

2016

BetonKalender

Sonderdruck

Elementbauweise mit Gitterträgern nach Eurocode 2

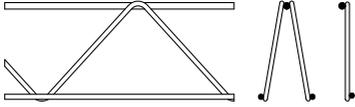
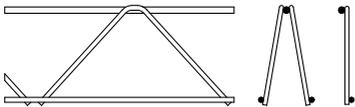
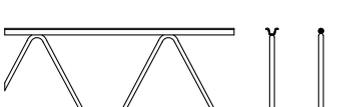
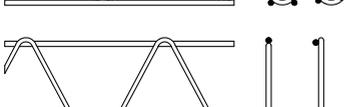
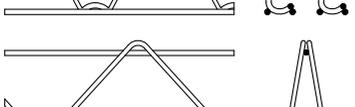
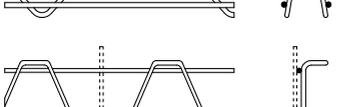
Johannes Furche

Ulrich Bauermeister

 **Ernst & Sohn**
A Wiley Brand

FILIGRAN
TRÄGERSYSTEME

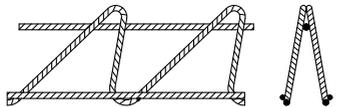
FILIGRAN-Gitterträger

	E / EH	Trägerhöhe Untergurt - Ø Diagonalen - Ø Diagonalenabstand Obergurt - Ø	70 - 400 mm 5 - 14 mm 5 - 9 mm 200 mm / variabel 8 - 16 mm
	D / DH	Trägerhöhe Untergurt - Ø Diagonalen - Ø Diagonalenabstand Obergurt - Ø	60 - 200 mm 5 - 14 mm 5 - 7 mm 200 mm / variabel 8 - 16 mm
	EQ	Trägerhöhe Untergurt - Ø Diagonalen - Ø Diagonalenabstand Obergurt - Ø	80 - 300 mm 5 mm 7 mm 200 mm 5 mm
	S / SE	Trägerhöhe Untergurt - Ø Diagonalen - Ø Diagonalenabstand Obergurt	120 - 400 mm 6 - 16 mm 7 - 10 mm 250 mm 40 x 2 mm / Ø 8 - 10 mm
	SE2A / SE2B	Trägerhöhe Untergurt - Ø Diagonalen - Ø Diagonalenabstand Obergurt - Ø	120 - 410 / 400 mm 5 - 12 mm 5 - 9 mm 250 oder 300 mm 5 - 12 mm
	EW	Trägerhöhe Untergurt - Ø Diagonalen - Ø Diagonalenabstand Obergurt - Ø	130 - 320 mm 5 - 12 mm 5 - 7 mm 200 mm 5 - 10 mm
	SWE SWA mit Abstandhalter	Trägerhöhe Untergurt - Ø Diagonalen - Ø Diagonalenabstand Obergurt - Ø	120 - 390 mm 5 - 12 mm 5 - 9 mm 300 mm 5 - 12 mm
	DSP	Trägerhöhe Untergurt - Ø Diagonalen - Ø Diagonalenabstand Obergurt - Ø	60 - 200 mm 8 - 16 mm 5 - 7 mm 250 mm / variabel 5 - 14 mm

Bezeichnungssystem und - beispiel:

Typ	Höhe [cm] - Untergurt [mm]	Diagonale [mm]	Obergurt [mm]
E	15 - 06	7	16

FILIGRAN-Durchstanzbewehrung

	FDB II	Höhe Untergurt - Ø Diagonalen - Ø Diagonalenabstand Obergurt - Ø	130 - 300 mm 10 mm 9 mm 200 mm 10 mm
------------------------------------------------------------------------------------	---------------	------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------

Bezeichnungssystem und - beispiel:

Typ	Höhe [cm] / Schlaufenüberstand oben [cm] - Elementlänge [cm]
FDB II	16 / 4 - 60

IV Elementbauweise mit Gitterträgern nach Eurocode 2

Johannes Furche, Leese

Ulrich Bauermeister, Leese

Beton-Kalender 2016: Beton im Hochbau, Silos und Behälter.

Herausgegeben von Konrad Bergmeister, Frank Fingerloos und Johann-Dietrich Wörner
© 2016 Ernst & Sohn GmbH & Co. KG. Published 2015 by Ernst & Sohn GmbH & Co. KG.
ISBN 978-3-433-03074-5



Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	1	3.2.4.2	Querkraftbewehrung	80
2	System	2	3.2.4.3	Plattendicken und Randbewehrung	81
2.1	Systementwicklung und Grundlagen	2	3.2.4.4	Auflager	81
2.2	Gitterträger	6	3.2.4.5	Bewehrungsstöße	86
2.2.1	Entwicklung von Gitterträgern	6	3.2.5	Durchstanzan	89
2.2.2	Bauaufsichtliche Zulassungen	8	3.2.5.1	Bemessungskonzept	89
2.2.3	Materialeigenschaften der Gitterträger	11	3.2.5.2	Erste Durchstanzversuche an Elementdecken	91
2.2.3.1	Zulassung und Norm	11	3.2.5.3	Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II	92
2.2.3.2	Gitterträger nach DIN 488	11	3.2.5.4	Durchstanzsysteme in Elementdecken	99
2.2.3.3	Gitterträger nach Zulassung	17	3.2.6	Nicht vorwiegend ruhende Einwirkung	101
2.3	Fertigteile mit Gitterträgern	19	3.2.6.1	Grundlagen	101
2.3.1	Eurocode 2 und bauaufsichtliche Zulassungen	19	3.2.6.2	Erste Versuche mit Gitterträgern	102
2.3.2	Produktnormen für Fertigteile mit Gitterträgern	19	3.2.6.3	Aktuelle Regelungen	103
			3.2.6.4	Bemessungsbeispiele und Bemessungshilfen	104
3	Elementdecken	19	3.2.7	Elementdecken mit integrierten Leitungen	108
3.1	Montagezustand	19	3.2.7.1	Stahlbetonplatten ohne Schubbewehrung	108
3.1.1	Grundlagen	19	3.2.7.2	Gitterträger als örtliche Querkraftzulage	110
3.1.2	Bemessungshilfen für den Montagezustand	23	4	Balken-, Rippen- und Plattenbalkendecken	111
3.1.3	Verstärkte Gitterträger	30	4.1	System	111
3.1.4	Besondere Aspekte der Anwendung	37	4.2	Montagezustand	113
3.1.4.1	Montagestützweite nach europäischer Produktnorm	37	4.3	Endzustand	114
3.1.4.2	Biegetragverhalten bei gezogenem Gitterträgerobergurt	38	4.3.1	Grundlagen	114
3.1.4.3	Kragarme	39	4.3.2	Bewehrung und Konstruktion	114
3.1.4.4	Stoßen von Gitterträgergurten	40	4.3.3	Zulagebewehrung	116
3.1.4.5	Sonderkonstruktionen	40	4.3.4	Balkendecken	118
3.2	Endzustand	45	4.3.5	Stahlbetonrippendecken	118
3.2.1	Grundlagen der Bemessung	45	4.3.6	Plattenbalkendecken	119
3.2.1.1	Monolithische Tragwirkung	45	4.3.7	Bemessungshilfen	119
3.2.1.2	Drillsteifigkeit von Elementdecken	46	5	Elementwände	133
3.2.1.3	Bemessung mit der Finite-Elemente-Methode (FEM)	49	5.1	System	133
3.2.1.4	Gebrauchszustand von Elementdecken	51	5.2	Montagezustand	134
3.2.1.5	Normenregelungen zur Bemessung und Konstruktion	54	5.3	Endzustand	141
3.2.2	Biegebemessung	54	5.3.1	Bemessungsgrundlagen	141
3.2.2.1	Querschnittsbemessung	54	5.3.2	Gelenkig gelagerte Wände	142
3.2.2.2	Bemessungsverfahren und Momentenumlagerung	55	5.3.3	Biegesteife Anschlüsse	145
3.2.3	Querkraftbemessung	58	5.3.4	Nicht vorwiegend ruhende Einwirkung	145
3.2.3.1	Grundlagen und Modelle	58	5.3.5	Konstruktion	146
3.2.3.2	Schubkraftübertragung in Verbundfugen	59	5.4	Wasserundurchlässige Betonbauwerke	149
3.2.3.3	Querkraftnachweis	65	5.4.1	Elementwandlängen und Bewehrung	149
3.2.3.4	Bemessungsbeispiele und Bemessungshilfen	70	5.4.2	Elementwände nach WU-Richtlinie	151
3.2.4	Konstruktion	73	5.4.3	Ausführung als WU-Konstruktion	153
3.2.4.1	Verbundbewehrung	73			

5.5	Kerngedämmte Elementwände	154
5.5.1	System und Gitterträger.	154
5.5.2	Konstruktion und Bemessung	155
5.5.3	Wärmedämmung und Wärme- durchlasswiderstände.	157
6	Sonderkonstruktionen	157
7	Zusammenfassung	158
8	Literatur	159

1 Einführung

Die Elementbauweise mit Gitterträgern verbindet die Flexibilität der Ortbetonbauweise mit den Vorteilen der Vorfertigung. Sie ist besonders in deutschsprachigen Ländern weit verbreitet [1]. Nach unterschiedlichen Angaben werden in Deutschland über 70% der Hochbaudecken als Elementdecke ausgeführt. Aufwendige Schalungsarbeiten auf der Baustelle werden bei dieser Bauweise eingespart und zeitintensive Arbeitsvorgänge ins Fertigteilwerk verlagert. Durch effiziente Werksvorfertigung können Gesamtbauzeiten verringert und durch automatisierte Reproduzierbarkeit ein hohes Maß an Qualität gesichert werden. Trotzdem gewährleistet eine individuelle und auftragsbezogene Fertigung einen hohen Grad an Variabilität im Grundriss und bei der Anwendung von Einbauteilen.

Der Beton-Kalender 2009 [2] enthält bereits einen umfassenden Beitrag zur Bauweise mit Gitterträgern. Später wurde die Bemessung der Verbundbauteile auf das Konzept nach Eurocode 2 umgestellt, die Betonstahlnorm DIN 488 eingeführt und unter anderem neue Untersuchungen zum Montagezustand von Elementdecken sowie zum Endzustand als zweiachsig gespannte Flachdecken durchgeführt. Der vorliegende Beitrag wurde daher komplett überarbeitet und aktualisiert.

Transport- und Montagezustände begrenzen die Abmessungen und Gewichte von Fertigteilen. Bei der Elementbauweise wird zur Gewichtsreduzierung der Fertigteile nur ein Teil des Bauteils vorgefertigt und später auf der Baustelle mit Ortbeton ergänzt. Bei Decken- und Wandfertigteilen werden die Transportgewichte auf etwa ein Drittel gegenüber Vollfertigteilen mit gleicher Fläche reduziert. Ein weiterer Vorteil gegenüber Vollfertigteilen ergibt sich durch die Möglichkeit, Verbindungen zwischen verschiedenen Bauteilen durch Übergreifungsstöße auszuführen.

Bei der Elementdecke wird der untere Teil der Decke als etwa 5 cm bis 7 cm dicke Fertigteilplatte im Fertigteilwerk vorgefertigt. Diese Fertigteilplatte (Bild 1) enthält im Allgemeinen die komplette untere Biegezugbewehrung der Haupttragrichtung. Nach der Montage dieses Halffertigteils auf der Baustelle werden die Ortbetonbewehrung und die Aufbetonschicht zum fertigen Bauteil ergänzt. Das statische System und die Spannweiten können wie bei Ortbetondecken gewählt werden.

Die Transport- und Montagesteifigkeit der Elementdeckenplatten wird durch Gitterträger sichergestellt. Die Gitterträger (Bild 2) werden mit den Untergur-

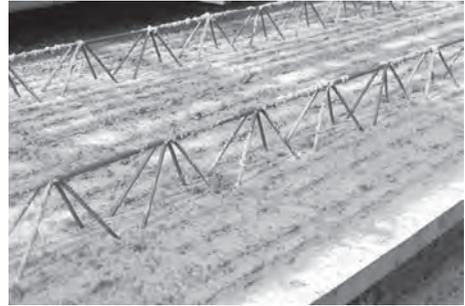


Bild 1. Fertigteilplatte mit Gitterträgern



Bild 2. Gitterträger (Standardgitterträger)

ten in die Fertigteilplatte einbetoniert. Dabei ragen die Gitterträgerdiagonalen zusammen mit dem Obergurt aus der Oberseite der Platte heraus. Die Gitterträger erhöhen durch ihre Fachwerkwirkung die Querkraft- und Biegetragfähigkeit sowie die Biegesteifigkeit der Fertigteilplatte. Außerdem übernehmen sie als Bewehrungselemente Funktionen im Endzustand der fertigen Decke. Die Untergurte der Gitterträger sind Teil der Biegezugbewehrung, die Gitterträgerdiagonalen wirken als Querkraftbewehrung und sichern den Verbund zwischen Fertigteile und Ortbetonschicht.

Auch Wände werden als Verbundbauteile mit Gitterträgern ausgeführt. Dabei werden die zwei äußeren Schichten, die miteinander durch Gitterträger verbunden sind, vorgefertigt und als ein Fertigteilelement (Bild 3) zur Baustelle geliefert. Der Raum zwischen den Fertigteilplatten wird auf der Baustelle mit Ortbeton verfüllt und damit das Halffertigteilelement zur fertigen Wand ergänzt.

Bei der Anwendung und Bemessung ist zwischen dem Montage- und Endzustand zu unterscheiden. Die Regelungen hierzu werden im Beitrag erläutert.

Beton-Kalender 2016: Beton im Hochbau, Silos und Behälter.

Herausgegeben von Konrad Bergmeister, Frank Fingerloos und Johann-Dietrich Wörner

© 2016 Ernst & Sohn GmbH & Co. KG. Published 2015 by Ernst & Sohn GmbH & Co. KG.

ISBN 978-3-433-03074-5



Bild 3. Elementwand mit Gitterträgern im Montagezustand



Bild 4. Elementdecke als Flachdecke (Deckenuntersicht)

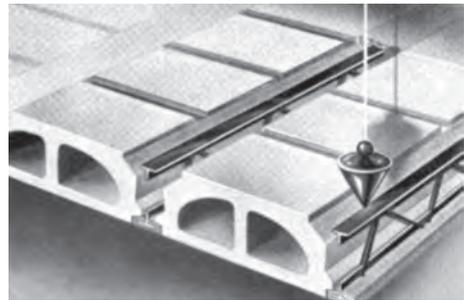


Bild 5. Betonsteindecke mit Fachwerkträgern aus T- und U-Profilen (1949) aus [4]

Bemessungshilfen nach aktuellen Zulassungen und Normen werden zur Verfügung gestellt. Zweiachsig gespannte Decken und Flachdecken mit punktuellen Unterstüzungen (Bild 4) können in Elementbauweise ausgeführt werden [3]. Neuere Untersuchungen und Bemessungsansätze hierzu werden vorgestellt.

2 System

2.1 Systementwicklung und Grundlagen

Die Elementbauweise mit Gitterträgern hat sich aus der Balkendecke entwickelt [4]. Zunächst wurden an Gitterträgern Betonfüßleisten betoniert. Zusammen mit Zwischenbauteilen aus Beton oder Ziegel und dem Ortbeton wurden damit Balken- und Rippendecken ausgeführt. Mit zunehmendem Vorfertigungsgrad und erhöhten Krankapazitäten auf den Baustellen entwickelten sich daraus die Elementdecke und später auch die Elementwand.

Ausgangspunkt für die Entwicklung waren Stahl-fachwerkträger aus T- und U-Profilen, die für Dachtragwerke entwickelt wurden. Solche in [1] beschriebenen Träger und andere Bandstahlträger [5]

wurden bereits Ende der 40er-Jahre des vorigen Jahrhunderts mit einer angerüstelten Betonfüßleiste versehen. Zwischen diese Träger und auf die Betonfüßleiste wurden Beton- oder Ziegelsteine gelegt (Bild 5). Die Fachwerkträger mit Betonfüßleiste erhielten im Montagezustand Zwischenunterstützungen. Nachdem der Zwischenraum zwischen den Steinen im Bereich der Fachwerkträger ausbetoniert wurde, wirkten die Fachwerkträger im Verbund zusammen mit dem Ortbeton und stellten die Tragfähigkeit in Trägerlängsrichtung sicher. Quer zu den einachsig gespannten Trägern wurde die Deckenbelastung durch die Zwischenbauteile oder einer vor Ort betonierten Aufbetonschicht übertragen.

In den 50er-Jahren wurden vollautomatische Schweißautomaten zur Herstellung von Trägern aus Rundstahl entwickelt. Für diese Träger prägte sich die Bezeichnung Gitterträger. Bild 6 zeigt beispielhaft einen der ersten Gitterträger von 1954 mit einem Untergurt aus zwei Rundstäben, welche im Betonbalken als untere Biegezugbewehrung wirkten. Die weitere Entwicklung der Gitterträger und der heutige Stand werden in Abschnitt 2.2 näher beschrieben.

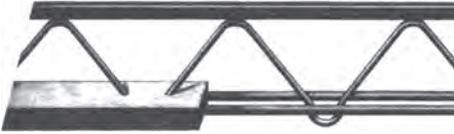


Bild 6. SK-Gitterträger mit Rundstahluntergurten nach [4]

Für die entwickelten Gitterträger und Deckensysteme wurden bauaufsichtliche Zulassungen erwirkt. Die Erteilung bauaufsichtlicher Zulassungen erfolgte in Deutschland zunächst auf Länderebene, da die Bauaufsicht in die Zuständigkeit der Bundesländer fällt. Aufgrund eines Abkommens mit den Ländern übernahm ab 1968 das neu gegründete Institut für Bautechnik (IfBt), das seit 1993 Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt) heißt, diese Aufgabe. Es wurden verschiedene Gitterträger für unterschiedliche Deckensysteme zugelassen.

