenden Bauteile.

■ Systemmaß B

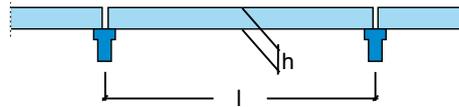
Das Systemmaß B [m] entspricht der Breite der tragenden Bauteile einschließlich der Verbindungsfugen.

Tabelle 5.2: Übersicht der Bauteile und der dazugehörigen Spannweiten

Typisierte Bauteile	Bauteil- höhe h [mm]	Spannweite [m]							Tabelle			
		5	10	15	20	25	30	35				
	400									5.4		
	500											
	600											
	800											
	850											
	950											
	600									5.5		
	800											
	1000											
	1200											
	1400											
	1600											
	1800											
	2000											
		800										5.6
		1000										
1200												
1400												
1600												
1800												
2000												
2200												
2400												
		200									5.7 5.8 5.9 5.10	
	300											
	400											
	500											
	600											
	700											
	800											
		100										5.3 5.11
bis 320												
150												
	200									5.12		
	260											
	320											
	400											
		400										5.13
500												
600												
700												
800												
900												
1000												
1200												
1400												
		200									5.14	
	300											
	400											
	500											
	600											
	700											
	800											
	1000											
	1200											
		Geschossbauten 200/300 bis 800/800							5.15			
Hallen 300/400 bis 600/800							5.16 5.17					

5.3 Porenbeton-Dach- und Deckenplatten

Die Eigenlast $g_{k,1}$ der Platte ist enthalten.
 Charakteristische Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$ sind frei wählbar.



Dächer

■ Leichte Eindeckung

z.B. 3 Lagen Bitumenbahnen + Wärmedämmung:

$$g_{k,2} = 0,35 \text{ kN/m}^2$$

■ Schwere Eindeckung

z.B. 3 Lagen Bitumenbahnen + Wärmedämmung +

Kiesschüttung: $g_{k,2} = 1,30 \text{ kN/m}^2$

Tabelle 5.3: Plattendicke h [mm] in Abhängigkeit von den Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$ für Platten P 4,4 – 0,60

Spannweite l [m]	Plattendicke h [mm] bei Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$ [kN/m ²]									
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	5,0	6,0	7,0	8,0
3,0	100 (125)		125 (150)			150 (175)		175 (200)		
4,0	125 (150)		150 (175)		175 (200)	200 (225)		225 (250)		
5,0	150 (175)		175 (200)		200 (225)		250 (300)		300 (300)	
6,0	200 (200)	225 (225)		250 (275) (300)						

() – Werte für Feuerwiderstandsklasse F 90 nach DIN 4102-4 [9] bzw. R 90

Bei Dachplatten mit Stützweiten $\geq 5,0$ m muss die Plattendicke h mindestens 175 mm, bei Deckenplatten mit Stützweiten $\geq 6,0$ m muss die Plattendicke h mindestens 200 mm betragen. Bei Platten mit $h \leq 175$ mm sollte die Schlankheit $l/h < 30$ betragen.

Bei Deckenplatten mit Stützweiten $\geq 5,0$ m, die mit leichten Trennwänden belastet werden, muss die Plattendicke h mindestens 225 mm betragen. Die Schlankheit l/h darf nicht größer als 25 sein.

Dach- und Deckenplatten der Festigkeitsklasse 2,2 und 3,3 dürfen für ständige Lasten aus Dacheindeckung sowie Schnee- und Windlasten verwendet werden.

Dach- und Deckenplatten der Festigkeitsklasse 4,4 dürfen darüber hinaus für gleichmäßig verteilte, vorwiegend ruhende Nutzlasten q_k bis zu 3,5 kN/m² einschließlich erforderlicher Zuschläge zur Berücksichtigung des Gewichtes leichter Trennwände verwendet werden.

Mit einem konstruktiven bewehrten Überbeton ≥ 40 mm sind Nutzlasten q_k bis zu 5,0 kN/m² einschließlich Ersatzlasten für leichte Trennwände zulässig.

Beispiel Dachplatte

Leichte Eindeckung	$g_{k,2} =$	0,35 kN/m ²
Schnee (Zone 2)	$s_i =$	0,70 kN/m ²
Dachlast $g_{k,i} + s_i$	$=$	1,05 kN/m ²

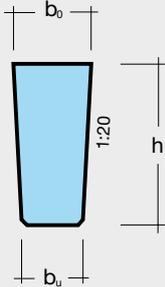
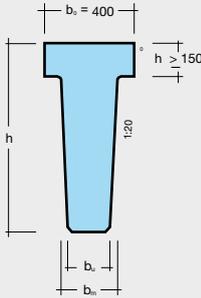
Spannweite $l = 5,00$ m
abgelesen: $h = 150$ mm
F 90 (R 90): $(h = 175$ mm)

Beispiel Deckenplatte F 90 (R 90)

Estrich	$g_{k,2} =$	1,10 kN/m ²
Nutzlasten	$q_k =$	3,50 kN/m ²
Lasten $g_{k,i} + q_k$	$=$	4,60 kN/m ²
		$\sim 5,00$ kN/m ²

Spannweite $l = 4,00$ m
abgelesen: $h = 200$ mm

5.4 Dachtragwerk Pfetten (Nebenträger)

	Querschnittswerte			Spannweite	Feuerwiderstandsklasse nach DIN 4102-4	
	h [mm]	b _u [mm]	b _o [mm]	max l [m]	Stahlbeton	Spannbeton
	400	150	190	7,50	F 90-A (R 90)	F 30-A (R 30)
	190	230	10,00	F 90-A (R 90)		
500	150	200	10,00	F 30-A (R 30)		
	190	240	12,50	F 90-A (R 90)		
600	150	210	11,00	F 30-A (R 30)		
	190	250	15,00	F 90-A (R 90)		
800	190	270	17,50	F 90-A (R 90)		
	h [mm]	b _u [mm]	b _m [mm]	max l [m]	Stahlbeton	Spannbeton
850	190	250	20,00	F 90-A (R 90)	F 30-A (R 30)	
950	190	270	20,00			
Durchbiegung bzw. Überhöhung ist zu beachten						



Abfasungen: gebrochen, Katheten je 10 mm für untere Kanten

Die Eigenlast $g_{k,1}$ der Pfetten ist enthalten.
Charakteristische Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$ sind frei wählbar.

Tabelle 5.4: Pfettenhöhe h [mm] in Abhängigkeit vom Abstand a und den Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$

Spannweite l [m]	Abstand a [m]	Pfettenhöhe h [mm] bei Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$ [kN/m ²]									
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	
7,5	3,0										
	4,0		400								
	5,0			500						600	
	6,0										
10,0	3,0										
	4,0	400		500							
	5,0				600					800	
	6,0										
12,5	3,0										
	4,0	500		600							
	5,0					800			850		
	6,0									950	
15,0	3,0										
	4,0	600			800						
	5,0					850				950	
	6,0										
17,5	3,0										
	4,0	800									
	5,0			850					950		
	6,0										
20,0	3,0										
	4,0		850								
	5,0				950						
	6,0										

Beispiel 1:

Leichte Eindeckung
Schneelast (Zone 2)
Dachlast $g_{k,i} + s_i$

$$g_{k,2} = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$s_i = 0,70 \text{ kN/m}^2$$

$$= 1,20 \text{ kN/m}^2$$

$$\sim 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Spannweite
Abstand

$$l = 10,00 \text{ m}$$

$$a = 5,00 \text{ m}$$

abgelesen

$$h/b_u = 500/150 \text{ mm}$$

(F 90-A Stahlbeton)

Beispiel 2:

Porenbeton-Dach:
Eigenlast Porenbeton
($d = 150 \text{ mm}$)
Belag
Schneelast (Zone 2)
Dachlast $g_{k,i} + s_i$

$$g_{k,2} = 1,10 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,2} = 0,35 \text{ kN/m}^2$$

$$s_i = 0,70 \text{ kN/m}^2$$

$$= 2,15 \text{ kN/m}^2$$

$$\sim 2,00 \text{ kN/m}^2$$

Spannweite

$$l = 12,00 \text{ m}$$

$$\sim 12,50 \text{ m}$$

Abstand

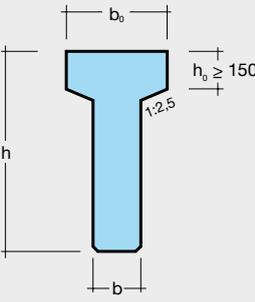
$$a = 4,00 \text{ m}$$

abgelesen

$$h/b_u = 600/190 \text{ mm}$$

(F 90-A Spannbeton)

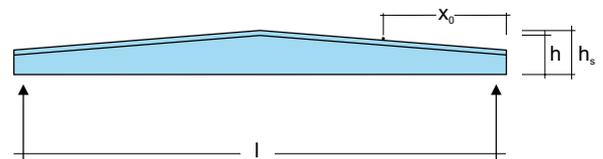
5.5 Dachtragwerk Binder (Hauptträger) T-Profil

	Querschnittswerte			Spannweite	Alle Abmessungen ausreichend für Feuerwiderstands- klasse F 90-A nach DIN 4102-4 bzw. R 90
	h [mm]	b ₀ [mm]	b [mm]	l _{max} [m]	
	600	400	190	15,00	
	800	400	190	20,00	
	1000	400	190	25,00	
	1200	500	190	25,00	
	1400	600	190	30,00	
	1600	700	250	35,00	
	1800	800	250	35,00	
	2000	800	250	40,00	
Ausführungen als Parallel-Binder oder als Satteldach-Binder mit 5 % Neigung, im Normalfall ohne Auflagervouten Abfasungen: gebrochen, Katheten je 10 mm für untere Stegkanten	h = l/20 bis l/16	b ₀ = l/50 bis l/40	b = 190–250		

Parallelbinder



Satteldachbinder



Wenn wegen der Dachkonstruktion (z.B. bei Stahltrapezblechen mit Spannweite ab 7,5 m, bei Porenbetonplatten mit Spannweiten ab 6,0 m) zusätzlich Pfetten angeordnet werden, sind diese mit ca. 0,75 kN/m² bei der Dachlast zu berücksichtigen.

Die Eigenlast $g_{k,1}$ der Binder ist enthalten. Charakteristische Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$ sind frei wählbar.

Neigung [%]	Bemessungsschnittstelle x_0	Firsthöhe h_s
5,0	0,40 l	1,05 h
5,0–10,0	0,33 l	1,10 h
10,0–15,0	0,25 l	1,25 h

Tabelle 5.5: Binderhöhe h [mm] in Abhängigkeit vom Abstand a und den Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$

Spannweite l [m]	Abstand a [m]	Binderhöhe h [mm] bei Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$ [kN/m ²]								
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
15,0	5,0									
	6,0	600			800			1000		
	7,5				1000			1200		
	10,0	800	1000	1200		1400		1600		
20,0	5,0				1000			1200		
	6,0	800					1400			
	7,5			1200		1400		1600		
	10,0	1000	1200	1400	1600		1800	2000		
25,0	5,0				1200			1400		1600
	6,0	1000					1600	1800		
	7,5			1400		1600	1800	2000		
	10,0	1200	1400	1600	1800	2000				
30,0	5,0				1600			1800		2000
	6,0	1400					1800	2000		
	7,5	1600		1800		2000				
	10,0	1800		2000						
35,0	5,0				1800		2000			
	6,0			1800		2000				
	7,5	1600	1800	2000						
	10,0	1800	2000							
40,0	5,0									
	6,0									
	7,5	2000								
	10,0	I-Binderprofil wählen (s. nächste Seite)								

Beispiel 1:

leichte Eindeckung
Schneelast (Zone 3)
Dachlast

$$g_{k,2} = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$s_i = 0,90 \text{ kN/m}^2$$

$$g_{k,i} + s_i = 1,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\sim 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Spannweite
Abstand
abgelesen

$$l = 20,00 \text{ m}$$

$$a = 6,00 \text{ m}$$

$$\mathbf{h/b_o = 800/400 \text{ mm}}$$

(F 90-A Stahlbeton)

Beispiel 2:

Porenbeton-Dach
Schneelast (Zone 2)
Leitungen etc.
Dachlast $g_{k,i} + s_i$

$$g_{k,2} = 2 \text{ kN/m}^2$$

$$s_i = 0,70 \text{ kN/m}^2$$

$$= 0,25 \text{ kN/m}^2$$

$$= 2,95 \text{ kN/m}^2$$

$$\sim 3,00 \text{ kN/m}^2$$

Spannweite
Abstand
abgelesen

$$l = 25,00 \text{ m}$$

$$a = 5,00 \text{ m}$$

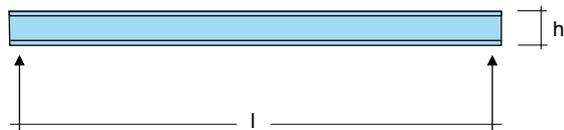
$$\mathbf{h/b_o = 1200/500 \text{ mm}}$$

(F 90-A Spannbeton)

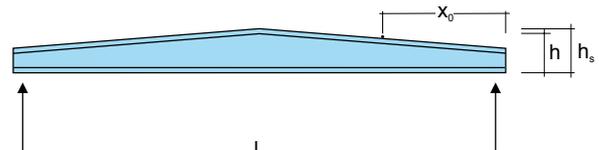
5.6 Dachtragwerk Binder (Hauptträger) I-Profil

	Querschnittswerte				Spannweite	Alle Abmessungen ausreichend für Feuer- widerstandsklasse F 90-A nach DIN 4102-4 bzw. R 90
	h [mm]	b ₀ [mm]	b [mm]	h _v [mm]	l _{max} [m]	
	800	400	120	150	20,00	
	1000	400	120	150	25,00	
	1200	500	120	160	30,00	
	1400	600	120	250	35,00	
	1600	700	120	250	40,00	
	1800	800	150	250	40,00	
	2000	800	150	350	40,00	
	2200	800	150	350	40,00	
2400	800	150	350	40,00		
Ausführungen als Parallel-Binder oder als Satteldach-Binder mit 5 % Neigung, im Normalfall ohne Auflagervouten Abfasungen: gebrochen, Katheten je 10 mm für untere Untergurkanten	h = l/20 bis l/16	b ₀ = l/50 bis l/40	b = 120–150	h _v = 150–350		

Parallelbinder



Satteldachbinder



Wenn wegen der Dachkonstruktion (z.B. bei Stahltrapezblechen mit Spannweite ab 7,5 m, bei Porenbetonplatten mit Spannweiten ab 6,0 m) zusätzlich Pfetten angeordnet werden, sind diese mit ca. 0,75 kN/m² bei der Dachlast zu berücksichtigen

Neigung [%]	Bemessungs-schnittstelle x ₀	Firsthöhe h _s
5,0	0,40 l	1,05 h
5,0–10,0	0,33 l	1,10 h
10,0–15,0	0,25 l	1,25 h

Die Eigenlast g_{k,1} der Binder ist enthalten.

Charakteristische Einwirkungen g_{k,i} + q_{k,i} sind frei wählbar.