In Zulassungen für Ziegeldecken (z. B. [6, 7]) wurden sowohl Balkendecken als auch Rippendecken geregelt. In Balkendecken wurden statisch nicht mitwirkende Zwischenbauteile eingesetzt, die zwar Belastungen quer zu den Gitterträgern verteilen, aber in Längsrichtung der Gitterträgerbalken keine tragende Funktion übernehmen. Für die Ausführung als Rippendecke war die Ausbildung einer mindestens 5 cm dicken Ortbetonschicht oberhalb der Ziegelsteine erforderlich. Der maximale Achsabstand der Gitterträger betrug nach [7] für die vorgenannten Fälle 75 cm.

In Ziegeldecken wurden auch Steine eingesetzt, die in Längsrichtung tragende Funktionen übernehmen. Diese Ziegel hatten im oberen Bereich einen verringerten Lochanteil. Dadurch konnte dieser Bereich Druckkräfte übertragen und als Druckzone für die Balkenlängsrichtung genutzt werden. Die Seitenwände der Ziegel hatten Nuten, um ein Zusammenwirken zwischen dem Ziegelstein und dem Betonsteg zu gewährleisten.

Es wurden in verschiedenen Decken auch andere Gitterträgertypen sowie auch Betonsteine als Zwischenbauteile eingesetzt (z. B. [8]). Später wurde die Anwendung von Ziegelsteinen und Betonsteinen innerhalb einer Zulassung wie z. B. in [9] (Bild 7) parallel beschrieben. Die unterschiedlichen Zwischenbauteile selbst wurden in entsprechenden Produktnormen geregelt. Für Zwischenbauteile aus Beton war nach der Zulassung [9] die Vorläufnorm der DIN 4158 [10], für die Ziegelsteine die Vorläufnormen zur DIN 4159 [11] bzw. DIN 4160 [12] maßgebend. Hinweise zur Anwendung und Bemessung von aktuell verwendeten Systemen werden in Abschnitt 4 gegeben.

Parallel zu vorgenannten Systemen wurden auch Gitterträger mit an den Untergurten befestigten Holzleisten entwickelt und seit Ende der 50er-Jahre eingesetzt. In einer Ausführung nach [13] wurde als Schalung ein Stahlblech zwischen den Trägern auf der Fußleiste angeordnet, welches anschließend manuell wieder entfernt wurde. Die Holzleiste verblieb als verlorene Schalung am Träger.

In anderen Systemen wie z. B. nach [14] wurden später Schalungs- oder Verdrängungskörper aus Holz, Metall und Kunststoff verwendet, die als verlorene Schalung im Bauwerk belassen wurden. Durch Betonieren der Zwischenräume im Bereich der Gitterträger und einer durchgehenden Aufbetonschicht über den Schalungskörpern wurden Rippendecken oder Plattenbalkendecken erstellt. Diese und ähnliche Systeme mit Holzfußleisten zeichneten sich durch einen geringen Vorfertigungsgrad und hohen manuellen Aufwand auf der Baustelle aus. Sie konnten sich gegenüber vorgefertigten Systemen am Markt nicht behaupten und verloren zunehmend an Bedeutung. Die letzte deutsche Zulassung [15] für einen solchen Gitterträger mit Holzfußleiste lief Ende 2003 aus.

Für Balkendecken mit Zwischenbauteilen wurden je nach Deckensystem Gitterträger mit Betonfußleisten in Breiten von etwa 10 cm bis 15 cm verwendet. Eine erste Weiterentwicklung bestand darin, diese

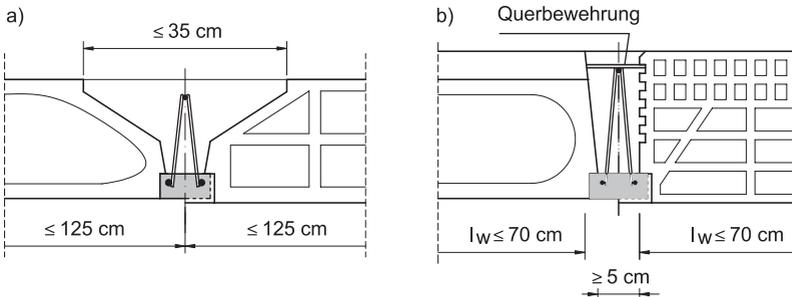


Bild 7. Balken- und Rippendecken mit Zwischenbauteilen nach [9]; a) Balkendecke, b) Rippendecke

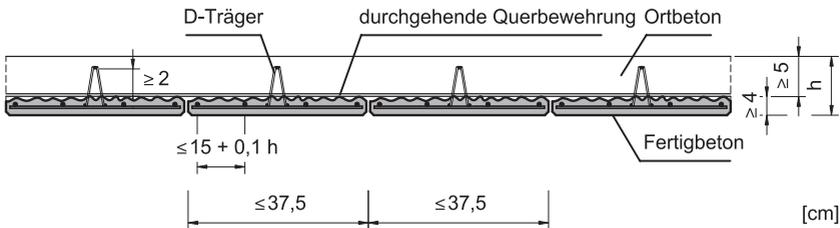


Bild 8. Streifenelemente mit Gitterträgern aus [17]

Betonleiste als schmale Platte etwa 30 cm breit auszuführen. Solche Streifenelemente wurden ohne zusätzliche Zwischenbauteile allein mit einer Aufbetonschicht zur fertigen Decke ergänzt. Dabei enthielten die Fertigteillemente jeweils einen Gitterträger und gegebenenfalls zugelegte Biegezugbewehrung. Eine Querbewehrung wurde durchgehend auf den Fertigteillementen verlegt.

Mit dem Bestreben nach höherem Vorfertigungsgrad und steigenden Krankkapazitäten auf den Baustellen wurden die Fertigteilplatten zunehmend breiter und es entwickelte sich die heute übliche Elementdecke. In den ersten Zulassungen für Elementdecken waren die Ausführungen mit schmalen Streifenelementen und den breiteren Fertigteillementen parallel beschrieben. In einer der ersten Zulassungen für Elementdecken [16] aus dem Jahr 1965 wurde bei einer Mindestplattendicke von 4 cm eine Mindestplattenbreite von 1,5 m gefordert. Schmalere Passplatten waren jedoch möglich. Sie mussten bis 30 cm Breite mindestens einen und über 30 cm mindestens zwei Gitterträger enthalten. In späteren Versionen dieser Zulassung fand sich als Maximalbreite einer Platte mit einem Gitterträger der Wert 33 cm. Andere Zulassungen für Elementdecken z. B. aus 1978 [17] gaben einen Wert von 37,5 cm an (Bild 8).

Eine maximale Plattenbreite findet sich weder in den zitierten noch in aktuellen Zulassungen. Standardbreiten entwickelten sich aufgrund der Produktions- und Transportkapazitäten von 1,80 m über 2,20 m und 2,40 m zu einem heute weit verbreiteten Nennmaß von 2,50 m. Mit entsprechenden Transportgenehmigungen werden in Ausnahmefällen heute auch 3,00 m breite Elementfertigteilplatten eingesetzt.

Die maximalen Gitterträgerabstände betragen nach [16] 62,5 cm bzw. 75 cm. Der maximale Randabstand betrug 30 cm. Der größere Achsabstand durfte bei „voller Verbundbewehrung“ ausgenutzt werden. In der DIN 1045 von 1972 wurden erstmals Elementdecken genormt. Dort und auch in den späteren Versionen [18] und [19] wurde der maximale Abstand der Verbundbewehrung quer zur Tragrich-

tung auf das Fünffache der Deckenstärke, jedoch auf maximal 75 cm begrenzt. Der maximale Abstand vom Längsrand der Platte betrug danach 37,5 cm. Die DIN 1045-1:2001 [20] enthält keine gesonderten Angaben für maximale Abstände von Verbundbewehrungen. Die DIN 1045-1:2008 [21] sowie der aktuelle Eurocode 2 [22] in Verbindung mit dem deutschen Anhang [23] enthalten wiederum die letztgenannten Grenzen.

Bereits in ersten Zulassungen für Elementdecken wurden sowohl einachsig als auch zweiachsig gespannte Decken geregelt. In der Zulassung [16] von 1965 hieß es dazu: „Die Fertigteilplatten erhalten bei Decken mit Hauptbewehrung nach einer Richtung die gesamte untere Feldbewehrung nach DIN 1045. Bei kreuzweise bewehrten Platten erhalten die Fertigplatten die Feldbewehrung einer Richtung. Die Bewehrung der anderen Richtung wird in den Ortbeton eingelegt. Bei raumgroßen Fertigplatten kann die Bewehrung beider Richtungen in die Fertigplatten eingelegt werden.“ Seit 1972 ist diese Regelung auch in der DIN 1045 enthalten. In der Version von 1978 [18] hieß es im Abschnitt 19.7.7 Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht: „Bei einachsig gespannten Platten muss die Hauptbewehrung stets in der Fertigplatte liegen. Die Querbewehrung richtet sich nach Abschn. 20.1.6.3 (Anm.: *Querbewehrung in einachsig gespannten Platten*). Sie kann in der Fertigteilplatte oder im Ortbeton angeordnet werden. Liegt die Querbewehrung in der Fertigplatte, so ist sie an den Plattenstößen nach den Abschn. 18.5 (Anm.: *Verankerungen*) und 18.6 (Anm.: *Stöße*) zu verbinden, z. B. durch zusätzlich in den Ortbeton eingelegte oder dorthin aufgebogene Bewehrungsstäbe mit beidseitiger Übergreifungslänge $l_{ü}$ nach Abschnitt 18.6.3.2 (Anm.: *Übergreifungslänge bei Zugstößen*). Liegt die Querbewehrung im Ortbeton, so muss auch in der Fertigplatte eine Mindestquerbewehrung nach Abschn. 20.1.6.3 3. Satz (Anm.: *Querbewehrung unter Einzel- und Streckenlasten*), liegen. Bei zweiachsig gespannten Platten ist die Feldbewehrung einer Richtung in der Fertigplatte, die der anderen im Ortbeton anzuordnen.“ Diese Regelung galt sinngemäß auch nach der DIN 1045 von 1988 [19].

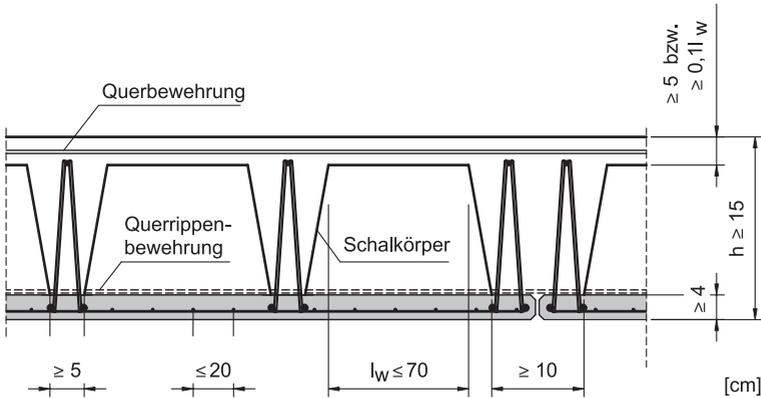


Bild 9. Elementrippendecke nach [9]

Bei dickeren Decken wurden auf die Fertigteilplatten auch Schalkkörper als verlorene Schalung aufgebracht, wodurch sich die Eigenlast der Decke verringerte. Zwischen den Schalkkörpern wurden im Bereich der Gitterträger Rippen betoniert. Diese Decken wurden als Elementrippendecken in verschiedene Zulassungen aufgenommen. In [24] wurde für den maximalen Achsabstand der Rippen derselbe Wert von 62,5 cm wie der Trägerabstand in Elementdecken vorgegeben. In anderen Zulassungen für Decken mit Betonfußleisten wie [9] aus 1979 wurde hingegen der lichte Abstand der Rippen zu maximal 70 cm festgelegt (Bild 9). Als verlorene Schalung wurden unterschiedliche Materialien eingesetzt. Wenngleich der Marktanteil der Elementrippendecke gering ist, kann das System noch heute auf der Grundlage von Zulassungen ausgeführt werden.

Für die Bemessung und Konstruktion der verschiedenen Systeme wurden Anwendungsregeln erarbeitet und in Zulassungen festgelegt. Zulassungsbestimmungen für biegesteife Bewehrungen (Gitterträger) zur Verwendung in Stahlbetondecken wurden zusammenfassend 1974 und 1975 von *Manleiter* [25] erläutert.

Parallel zur Entwicklung der Halbfertigteilbauweise wurden auch andere Anwendungsfelder für den Einsatz von Gitterträgern erschlossen. Eine typische Anwendung war und ist der Einsatz in Spaltenböden. Spaltenböden sind balken- oder gitterrostartige Stahlbetonbauteile als Fußböden für Stallanlagen in der Nutztierhaltung. Typisch ist ein nach unten schmaler werdender Balkenquerschnitt. Für die Bewehrung bietet sich daher der Einsatz von im Querschnitt entsprechend ausgeformten Gitterträgern an. Anwendung finden Einzelspalten sowie Mehrfachspalten (Bild 10). Spaltenböden mit Gitterträgern waren ursprünglich in bauaufsichtlichen Zulassungen

wie z. B. in [26] aus 1978 geregelt. Bemessung und Anwendung folgten prinzipiell den Normregelungen für Stahlbeton. Für die Beschreibung und Überwachung der Gitterträger allein wurde später eine spezielle Zulassung für diese Anwendung als nicht mehr notwendig angesehen. 1982 teilte das Institut für Bautechnik in [27] mit, dass zukünftig keine Zulassung für Spaltenböden mehr erteilt werden und ergänzte dazu: „Werden Gitterträger als Bewehrungselemente verwendet, so können diese in Anlehnung an Zulassungen für Gitterträger beurteilt werden.“ Wie in Spaltenböden, wurden auch in anderen Balken und Stützen Gitterträger als Bewehrungselemente eingesetzt. Dieser Anwendungsfall wurde und wird in einzelnen Zulassungen für Balkendecken erfasst.

Nach dem Prinzip der Elementendecke entwickelte sich später auch die Elementwand. Dabei werden zwei ca. 5 cm bis 7 cm dicke Fertigteilplatten, die mit Gitterträgern auf Abstand gehalten werden, im Fertigteilwerk vorgefertigt. Bild 11 zeigt einen Auszug aus einer der ersten Zulassungen für dieses System aus dem Jahr 1971. Der Raum zwischen den beiden Platten wird auf der Baustelle mit Ortbeton verfüllt und zur fertigen Wand ergänzt. Für die Bemessung wurde die Wand als monolithisch angesehen. In der Zulassung [28] hieß es dazu: „Bei der Bemessung der Fertigwandschalen und des Ortbetonkerns nach DIN 1045 einschließlich ihrer Ergänzungen darf so vorgegangen werden, als ob der Ge-

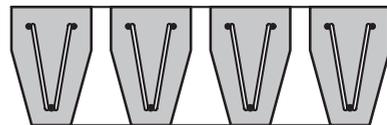


Bild 10. Spaltenböden mit Gitterträgern

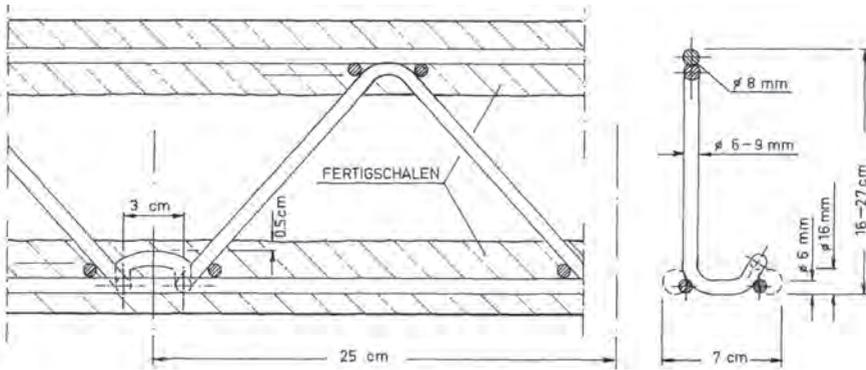


Bild 11. Elementwand mit Gitterträgern nach [28]

samtquerschnitt von Anfang an einheitlich hergestellt worden wäre.“ Für die Bemessung im Endzustand wurde auf die Bemessungsnorm für Beton- und Stahlbetonbau verwiesen. Der Montage- und Betonierzustand der Wand wurde in der Zulassung behandelt.

Die Anforderungen an Gitterträger als Bewehrungselemente sind zwischen verschiedenen Zulassungen weitgehend angeglichen worden und die Materialkennwerte des verwendeten Betonstahls entsprechen heute denen anderer Bewehrungsformen. Das führte zur Normung von Gitterträgern innerhalb der Normenreihe DIN 488 für Betonstahl (vgl. Abschnitt 2.2.3.2). Diese Norm regelt jedoch nicht die Anwendung, weshalb derzeit noch Zulassungen gelten.

Parallel zu bestehenden nationalen bauaufsichtlichen Zulassungen wurden europäische Produktnormen für Fertigteile erstellt, in denen auch Stahlbe-

tonfertigteile mit Gitterträgern genormt sind (vgl. Abschnitt 2.3.2).

2.2 Gitterträger

2.2.1 Entwicklung von Gitterträgern

Gitterträger sichern die Transport- und Montagezustände der vorgefertigten Betonelemente und sie wirken als Bewehrung im Endzustand des Stahlbetonbauteils. In den Montagezuständen stellen sie durch die Fachwerkwirkung die Biegesteifigkeit der Fertigteilplatte sicher. Im Endzustand wirken die Untergurte im Allgemeinen als Biegezugbewehrung, die Diagonalen als Verbund- bzw. Schubbewehrung.

Die Ausbildung der Gurt- und Diagonalstäbe als Rundstahl ist vorteilhaft beim Ansatz als Bewehrung im Endzustand. Wurden zunächst Stäbe aus glattem Rundstahl verwendet, führte die Entwick-

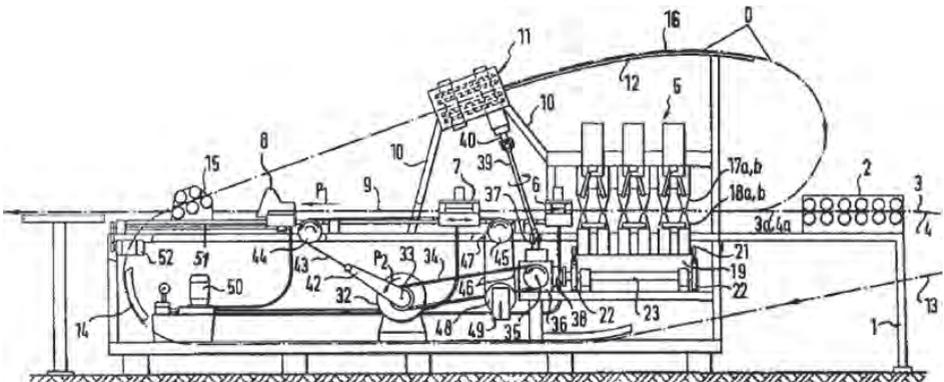


Bild 12. Patentzeichnung einer Gitterträgermaschine aus [29]

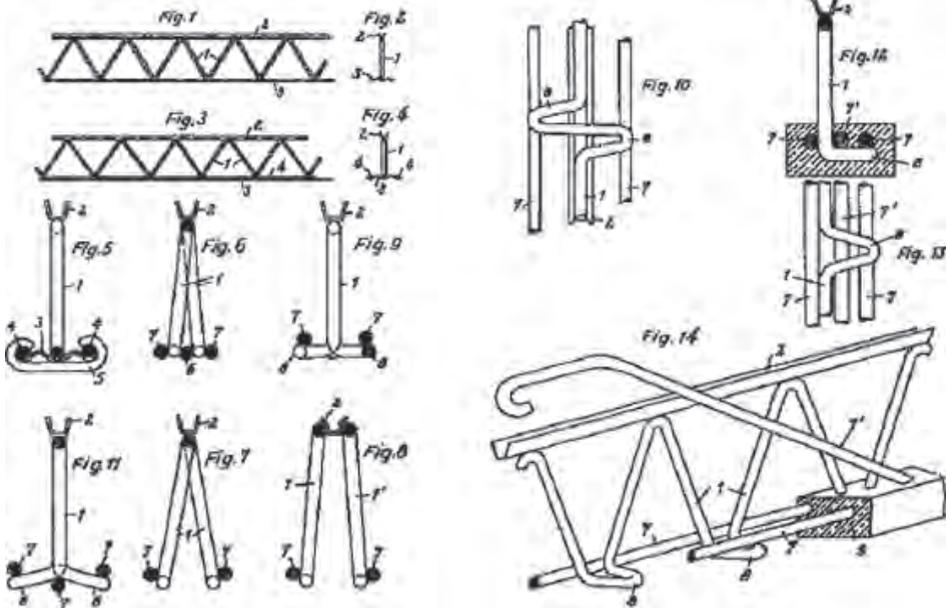


Bild 13. Auszug aus einer Patentschrift für Gitterträger [30]

lung über den Einsatz profilierter Stäbe hin zum Einsatz gerippter Betonstähle als Gitterträgergurte.

Die Fertigung der Gitterträger erfolgte und erfolgt mit automatisierten Anlagen. Die einzelnen Stäbe werden durch elektrisches Widerstandsschweißen verbunden. Einzelne Gitterträbertypen mit geklemmten Verbindungen haben sich nicht durchgesetzt. Es gab zahlreiche Entwicklungen unterschiedlicher Automaten zur Herstellung von Gitterträgern. Bild 12 zeigt als Beispiel eine Patentzeichnung [29].

Ziel zahlreicher Entwicklungen war es einerseits, die Wirtschaftlichkeit der Produktion zu steigern. Andererseits waren verschiedene Gitterträgermaschinen erforderlich, um der Entwicklung unterschiedlicher Varianten von Gitterträgern gerecht zu werden. Geprägt wurde die Entwicklung unterschiedlicher Gitterträger durch die jeweilige Anwendung und durch die Bedeutung, welche den unterschiedlichen Gitterträgerfunktionen beigegeben wurde. Der Obergurt der Gitterträger wirkt im Montagezustand als Druckgurt. Daher wurde in verschiedenen Varianten die Knicksteifigkeit des Obergurtes durch Variation des Obergurtquerschnittes oder durch seitlich geneigte Diagonalen verbessert, um größere Montagestützweiten zu erreichen. Bild 13 zeigt beispielhaft einen Ausschnitt aus einem Patent [30] von S. Keller, in welchem verschie-

dene Trägervarianten dargestellt sind. In die Betonfußleiste wurden in Abhängigkeit von der Belastung und der Spannweite zusätzlich zu den Untergurten auch Stäbe als Biegezugbewehrung eingelegt. Zur Aufnahme dieser Zulagestäbe und zur Vermeidung von Spaltrissen in den Fußleisten im Bereich der Verankerung kann die Ausbildung von Schlaufen am Untergurt sinnvoll sein, wie heute noch aktuelle Regelungen zur Zulagebewehrung in Abschnitt 4.3.3 belegen. Auch diese Funktion führte zu unterschiedlichen Gitterträgerformen, wie in Bild 13 beispielhaft zu erkennen ist.

Neben den vorgenannten Gitterträgerfunktionen bestimmte auch die Wirtschaftlichkeit der Produktion und der Ausführung sowie die Forderung nach Stapelbarkeit und einfachem Einbau der Gitterträger deren Entwicklung. Für vielseitige Anwendungen wurde ein im Querschnitt dreieckförmiger Gitterträger mit zwei Untergurtstäben und einem Obergurtstab entwickelt. Die Untergurte werden mit dem Obergurt durch steigende und fallende Diagonalen verbunden. Bild 14 zeigt einen Gitterträger mit jeweils am Untergurt unterbrochenen Diagonalbögen. Diese Gitterträger werden häufig in Balkendecken eingesetzt [31]. Der Vorteil bei der Produktion dieses Gitterträbertyps besteht darin, dass der Abstand der unteren Knotenpunkte zwischen ca. 18 cm und 21 cm und in Sonderfällen bis 25 cm variiert werden kann. Dadurch können bei der Fertigung von

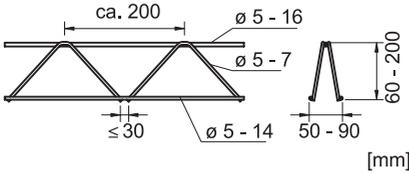


Bild 14. Gitterträger mit unterbrochenen Diagonalen [31] für die Anwendung in Balkendecken

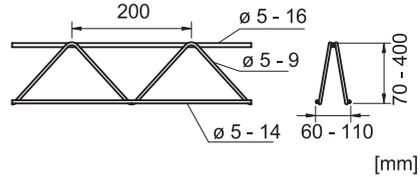


Bild 15. Standardgitterträger mit durchgehenden Diagonalen [32] für die Anwendung in Elementdecken

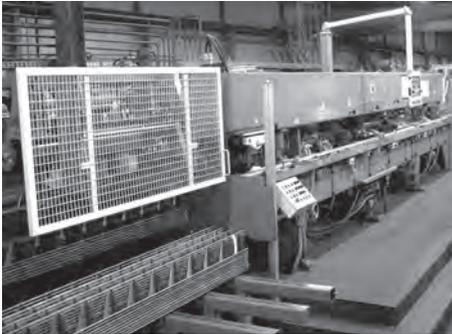


Bild 16. Maschine zur Herstellung von Gitterträgern (Werksfoto Filigran)

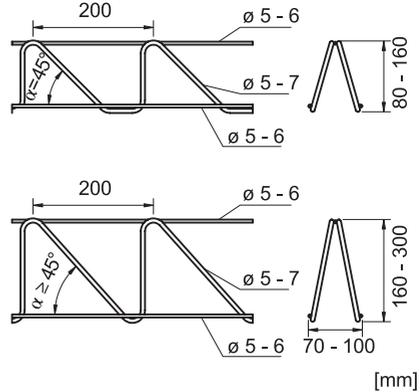


Bild 17. Schubgitterträger mit erhöhter Querkraftaufnahme zur Anwendung in Elementdecken und -wänden [33, 34]

praktisch beliebigen Trägerlängen Untergurtnoten am Ende der Gitterträger gewährleistet werden. Dadurch endet grundsätzlich eine Druckdiagonale auf dem Endauflager, was für die Querkrafttragfähigkeit der Fertigteile im Montagezustand vorteilhaft ist. Ein weiterer Vorteil dieses Gitterträgers ergibt sich aus den zwei Schweißpunkten je Untergurtnoten, wodurch sich zwei Verankerungspunkte für die als Biegezugbewehrung wirkenden Untergurte ergeben.

Gitterträger mit durchgehenden Diagonalenschlangen erlauben eine schnelle und wirtschaftliche Produktion. Diese Gitterträger nach Bild 15 haben sich als Standardträger für die Anwendung in Elementdecken [32] durchgesetzt und werden auf modernen Maschinen (Bild 16) vorzugsweise in Lagerlängen von 14 m produziert. Inzwischen sind auf neueren Maschinen auch Gitterträger mit durchgehenden Diagonalen mit einem von 200 mm abweichenden Knotenabstand produzierbar.

Zur Anwendung als Querkraftbewehrung bei erhöhter Querkraftbelastung der Stahlbetondecken und -wände wurden spezielle Gitterträger entwickelt. Die Diagonalen dieser Schubgitterträger (Bild 17) sind in Längsrichtung abwechselnd annähernd senkrecht und geneigt angeordnet. Die im Endzustand tragenden Diagonalen sind zugelassen mit Durchmessern von 5 mm, 6 mm und 7 mm [33]

bzw. 6 mm und 7 mm [34], wobei ausschließlich der Durchmesser 7 mm in der Praxis üblich ist. Außerhalb geltender Zulassungen wurden in besonderen Fällen auch Durchmesser von 8 mm und 9 mm eingesetzt. Die Diagonalen müssen zum Auflager hin steigend angeordnet werden, damit diese als Schubbewehrung wirken. Die Gurte dieser Schubgitterträger haben Durchmesser von 5 mm bis 6 mm.

Die aktuell angewendeten Gitterträger werden in bauaufsichtlichen Zulassungen beschrieben (vgl. Abschnitt 2.2.2) bzw. auch in der DIN 488-5 (vgl. Abschnitt 2.2.3.2) geregelt.

2.2.2 Bauaufsichtliche Zulassungen

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen enthalten einheitliche allgemeine und besondere Bestimmungen. In den besonderen Bestimmungen werden der jeweilige Zulassungsgegenstand und der zugehörige Anwendungsbereich festgelegt. Zulassungsgegenstand ist im Allgemeinen der Gitterträger selbst und nicht das Fertigteil. Für bestimmte Bauteile wie Wandelemente mit Innendämmung ist das Bauteil Zulassungsgegenstand.

Tabelle 1. Allgemein bauaufsichtlich zugelassene Gitterträger (Stand: Januar 2015) mit Anwendungsbereichen

laufende Nummer	Gitterträgetyp	Bezeichnung	Zulassung	Literatur	Abmessungsbereich			Anwendung				Besonderheiten	
					Bauhöhe [mm]	Untergürt-durchmesser [mm]	Diagonalen-durchmesser [mm]	Obergürt-durchmesser [mm]	Elementdicke	Elementwand	Balkendicke		Sonderbauteile
1		D	Z-15.1-90 Z-15.1-148 Z-15.2-40	[55] [31] [41]	60-200 60-200 120-200	5-14 5-14 5-12	5-7 5-7 5-7	5-16 5-16 8-10	X X X	X X X			
		DH	Z-15.1-148	[31]	60-200	5-14	5-7	5-16		X		X	
3		EH	Z-15.1-148	[31]	70-300	5-14	5-9	5-16		X		X	
4		KT 800	Z-15.1-1	[54]	60-300	5-16	5-8	8-16	X			X	
		GT 100	Z-15.1-98 Z-15.1-142	[151] [37]	110-292 70-300	5-14 5-12	5-8 5-7	5-16 5-12	X X	X		X	
		E	Z-15.1-147 Z-15.1-148	[32] [31]	70-400 70-300	5-14 5-14	5-9 5-9	5-16 5-16	X X		X	X	
		E	Z-15.1-155	[152]	110-290	5-14	5-6	5-12	X	X		X	
		ST 2005	Z-15.1-303	[35]	70-300	5-12	5-7	5-12	X			X	
		E	Z-15.2-40	[41]	120-400	5-12	5-7	8-10	X	X		X	
		KT 800	Z-15.2-100	[159]	130-360	5-8	5-7	8-12	X	X		X	
		ALD	Z-15.2-261 Z-15.1-262 Z-15.2-130	[158] [36] [157]	130-360 70-300 120-350	5-8 5-14 5-12	5-7 5-9 5-7	8-12 8-14 8-10	X X X			X X X	
5		EV	Z-15.1-147	[32]	180-300	6	7/9	10/16	X			X	
6		KTS	Z-15.1-38	[34]	80-300	5-6	6-7	5-6	X	X		X	X
		KTS	Z-15.2-100	[159]	80-300	5-6	6-7	5-6				X	X
		EQ	Z-15.1-93	[33]	80-300	5-6	5-7	5-6	X			X	X
		EQ	Z-15.1-143 Z-15.2-40	[40] [41]	80-280 120-300	5-6 5	6-7 5-7	5-6 5	X X			X X	
7		EW	Z-15.2-40	[41]	130-320	5-12	5-7	5-10	X			X	
		KT 900	Z-15.2-100	[159]	130-360	5	5-6	5-8	X			X	
		ALW	Z-15.2-261	[158]	130-360	5-8	5-6	5-8	X			X	
8		FDB II	ETA 13/0521	[39]	130-300	10	9	10	X				X ¹⁾
9		KTP	Z-15.1-289	[38]	100-400	6	8	10	X				X
10		KTW 200	Z-15.2-9	[160]	130-400	8-7	6-8	8	X			X	X
11		KTW 300	Z-15.2-9	[160]	130-400	8-7	6-8	8	X			X	X
12		KTE	Z-15.2-100	[159]	130-400	6	5-8	6	X			X	
13		KT 100	Z-15.1-136	[52]	100-180	6	7-8	³⁾	X				X
14		S	Z-15.1-145	[51]	110-420	6-16	7-10	³⁾		X		X	
		S	Z-15.1-145	[51]	110-420	6-16	7-10	8-10		X		X	
15		SE	Z-15.1-145	[51]	110-420	5-16	7-10	³⁾		X		X	
		SE	Z-15.2-40	[41]	120-420	5-12	5-9	5-12	X			X	
16		SE2	Z-15.2-40	[41]	120-420	5-12	5-9	5-12	X			X	
		SE2	Z-15.2-140	[58]	120-420	6-12	5-9	8-12			X ⁴⁾	X	
		SE2	Z-15.2-259	[59]	120-400	5-8	6-7	8-10			X ⁴⁾	X	
17		SWE	Z-15.2-40	[41]	120-410	5-12	5-9	5-12	X			X	
18		V-Tech	Z-15.1-21	[153]	120-300	10-25	6-12	10-20		X			⁵⁾

¹⁾ spezielle Durchstanzbewehrung

²⁾ profilierter Gurt aus Stahlband (vgl. Bild 22)

³⁾ profilierter Gurt aus Bandstahl 40 mm x 2,0 mm (vgl. Bild 21)

⁴⁾ wärmeisolierte Wand

⁵⁾ Gitterträger mit Metall-Aktivgas-Schweißen gefertigt

Es liegen Zulassungen für unterschiedliche Gitterträgertypen vor. Die Form, Abmessungen sowie die Werkstoffeigenschaften werden in den jeweiligen Zulassungen genau beschrieben. Der Anwendungsbereich der Gitterträger wird anhand der Bauteile, in denen sie verwendet werden, festgelegt. Zugelassen sind Gitterträger für die Anwendung in „Fertigteilplatten mit statisch mitwirkender Ortbeton-schicht“ (Elementdecken), für die Anwendung in Balken- und Rippendecken einschließlich Balken sowie für den Einsatz in Elementwänden. Außerdem wurden Zulassungen für Sonderbauteile mit Gitterträgern erteilt. Eine Zuordnung bauaufsichtlich zugelassener Gitterträger mit deren Anwendungsbereichen zeigt Tabelle 1.

Die Tabelle 1 gibt den veröffentlichten Stand vom Januar 2015 für nationale bauaufsichtliche Zulassungen des Deutschen Institutes für Bautechnik (DIBt) für Gitterträger und Bauteile mit Gitterträgern wieder. Nach dieser Aufstellung liegen für 18 unterschiedliche Gitterträger Zulassungen vor. Diese Typen sind mit ihren Kurzbezeichnungen den Zulassungsnummern zugeordnet. Weiterhin sind die Grenzabmessungen der Gitterträger entsprechend der jeweiligen Zulassung und der zugehörige Anwendungsbereich sowie ausgewählte Besonderheiten angegeben. Die Zusammenstellung erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit, da unregelmäßig Neuzulassungen und Zulassungsänderungen erteilt werden können. Maßgeblich sind die Regelungen der jeweils gültigen Zulassung.

Für einige Gitterträgertypen liegen mehrere Zulassungen für unterschiedliche Anwendungsbereiche vor. Für den D-Gitterträger nach lfd. Nummer 1 ist beispielsweise die Anwendung in Elementdecken, in Balkendecken und Elementwänden in insgesamt drei unterschiedlichen Zulassungen geregelt.

Für andere Typen, wie für den Standardträger nach lfd. Nummer 4, liegen mehrere Zulassungen für den gleichen Anwendungsfall der Elementdecke vor. Jedoch unterscheiden sich die zugelassenen Bauhöhen sowie Untergurt-, Diagonalen- und Obergurtdurchmesser. Vom Anwender sind zusätzlich die jeweils zugelassenen Anwendungsbedingungen zu berücksichtigen. Diese können für gleiche Typen in verschiedenen Zulassungen unterschiedlich geregelt sein. So sind bestimmte Schubgitterträger nach lfd. Nummer 6 auch für nicht vorwiegend ruhende Einwirkungen (vgl. hierzu Abschnitt 3.2.6) oder auch als Durchstanzbewehrung (vgl. hierzu Abschnitt 3.2.5) zugelassen, während für andere Gitterträger dieser Anwendungsbereich nicht durch die Zulassung abgedeckt ist.