Tabelle 5.6: Binderhöhe h [mm] in Abhängigkeit vom Abstand a und den Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$

Spannweite l	Abstand a	Binderhöhe h [mm] bei Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$ [kN/m ²]								
		1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
20,0	5,0									
	6,0		800			1000		1200		1400
	7,5									
	10,0						1400		1600	
25,0	5,0									
	6,0		1000		1200			1400		1600
	7,5							1600		
	10,0				1400	1600		1800		
30,0	5,0									
	6,0		1200		1400			1600		1800
	7,5							1800		2000
	10,0				1600	1800		2000		2200
35,0	5,0									
	6,0		1400		1600		1800		2000	
	7,5									2200
	10,0				1800	2000	2200		2400	
40,0	5,0									
	6,0		1600		1800		2000			2200
	7,5							2200	2400	
	10,0			2000		2200		2400		

Beispiel 1:

leichte Eindeckung
Schneelast (Zone 3)
Dachlast $g_{k,i} + s_i$

$$g_{k,2} = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$s_i = 0,90 \text{ kN/m}^2$$

$$\hline = 1,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\sim 1,50 \text{ kN/m}^2$$

Spannweite

$$l = 25,00 \text{ m}$$

Abstand

$$a = 6,00 \text{ m}$$

abgelesen

$$\mathbf{h/b_o = 1000/400 \text{ mm}}$$

(F 90-A Stahlbeton)

Beispiel 2:

Porenbeton-Dach
Schneelast (Zone 2)
Leitungen etc.
Dachlast $g_{k,i} + s_i$

$$g_{k,2} = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

$$s_i = 0,70 \text{ kN/m}^2$$

$$\hline = 2,70 \text{ kN/m}^2$$

$$\sim 2,95 \text{ kN/m}^2$$

Spannweite

$$l = 30,00 \text{ m}$$

Abstand

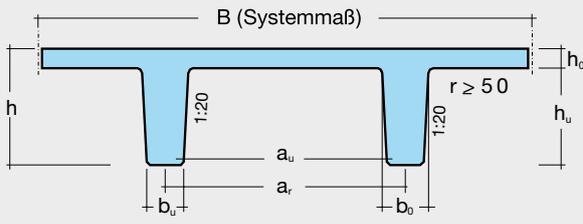
$$a = 6,00 \text{ m}$$

abgelesen

$$\mathbf{h/b_o = 1400/600 \text{ mm}}$$

(F 90-A Spannbeton)

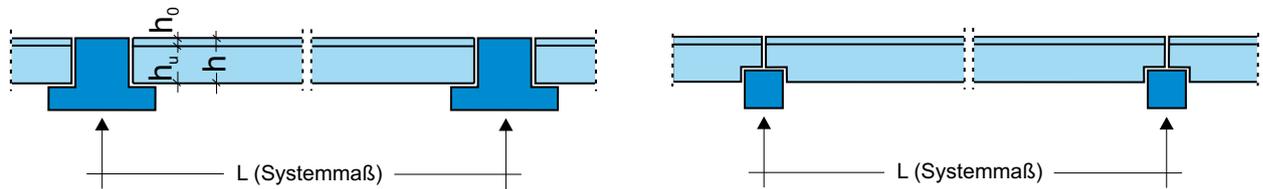
5.7 Dachplatten TT-Profil Stahlbeton



Querschnittswerte [mm]							
h_u	200	300	400	500	600	700	800
b_u	190						
b_o	210	220	230	240	250	260	270
Alle Abmessungen ausreichend für Feuerwiderstandsklasse F 90-A nach DIN 4102 bzw. R 90							
h_o	≥ 60		F 30-A (R30)				
	≥ 100		F 90-A (R90)				
	üblich von 60 bis ca. 250 mm						

$B = \text{ca. } 1,50 \text{ bis max. } 3,00 \text{ m}$
 $a_r = \text{Rippenabstand} = a_u + b_u$
 $a_u = \text{lichte Weite zwischen den Rippen; in der Regel } 1,00 \text{ m}$
 Abfasungen: gebrochen, Katheten je 10 mm für untere Rippenkanten

Unterzüge nach Kapitel 5.13 und 5.14.



Die Eigenlast $g_{k,1}$ der TT-Platte mit $h_o = 60 \text{ mm}$ ist enthalten.

Charakteristische Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$ sind frei wählbar.
Systemmaß $B = 2,50 \text{ m}$

Tabelle 5.7: Deckenhöhe h [mm] in Abhängigkeit von den Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$

Systemmaß L	Deckenhöhe h [mm] bei Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$ [kN/m ²]						
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	5,0
6,00	260						
7,50							
10,00	360				460		
12,50	560					660	
15,00	760						
17,50	860						
20,00							
Spiegel	$h_o = 60 \text{ mm}$						

Beispiel:

leichte Eindeckung	$g_{k,2} = 0,50 \text{ kN/m}^2$
Schneelast (Zone 2)	$s_i = 0,70 \text{ kN/m}^2$
Dachlast $g_{k,i} + s_i$	$= 1,20 \text{ kN/m}^2$ $\sim 1,50 \text{ kN/m}^2$
Systemmaß	$L = 15,00 \text{ m}$
abgelesen	$h = 760 \text{ mm}$
	$h_u = h - h_o$ $= 760 - 60$ $= 700 \text{ mm}$

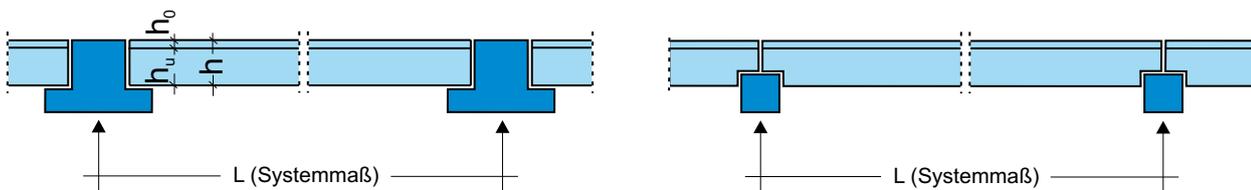
5.8 Dachplatten TT-Profil Spannbeton

Querschnittswerte [mm]							
h_u	200	300	400	500	600	700	800
b_u	190						
b_o	210	220	230	240	250	260	270
Alle Abmessungen ausreichend für Feuerwiderstandsklasse F 90-A nach DIN 4102 bzw. R 90							
h_o	≥ 60		F 30-A (R30)				
	≥ 100		F 90-A (R90)				
	üblich von 60 bis ca. 250 mm						

$B = \text{ca. } 1,50 \text{ bis max. } 3,00 \text{ m}$
 $a_r = \text{Rippenabstand} = a_u + b_u$
 $a_u = \text{lichte Weite zwischen den Rippen; in der Regel } 1,00 \text{ m}$
 Abfasungen: gebrochen, Katheten je 10 mm für untere Rippenkanten

Anmerkung: Die Elemente sind durch Vorspannung überhöht.

Unterzüge nach Kapitel 5.13 und 5.14.



Die Eigenlast $g_{k,1}$ der TT-Platte mit $h_o = 60 \text{ mm}$ ist enthalten.

Charakteristische Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$ sind frei wählbar.

Systemmaß $B = 2,50 \text{ m}$

Tabelle 5.8: Deckenhöhe h [mm] in Abhängigkeit von den Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$

Systemmaß L [m]	Deckenhöhe h [mm] bei Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$ [kN/m ²]						
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	5,0
6,00	260						
7,50							
10,00	360						560
12,50	460						
15,00	560					660	
17,50	760				860		
20,00	860						
22,50	860						
25,00	860						
Spiegel	$h_o = 60 \text{ mm}$						

Beispiel:

leichte Eindeckung

Schneelast (Zone 2)

Dachlast $g_{k,i} + s_i$

$g_{k,2} = 0,50 \text{ kN/m}^2$

$s_i = 0,70 \text{ kN/m}^2$

$= 1,20 \text{ kN/m}^2$

$\sim 1,50 \text{ kN/m}^2$

Systemmaß

abgelesen

$L = 25,00 \text{ m}$

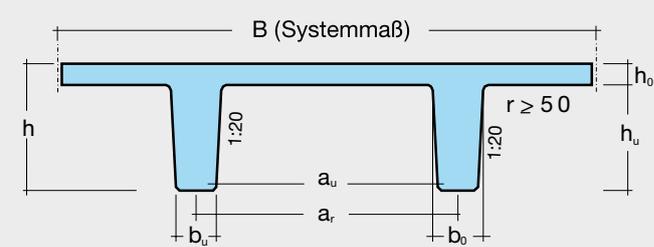
$h = 860 \text{ mm}$

$h_u = h - h_o$

$= 860 - 60$

$= 800 \text{ mm}$

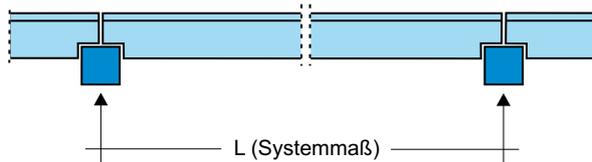
5.9 Geschossdeckenplatten TT-Profil Stahlbeton