Unterschiedliche Anwendungsbedingungen oder abweichende Detailregelungen in verschiedenen Zulassungen für einen Gitterträgertyp können mehrere Ursachen haben. Bestimmte Anwendungsfälle sind grundsätzlich vom Antragsteller zu beantragen

und die dazu erforderlichen Produkteigenschaften sind nachzuweisen. Entsprechend sind die durch die Zulassung abgedeckten Abmessungsbereiche auch einer entsprechenden Überwachung zu unterziehen. Allein der Verzicht eines Antragstellers darauf kann zu begrenzten Anwendungsbereichen führen. Außerdem können weiter gefasste Abmessungen für die zugelassenen Gitterträger Zusatzregelungen erforderlich machen, die in anderen Zulassungen entbehrlich sind. Auch im Detail unterschiedlich festgelegte Knotenscherkräfte, unterschiedliche Betonstahlsorten oder variierende Vorgaben zur Eigen- und Fremdüberwachung können Grund unterschiedlicher Regelungen sein.

Für die Anwendung von Gitterträgern in Elementdecken gelten jedoch Gemeinsamkeiten. Die Bemessung der Fertigteile im Montagezustand (vgl. Abschnitt 3.1) sowie im Endzustand (vgl. Abschnitt 3.2) basiert auf den gleichen Grundsätzen und resultiert in prinzipiell ähnlichen Regelungen. Nach den vorliegenden Zulassungen dürfen zur Schnittgrößenermittlung keine Verfahren nach der Plastizitätstheorie oder nichtlineare Verfahren angewendet werden (vgl. Abschnitt 3.2.2).

Im jeweiligen Anwendungsbereich der Zulassungen wird auch die Anrechenbarkeit der Gitterträger im Montage- und Endzustand festgelegt. Im Allgemeinen werden Gitterträger als Biegezug-, Verbund- und Schubbewehrung in Ortbeton- und Fertigteilkonstruktionen angewendet. Die Anwendung als Durchstanzbewehrung wird in [33, 34, 38] ergänzend geregelt oder ist für spezielle Durchstanzbewehrungen gesonderter Zulassungsgegenstand [39].

Einzelne Funktionen der Gitterträger im Endzustand werden in bestimmten Zulassungen begrenzt oder ausgeschlossen. Gurte von Schubgitterträgern [33, 34, 40] dürfen aufgrund verminderter Anforderung an das Verhältnis von Zugfestigkeit zu Streckgrenze im Endzustand nicht als Biegezugbewehrung angerechnet werden. Sie sind auch nicht anrechenbar im Montagezustand der Decken [33] oder der Elementwände [41]. Auch andere Gitterträger dürfen im Montagezustand nicht angesetzt werden, wenn bestimmte Mindestabmessungen unterschritten werden. So dürfen beispielsweise nach Zulassung [32] Gitterträger mit Obergurtdurchmesser kleiner als 8 mm nicht zur Aufnahme von Deckenlasten herangezogen werden.

Gitterträger nach bauaufsichtlichen Zulassungen werden aus Betonstählen und in Einzelfällen die Obergurte auch aus Bandstählen gefertigt. Die Gitterträgerform wird in den jeweiligen Zulassungen durch Zeichnungen und zusätzliche Angaben beschrieben. Es werden Durchmesserbereiche für die Stäbe und Gitterträgerhöhen angegeben (Tabelle 1). Nicht in allen Fällen sind für den gesamten zugelassenen Abmessungsbereich auch Bemessungswerte zum Montagezustand festgelegt. Dies ist zwar bei

der Festlegung von Montagestützweiten zu berücksichtigen (vgl. Abschnitt 3.1), beschneidet aber den Zulassungsbereich selbst nicht.

2.2.3 Materialeigenschaften der Gitterträger

2.2.3.1 Zulassung und Norm

Die Anwendung von Gitterträgern wird aktuell in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt (vgl. Abschnitt 2.2.2). Diese Zulassungen enthalten auch erforderliche Materialeigenschaften der Gitterträger selbst. Frühere Zulassungen bezogen sich auf die inzwischen ersetzte Version der Norm für Betonstahl DIN 488:1984 [42]. In dieser früheren Ausgabe der Norm waren Gitterträger nicht explizit geregelt, jedoch enthielt sie Anforderungen an Betonstahl, auf welche in Gitterträgerzulassungen Bezug genommen wurde. In der aktuellen Normenreihe für Betonstahl DIN 488:2009 bzw. 2010 [43–48] werden hingegen auch Gitterträger geregelt. Eine Produktzertifizierung ist zwar auf der Grundlage der Norm möglich. Jedoch werden Gitterträger weiterhin auf der Grundlage allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassungen angewendet und auch zertifiziert. Wengleich sich die Anforderungen in den Zulassungen weitestgehend mit denen der aktuellen DIN 488 decken, wurden in einzelnen Zulassungen von der Norm abweichende Anforderungen festgelegt. Für die Materialeigenschaften der Gitterträger und somit auch für deren Zertifizierung gilt die jeweils zugrunde gelegte Regelung.

2.2.3.2 Gitterträger nach DIN 488

Die Normenreihe DIN 488 regelt schweißgeeignete Stähle zur Bewehrung von Beton. Die aktuelle Norm für Betonstahl behandelt die Herstellformen Betonstabstahl sowie Betonstahl und Bewehrungsdraht in Ringen. Betonstahl in Ringen bzw. in Coils wird vor dem Einbau in Richtenanlagen weiterverarbeitet und ggf. gebogen. Zudem sind in der Norm die Verarbeitungsstufen Betonstahlmatten und Gitterträger erfasst. Geregelt werden in der Normenreihe die Stahlsorten, die Eigenschaften, die Kennzeichnung und die Übereinstimmungsnachweise. Die sechs Teile der Norm sind in Tabelle 2 gelistet.

Die Grundanforderungen an die Betonstähle werden in Teil 1 der DIN 488 [43] zusammengefasst. Gerippter Betonstahl wird in die Sorten Normalduktil B500A und Hochduktil B500B unterteilt. Maßgebend für die Einteilung in die Duktilitätsklasse sind als Duktilitätskennwerte die Gesamtdehnung A_{gt} bei Höchstlast und das Streckgrenzenverhältnis R_m/R_e . Letztgenannter Wert bezeichnet das Verhältnis aus Zugfestigkeit zur Streck- bzw. 0,2%-Dehngrenze. Zusätzlich zum gerippten Betonstahl wird normalduktiler Bewehrungsdraht mit glatter Oberfläche B500A+G sowie mit profilierter Oberfläche B500A+P geregelt.

Tabelle 2. Teile der DIN 488 für Betonstahl

Teil der Norm	Titel	Lit.
DIN 488-1	Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung	[43]
DIN 488-2	Betonstabstahl	[44]
DIN 488-3	Betonstahl in Ringen, Bewehrungsdraht	[45]
DIN 488-4	Betonstahlmatten	[46]
DIN 488-5	Gitterträger	[47]
DIN 488-6	Übereinstimmungsnachweis	[48]

Tabelle 3 zeigt einen Auszug der wesentlichen Anforderungen an die Quantilwerte der mechanischen Eigenschaften. Für Betonstahl vom Ring gelten die Anforderungen für den Zustand nach dem Richtprozess. Zusätzlich zur Tabelle 3 gilt für hochduktile Betonstähle (B500B) für das Verhältnis aus dem Istwert der Streckgrenze und der Nennstreckgrenze ein oberer Grenzwert von $R_{e,ist}/R_{e,nenn} = 1,3$. Weitere Anforderungen an die genormten Betonstähle betreffen die Dauerschwingfestigkeit, die Biegefähigkeit, die Schweißknotenscherkraft von Betonstahlmatten und Gitterträgern, die bezogene Rippenfläche für gerippte Stäbe bzw. die Profilmaße für profilierte Stäbe. Anforderungen an die Schweißeignung ergeben sich aus der zulässigen chemischen Zusammensetzung.

Die Anforderungen der DIN 488 in Tabelle 3 an gerippten Betonstahl mit Nenndurchmesser ab 6 mm entsprechen denen im Nationalen Anhang [23] zur Bemessungsnorm Eurocode 2. Glatte oder profilierte Bewehrungsdrähte entsprechen aufgrund verminderter Verbundeigenschaften nicht den Anforderungen der Bemessungsnorm. Auch gerippte Stäbe mit Durchmessern kleiner als 6 mm erfüllen aufgrund reduzierter Anforderungen an die Duktilitätskennwerte nicht die Anforderungen der Bemessungsnorm an normalduktilen Bewehrungsstahl. Anwendungsbedingungen dieser Bewehrungen sind daher gesondert zu regeln, z. B. in bauaufsichtlichen Zulassungen oder Anwendungsnormen für bestimmte Stahlbetonbauteile.

Zur Anwendung in Gitterträgern sind in DIN 488-1 [43] Nenndurchmesser von 4 mm bis 10 mm in Stufen von 0,5 mm und Nenndurchmesser 11 mm, 12 mm, 14 mm und 16 mm geregelt. Nenndurchmesser unter 6 mm sind nach DIN 488-1 „nicht für Anwendung nach DIN 1045-1“. Diese Einschränkung bezieht sich auf die seinerzeit gültige Bemessungsnorm und gilt sinngemäß auch für die aktuelle nationale Anwendungsnorm [23] zum Eurocode 2 und begründet sich in den reduzierten Duktilitäts-

Tabelle 3. Anforderungen (Auszug) an Betonstähle nach DIN 488-1 [43]

Kurzname	B500A	B500B	B500A+G	B500A+P	
Oberfläche	gerippt	gerippt	glatt	profilert	
Erzeugnisform / Lieferform	Betonstahl in Ringen, abgewinkelte Erzeugnisse, Betonstahlmatten, Gitterträger	Betonstabstahl, Betonstahl in Ringen, abgewinkelte Erzeugnisse, Betonstahlmatten, Gitterträger	Bewehrungsdraht in Ringen und Stäben, Gitterträger		Quantile p (%) bei $W = 1 - \alpha = 0,90$ (einseitig)
Streckgrenze R_e ^{a)} [N/mm^2] ^{b)}	500	500	500	500	5
Streckgrenzenverhältnis R_m/R_e	1,05 ^{c)}	1,08	1,05 ^{c)}	1,05 ^{c)}	10
Prozentuale Gesamtdehnung bei Höchstkraft A_{gt} [%]	2,5 ^{c)}	5,0	2,5 ^{c)}	2,5 ^{c)}	10
Unter- oder Überschreitung der Nennquerschnittsfläche A_n [%]	+ 6 / - 4	+ 6 / - 4	+ 6 / - 4	+ 6 / - 4	5 / 95

^{a)} Streckgrenze bzw. 0,2%-Dehngrenze $R_{p0,2}$ bezogen auf Nennquerschnitt

^{b)} 1 MPA = 1 N/mm²

^{c)} $R_m/R_e \geq 1,03$ und $A_{gt} \geq 2,0$ für die Nenndurchmesser 4,0 mm bis 5,5 mm

kennwerten für die dünnen Stäbe in der DIN 488. Die Durchmesser 14 mm und 16 mm sind für Gitterträger nur als glatte Obergurte oder als hochduktiler Betonstahl genormt.

Der fünfte Teil der Normenreihe DIN 488-5:2009 [47] für Gitterträger legt über allgemeine Regelungen im Teil 1 hinaus detaillierte Lieferbedingungen sowie mechanische und geometrische Eigenschaften für Gitterträger als Bewehrung von Stahl- und Spannbeton fest. Ein Gitterträger ist danach ein zwei- oder dreidimensionales Bewehrungselement, bestehend aus einem Obergurt, einem oder mehreren Untergurten und durchgehenden oder unterbrochenen Diagonalen, die durch Widerstandspunktschweißen mit den Gurten an allen Berührungspunkten verbunden sind. Der Untergurt ist ein Satz von im unteren Teil des Gitterträgers in Längsrichtung angebrachten Bewehrungsstäben. Der Obergurt ist im oberen Teil des Gitterträgers angebrachte Längsbewehrung aus entweder Bewehrungsstahl oder Stahlband. Die Diagonalen sind Ober- und Untergurt eines Gitterträgers miteinander verbindende Bewehrungsstäbe. Sie bilden harmonische Rundungen bei kontinuierlichen Diagonalen oder sind voneinander unabhängige Elemente bei unterbrochenen Diagonalen.

Die spezifischen Anforderungen an die zur Herstellung von Gitterträgern verwendeten Stahlorten B500A und B500B sind in den Normenteilen DIN 488-1, 488-2 und 488-3 enthalten. Die Gitterträger können aus unterschiedlichen Betonstahlsorten aufgebaut sein. Für Obergurte können auch warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen nach DIN EN 10025-2 verwendet werden. Die Verbindungen zwischen Gurten und Diagonalen sind durch Buckelschweißen (elektrisches Widerstandspunktschweißen) auf automatischen Maschinen werkmäßig herzustellen.

Gitterträgerformen werden in der DIN 488-5 [47] mit zwei Ausnahmen nur beispielhaft ohne detaillierte Vorgaben an die Geometrie festgelegt. Diese offene Festlegung entstammt der europäischen Normenvorlage. Die Bilder 18 und 19 zeigen beispielhafte Gitterträgerformen nach DIN 488-5.

Zur Festlegung der Gitterträgerabmessungen dient Bild 20 aus DIN 488-5 [47] mit den zugehörigen Bezeichnungen. Danach wird unterschieden zwischen der Entwurfshöhe H_1 der Gitterträger, welche auf die Außenabstände der Gurte bezogen ist, und der Gesamthöhe H_2 , welche auch überstehende Diagonalelemente berücksichtigt. Es wird auch unter-

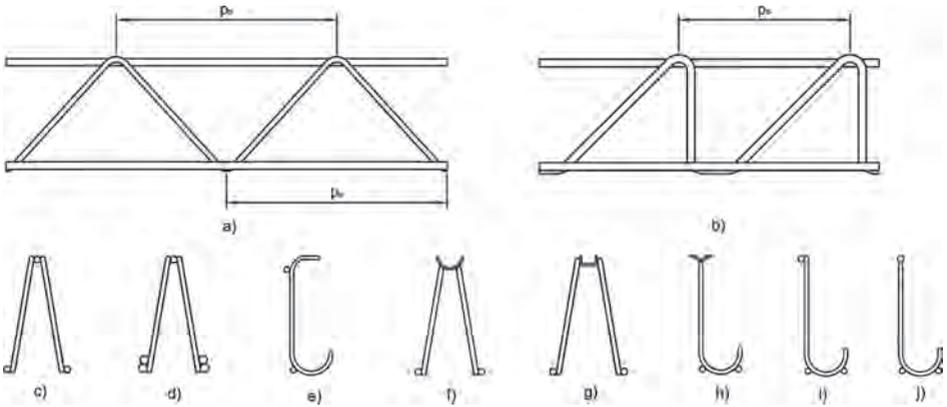


Bild 18. Beispiele für die Gestaltung von Gitterträgern mit kontinuierlichen Diagonalen nach DIN 488-5 [47]

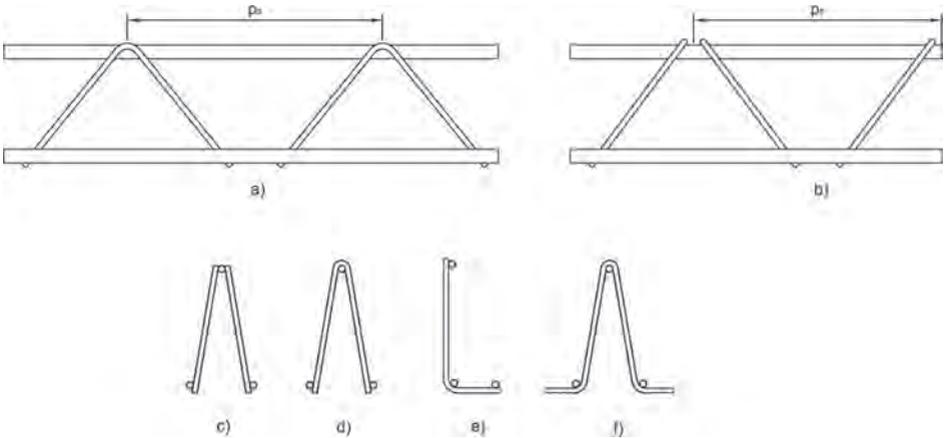


Bild 19. Beispiele für die Gestaltung von Gitterträgern mit unterbrochenen Diagonalen nach DIN 488-5 [47]

schieden zwischen der Entwurfsbreite B_1 , welche sich auf die Außenmaße der Gurte bezieht, und der Gesamtbreite B_2 , welche seitliche Diagonalenüberstände einschließt. Mögliche Überstände von Diagonalen über den Obergurt hinaus werden mit u_1 , entsprechende Überstände am Untergurt mit u_2 bezeichnet. Der Abstand p_s der Diagonalen in Trägerlängsrichtung ergibt sich aus Bild 18.