Querschnittswerte [mm]							
h_u	200	300	400	500	600	700	800
b_u	190						
b_o	210	220	230	240	250	260	270
Alle Abmessungen ausreichend für Feuerwiderstandsklasse F 90-A nach DIN 4102 bzw. R 90							
h_o	≥ 60		F 30-A (R30)				
	≥ 100		F 90-A (R90)				
	üblich von 60 bis ca. 250 mm						

$B = \text{ca. } 1,50 \text{ bis max. } 3,00 \text{ m}$
 $a_r = \text{Rippenabstand} = a_u + b_u$
 $a_u = \text{lichte Weite zwischen den Rippen; in der Regel } 1,00 \text{ m}$
 Abfasungen: gebrochen, Katheten je 10 mm für untere Rippenkanten

Anmerkung: Die Elemente können überhöht werden.
 Aufbetongänzter Spiegel $h_{0, \min} = 70 + 50 = 120 \text{ mm}$
 (Ortbetonschicht $\geq 50 \text{ mm}$ nach DIN 1045-1, 13.4.3)
 Überhöhungsausgleich durch Estrich oder Aufbeton
 Unterzüge nach Kapitel 5.13 und 5.14.



Die Eigenlast $g_{k,1}$ der TT-Platte mit $h_o = 150 \text{ mm}$ ist enthalten.

Charakteristische Einwirkungen $g_{k,i} + q_k$ sind frei wählbar.
 Systemmaß $B = 2,50 \text{ m}$

Tabelle 5.9: Deckenhöhe h [mm] in Abhängigkeit von den Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$

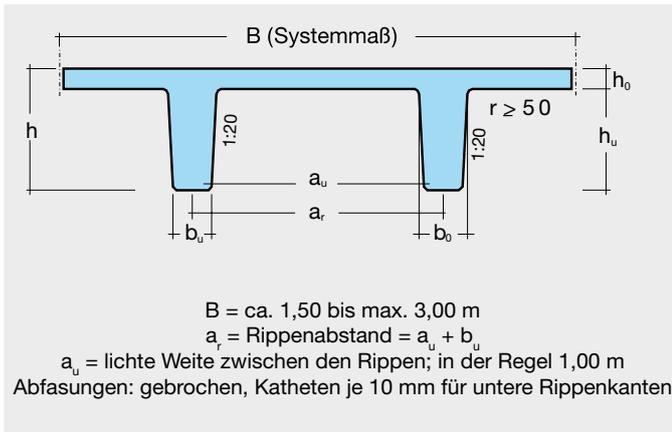
Systemmaß L [m]	Deckenhöhe h [mm] bei Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$ [kN/m ²]						
	3,5	5,0	7,5	10	15	20	25
6,00	320		350		450	500	
7,50	420		450		550	600	
10,00	520		650			700	
12,50	720		750	850		900	
15,00	820		850	950		1000	
17,50	920		950				
20,00							
Spiegel	$h_o = 120$		$h_o = 150$			$h_o = 200$	

ACHTUNG: Aufstehende Trennwände können Zusatzmaßnahmen erfordern.

Beispiel

Belag und Ausbaulasten	$q_{k,2} = 2,50 \text{ kN/m}^2$	Systemmaß	L = 12,50 m
Nutzlasten	$q_k = 7,50 \text{ kN/m}^2$	abgelesen	h = 850 mm
Lasten $g_{k,i} + q_k$	$= 10,00 \text{ kN/m}^2$		$h_o = 150 \text{ mm}$
			$h_u = h - h_o$
			$= 850 - 150$
			$= 700 \text{ mm}$

5.10 Geschossdeckenplatten TT-Profil Spannbeton



Querschnittswerte [mm]							
h_u	200	300	400	500	600	700	800
b_u	190						
b_o	210	220	230	240	250	260	270
Alle Abmessungen ausreichend für Feuerwiderstandsklasse F 90-A nach DIN 4102 bzw. R 90							
h_o	≥ 60		F 30-A (R30)				
	≥ 100		F 90-A (R90)				
	üblich von 60 bis ca. 250 mm						

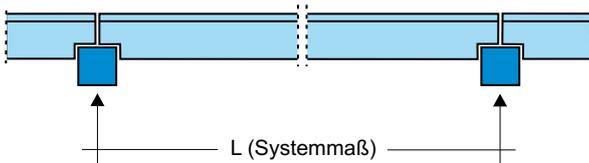
Anmerkung: Die Elemente sind durch Vorspannung überhöht.

Aufbetonergänzte Spiegel $h_{0,min} = 70 + 50 = 120$ mm

(Ortbetonschicht ≥ 50 mm nach DIN 1045-1, 13.4.3)

Überhöhungsausgleich durch Estrich oder Aufbeton

Unterzüge nach Kapitel 5.13 und 5.14.



Die Eigenlast $g_{k,1}$ der TT-Platte mit $h_o = 150$ mm ist enthalten.

Charakteristische Einwirkungen $g_{k,i} + q_k$ sind frei wählbar

Systemmaß $B = 2,50$ m

Tabelle 5.10: Deckenhöhe h [mm] in Abhängigkeit von den Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$

Systemmaß L [m]	Deckenhöhe h [mm] bei Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$ [kN/m ²]						
	3,5	5,0	7,5	10	15	20	25
6,00	320		350			400	
7,50	420		450			500	
10,00	520		650			700	
12,50	520	620	650		750	800	
15,00	620	720	750		850	900	1000
17,50	720	820	850	950			
20,00	920		950				
Spiegel	$h_o = 120$		$h_o = 150$			$h_o = 200$	

ACHTUNG: Aufstehende Trennwände können Zusatzmaßnahmen erfordern.

Beispiel

Belag und Ausbaulasten

Nutzlasten

Lasten $g_{k,i} + q_k$

$$q_{k,2} = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = 7,50 \text{ kN/m}^2$$

$$= 10,00 \text{ kN/m}^2$$

Systemmaß

abgelesen

$$L = 17,50 \text{ m}$$

$$h = 950 \text{ mm}$$

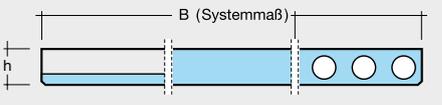
$$h_o = 150 \text{ mm}$$

$$h_u = h - h_o$$

$$= 950 - 150$$

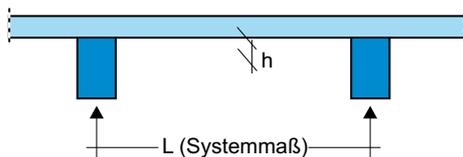
$$= 800 \text{ mm}$$

5.11 Dach- und Deckenplatten Stahlbeton: Fertigteilplatten mit Ortbetonschicht, Voll- und Hohlplatten



		Querschnittswerte [mm]											
h	b	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300	320
		bis 3000											

Alle Abmessungen ausreichend für Feuerwiderstandsklasse F 90-A nach DIN 4102-4 bzw. R 90 (F 60-A bzw. R 60 bei Hohlplatten h = 100 mm)



Unterzüge nach Kapitel 5.14.
Die Eigenlast $g_{k,1}$ der Deckenplatten ist enthalten.
Charakteristische Einwirkungen $g_{k,i} + q_k$ sind frei wählbar.