Für zwei Ausführungen von Gitterträgern mit Bandstahlübergurt wurden innerhalb der DIN 488-5 [47] detaillierte geometrische Vorgaben festgelegt. Die genannten Abmessungen entsprechen denen von zugelassener bzw. noch zugelassener Gitterträger. Grundlage für die unterschiedlichen Varianten der S-Gitterträger nach Bild 21 waren Zulassungen für die Anwendung in Dachelementen [49], Ele-

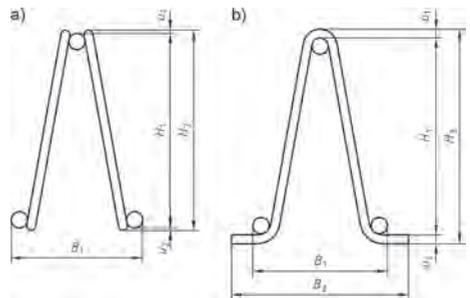


Bild 20. Höhen, Breiten und Überstände von Gitterträgern nach DIN 488-5 [47]

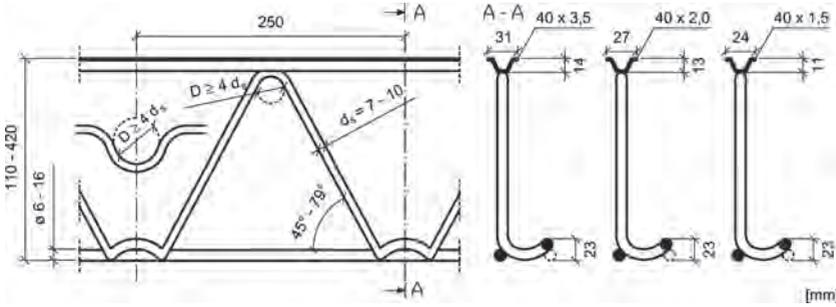


Bild 21. S-Gitterträger mit Obergurt aus profiliertem Stahlband nach DIN 488-5 [47]

mentdecken [50] und in Balkendecken [51]. Für die MQ-Gitterträger nach Bild 22 liegt eine Zulassung für die Anwendung in Elementdecken vor [52].

Für den Obergurt aus profiliertem Stahlband des MQ-Gitterträgers ist der Werkstoff S 235JR nach DIN EN 10025-2 zu verwenden. Für den Obergurt von S-Gitterträgern ist ein profiliertes Stahlband mit charakteristischen Werten der Streckgrenze von $R_e = 420 \text{ N/mm}^2$, der Zugfestigkeit von $R_m = 500 \text{ N/mm}^2$ und einer Bruchdehnung von $A_{10} = 8\%$ zu verwenden. Die Querschnittsfläche des Bandstahlobergurtes von S-Gitterträgern darf im Einzelfall um höchstens 4% vom Nennwert abweichen. Diese Vorgaben der Norm wurden aus Zulassungen übernommen.

Für die Schweißverbindungen der Gitterträger gelten detaillierte Vorgaben. Das Verhältnis von

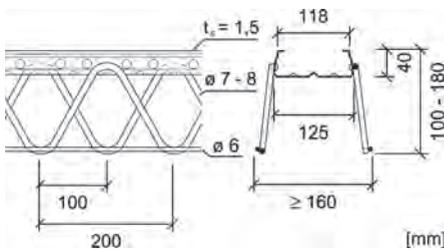


Bild 22. MQ-Gitterträger mit Obergurt aus profiliertem Stahlband nach DIN 488-5 [47]

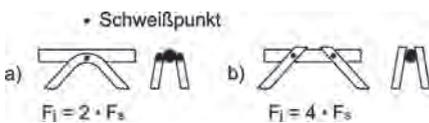


Bild 23. Festigkeit der Schweißverbindung F_j als Summe einzelner Schweißpunktfestigkeiten F_s , Beispiele nach DIN 488-5 [47]

kleinstem Nenndurchmesser d_{min} zu größtem Nenndurchmesser d_{max} muss bei miteinander verschweißten Stäben größer als 0,3 sein. Danach dürfen alle Stabdurchmesser zwischen 5 mm und 16 mm miteinander verschweißt werden. Falls Stahlbänder an Rundstäbe angeschweißt werden, gilt für die Dicke des Stahlbandes t_s abhängig vom Nenndurchmesser d der Diagonalen $t_s \geq 0,15 d$. Zusätzlich muss das Blech mindestens 1,5 mm dick sein. Die detailliert in den Bildern 21 und 22 beschriebenen Gitterträger halten diese Bedingungen ein.

Die erforderlichen Scherfestigkeiten der Schweißpunkte sind wie folgt geregelt. Die Verbindung kann aus einem oder mehreren Schweißpunkten bestehen. Die Festigkeit der Schweißverbindung F_j ergibt sich aus der Summe der Schweißpunktfestigkeiten F_s ($F_j = \Sigma F_s$). Bild 23 zeigt Beispiele von Zuordnungen zwischen Schweißverbindungen und Schweißpunkten nach DIN 488-5 [47].

Die Festigkeit der Schweißverbindung F_j muss abhängig von der Nennstreckgrenze $R_{e,Ch}$ und dem Nennquerschnitt A_{Ch} des Gurtes Gl. (1) entsprechen. Gleichzeitig müssen die einzelnen Knotenscherkräfte abhängig von der Nennstreckgrenze $R_{e,Di}$ und dem Nennquerschnitt A_{Di} der Diagonalen Gl. (2) bzw. Gl. (3) genügen.

$$F_j \geq 0,3 \cdot R_{e,Ch} \cdot A_{Ch} \tag{1a}$$

$$F_{j5\%} \geq 0,35 \cdot R_{e,Ch} \cdot A_{Ch} \tag{1b}$$

Für Diagonalen mit Verankerung durch Schweißpunkt und Biegung (z. B. nach Bild 23a) gelten die Gln. (2a) und (2b).

$$F_s \geq 0,3 \cdot R_{e,Di} \cdot A_{Di} \geq 4,5 \text{ kN} \tag{2a}$$

$$F_{s5\%} \geq 0,35 \cdot R_{e,Di} \cdot A_{Di} \tag{2b}$$

Für Diagonalen mit Verankerung nur durch den Schweißpunkt (z. B. nach Bild 23b) gelten die Gln (3a) und (3b).

$$F_s \geq 0,6 \cdot R_{e,Di} \cdot A_{Di} \geq 4,5 \text{ kN} \tag{3a}$$

$$F_{s5\%} \geq 0,7 \cdot R_{e,Di} \cdot A_{Di} \tag{3b}$$

Für die Knotenscherkräfte der Verbindungen zwischen Diagonale und Bandstahlobergurt wurden für die Gitterträger nach Bild 21 und 22 folgende Mindestwerte festgelegt:

Typ MQ: $F_s \geq 15,4 \text{ kN}$

Typ S mit $t_s = 1,5$ oder 2 mm : $F_s \geq 12,0 \text{ kN}$

Typ S mit $t_s = 3,5 \text{ mm}$: $F_s \geq 21,9 \text{ kN}$

Die nach den Gln. (1) bis (3) festgelegten Knotenscherkräfte stellen eine Vereinheitlichung der bisherigen Zulassungswerte dar. Das Konzept hierzu war bereits 1980 in einem Entwurf über Zulassungsrichtlinien [27] vom Deutschen Institut für Bautechnik enthalten. Im Endzustand müssen die Untergurte als Biegezugbewehrung und die Diagonalen als Verbund- bzw. Schubbewehrung verankert werden. Zur Verankerung der jeweils betrachteten Bewehrung dienen hierzu auch die angeschweißten Stäbe. Außerdem müssen die Scherkräfte den Belastungen im Montagezustand standhalten.

Für die Verankerung von Untergurten wurden nach [27] im Fall glatter Gurte 35 % und im Fall gerippter Gurte 30 % der Nennstreckkraft des Gurtstabes für die Festigkeit der Schweißverbindung als erforderlich angesehen. Liegen zwei Schweißpunkte direkt hintereinander, darf die erforderliche Knotenscherkraft auf zwei Schweißpunkte verteilt werden. Der Durchmesser der angeschweißten Diagonale hat als Verankerungselement für den Gurt keinen Einfluss auf die erforderliche Scherkraft. Die erforderlichen Knotenscherkräfte entsprechen in etwa denjenigen von Matten, bei denen die angeschweißten Querstäbe auch zur Verankerung genutzt werden. Der für gerippte Gurte genannte Wert von 30 % war als Kleinstwert festgelegt. Als Quantilwert wurde er in Gl. (1b) auf 35 % erhöht.

Die Verankerung der Diagonalen als Verbund- bzw. Schubbewehrung kann durch die Schweißverbindung mit dem Gurt und ggf. ergänzend durch eine Krümmung (Bild 23a) erfolgen. Zusätzlich ist bei der Festlegung erforderlicher Scherkräfte zu beachten, dass Zugversuche an einbetonierten Verankerungen höhere Widerstände zeigen als Versuche an freien Proben.

Die Scherfestigkeiten der Schweißknoten sind in Zugversuchen an nicht einbetonierten Gitterträgerproben nachzuweisen. Für den Nachweis der Diagonalenverankerung wird davon ausgegangen, dass bei nicht einbetonierten Proben nur ca. 70 % der in einbetoniertem Zustand zu verankernden Kräfte nachzuweisen sind. Bei Verankerung allein durch einen Schweißpunkt (vgl. Bild 23b) ist der vorgenannte Wert von 70 % der Stahlstreckkraft komplett durch den Schweißpunkt abzudecken. In Kombination mit einer Krümmung hat der angeschweißte Verankerungsstab etwa die Hälfte der zu verankernden Kraft zu übertragen, sodass in diesem Fall 35 %

der Stahlstreckkraft über den Schweißpunkt abzutragen sind. Wird die Nennstreckgrenze bei Standardgitterträgern mit glatten Diagonalen nicht ausgenutzt, können die erforderlichen Werte abgemindert werden. Wird bei einer Bemessung anstelle der Nennstreckgrenze von 500 N/mm^2 nur ein Wert von 420 N/mm^2 angesetzt, reduzieren sich die genannten Prozentsätze auf etwa 60 % bzw. 30 % der Nennstreckkraft der Stäbe. Die Umstellung der Mindestwerte auf Quantilwerte wurde in der DIN 488-5 [47] durch erhöhte Vorgaben von 70 % bzw. 35 % in den Gln. (2b) und (3b) ermöglicht.

Zusätzlich wurde ein Mindestwert der Scherfestigkeit von $4,5 \text{ kN}$ eingefordert. Dieser Wert ist auch in bauaufsichtlichen Zulassungen für Gitterträger enthalten. Er sichert die Mindestscherkraft im Fall von Diagonalen mit Durchmessern kleiner als 6 mm .

Die vorgenannten Anforderungen berücksichtigen die Anwendung der Gitterträger im Endzustand. Die normativ festgelegten Scherkräfte entsprechen für Gitterträger mit Standardabmessungen etwa bisherigen Zulassungswerten, sodass in diesen Fällen auch der Montagezustand nach bisherigen Regelungen gesichert ist. In Einzelfällen liegen allerdings die Normenanforderungen unterhalb denen der Zulassungen. Da DIN 488-5 [47] keine Anwendungsbedingungen für Gitterträger festgelegt, wurde in der Norm allein auf möglicherweise höhere erforderliche Scherkräfte im Hinblick auf den Montagezustand hingewiesen.

Die für Gitterträger mit Bandstahlobergurt festgelegten Mindestscherkräfte beruhen auf der Grundlage der bisher erteilten Zulassungen [15, 49–51] und decken damit die bisher zugelassene Anwendung ab.

Die DIN 488-5 [47] normt auch maximale Abweichungen der Gitterträger von den Sollabmessungen. Für die Herstellung gelten maximale Grenzabmaße für die Gitterträgerlänge, Gitterträgerhöhe, Gitterträgerbreite und für den Diagonalenabstand in Gitterträgerlängsrichtung. Für den Überstand von Diagonalen ist kein Grenzabmaß angegeben. Der maximale Überstand kann zum Zeitpunkt der Anfrage und Bestellung vereinbart werden.

Länge (L): $- 40 \text{ mm} / + 10 \text{ mm}$
für Gitterträgerlängen $\leq 5,0 \text{ m}$
 $- 0,8 \% / + 10 \text{ mm}$
für Gitterträgerlängen $> 5,0 \text{ m}$

Höhe (H_1, H_2): $- 3 \text{ mm} / + 1 \text{ mm}$

Breite (B_1, B_2): $\pm 7,5 \text{ mm}$

Abstand (p_s): $\pm 2,5 \text{ mm}$

Die Regelungen in DIN 488-5 [47] zu geometrischen Toleranzen bei der Fertigung weichen von bisherigen Festlegungen ab oder gehen darüber hinaus. Zulässige Abweichungen der Istabmessungen

Tabelle 4. Listengewichte in kg/m nach [53] für Standardgitterträger (Typ E) nach DIN 488-5

Nennhöhe H_1 (cm)	ØOG 8 mm	ØOG 10 mm	ØOG 12 mm		ØOG 14 mm	ØOG 16 mm
	ØDia 6 mm			ØDia 7 mm		
	ØUG 6 mm					
6	1,376	1,597				
7	1,402	1,623				2,760
8	1,431	1,652				2,797
9	1,461	1,683	1,953		2,469	2,838
10	1,494	1,715	1,986		2,512	2,881
11	1,528	1,750	2,020		2,558	2,927
12	1,554	1,786	2,056		2,606	2,976
13	1,601	1,822		2,366	2,656	3,025
14	1,638	1,860		2,418	2,707	3,076
15	1,677	1,898		2,471	2,759	3,129
16	1,716	1,937		2,524	2,812	3,182
17	1,755	1,977		2,578	2,866	3,236
18	1,796	2,017		2,634	2,921	3,291
19	1,836	2,058		2,690		
20	1,877	2,098				
21	1,918	2,140				
22	1,960	2,181				
23	2,002	2,223				
24	2,043	2,265				
25	2,086	2,307				
26	2,128	2,350				
27	2,170	2,392				
28	2,213	2,435				
29	2,256	2,478				
30	2,299	2,521				

ØOG = Obergurtdurchmesser, ØDia = Diagonalendurchmesser, ØUG = Untergurtdurchmesser

von den Gesamtabmessungen der Gitterträger sowie zulässige Abweichungen bei den Stabdurchmessern (vgl. Tabelle 3) führen zu abweichenden Gewichten gegenüber gelisteten Gitterträgergewichten. Das Institut für Stahlbetonbewehrung e. V. (ISB) hat deshalb die Ermittlung theoretischer Gitterträgergewichte geprüft und abgestimmte Gewichtstabellen zur Verfügung gestellt [53]. Tabelle 4 zeigt Listengewichte für Standardgitterträger nach DIN 488-5 analog Bild 18a mit Querschnitt nach Bild 20a. Die-

ser Gitterträgereotyp entspricht dem nach Bild 15 und Tabelle 1, lfd. Nummer 4.

Die Bezeichnung der Gitterträger kann nach DIN 488-5 durch Bezugnahme auf die Bilder der Norm erfolgen. Als Abmessung wird im Allgemeinen die Entwurfshöhe angegeben. Für die Zuordnung der Stäbe zu den Stahlsorten können die Abkürzungen U (Untergurt), D (Diagonale) und O (Obergurt) sowie A (B500A) und B (B500B) verwendet werden. Die Oberflächengestalt des Betonstahls sollte in der

Bezeichnung enthalten sein. In einem informativen Anhang zur DIN 488-5 [47] sind hierzu Beispiele angegeben, wovon hier zwei wiedergegeben werden:

Gitterträger nach Bild 2a und 2c (*Anmerkung: entspricht in diesem Beitrag Bild 18*) dieser Norm mit einer Entwurfshöhe von 150 mm, einem Obergurt von 8 mm Durchmesser (B500A+G), Diagonalen von 6 mm Durchmesser (B500A+G) und Untergurten von 7 mm Durchmesser (B500B):

Gitterträger DIN 488-5 / Bild 2a und 2c /
150 / U7B – D6A+G – O8A+G.

Gitterträger nach Bild 3 (*Anmerkung: analog Bild 21 in diesem Beitrag*) dieser Norm mit einer Entwurfshöhe von 220 mm mit Untergurten 8 mm (B500A), Diagonale 8 mm in B500A+G und Obergurt aus Bandstahl 40 × 2:

Gitterträger DIN 488-5 / Bild 3 / 220 /
U8A – D8A+G – 40 × 2

oder

Gitterträger DIN 488-5 / S / 220 /
U8A – D8A+G – 40 × 2

In Anlehnung an diese Beispiele wird im vorliegenden Beitrag die Kurzform „Typ Höhe (in cm) – Untergurtdurchmesser (in mm) Diagonalendurchmesser (in mm) Obergurtdurchmesser (in mm)“ gewählt. Beispielsweise hat ein Standardgitterträger Typ E nach Zeile 4 in Tabelle 1 bzw. Bild 15 mit Bauhöhe 10 cm, Untergurtdurchmesser 6 mm, Diagonalendurchmesser 7 mm und Obergurtdurchmesser 12 mm die Kurzbezeichnung E 10 – 06 7 12.

Der Übereinstimmungsnachweis für Betonstahl nach DIN 488 und somit auch für Gitterträger nach Teil 5 der Normenreihe wird im sechsten Teil der Normenreihe DIN 488-6 [48] geregelt. Darin wird das System der Eigen- und Fremdüberwachung geregelt. Für die mechanischen Eigenschaften der Gitterträger wie Streckgrenze, Streckgrenzenverhältnis, Dehnung bei Höchstlast und Schweißknotenscherkräfte werden darin vereinfachte Nachweise für die Bewertung der Prüfergebnisse zur Verfügung gestellt. Für diese Kennwerte sowie für die Querschnittsflächen der einzelnen Stäbe und die Rippung sind die Anforderungen der Norm für das langfristige Qualitätsniveau nachzuweisen. Für diesen Nachweis gilt ein Auswertzeitraum von 6 Monaten oder der letzten 200 Ergebnisse.

Der Nachweis der Dauerschwingfestigkeit von Gitterträgern wird nach DIN 488-6 [48] ausdrücklich nicht gefordert. Damit sind Gitterträger nach DIN 488 in Bauteilen unter Ermüdungsbeanspruchung nicht anwendbar.

2.2.3.3 Gitterträger nach Zulassung

Die Anforderungen an die mechanischen Eigenschaften bauaufsichtlich zugelassener Gitterträger werden in der jeweiligen Zulassung selbst geregelt. Zwar wird darin prinzipiell auf die Anforderungen der DIN 488 verwiesen. Zusätzlich werden jedoch Ergänzungen zur Norm geregelt sowie auch der Einsatz bauaufsichtlich zugelassener Bewehrung als Bestandteil der Gitterträger zugelassen.

Mehrere Gitterträgerzulassungen ermöglichen zusätzlich zum Einsatz genormter Betonstähle die Anwendung bauaufsichtlich zugelassener Bewehrungen. Diese betrifft auch den Einsatz von nicht rostenden Betonstählen B500NR mit gerippter und B500NG mit glatter Oberfläche (vgl. hierzu Tabelle 1).