Tabelle 5.11: Deckenstärke h [mm] in Abhängigkeit von den Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$ für durchlaufende Systeme¹⁾

Systemmaß L [m]	Deckenstärke h [mm] bei Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$ [kN/m ²] für durchlaufende Systeme ¹⁾														
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10	15	20	25	
3,0	120					120					140	160			
4,0	140					140					160	180			
5,0 ²⁾	180							200				220			
6,0 ²⁾	220										240				
7,5 ²⁾	240					260					280		300		

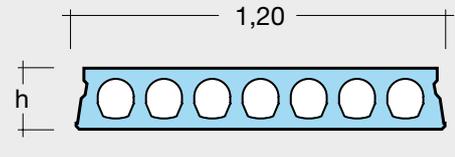
¹⁾ Bei einfeldrigen Platten ist die Deckenstärke h um ca. 15% zu erhöhen.

²⁾ Bei aufstehenden Trennwänden können zusätzliche Maßnahmen erforderlich sein (z.B. rissichere Trennwände, größere Deckendicke)

Beispiel

Belag und Ausbaulasten $q_{k,2} = 1,50 \text{ kN/m}^2$
 Nutzlasten $q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$
 Lasten $g_{k,i} + q_k = 3,50 \text{ kN/m}^2$
 Spannweite $l = 5,00 \text{ m}$
abgelesen $h = 180 \text{ mm}^1$

**5.12 Dach- und Deckenplatten:
Spannbeton-Fertigdecken**

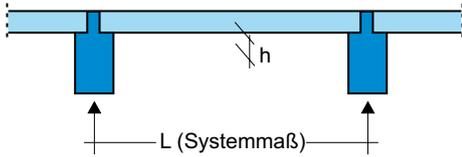


Abfasung: gebrochen, Katheten je 10 mm für untere Kanten

		Querschnittswerte [mm]											
b	h	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300	320
	1200												

Deckenstärke h richtet sich nach der Zulassung des Herstellers.
Deckenelemente sind durch Vorspannung überhöht.
Höhenausgleich durch Estrich oder Aufbeton.

Alle Abmessungen ausreichend für Feuerwiderstandsklasse F 90-A nach DIN 4102-4 bzw. R 90 (F 60-A bzw. R 60 bei Hohlplatten h = 100 mm)



Unterzüge nach Kapitel 5.14.

Die Eigenlast $g_{k,1}$ der Deckenplatten ist enthalten.

Charakteristische Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$ sind frei wählbar.

Tabelle 5.12: Deckenstärke h [mm] in Abhängigkeit von den Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$

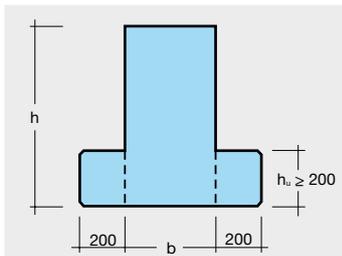
Systemmaß L [m]	Deckenstärke h [mm] bei Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$ [kN/m ²]														
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	7,5	10	15	20	25	
3,0	120										140	160			
4,0	120								140		160				
5,0	120				140				160	180	220				
6,0	120		140	160	180			200		220	260				
7,5	180			200			220			240		300			
10,0	260						280			320					
12,5	260	280	300	320											

Bei Feuerwiderstandsklasse F30-A (R 30) sind größere Spannweiten möglich. Bei Deckenstärken h > 320 mm (je nach Zulassung) sind größere Spannweiten möglich.

Beispiel

Belag und Ausbaulasten $q_{k,2} = 1,50 \text{ kN/m}^2$
 Nutzlasten $q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$
 Lasten $g_{k,i} + q_k = 3,50 \text{ kN/m}^2$
 Spannweite $l = 10,00 \text{ m}$
abgelesen $h = 260 \text{ mm}$

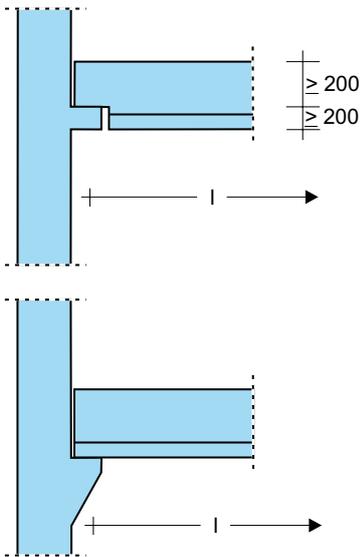
5.13 Deckentragwerk Unterzug \perp , L + I-Profil



Abfasungen: gebrochen, Katheten je 10 mm für alle Gurtaußenkanten

		Querschnittswerte [mm]								
		400	500	600	700	800	900	1000	1200	1400
h	b									
300										
400										
500										
600										
800										

Alle Abmessungen ausreichend für Feuerwiderstandsklasse F 90-A nach DIN 4102-4 bzw. R 90



Beispiel nach Tabelle 5.13

Belag und Ausbaulasten	$q_{k,2} = 1,50 \text{ kN/m}^2$
Nutzlasten	$q_k = 3,50 \text{ kN/m}^2$
Lasten $g_{k,i} + q_k$	$= 5,00 \text{ kN/m}^2$
Spannweite	$l = 7,50 \text{ m}$
Systemmaß Decke	$L = 10,00 \text{ m}$
abgelesen	$h/b_0 = 700/500 \text{ mm}$

Die Eigenlast $g_{k,1}$ der TT-Platte und des \perp -Profils ist enthalten.

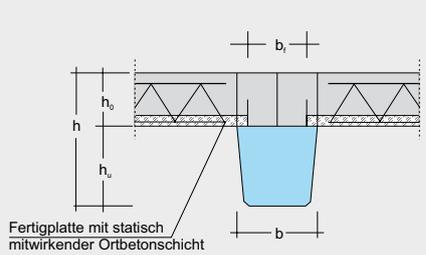
Charakteristische Einwirkungen $g_{k,i} + q_k$ sind frei wählbar.

Tabelle 5.13: Unterzugquerschnitt h/b [mm] in Abhängigkeit von den Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$

Spannweite Unterzug I	Systemmaß Decke L	Unterzugquerschnitt h/b [mm] bei Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$ [kN/m ²]										
		1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0	
5,00	6,0									500/600	600/600	
	7,5	400/300								500/600	600/600	
	10,0									600/600	700/600	
	12,5			500/400						700/600	800/600	
	15,0					500/600						
	17,5						600/600			800/600	1000/600	
	20,0							700/600				
6,25	25,0	500/600	600/600		700/600		800/600			1000/600	1000/800	
	6,0									600/600		
	7,5	400/400								600/600		
	10,0											
	12,5			500/500								1000/600
	15,0				600/600		700/600				1000/600	1200/800
	17,5								900/600		1000/800	
7,50	20,0							1000/600			1200/800	
	25,0							1000/600			1200/800	
	6,0											1000/600
	7,5	500/400			500/600							1000/600
	10,0					700/500					1000/600	
	12,5		500/600							1000/600		
	15,0										1000/800	1200/800
8,75	17,5				800/600		1000/600					
	20,0								1000/800	1200/800		
	25,0				1000/600			1000/800			1400/800	
	6,0					600/600					900/600	
	7,5	600/400				600/600				900/600		
	10,0								900/600			
	12,5		600/600			800/600		900/600				1200/800
10,00	15,0							1000/800			1200/800	
	17,5					900/600				1200/800		
	20,0						1000/800			1400/800		
	25,0	900/600		1000/800			1200/800					
	6,0						700/600		800/600			1000/800
	7,5		700/400						800/600		1000/800	
	10,0									1000/800	1200/800	
11,25	12,5								1000/800	1200/800	1400/800	
	15,0					800/600	1000/600					
	17,5								1000/800	1200/800	1400/800	
	20,0					1000/600	1000/800					
	25,0	1000/600		1000/800			1200/800	1400/800				
	6,0									1000/600	1000/800	
	7,5								1000/600	1000/800	1200/800	
12,50	10,0								1000/600	1000/800	1200/800	
	12,5								1000/600	1200/600	1200/800	1400/800
	15,0								1200/600	1200/800		
	17,5								1200/600	1200/800		
	20,0								1400/800			
	25,0	1000/600		1000/800			1200/800	1400/800				
	6,0									1000/600	1200/600	1200/800

----- Querschnitte unterhalb dieser Linie erst nach Rücksprache mit dem Fertigteilwerk vorgesehen.

5.14 Deckentragwerk, Unterzug, Plattenbalken

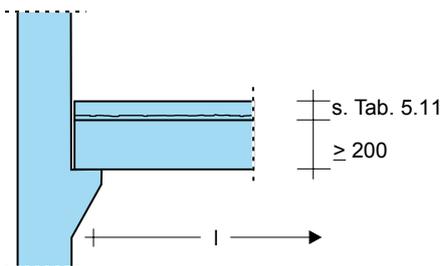
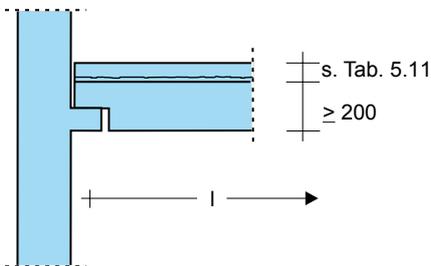


Fertigplatte mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht

Abfasungen: gebrochen, Katheten je 10 mm für untere Kanten

		Querschnittswerte [mm]									
		h_u	200	300	400	500	600	700	800	1000	1200
b	200										
	300										
	400										
	500										
	600										
	800										
	1000										
	1200										

Alle Abmessungen ausreichend für Feuerwiderstandsklasse F 90-A nach DIN 4102-4 bzw. R 90

**Beispiel nach Tabelle 5.14**

Belag und Ausbaulasten	$q_{k,2}$	=	1,50 kN/m ²
Nutzlasten	q_k	=	2,00 kN/m ²
Lasten $g_{k,i} + q_k$		=	3,50 kN/m ²
Systemmaß Decke	L	=	4,00 m
Abgelesen aus Tabelle 5.11:	h_0	=	140 mm
Spannweite Unterzug	l	=	10,00 m

abgelesen aus Tabelle 5.14 $h_u/b = 400/400 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{d. h.: } h &= h_0 + h_u \\ &= 140 + 400 \\ &= 540 \text{ mm} \end{aligned}$$

Die Eigenlasten $g_{k,1}$ der Decke (aus Tab. 5.11) und des Unterzugs sind enthalten.

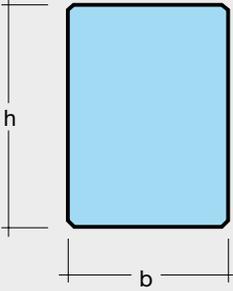
Charakteristische Einwirkungen $g_{k,i} + q_k$ sind frei wählbar.

Tabelle 5.14: Unterzugquerschnitt h/b [mm] in Abhängigkeit von den Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$

Spannweite Unterzug I	Systemmaß Decke L	Unterzugquerschnitt h/b [mm] bei Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$ [kN/m ²]									
		1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0
5,00	3,0										
	4,0										
	5,0	200/400									
	6,0										
	7,5										
6,25	3,0										
	4,0										
	5,0	300/300									
	6,0										
	7,5										
7,50	3,0										
	4,0	300/300									
	5,0										
	6,0	300/400									
	7,5										
8,75	3,0										
	4,0	400/300									
	5,0	400/400									
	6,0	400/600									
	7,5	500/600									
10,00	3,0										
	4,0	400/300									
	5,0	400/400									
	6,0	400/600									
	7,5	500/600									
11,25	3,0	500/200									
	4,0	500/300									
	5,0	500/400									
	6,0	500/600									
	7,5	600/800									
12,50	3,0	500/300									
	4,0	500/600									
	5,0	600/600									
	6,0	600/800									
	7,5	800/800									
15,00	3,0	600/400									
	4,0	600/500									
	5,0	600/800									
	6,0	800/800									
	7,5	1000/800									
17,50	3,0	600/500									
	4,0	600/800									
	5,0	700/600									
	6,0	700/800									
	7,5	800/800									
20,00	3,0	800/600									
	4,0	800/800									
	5,0	800/800									
	6,0	800/800									
	7,5	1000/800									

----- Querschnitte unterhalb dieser Linie erst nach Rücksprache mit dem Fertigteilwerk vorgesehen.

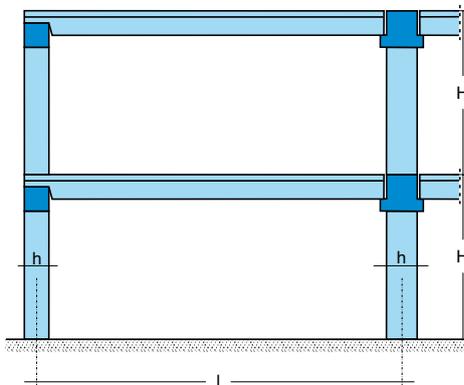
5.15 Gebäudestützen



Abfasungen: gebrochen, Katheten je 10 mm für untere Kanten

		Querschnittswerte [mm]					
		h \ b	300	400	500	600	700
h \ b	300						
	400						
	500						
	600						
	700						
	800						

Alle Abmessungen ausreichend für Feuerwiderstandsklasse F 90-A nach DIN 4102-4 bzw. R 90



Deckentragwerk nach Kapitel 5.13 und 5.14.

Geschosszahl $n = 2$

$H \leq 4$ m

Gebäude durch Treppenhaus, Wandscheiben o.ä. ausgesteift.

Die angegebenen Stützenabmessungen sind Richtwerte bei mittlerem Bewehrungsanteil.

Die Eigenlasten $g_{k,1}$ der Deckentragwerke und Stützen sind enthalten.

Charakteristische Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$ sind frei wählbar.

Grundfläche = Spannweite Unterzug l x Systemmaß Decke L

Tabelle 5.15: Stützenquerschnitt b/h [mm] in Abhängigkeit von den Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$

Grundfläche [m ²]	Innenstützen								Randstützen							
	Stützenquerschnitt b/h [mm] bei $\Sigma(g_{k,i} + q_{k,i})$ [kN/m ²] beider Decken								Stützenquerschnitt b/h [mm] bei $\Sigma(g_{k,i} + q_{k,i})$ [kN/m ²] beider Decken							
	3,0	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0	3,0	5,0	7,5	10,0	15,0	20,0	25,0	30,0
50																
75																
100	300/400				400/400				400/500				300/400			
125					400/500				500/500							
150	400/400			400/500			500/500			500/600			400/400			
175				500/500			600/600									
200	400/500			500/600						400/500						
225				600/600									400/500			
250	500/500		500/600		600/600		600/800		400/400		400/500		500/500		500/600	
275							700/800						500/500		500/600	
300	500/600		600/600		700/800		800/800		400/500		500/600		600/600			
325																

Beispiel:

Spannweite Unterzug $l = 20,00$ m
 Systemmaß Decke $L = 7,50$ m
 Auflast Dach $g_{k,i} + q_{k,i} = 2,50$ kN/m²
 Auflast Decke $g_{k,i} + q_{k,i} = 7,50$ kN/m²

$20,0 \times 7,50 = 150,0$ m² Grundfläche
 $\Sigma(g_{k,i} + q_{k,i}) = 2,50 + 7,50 = 10,00$ kN/m²

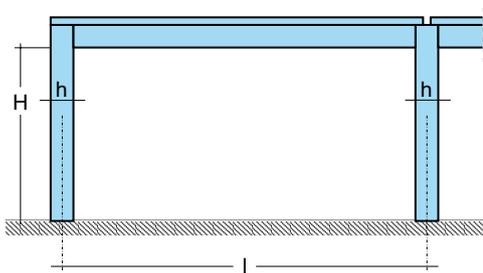
abgelesen: Innenstützen $b/h = 400/400$ mm
Randstützen $b/h = 300/400$ mm

5.16 Hallenstützen

		Querschnittswerte [mm]					
h	b	300	400	500	600	700	800
		300					
400							
500							
600							
700							
800							

Abfasungen: gebrochen, Katheten je 10 mm für untere Kanten

Alle Abmessungen ausreichend für Feuerwiderstandsklasse F 90-A nach DIN 4102-4 bzw. R 90



Beispiel:

Spannweite	l	= 25,00 m
Abstand	a	= 6,00 m
Höhe	H	= 7,00 m
Porenbetonplatten (h = 250 mm)	$g_{k,2}$	= 2,10 kN/m ²
Schneelast (Zone 2)	s_i	= 1,50 kN/m ²
Dachlast $g_{k,2} + s_i$		= 3,60 kN/m ²
		→ 5,00 kN/m ²

Die Eigenlasten $g_{k,i}$ der Binder und Stützen sowie Windlasten sind in der Tabelle enthalten.