Gerippter Betonstahl B500A ist in DIN 488-3 [45] nur bis einschließlich Nenndurchmesser 12 mm genormt. Größere Durchmesser zur Verwendung in Gitterträgern sind in Zulassungen wie z. B. [31] geregelt. Die Anforderung an die Rippengeometrie für den Durchmesser 14 mm wird ergänzend zur DIN 488-3 [45] direkt in den bauaufsichtlichen Zulassungen festgelegt. Bauaufsichtliche Zulassungen enthalten Mindestwerte für die Knotenscherkräfte abhängig von den Durchmessern der verschweißten Stäbe. Diese Werte können von den Anforderungen der DIN 488-5 [47] abweichen und berücksichtigen auch die Anforderungen an den Montagezustand.

In der Mehrzahl der Gitterträgerzulassungen wie z. B. [32, 54, 55] werden die Anforderungen an dünne Untergurte und Diagonalen mit Durchmesser 5 mm gesondert geregelt. Die Anforderung an das Streckgrenzenverhältnis und an die Gesamtdehnung bei Höchstlast wird dabei wie für andere Durchmesser von normalduktilen Betonstahl auf $R_m/R_e \geq 1,05$ bzw. $A_{gt} \geq 2,5\%$ festgelegt. Die Fußnote c) in Tabelle 3 aus DIN 488-1 [43] gilt somit nicht und die Stäbe sind als Bewehrung nach Eurocode 2 [22, 23] anrechenbar. Für die Gurte der Schubgitterträger [33, 34, 40] wurden die reduzierten Anforderungen der DIN 488 jedoch beibehalten, da diese Gurte im Rahmen der Zulassung nicht als Biegezugbewehrung angerechnet werden.

Die erhöhten Anforderungen an dünne Stäbe mit Stabdurchmesser 5 mm werden durch besondere Ausgangsqualitäten, abgestimmte Produktionsprozesse und auch durch erhöhte Istdurchmesser sichergestellt. Dieses wurde in den abgestimmten Listengewichten nach Tabelle 5 des Institutes für Stahlbetonbewehrung e.V. (ISB) [53] berücksichtigt. Tabelle 6 ergänzt die Gewichte zugelassener Schubgitterträger (vgl. Bild 17, Tabelle 1, lfd. Nummer 6), welche – im Gegensatz zu Gitterträgern nach DIN 488 – auch bei nicht vorwiegend ruhender Belastung zugelassen sind.

Tabelle 5. Listengewichte in kg/m nach [53] für bauaufsichtlich zugelassene Standardgitterträger (Typ E) mit dünnen Stäben von 5 mm Durchmesser

Nennhöhe H_1 [cm]	Montagegitterträger ¹⁾
	ØOG 8 mm ØDia 5 mm ØUG 5 mm
6	1,121
7	1,139
8	1,161
9	1,183
10	1,207
11	1,232
12	1,258
13	1,285
14	1,313
15	1,341
16	1,369
17	1,398
18	1,428
19	1,457
20	1,487
21	1,518
22	1,548
23	1,578
24	1,609
25	1,640
26	1,671
27	1,703
28	1,734
29	1,765
30	1,797

¹⁾ mit anrechenbaren Stäben

Die Standardausführung von Gitterträgern erfolgt unter Verwendung von kaltgezogenem Betonstahl. Die Oberflächengestaltung der Gitterträgerstäbe ist nach geltenden Zulassungen abhängig von der Anwendung glatt (B500A+G) oder gerippt (B500A). Jedoch gilt für Stäbe mit glatter Staboberfläche für den Endzustand im Allgemeinen eine auf $f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$ reduzierte anrechenbare Streckgrenze,

Tabelle 6. Listengewichte in kg/m nach [53] für bauaufsichtlich zugelassene Schubgitterträger [33, 34] für die Anwendung auch bei nicht vorwiegend ruhender Belastung

Nennhöhe H_2 [cm]	Schubgitterträger ¹⁾
	ØOG 5 mm ØDia 7 mm ØUG 5 mm
8	1,369
9	1,413
10	1,459
11	1,506
12	1,554
13	1,604
14	1,655
15	1,708
16	1,760
17	1,814
18	1,869
19	1,924
20	1,979
21	2,036
22	2,093
23	2,150
24	2,208
25	2,266
26	2,324
27	2,382
28	2,441
29	2,501
30	2,560

¹⁾ für nicht vorwiegend ruhende Belastung

sodass Gitterträgeruntergurte üblicherweise gerippt ausgeführt werden. Obergurte werden im Standardfall mit glatter Oberfläche (B500A+G) produziert.

Gitterträgerdiagonalen werden üblicherweise aus glattem Bewehrungsdraht (B500A+G) hergestellt. Nach den Zulassungen für Gitterträger wie z. B. [32] sind in diesem Fall reduzierte Streckgrenzen von $f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$ anzusetzen.

Eine Zertifizierung von bauaufsichtlich zugelassenen Gitterträgern erfolgt immer unter Bezugnahme auf die jeweilige Zulassung.

2.3 Fertigteile mit Gitterträgern

2.3.1 Eurocode 2 und bauaufsichtliche Zulassungen

Für Fertigteile mit Gitterträgern gilt als Bemessungsgrundlage der Eurocode 2 [22] in Verbindung mit dem Nationalen Anhang [23]. Für die Herstellung und Konformität ist zusätzlich DIN 1045-4 [56] zu beachten. Diese Norm gilt für Betonfertigteile, die nach DIN EN 1992-1-1 [22] in Verbindung mit DIN EN 1992-1-1/NA [23] entworfen und bemessen sind. Sie enthält ergänzende Regeln für diejenigen Fertigteile, die in europäischen Produktnormen für Betonfertigteile nicht enthalten sind. Wenn eine spezielle Produktnorm vorliegt, hat die Produktnorm Vorrang gegenüber der DIN 1045-4 [56]. Bei Verwendung von Gitterträgern nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen sind die Regelungen der jeweiligen Zulassungen zu beachten.

Die Verwendbarkeit von Bauprodukten nach den Landesbauordnungen ergibt sich aus der Übereinstimmung mit bekannt gemachten technischen Regeln oder aus der Übereinstimmung mit einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung, einem allgemeinen bauaufsichtlichen Prüfzeugnis oder einer Zustimmung im Einzelfall. Geregelt Bauprodukte, für welche technische Regeln eingeführt wurden, werden in der Bauregelliste A Teil 1 [57] bekannt gemacht. Dort werden unter Nummer 1.6.23 auch „Tragende Fertigteile aus Beton, Stahlbeton oder Spannbeton“ angegeben, welche nicht den harmonisierten europäischen Produktnormen entsprechen. Als technische Regel wird für diese Bauprodukte die DIN 1045-4 [56] angegeben sowie weitere ergänzenden Richtlinien und Anlagen.

Bestimmte Fertigteile mit Gitterträgern weichen von den bekannt gemachten Regelungen wesentlich ab. Diese gelten als „nicht geregelt“ und werden daher nicht als Bauteile in der Bauregelliste [57] erfasst. Hierfür wurden bauaufsichtliche Zulassungen erteilt. Dieses gilt z. B. für kerngedämmte Elementwände [58–60].

2.3.2 Produktnormen für Fertigteile mit Gitterträgern

Für die Angleichung von Rechtsvorschriften im europäischen Wirtschaftsraum ist für Betonfertigteile eine CE-Kennzeichnungspflicht vereinbart worden. Als Grundlage hierzu wurden verschiedene harmonisierte europäische Produktnormen für unterschiedliche Fertigteile erarbeitet, in denen jeweils Bezug auf die DIN EN 13369 Allgemeine Regeln für Betonfertigteile [61] genommen wird. Zur DIN EN 13369 wurde zusätzlich die DIN V 20000-120 [62] als deutsche Anwendungsnorm eingeführt. In der Bauregelliste Teil B, Teil 1 [57] sind im dortigen Abschnitt 1.1.6 insgesamt 21 harmonisierte Produktnormen für vorgefertigte Bauteile aus Beton

und Stahlbeton aufgeführt. Innerhalb dieser Serie sind für die Anwendung von Gitterträgern insbesondere drei von Bedeutung. Für Deckenplatten mit Ortbetonerfüllung liegt die DIN EN 13747 [63] vor, für Wandelemente die DIN EN 14992 [64], welche auch Elementwände mit Gitterträgern behandelt und für Balkendecken mit Gitterträgern wurde die DIN EN 15037-1 [65] eingeführt.

Die Bauregelliste [57] enthält zu einzelnen Produktnormen zusätzliche Anlagen mit besonderen Bestimmungen. Für die Anwendung der DIN EN 13747 [63] gilt: Die Verwendbarkeit von vorgefertigten Gitterträgerdecken bzw. vorgespannten Decken mit Ortbetonerfüllung als tragende Bauteile ist im Rahmen einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung der Gitterträger für Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht bzw. für vorgespannte Elementdecken nachzuweisen. Bei Anwendung der DIN EN 15037-1 [65] ist zu beachten: Die Verwendbarkeit von vorgefertigten Balken mit Gitterträgern oder/und mit Aufbeton als tragende Bauteile ist im Rahmen einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung nachzuweisen. Somit bleiben für vorgenannte Fertigteile mit Gitterträgern die allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen verbindlich.

3 Elementdecken

3.1 Montagezustand

3.1.1 Grundlagen

Bei der Bemessung von Elementdecken ist grundsätzlich zwischen dem Montage- und dem Endzustand zu unterscheiden. Im Endzustand trägt die Decke bei nachgewiesener Tragfähigkeit der Verbundfuge wie eine Ortbetondecke und ist entsprechend dem statischen System und der Belastung des Endzustandes als Stahlbetonkonstruktion nachzuweisen und konstruktiv auszubilden. Die Gitterträger wirken dabei als Bewehrungselement (vgl. Abschnitt 3.2).

Im Montagezustand der Fertigteilplatten wirkt der Gitterträger als Fachwerk, wobei sich diese Tragwirkung überlagert mit derjenigen der dünnen Fertigteilplatte. Aufgrund unterschiedlicher Steifigkeiten dieser Tragsysteme kann eine Addition der jeweiligen Tragwiderstände nicht als Gesamttragwiderstand angesetzt werden. Die rechnerische Erfassung des Montagezustandes wird dadurch komplex. Eine Berechnung der Elementdecke als Fachwerkträger (Gitterträger) mit biegesteifem Untergurt (Fertigteilplatte) ist zwar ein Lösungsansatz, jedoch hängen die Ergebnisse solcher Berechnungen stark von den Annahmen der jeweiligen Steifigkeiten ab. Die Steifigkeit des Betongurtes ist abhängig vom Risszustand und nimmt daher mit zunehmender Belastung ab. Die Tragwiderstände von Elementdeckenplatten

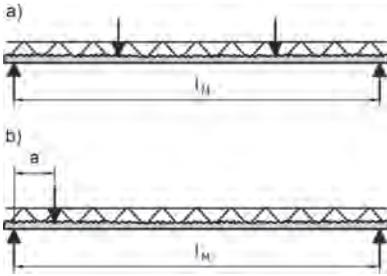


Bild 24. Typische statische Systeme für Belastungsversuche an Elementdeckenplatten mit Gitterträgern zur Ermittlung von Tragwiderständen im Montagezustand; a) Versuch zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit, b) Versuch zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit

im Montagezustand wurden und werden daher auf der Grundlage von Versuchen bestimmt.

Für die Erteilung von Zulassungen wurden fast ausnahmslos Belastungsversuche an Elementdeckenplatten mit Gitterträgern als Einfeldträger durchgeführt. Es wurden hauptsächlich in symmetrischen Vier-Punkt-Biegeversuchen (Bild 24a) die Biegetragfähigkeit und gegebenenfalls die Biegesteifigkeit der Gitterträgerplatte ermittelt. In gesonderten Versuchen mit auflagennahen Lasten (Bild 24b) wurde die Querkrafttragfähigkeit bestimmt.

Zulassungsversuche zum Montagezustand wurden für verschiedene Gitterträgertypen bereits vor Jahrzehnten mit sehr unterschiedlichen Versuchsparametern durchgeführt. Eine umfassende systematische Zusammenstellung der zahlreichen Versuche ist nicht bekannt, jedoch liegen den Verfassern mehrere Versuchsberichte vor. In den über 200 dokumentierten Belastungsversuchen [66] mit unterschiedlichen Gitterträgertypen aus den Jahren 1970 bis 1992 wurden Plattenbreiten je Gitterträger von 12,5 cm bis 62,5 cm geprüft. Die Platten enthielten jeweils einen oder zwei Gitterträger. Die Betondruckfestigkeiten lagen zwischen $18,3 \text{ N/mm}^2$ und 40 N/mm^2 . Die Nennplattendicken betragen in den meisten Fällen 4 cm, jedoch wurden auch einzelne Platten mit Dicken zwischen 5 cm und 6 cm geprüft.

In den zusammengetragenen Versuchen [66] zur Biegetragfähigkeit wurden Einfeldträger mit Stützweiten von 98 cm bis 4,38 m geprüft. Die Anordnung der Belastung wurde variiert. Das typische Biegeversagen ist das Ausknicken des Gitterträgerobergurtes. Bei ausreichender Seitenstabilität durch die Gitterträgerdiagonalen ergibt sich die Knicklinie mit Wendepunkten in den Obergurtnoten (Bild 25). Das maximale Moment wird dabei erst nach Durchbiegungen von mehreren Zentimetern erreicht.

Die Knicklast steigt mit zunehmender Steifigkeit des Obergurtes. Für Standardgitterträger nach Bild 15



Bild 25. Knicken des Gitterträgerobergurtes als typisches Versagen in Versuchen zur Ermittlung der Biegetragfähigkeit aus [67]

[32] mit Rundstahlobergurt und festen Knotenabständen von 20 cm steigt die Knicklast danach mit zunehmendem Stabdurchmesser des Obergurtes. Darüber hinaus erhöht sich die Biegetragfähigkeit mit zunehmender Gitterträgerhöhe. Bei einheitlicher Dicke und Betongüte der Fertigteilplatte hat die mitwirkende Plattenbreite je Gitterträger einen weiteren Einfluss auf die Biegetragfähigkeit. Der Einfluss der Plattenbreite ist jedoch nur nennenswert bei niedrigen Gitterträgern mit dünnen Obergurten. Für stärkere Gitterträger ist der Traganteil der Betonplatte untergeordnet. In bauaufsichtlichen Zulassungen lässt sich das an der Festlegung der zulässigen Momente der Gitterträger im Montagezustand ablesen. So hat in den Zulassungen für Standardgitterträger (vgl. z. B. [32]) die Variation der Plattenbreite je Gitterträger zwischen 33 cm und 60 cm nur einen Einfluss auf die zulässigen Momente bei Gitterträgern mit Obergurtdurchmessern von 8 mm und Bauhöhen kleiner als 22 cm sowie bei Gitterträgern mit Obergurtdurchmessern von 10 mm und Bauhöhen kleiner als 13 cm. Für höhere Gitterträger oder Gitterträger mit Obergurtdurchmessern von 12 mm bis 16 mm sind die zulässigen Momente bei einer Mindestplattenbreite je Gitterträger von 33 cm unabhängig von der Plattenbreite festgelegt.

Auch Gitterträger mit Bandstahlobergurten [51] versagen in Biegeversuchen typischerweise durch Knicken des Obergurtes. Jedoch wurde hier auch seitliches Ausknicken der Obergurte über mehrere Diagonalenabstände hinweg beobachtet. Diese Gitterträger werden im Rahmen bauaufsichtlicher Zulassungen heute nur noch in Balkendecken eingesetzt.

Die zulässigen Momente in den geltenden bauaufsichtlichen Zulassungen sind aus den jeweiligen Bruchmomenten der Zulassungsversuche bereits in den 70er- und 80er-Jahren unter Ansatz eines globalen Sicherheitsbeiwertes ermittelt worden. Im Allgemeinen wurde für das duktile Versagen der Ober-

gurte und Diagonalen eine Sicherheit von $\gamma = 1,75$ gefordert [68]. Diese Sicherheit wurde bezogen auf den kleinsten Einzelwert von etwa drei gleichartigen Versuchen. Jedoch wurden bei größeren Probenanzahlen auch davon abweichende Auswertungen unter Berücksichtigung der Streuungen und der Interaktion zwischen dem Momenten- und Querkraftversagen durchgeführt [66]. Eigene Vergleiche ergaben, dass die globalen Sicherheiten der Zulassungswerte bezogen auf 5%-Quantilwerte der Versuchswerte im Allgemeinen unterhalb der o. g. Sicherheit liegen. Dieses scheint aufgrund der Versagensankündigung durch große Verformungen und für den vorübergehenden Zustand der Montage vertretbar. Für vorübergehende Transportzustände von Fertigteilen wurde bereits in der damaligen DIN 1045:1988-07 ein globaler Sicherheitsbeiwert von $\gamma = 1,3$ als ausreichend erachtet. Auch in der aktuellen Bemessungsnorm Eurocode 2 [23], nach der das Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten gilt, werden für Montagezustände von Fertigteilen verringerte Sicherheitsbeiwerte zugestanden. Nach Abschnitt 10.2 (NA.4) dieser Norm ist beim Nachweis der Biegetragfähigkeit der Ansatz verringerter Teilsicherheitsbeiwerte auf der Lastseite mit $\gamma_G = \gamma_Q = 1,15$ möglich. Als Produkt mit dem Teilsicherheitsbeiwert für Stahlversagen von $\gamma_S = 1,15$ errechnet sich ein „globaler“ Sicherheitsbeiwert von $\gamma = 1,32$. Für Betonversagen ergeben sich analog Werte von $\gamma = 1,73$ bzw. $\gamma = 1,55$. Der zweitgenannte Wert errechnet sich bei Ansatz eines reduzierten Material sicherheitsbeiwertes von $\gamma_C = 1,35$ nach Anhang A von Eurocode 2 [22]. Diese globalen Sicherheitsbeiwerte nach Eurocode 2 werden hier nur zur Einordnung des Sicherheitsniveaus angegeben. Für die Anwendung von Gitterträgern nach bauaufsichtlichen Zulassungen gelten die dort angegebenen Kenngrößen und geforderten Nachweise.

Bild 26 zeigt die zulässige Biegetragfähigkeit je Gitterträger für die Standardgitterträger nach Bild 14 und Bild 15. Die Werte gelten für eine Mindestplattenbreite von 33 cm und sind allein von der Gitterträgerhöhe und vom Obergurtdurchmesser abhängig. Sie entstammen den Zulassungen [32, 54, 55]. Dabei decken die erstgenannten Zulassungen Gitterträger nach Bild 15 in Höhen von 7 cm bis 30 cm ab. Die Bauhöhen der Gitterträger nach Bild 14 [55] sind begrenzt zwischen 6 cm und 20 cm.

Für Gitterträger des gleichen Typs können in anderen Zulassungen Einzelwerte geringfügig abweichen. Grund hierfür können unterschiedliche Auswertungen für die jeweilige Zulassungserteilung sein. Für andere Gitterträgertypen als nach den Bildern 14 und 15 sind grundsätzlich die abweichenden Werte der jeweiligen Zulassung zu beachten.

In Bild 26 ist die Zunahme der zulässigen Momente mit dem Obergurtdurchmesser und der Trägerhöhe

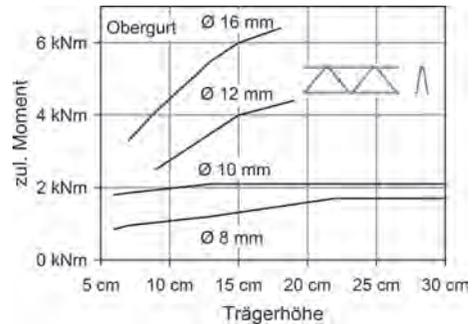


Bild 26. Zulässiges Moment je Gitterträger (mitwirkende Plattenbreite 33 cm) für den Montagezustand nach [32, 54, 55]

zu erkennen. Die Kurven für die Obergurtdurchmesser 12 mm und 16 mm decken den in Versuchen geprüften Bereich der Gitterträgerhöhen ab und gelten bei Einsatz von Diagonalendurchmesser 6 mm bzw. 7 mm. Für höhere Gitterträger mit solchen Diagonalen liegen keine Versuchsergebnisse vor. Für Gitterträger mit Obergurtdurchmesser 8 mm und 10 mm werden in den Zulassungen zulässige Momente für Trägerhöhen bis 30 cm angegeben, wobei die zulässigen Werte für hohe Träger jeweils konstant sind. Dieser Zusammenhang beruht auf einer pauschalen Näherung aufgrund fehlender Versuche.

Der Diagonalendurchmesser hat keinen direkten Einfluss auf die zulässigen Momente im Montagezustand. Es sind jedoch bestimmte Mindestdurchmesser einzuhalten, um die Biegetragfähigkeit sicherzustellen. Während für Gitterträger mit Obergurtdurchmesser 8 mm und 10 mm ein Diagonalendurchmesser von 5 mm ausreicht, wird in Verbindung mit einem Gitterträgerobergurt 12 mm ein Durchmesser der Diagonalen von mindestens 6 mm und für Gitterträgerhöhen ab 13 cm einer von mindestens 7 mm gefordert. In Verbindung mit Obergurtdurchmessern 14 mm und 16 mm gilt immer ein Mindestdurchmesser für die Diagonalen von 7 mm. Die genannten Durchmesser der Diagonalen beruhen auf den in Versuchen geprüften Abmessungen und gewährleisten eine ausreichende Seitensteifigkeit für den Obergurt als Knickstab. Werden die Gitterträger in Sonderfällen nicht für den Montagezustand genutzt, können auch dünnere Diagonalen verwendet werden.

Der Untergurtdurchmesser hat keinen Einfluss auf die Biegetragfähigkeit, da das Versagen in den Versuchen durch Knicken der Obergurte erfolgt. Jedoch wird in den Zulassungen für Elementdecken ein Mindestdurchmesser der Untergurte vorausgesetzt. Während für Gitterträger mit Obergurtdurchmessern 8 mm und 10 mm ein Untergurtdurchmesser

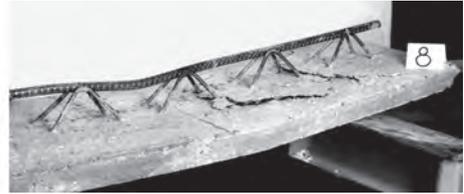
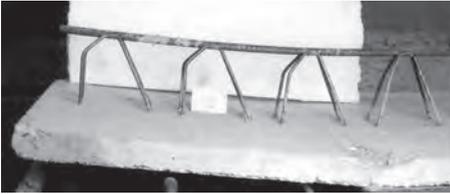


Bild 27. Querkraftversagen in Belastungsversuchen zum Montagezustand von Elementdeckenplatten aus [67]; a) Knicken der Diagonalen, b) Mischbruch

von 5 mm ausreicht, wird für Gitterträger mit stärkeren Obergurten ein Untergurtdurchmesser von mindestens 6 mm gefordert.

Unabhängig von vorgenannter Regelung ist es im Bruchzustand möglich, dass bei sehr geringer Biegezugbewehrung in der Fertigteilplatte vor dem Ausknicken der Obergurte die Betonplatte auf Zug versagt. Dieses ist durch den Einbau einer Mindestlängsbewehrung in der Fertigteilplatte zu verhindern. Ein Vorschlag für die Ermittlung der erforderlichen Querschnittsfläche wurde in [69] mit Gl. (4) gegeben. Danach hat der Zuggurt beim Erreichen des Bruchmomentes die gleiche Kraft aufzunehmen wie der Druckgurt.

$$\text{erf } A_s = \gamma \cdot \text{zul } M / ((H_1 - 1 \text{ cm}) \cdot f_y) \quad (4)$$

erf A_s	erforderliche Biegezugbewehrung je Gitterträger (einschließlich der Untergurte)
γ	Sicherheitsbeiwert (hier als globaler Sicherheitsbeiwert 1,75)
zul M	zulässiges Moment je Gitterträger im Montagezustand
H_1	Gitterträgerhöhe (Entwurfshöhe)
f_y	Streckgrenze der Biegezugbewehrung

Die erforderliche Biegezugbewehrung nach Gl. (4) ist aufgrund des Vorschlags in [69] in die Zulassung [31] für Balkendecken eingeflossen und dort für Gitterträger mit Obergurtdurchmessern von 16 mm tabelliert. Auch in Zulassungen für Elementdecken wurde die erforderliche Biegezugbewehrung in diskreten Werten für Gitterträger mit Obergurtdurchmessern von 12 mm bis 16 mm angegeben. Diese Werte weichen nur geringfügig von Gl. (4) ab.

Die Gl. (4) kann auch in Sonderfällen zum Nachweis der Biegezugbewehrung genutzt werden. Dieses ist geboten, wenn zulässige Momente ohne Berücksichtigung einer zusätzlichen Durchbiegungsbegrenzung genutzt werden. Wird das zulässige Moment nicht ausgenutzt, liefert das tatsächlich vorhandene Moment anstelle des zulässigen Momentes in Gl. (4) sinnvolle Werte.

Zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Elementplatten mit Gitterträgern wurden Versuche mit

auflagnahen Lasten durchgeführt. Bild 24b zeigt eine typische Versuchsanordnung. In den zusammengetragenen Versuchen [66] wurden unterschiedliche Schubabstände zwischen 20 cm und 50 cm geprüft. Aber auch in Biegeversuchen mit Schubabständen bis ca. 1,20 m trat in einzelnen Fällen Querkraftversagen auf oder wurden Mischbrüche beobachtet. In den Versuchen wurden die Fertigteilplatten derart auf die Auflager gelegt, dass Gitterträgerdiagonalen mit dem Untergurtschweißpunkt über dem Auflager endeten. Für diesen Fall wurde als typisches Versagen ein Knicken der Druckdiagonalen beobachtet (Bild 27a). In Einzelfällen gab es Mischbrüche als Kombination aus Knicken der Diagonale und Betonversagen im Bereich der Gitterträgerknoten. In einigen Fällen trat dieses Versagen auch in Kombination mit dem Knicken des Obergurtes auf (Bild 27b).

Das Versagen der Druckdiagonalen wird bestimmt durch deren Knicksteifigkeit. Die Bruchquerkräfte steigen dementsprechend mit zunehmendem Stabdurchmesser an. Bei hohen Gitterträgern nimmt jedoch auch die Knicklänge der Diagonalen zu und die Knicklast ab. Nach bauaufsichtlichen Zulassungen (z. B. [32]) reduzieren sich daher die zulässigen Querkräfte für Gitterträgerhöhen größer als 20 cm. Aus den ermittelten Bruchquerkräften wurden analog zu den Momenten zulässige Querkräfte abgeleitet und in den bauaufsichtlichen Zulassungen festgelegt. Diese sind in [32] ausschließlich in Abhängigkeit vom Diagonalendurchmesser und bei Trägerhöhen über 20 cm in Abhängigkeit von der Trägerhöhe angegeben (Bild 28). Die Betonplattenbreite je Gitterträger hat danach keinen Einfluss auf den Querkraftwiderstand.

Die Querkraftwiderstände in Bild 28 steigen nur bis Diagonalendurchmesser 7 mm an. Diese Regelung entstammt Zulassungen [54, 55], zu deren Erteilung keine stärkeren Diagonalen im Montagezustand geprüft wurden. Neuere Untersuchungen mit dickeren Diagonalen werden in Abschnitt 3.1.3 vorgestellt.

Die zulässigen Momente und Querkräfte der Gitterträger für den Montagezustand, welche mit globalen Sicherheitsbeiwerten ermittelt worden sind, wurden in den geltenden Zulassungen für die Bemessung nach neuem Sicherheitskonzept mit Teilsicherheits-

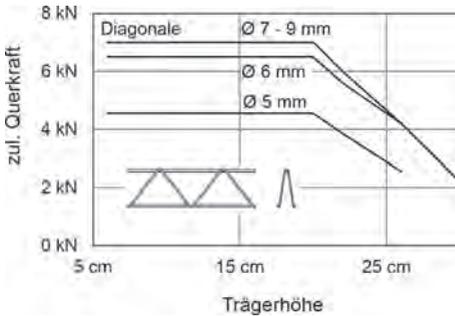


Bild 28. Zulässige Querkraft je Gitterträger nach [32, 54, 55] für den Montagezustand

beiwerten direkt übernommen. Bei der Ermittlung der zulässigen Montagestützweiten auf der Grundlage dieser Widerstände ist der Teilsicherheitsbeiwert für die Lasten mit $\gamma_F = 1,0$ anzusetzen.

3.1.2 Bemessungshilfen für den Montagezustand

Im Montagezustand müssen die Gitterträger im Zusammenwirken mit der Fertigteilplatte die Eigenlast, die Betonierbelastung durch den Ortbeton sowie die Nutzlast aus Personal und Gerät aufnehmen. In diesem Zustand werden die Fertigteilplatten im Allgemeinen zusätzlich durch Montagejoche unterstützt. Bei geringen Plattenlängen in Verbindung mit starken Gitterträgern sind auch Montagen ohne zusätzliche Montageunterstützungen möglich.

Die Montagejoche werden parallel zueinander und rechtwinklig zur Gitterträgerachse verlegt. In Abhängigkeit von der Gesamtlänge der Fertigplatte und der Anzahl der Joche ergibt sich die Montagestützweite nach Bild 29. Die Bezugslinie am Endauflager zur Definition der Montagestützweite wurde aus der Produktnorm für Elementdecken [63] übernommen. In den Zulassungen ist keine Bezugslinie angegeben.

Die Montagestützweite ist so zu wählen, dass Querkraft- oder Biegeversuche der Gitterträgerplatte ausgeschlossen sind. Der Nachweis hierzu ist nach geltenden Zulassungen unabhängig vom tatsächlichen statischen System (vgl. Bild 29) am Einfeldträger zu führen. Dadurch wird für Mehrfeldträger die Durchlaufwirkung beim Nachweis der Biegemomente auf der sicheren Seite vernachlässigt.

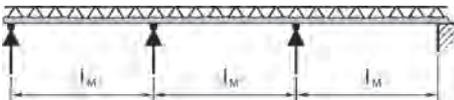


Bild 29. Montagestützweiten l_M von Elementdecken mit Gitterträgern

Hintergrund dieser Regelung ist zunächst die Tatsache, dass auch die Zulassungsversuche an Einfeldträgern durchgeführt wurden. Andererseits begrenzen die Zulassungen mit Ausnahmen für bestimmte Gitterträger nicht die Durchbiegungen. Daher kann der vereinfachte Nachweis als Einfeldträger auch als indirekte Sicherung des Gebrauchszustandes angesehen werden. Gitterträger mit Obergurtdurchmessern von 12 mm bis 16 mm ermöglichen größere Montagestützweiten, mit denen auch Montagen ohne Zwischenunterstützung möglich sind. Der Einsatz dieser Gitterträger erfordert nach Zulassung einen zusätzlichen Durchbiegungsnachweis.

Für den Nachweis nach geltenden Zulassungen sind die Momente und Querkräfte unter Ansatz des Teilsicherheitsbeiwertes für die Lasten von $\gamma_F = 1,0$ für die Eigenlast der Rohdecke (Fertigteil und Ortbeton) und einer Nutzlast von $1,5 \text{ kN/m}^2$ oder – falls ungünstiger – eine Einzellast von $1,5 \text{ kN}$ zu ermitteln. Die Einzellast darf quer zu den Gitterträgern auf eine Strecke verteilt werden, die gleich dem Abstand zwischen Einzellast und dem nächstgelegenen Auflager, jedoch nicht größer als die Breite des Fertigteils ist. Mehr als die volle Einzellast braucht jedoch einem Träger nicht zugewiesen zu werden. Zur Ermittlung der zulässigen Montagestützweite ergeben sich aus dem Nachweis des Momentes und der Querkraft bei Belastung durch die Flächenlast die Bestimmungsgleichungen (5) und (6). Die Gln. (7) und (8) gelten analog für die Belastung durch die Einzellast. Dabei gilt Gl. (7) für die Anordnung der Einzellast in Feldmitte und Gl. (8) für die Anordnung der Einzellast am Auflager. Die kleinste Montagestützweite nach diesen Gleichungen ist für die Ausführung maßgebend. Zusätzlich ist Gl. (9) für den Fall angegeben, dass die angesetzte Einzellast nicht über eine bestimmte Breite verteilt wird, sondern allein von einem Gitterträger getragen wird. Dieser Fall wird in Streifen- oder Balkenelementen maßgebend, in denen nur ein Gitterträger vorhanden ist.

$$\text{zul } l_M = \sqrt{\frac{8 \cdot \text{zul } M}{(g + p) \cdot s_G}} \quad (5)$$

$$\text{zul } l_M = \frac{2 \cdot \text{zul } V}{(g + p) \cdot s_G} \quad (6)$$

$$\text{zul } l_M = \sqrt{\frac{8 \cdot \text{zul } M}{g \cdot s_G} - \frac{4 \cdot F}{g}} \quad (7)$$

$$\text{zul } l_M = \frac{2 \cdot (\text{zul } V - F)}{g \cdot s_G} \quad (8)$$

$$\text{zul } l_M = \frac{-F}{g \cdot s_G} + \sqrt{\left(\frac{F}{g \cdot s_G}\right)^2 + \frac{8 \cdot \text{zul } M}{g \cdot s_G}} \quad (9)$$

zul l_M	zulässige Montagestützweite [m]
zul M	zulässiges Moment je Gitterträger nach Zulassung [kNm]
zul V	zulässige Querkraft je Gitterträger nach Zulassung [kN]
g	Eigenlast der Rohdecke (Fertigteil und Ortbeton) [kN/m ²]
$p = 1,5 \text{ kN/m}^2$	(Nutzlast als Flächenlast)
$F = 1,5 \text{ kN}$	(Nutzlast als Einzellast)
s_G	Gitterträgerabstand [m]

Auswertungen der Gln. (5) bis (8) sind in den Tabellen 7 und 8 für Standardgitterträger nach Bild 15 [32] für zwei typische Stabkombinationen angegeben. Für Gitterträgerhöhen bis 20 cm gelten die Tabellen auch für Gitterträger nach Bild 14 bzw. nach Zulassung [55]. Gitterträgerhöhen kleiner als 7 cm sind nur in [55] zugelassen. Tabelle 7 gilt für Gitterträger mit Obergurtdurchmesser von 8 mm in Verbindung mit Diagonaleldurchmesser von 5 mm, Tabelle 8 für Gitterträger mit Obergurtdurchmesser von 10 mm in Verbindung mit Diagonaleldurchmesser von 6 mm. Abhängig von der Deckenstärke (Fertigteil und Ortbetonschicht) und vorgegebenen Gitterträgerabständen sind dort die zulässigen Montagestützweiten angegeben. Die gelisteten Gitterträgerabstände entsprechen zum Teil typischen Abständen für bestimmte Plattenbreiten. So ergibt sich der Gitterträgerabstand von 62,5 cm für 2,50 m breite Regelplatten mit vier Gitterträgern. Umgekehrt lassen sich jedoch mit den Tabellen auch für angestrebte Montagestützweiten die maximal zulässigen Gitterträgerabstände bestimmen. Dabei sind die Gitterträgerabstände als Mittelwerte innerhalb einer Fertigteilplatte anzusehen.

Die Formate der Tabellen 7 und 8 wurden zum besseren Vergleich jeweils gleich gewählt. Für Obergurtdurchmesser von 8 mm ergeben sich für Gitterträgerhöhen ab etwa 22 cm bis 24 cm und für große Deckendicken bei großen Gitterträgerabständen in Tabelle 7 Leerfelder. Für die zugehörigen Parameter würden sich rechnerische Montagestützweiten unter einem Meter ergeben. Diese sind jedoch nach Zulassung ausgeschlossen. In diesen Fällen ist die Fertigteilplatte durch engere Gitterträgerabstände zu versteifen.