Charakteristische Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$ sind frei wählbar.

abgelesen:

Randstützen	b/h	= 500/600 mm
Innenstützen	b/h	= 500/700 mm

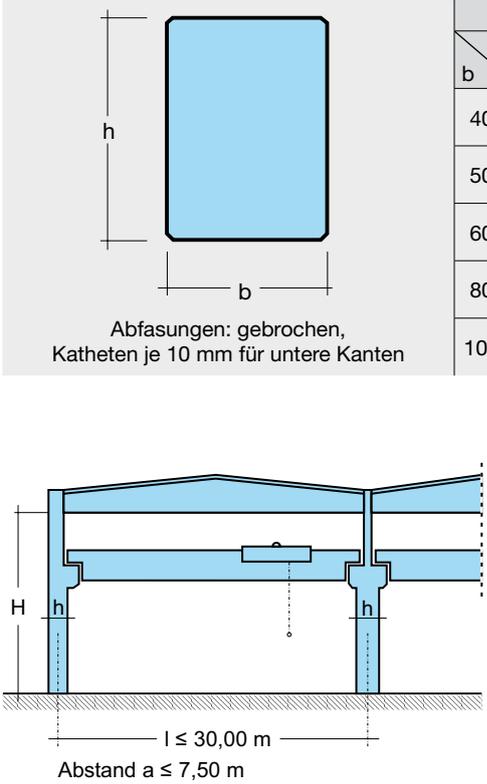
oder bei höherem Bewehrungsgehalt:

Randstützen	b/h	= 400/500 mm
Innenstützen	b/h	= 400/600 mm

Tabelle 5.16: Stützenquerschnitt b/h [mm] in Abhängigkeit von den Einwirkungen $g_{k,i} + q_{k,i}$

Spannweite Binder l [m]	Abstand Binder a [m]	Stützenquerschnitt b/h [mm] bei					
		Dachlast ($g_{k,i} + q_{k,i}$) = 2,5 kN/m ²			Dachlast ($g_{k,i} + q_{k,i}$) = 5,0 kN/m ²		
		H = 4,0 [m]	H = 7,0 [m]	H = 10,0 [m]	H = 4,0 [m]	H = 7,0 [m]	H = 10,0 [m]
Randstützen							
bis 25,0	5,0	400/400	400/500	400/600	Vergrößerung der Stützenabmessungen um jeweils 100 mm oder: höherer Bewehrungsgehalt		
	6,0						
	7,5						
	10,0						
über 25,0 bis 40,0	5,0	400/500	400/600	500/600			
	6,0						
	7,5	400/600	500/600	600/600			
	10,0						
Innenstützen							
bis 25,0	5,0	400/500	400/600	400/700	Vergrößerung der Stützenabmessungen um jeweils 100 mm oder: höherer Bewehrungsgehalt		
	6,0						
	7,5						
	10,0						
über 25,0 bis 40,0	5,0	400/600	500/600	600/600			
	6,0						
	7,5	500/600	600/700	600/800			
	10,0						

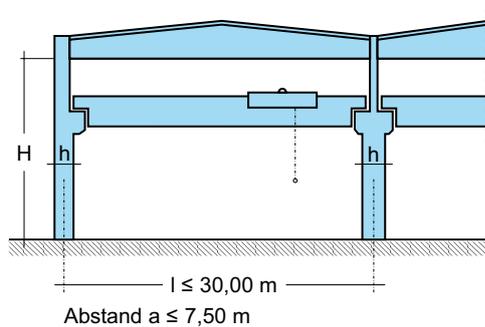
5.17 Hallenstützen mit Kranbahn



		Querschnittswerte [mm]						
		h	400	500	600	700	800	1000
b	h							
400	400							
500	500							
600	600							
800	800							
1000	1000							

Abfasungen: gebrochen,
Katheten je 10 mm für untere Kanten

Alle Abmessungen ausreichend für
Feuerwiderstandsklasse
F 90-A nach DIN 4102-4 bzw. R 90



Eigenlast der Konstruktion $g_{k,1}$ + Eigenlast Kran $g_{k,2}$ +
Schnee s_i + Wind w_e sind in der Tabelle enthalten.
Kran Nutzlast Q_k ist frei wählbar.

Tabelle 5.17: Stützenquerschnitt b/h [mm] in Abhängigkeit von der Kranlast Q_k

Höhe H [m]	Lage	Stützenquerschnitt b/h [mm] bei Kranlast Q_k [kN]		
		50,0	100,0	200,0
6,0	Randstütze	400/400	400/500	
	Mittelstütze	400/500		400/600
9,0	Randstütze	500/500	500/600	
	Mittelstütze	500/600	500/700	500/800
12,0	Randstütze	500/600	600/600	600/700
	Mittelstütze	500/700	600/800	600/1000*

* Sonderabmessung

Beispiel:

Höhe H = 9,00 m
Kranlast Q_k = 50,00 kN

abgelesen:

Randstützen b/h = 500/500 mm
Innenstützen b/h = 500/600 mm



6 Literaturverzeichnis

- [1] Bachmann, H.; Steinle, A.; Hahn, V.: Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau, Betonkalender 2009, Ernst & Sohn, Berlin 2009
- [2] Schlussberichte zur ersten Phase des DAfStb/ BMBF-Verbundforschungsvorhabens "Nachhaltig Bauen mit Beton", Heft 572: Hrsg.: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Ernst & Sohn, Berlin 2007
- [3] Vorschlag für eine Verordnung des europäischen Parlaments und des Rates zur Festlegung harmonisierter Bedingungen für die Vermarktung von Bauprodukten vom 28.05.2008 (Bauproduktenverordnung)
- [4] DIN 4102-4:1994-03 „Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile“
- [5] DIN 4102-22:2004-11 „Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen - Teil 22: Anwendungsnorm zu DIN 4102-4 auf der Bemessungsbasis von Teilsicherheitsbeiwerten“
- [6] DIN 4102-4/A1:2004-11 „Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen - Teil 4: Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile; Änderung A1“
- [7] DIN 1045-1:2008-08 „Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion“
- [8] FDB-Merkblatt Nr. 7 „über Brandschutzanforderungen von Betonfertigteilen“, Hrsg.: Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilbau e.V., 09/2008
- [9] Gesetz zur Einsparung von Energie in Gebäuden (EnEG – Energieeinsparungsgesetz), Neufassung vom 01.09.2005; Bundesgesetzblatt BGBl I, Jahrgang 2005, S. 268
- [10] Verordnung über energiesparenden Wärmeschutz und energiesparende Anlagentechnik bei Gebäuden (Energieeinsparverordnung – EnEV), Ausfertigungsdatum 16.11.2001; Bundesgesetzblatt BGBl I, Jahrgang 2001, S. 3085
- [11] DIN V 18599:2007-02 „Energetische Bewertung von Gebäuden - Berechnung des Nutz-, End- und Primärenergiebedarfs für Heizung, Kühlung, Lüftung, Trinkwarmwasser und Beleuchtung, Teil 1 bis 10“
- [12] DIN 4109:1989-11 „Schallschutz im Hochbau; Anforderungen und Nachweise inklusive Beiblätter 1, 2 (1989-11) und 3 (1996-06), Berichtigung 1 (1992-08), Änderung A1 (2001-01), Änderung A1 zu Beiblatt 1 (2003-09) und Änderung A2 zu Beiblatt 1 (2006-02)“
- [13] DIN 4109-1:2006-10 „Schallschutz im Hochbau - Teil 1: Anforderungen“ (Entwurf)
- [14] DIN EN 12354 „Bauakustik – Berechnung der akustischen Eigenschaften von Gebäuden aus den Bauteileigenschaften, Teil 1 bis 5“
- [15] DIN 1960:2006-05 „VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil A: Allgemeine Bestimmungen für die Vergabe von Bauleistungen“
- [16] VDI-Richtlinie 2700-Blatt 10: „Ladungssicherung beim Transport von Betonfertigteilen“, Beuth-Verlag, Berlin 2008
- [17] BGR-Richtlinie 106 „Sicherheitsregeln für Transportanker und -systeme von Betonfertigteilen“, Hrsg.: Hauptverband der gewerblichen Berufsgenossenschaften, Fachausschuss Bau, 04/1992
- [18] DIN 1045-3:2008-08 „Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 3: Bauausführung“
- [19] Muster-Montageanweisung für den Betonfertigteilbau, Hrsg.: Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilbau e.V.
- [20] DIN 4149:2005-04 „Bauten in deutschen Erdbebengebieten - Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten“
- [21] Fehling, E; Schermer, D.: Erdbebensicheres Bauen mit Betonfertigteilen, Beton- und Fertigteiljahrbuch 2007, Bauverlag, Gütersloh 2006
- [22] DIN 4108-3:2001-07 „Wärmeschutz und Energieeinsparung in Gebäuden - Teil 3: Klimabedingter Feuchteschutz; Anforderungen, Berechnungsverfahren und Hinweise für Planung und Ausführung, mit Berichtigung 1 (2002-04)“

- [23] DIN 18540:2006-12 „Abdichten von Außenwandfugen im Hochbau mit Fugendichtstoffen“
- [24] DIN 18542:2008-02 „Abdichten von Außenwandfugen mit imprägnierten Dichtungsbändern aus Schaumkunststoff – Imprägnierte Dichtungsbänder – Anforderungen und Prüfung“ (Entwurf)
- [25] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken, Heft 240, Ernst & Sohn, Berlin 1976
- [26] DIN 18203-1:1997-04 „Toleranzen im Hochbau, Teil 1: Vorgefertigte Teile aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton“
- [27] DIN 18202:2005-10 „Toleranzen im Hochbau – Bauwerke“
- [28] FDB-Merkblatt Nr. 6: „Passungsberechnungen und Toleranzen von Einbauteilen und Verbindungsmitteln“, Hrsg.: Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilbau e.V., 06/2006
- [29] Porenbeton-Handbuch, Hrsg.: Bundesverband Porenbeton; Bauverlag; Gütersloh 2002
- [30] Fassaden – Architektur und Konstruktion mit Betonfertigteilen, Hrsg.: Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilbau e.V., Bundesverband der Deutschen Zementindustrie e.V., Verlag Bau+Technik, Düsseldorf 2000
- [31] FDB-Merkblatt Nr. 3: „Planung vorgefertigter Betonfassaden“, Hrsg.: Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilbau e.V., 05/2007
- [32] FDB-Merkblatt Nr. 4: „Befestigungstechnik vorgefertigter Betonfassaden“, Hrsg.: Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilbau e.V., 06/2006
- [33] DAfStb-Richtlinie „Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie)“, Hrsg.: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth-Verlag 11/2003
- [34] DIN 18800-7:2002-09 „Stahlbauten – Teil 7: Ausführung und Herstellerqualifikation mit Änderung A1 (2005-06)“
- [35] DIN EN ISO 17660-1:2006-12 „Schweißen - Schweißen von Betonstahl - Teil 1: Tragende Schweißverbindungen (ISO 17660-1:2006); Deutsche Fassung EN ISO 17660-1:2006 mit Berichtigung 1 (2007-08)“
- [36] DIN EN 1992-1-1:2005-10 Eurocode 2: „Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau“; E DIN EN 1992-1-1/NA 1 (D):2008-09 Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: „Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau“
- [37] DIN 13501-2:2008-01 „Klassifizierung von Bauprodukten und Bauarten zu ihrem Brandverhalten - Teil 2: Klassifizierung mit den Ergebnissen aus den Feuerwiderstandsprüfungen, mit Ausnahme von Lüftungsanlagen,“ Deutsche Fassung EN 13501-2:2007 mit Änderung A1 (2007-11)
- [38] DIN 1055-1:2002-06 „Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1: Wichten und Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und Lagerstoffen“
- [39] DIN 1055-3:2006-03 „Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 3: Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten“
- [40] DIN 1055-4:2005-03 „Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 4: Windlasten mit Berichtigung 1 (2006-03)“
- [41] DIN 1055-5: 2005-07 „Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 5: Schnee- und Eislasten“
- [42] DIN 1055-7: 2002-11 „Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 7: Temperatureinwirkungen“
- [43] DIN 1055-100: 2001-03 „Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung - Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln“

Weitere Normen und Richtlinien

- DIN 1045-2:2008-08 „Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1“
- DIN 1045-4:2001-07 „Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 4: Ergänzende Regeln für die Herstellung und die Konformität von Fertigteilen“
- DIN 18230-1:2008-06 „Baulicher Brandschutz im Industriebau - Teil 1: Rechnerisch erforderliche Feuerwiderstandsdauer“; Entwurf
- Muster-Richtlinie über den baulichen Brandschutz im Industriebau (Muster-Industriebaurichtlinie – MIndBauRL), Beuth Verlag, Berlin 2000
- MIndBauRLErl Erläuterungen zur Muster-Richtlinie über den baulichen Brandschutz im Industriebau (Erl M IndBauRL); Fassung 2000-03
- VDI-Richtlinie 3564: „Empfehlungen für Brandschutz in Hochregalanlagen“, 08/2002
- DIN EN 1991-1-1: 2002-10 Eurocode 1: „Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke; Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau“, Deutsche Fassung EN 1991-1-1:2002
- DIN EN 1991-1-2: 2003-09 Eurocode 1 – „Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen; Brandeinwirkungen auf Tragwerke“
- DIN EN 1992-1-2: 2006-10 Eurocode 2: „Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall“
- DIN V ENV 1992-1-2:1997-05 Eurocode 2: „Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln; Tragwerksbemessung für den Brandfall“
- VDI/SGF-Richtlinie 6205: „Transportanker und Transportankersysteme für Betonfertigteile, Grundlagen – Bemessung – Anwendungen“, Veröffentlichung für 2009 geplant







Fachvereinigung Deutscher Betonfertigteilbau e.V.

Schloßallee 10
53179 Bonn
Postfach 21 02 67
53157 Bonn
Telefon 0228 95456-56
Telefax 0228 95456-90
info@fdb-fertigteilbau.de
www.fdb-fertigteilbau.de

Die Vorteile von Geschoss- und Hallenbauten aus Stahlbeton- und Spannbetonfertigteilen bestehen unter anderem darin, dass sie sich den speziellen funktionellen Forderungen und individuellen Wünschen von Bauherrn und Architekt hinsichtlich Konzeption und Gestaltung optimal anpassen lassen und darüber hinaus auch die Anforderungen an eine schnelle und kostengünstige, aber auch hochwertige Bauausführung erfüllen.

Diese Broschüre enthält in übersichtlicher Form wesentliche Hinweise für Architekten und Tragwerksplaner, die sie in die Lage versetzen sollen, die Leistungsfähigkeit dieser Bauweise optimal auszunutzen. Des Weiteren soll sie für Lehrende und Studierende an Hochschulen und Universitäten eine nützliche Hilfe sein.

Aus dem Inhalt:

- Grundlagen der Planung (Bauphysik, Ausschreibung, Herstellung, Transport, Montage)
- Tragwerke (Geschossbau, Hallenbau, vertikale und horizontale Lastabtragung)
- Tragelemente (Pfeifen, Binder, Deckenplatten, Unterzüge, Stützen, Fundamente)
- Typenprogramm für Tragelemente
- Knotenpunkte (Auflager, Verbindungen, Stützenstöße)
- Tragfähigkeitstabellen