In den Tabellen 7 und 8 sind für Gitterträgerhöhen unter 12 cm für bestimmte Parameter zwei Werte für die Montagestützweite angegeben. Die größeren Montagestützweiten entsprechen den errechneten Werten nach vorgenannten Zulassungsregelungen. Die abgeminderten Werte werden an dieser Stelle jedoch für die Ausführung als Einfeldträger empfohlen, um den Gebrauchszustand zu sichern.

Im Montagezustand wird die Durchbiegung der Elementplatten bei Verwendung von Gitterträgern

mit Obergurtdurchmessern von 8 mm und 10 mm rechnerisch nicht nachgewiesen. Bei der Ausführung als Mehrfeldträger hat sich dieser Ansatz in der Praxis bewährt. Solche Mehrfeldträger sind bei zulässigen Montagestützweiten von ca. 1,60 m bis 2,00 m für übliche Parameter aufgrund der größeren Stützweiten im Endzustand üblich. Werden Elementplatten jedoch als Einfeldträger ohne Zwischenunterstützung ausgeführt und die Bemessungswiderstände der Zulassungen ausgenutzt, so kann eine größere Durchbiegung und eine damit verbundene Rissbildung an der Plattenunterseite nicht ausgeschlossen werden. Dieses gilt beim Einsatz niedriger Gitterträger, bei denen der Traganteil der Betonplatte relativ groß ist, und kann insbesondere bei geringer Biegezugbewehrung in der Betonplatte und gleichzeitig großer Betondeckung der Fall sein.

Zur Gewährleistung des Gebrauchszustandes von Einfeldträgern im Montagezustand wurde daher bereits in den 70er-Jahren von mehreren Zulassungsinhabern ein abgestimmter Vorschlag zur Reduzierung der Montagestützweite ausgearbeitet. Danach sind die Montagestützweiten von Einfeldträgern auf den Mittelwert aus der rechnerisch zulässigen Stützweite und einem festgelegten Bezugswert zu begrenzen. Aufgrund der damals vorliegenden Erfahrungen wurden diese Bezugswerte für Gitterträgerhöhen von 6 cm, 7 cm, 8 cm, 9 cm, 10 cm und 11 cm zu 1,60 m, 1,80 m, 1,90 m, 2,00 m, 2,10 m und 2,20 m festgelegt. Eine Reduzierung der Stützweite ergibt sich nach dieser Regelung nur für Zulassungswerte oberhalb dieser Bezugswerte.

Beim Einsatz von Gitterträgern mit Obergurtdurchmessern von 12 mm bis 16 mm können größere Montagestützweiten ausgeführt werden. In diesen Fällen ist nach geltenden Zulassungen zusätzlich zum Nachweis gegen Momenten- und Querkraftversagen eine rechnerische Durchbiegung von maximal 1 cm nachzuweisen. Die im DAfStb-Heft 400 [70] ergänzende Regelung, wonach bei Stützweiten über 5 m eine Durchbiegung von $l_M/500$ zugestanden wurde, greift hier nicht, da bei üblichen Gitterträgerabständen über 33 cm die zulässigen Montagestützweiten unterhalb von 5 m liegen. Eine Begründung für den in den Zulassungen streng festgelegten Grenzwert wurde nicht mitgeteilt.

Der Nachweis maximaler Durchbiegungen erfordert Angaben über Biegesteifigkeiten von Elementplatten mit Gitterträgern. Diese wurden in Biegeversuchen bestimmt, die zur Bestimmung von Bruchmomenten dienen. Aus den Last-Durchbiegungskurven wurden effektive Biegesteifigkeiten für unterschiedliche Gitterträgerdimensionen errechnet. Mit zunehmender Biegebelastung sinken diese Steifigkeiten aufgrund zunehmender Rissbildung in der Betonplatte ab. Bild 30 zeigt effektive Biegesteifigkeiten von Gitterträger mit Obergurtdurchmesser

Tabelle 7. Montagestützweiten für Standardgitterträger mit Obergurtdurchmesser 8 mm und Diagonaldurchmesser 5 mm nach [32] bzw. [55]

Trägerabstand [cm]	Trägerhöhe [cm]	Zulässige Montagestützweiten [m] für Gitterträger mit Obergurt ϕ 8 mm und Diagonalen ϕ 5 mm bei einer Gesamtdicke h [cm] von											
		10	12	14	16	18	20	22	24	26	30	35	40
75	6	1,65 (1,70)	1,59	1,50	1,43	1,37	1,31	1,27	1,22	1,18	1,08		
	7	1,75	1,63	1,54	1,46	1,40	1,34	1,29	1,25	1,21	1,08		
	9		1,66	1,56	1,48	1,42	1,36	1,31	1,27	1,23	1,08		
	11			1,59	1,51	1,44	1,38	1,33	1,29	1,25	1,08		
	13				1,53	1,46	1,40	1,35	1,31	1,25	1,08		
	20								1,31	1,25	1,08		
22													
24													
62,5	6	1,79 (1,97)	1,70 (1,80)	1,63 (1,67)	1,57	1,49	1,42	1,36	1,31	1,27	1,20	1,12	
	7	1,93 (2,05)	1,83 (1,87)	1,73	1,62	1,53	1,46	1,40	1,35	1,30	1,23	1,12	
	9		1,91	1,76	1,65	1,56	1,49	1,42	1,37	1,32	1,25	1,12	
	11			1,80	1,68	1,59	1,51	1,45	1,39	1,35	1,27	1,12	
	13				1,72	1,62	1,54	1,47	1,42	1,37	1,29	1,12	
	20								1,42	1,37	1,29	1,12	
22									1,16	1,00			
24													
50	6	1,87 (2,15)	1,81 (2,02)	1,74 (1,88)	1,67 (1,74)	1,61 (1,62)	1,53	1,46	1,39	1,34	1,25	1,16	1,10
	7	2,00 (2,19)	1,93 (2,07)	1,87 (1,94)	1,81 (1,82)	1,70	1,60	1,52	1,45	1,39	1,29	1,20	1,13
	9		2,06 (2,11)	2,00 (2,00)	1,87	1,77	1,67	1,58	1,50	1,44	1,34	1,24	1,16
	11			2,04	1,93	1,82	1,73	1,64	1,56	1,49	1,38	1,28	1,20
	13				1,98	1,87	1,77	1,69	1,62	1,55	1,43	1,32	1,22
	20								1,79	1,72	1,60	1,39	1,22
22									1,45	1,25	1,07		
24													
26													
44	6	1,90 (2,20)	1,84 (2,07)	1,78 (1,95)	1,71 (1,83)	1,66 (1,72)	1,62 (1,63)	1,55	1,47	1,41	1,30	1,20	1,12
	7	2,02 (2,25)	1,96 (2,12)	1,91 (2,01)	1,84 (1,89)	1,78	1,69	1,61	1,54	1,47	1,36	1,25	1,17
	9		2,09 (2,18)	2,03 (2,07)	1,96	1,85	1,75	1,67	1,60	1,54	1,43	1,31	1,22
	11			2,12	2,02	1,92	1,82	1,73	1,66	1,59	1,48	1,37	1,27
	13				2,07	1,98	1,88	1,79	1,72	1,65	1,53	1,42	1,33
	20								1,94	1,86	1,73	1,58	1,39
22									1,64	1,42	1,22	1,07	
24										1,03			
26													
33	6	1,97 (2,34)	1,90 (2,20)	1,84 (2,09)	1,79 (1,99)	1,74 (1,87)	1,69 (1,78)	1,65 (1,70)	1,61 (1,62)	1,56	1,45	1,34	1,26
	7	2,10 (2,40)	2,03 (2,26)	1,97 (2,15)	1,92 (2,05)	1,87 (1,95)	1,82 (1,85)	1,76	1,68	1,62	1,51	1,40	1,31
	9		2,16 (2,36)	2,12 (2,24)	2,07 (2,13)	2,02 (2,04)	1,95	1,86	1,78	1,71	1,59	1,48	1,38
	11			2,33	2,22	2,12	2,04	1,96	1,87	1,80	1,68	1,55	1,45
	13				2,30	2,20	2,12	2,04	1,96	1,88	1,75	1,62	1,52
	20								2,24	2,17	2,04	1,90	1,78
22									2,19	1,90	1,63	1,42	
24										1,37	1,18	1,03	
26													

() Klammerwerte nur für Durchlaufträger im Montagezustand empfohlen

Tabelle 8. Montagestützweiten für Standardgitterträger mit Obergurtdurchmesser 10 mm und Diagonalendurchmesser 6 mm nach [32] bzw. [55]

Trägerabstand [cm]	Trägerhöhe [cm]	Zulässige Montagestützweiten [m] für Gitterträger mit Obergurt ϕ 10 mm und Diagonalen ϕ 6 mm bei einer Gesamtdicke h [cm] von													
		10	12	14	16	18	20	22	24	26	30	35	40		
75	6	1,94 (2,26)	1,87 (2,15)	1,81 (2,01)	1,74 (1,88)	1,69 (1,78)	1,65 (1,69)	1,61 (1,62)	1,56	1,51	1,42	1,33	1,26		
	7	2,05 (2,31)	1,99 (2,18)	1,93 (2,06)	1,86 (1,92)	1,80 (1,81)	1,72	1,65	1,58	1,53	1,44	1,35	1,27		
	9		2,10 (2,20)	2,04 (2,08)	1,94 (2,10)	1,83	1,74	1,66	1,60	1,55	1,45	1,36	1,29		
	11			2,10	1,97	1,85	1,76	1,68	1,62	1,56	1,47	1,38	1,30		
	13				1,99	1,88	1,78	1,70	1,63	1,58	1,48	1,39	1,31		
	20								1,63	1,58	1,48	1,39	1,31		
	24									1,58	1,46	1,25	1,09		
										1,21	1,04				
62,5	6	2,05 (2,50)	1,98 (2,36)	1,92 (2,23)	1,87 (2,13)	1,82 (2,04)	1,77 (1,95)	1,73 (1,86)	1,69 (1,77)	1,65 (1,69)	1,57	1,45	1,36		
	7	2,16 (2,53)	2,09 (2,39)	2,03 (2,26)	1,96 (2,16)	1,93 (2,07)	1,89 (1,98)	1,84 (1,89)	1,80 (1,81)	1,73	1,60	1,48	1,39		
	9		2,20 (2,40)	2,14 (2,28)	2,09 (2,18)	2,04 (2,08)	2,00 (2,00)	1,91	1,83	1,75	1,62	1,50	1,40		
	11			2,25 (2,30)	2,19	2,10	2,02	1,93	1,85	1,77	1,64	1,51	1,42		
	13				2,21	2,12	2,03	1,95	1,87	1,79	1,66	1,53	1,43		
	20								1,87	1,79	1,66	1,53	1,43		
	24									1,79	1,66	1,50	1,31		
										1,45	1,24	1,09			
50	6	2,18 (2,75)	2,10 (2,60)	2,03 (2,46)	1,97 (2,35)	1,92 (2,25)	1,88 (2,16)	1,84 (2,08)	1,81 (2,01)	1,77 (1,93)	1,70 (1,80)	1,63 (1,67)	1,56		
	7	2,29 (2,79)	2,21 (2,63)	2,15 (2,49)	2,09 (2,38)	2,04 (2,28)	1,99 (2,19)	1,95 (2,11)	1,92 (2,04)	1,88 (1,97)	1,81 (1,83)	1,69	1,58		
	9		2,33 (2,66)	2,26 (2,53)	2,20 (2,41)	2,15 (2,31)	2,11 (2,22)	2,07 (2,14)	2,03 (2,06)	2,00	1,86	1,72	1,61		
	11			2,38 (2,56)	2,32 (2,44)	2,27 (2,34)	2,22 (2,25)	2,16	2,09	2,02	1,89	1,75	1,64		
	13				2,47	2,37	2,27	2,19	2,12	2,05	1,92	1,78	1,66		
	20								2,12	2,05	1,92	1,78	1,66		
	24									2,05	1,92	1,78	1,64		
26										1,81	1,55	1,36			
										1,44	1,23	1,08			
44	6	2,25 (2,91)	2,17 (2,74)	2,10 (2,60)	2,04 (2,48)	1,99 (2,37)	1,94 (2,28)	1,90 (2,20)	1,86 (2,12)	1,83 (2,06)	1,76 (1,93)	1,69 (1,78)	1,63 (1,67)		
	7	2,37 (2,95)	2,29 (2,78)	2,22 (2,64)	2,16 (2,51)	2,10 (2,41)	2,06 (2,31)	2,01 (2,23)	1,96 (2,15)	1,94 (2,08)	1,88 (1,96)	1,81 (1,81)	1,70		
	9		2,41 (2,82)	2,34 (2,68)	2,28 (2,55)	2,22 (2,45)	2,17 (2,35)	2,13 (2,28)	2,09 (2,19)	2,06 (2,12)	2,00	1,85	1,73		
	11			2,46 (2,72)	2,40 (2,59)	2,34 (2,48)	2,29 (2,39)	2,25 (2,30)	2,21 (2,22)	2,15	2,03	1,88	1,76		
	13				2,63	2,52	2,42	2,34	2,26	2,18	2,06	1,92	1,79		
	20								2,26	2,18	2,06	1,92	1,79		
	24									2,18	2,06	1,92	1,79		
26										2,06	1,77	1,55			
										1,64	1,40	1,23			
33	6	2,45 (3,30)	2,36 (3,11)	2,28 (2,95)	2,21 (2,82)	2,15 (2,70)	2,10 (2,59)	2,05 (2,50)	2,01 (2,41)	1,97 (2,34)	1,90 (2,20)	1,83 (2,06)	1,77 (1,94)		
	7	2,57 (3,35)	2,48 (3,16)	2,40 (2,99)	2,33 (2,86)	2,27 (2,73)	2,21 (2,63)	2,17 (2,53)	2,12 (2,45)	2,08 (2,37)	2,02 (2,23)	1,95 (2,09)	1,89 (1,97)		
	9		2,61 (3,23)	2,53 (3,06)	2,46 (2,92)	2,40 (2,79)	2,34 (2,69)	2,29 (2,59)	2,25 (2,50)	2,21 (2,42)	2,14 (2,28)	2,07 (2,14)	2,01 (2,02)		
	11			2,66 (3,13)	2,59 (2,98)	2,53 (2,85)	2,47 (2,74)	2,42 (2,64)	2,38 (2,55)	2,34 (2,47)	2,27 (2,33)	2,18	2,06		
	13				3,04	2,91	2,80	2,70	2,61	2,52	2,38	2,23	2,10		
	20								2,61	2,52	2,38	2,23	2,10		
	24									2,52	2,38	2,23	2,10		
26										2,38	2,23	2,06			
										2,18	1,87	1,64			

() Klammerwerte nur für Durchlaufträger im Montagezustand empfohlen

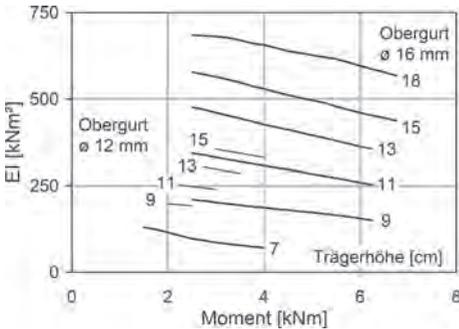


Bild 30. Mittlere effektive Biegesteifigkeit EI je Gitterträger mit Betonplatte

16 mm und mitwirkende Betonplattenbreiten von mindestens 33 cm. Diese Biegesteifigkeiten je Gitterträger entsprechen Mittelwerten. Grundlage sind Auswertungen von Zulassungsversuchen [67] an Gitterträgern nach Bild 14 [55]. Jedoch sind diese Werte auch Grundlage der Zulassungen für andere Standardgitterträger mit Obergurtdurchmesser 16 mm. Ergänzend sind auch Biegesteifigkeiten für Gitterträger mit Obergurtdurchmesser von 12 mm in Bild 30 angegeben. Diese Werte lassen sich aus verschiedenen Zulassungen (z. B. [32, 54, 55]) aus den dort angegebenen zulässigen Stützweiten aufgrund des Durchbiegungskriteriums zurückrechnen.

Die Biegesteifigkeiten (Bild 30) sind nicht konstant und nehmen mit zunehmender Biegebeanspruchung ab. Die Ermittlung der Montagestützweite unter Einhaltung des Durchbiegungskriteriums muss daher iterativ erfolgen. Zur Vereinfachung wurden in bauaufsichtlichen Zulassungen für Gitterträger mit Obergurtdurchmessern 12 mm bis 16 mm [32, 54, 55], Stützweitentabellen angegeben, in denen der Nachweis der zulässigen Durchbiegung enthalten ist. Diese Montagestützweiten sind in Tabelle 9 und 10 für Obergurtdurchmesser 12 mm und 16 mm wiedergegeben. Die maximale Durchbiegung von 1 cm wurde unter Berücksichtigung der Nutzlast und der mittleren Biegesteifigkeiten nachgewiesen. Abweichungen der tatsächlichen Durchbiegungen von diesem Wert aufgrund differierender Belastung und Materialstreuung sind möglich.

In den bauaufsichtlichen Zulassungen werden tabellierte Montagestützweiten nur für Gitterträgerabstände über 33 cm angegeben, womit Montagestützweiten bis zu 3,6 m erreicht werden. Für größere Montagestützweiten können engere Gitterträgerabstände gewählt werden. Tabelle 11a ergänzt die Montagestützweiten nach Tabelle 10 für Gitterträgerabstände von 25 cm bis 10 cm. Für diese Tabelle wurden die gleichen Annahmen wie nach Tabel-

le 10 zugrunde gelegt. Dieses ist gerechtfertigt, da für Gitterträger mit Obergurtdurchmesser 16 mm bei einer Anwendung in schmalen Betonfußleisten von Balkendecken [31] die gleichen Momente und Biegesteifigkeiten wie für den Einsatz in Elementdecken [55] angesetzt werden. Bei Anwendung in Betonfußleisten wird pauschal eine Mindestbewehrung von zwei Untergurten mit Durchmesser 8 mm gefordert. Bei Ausnutzung der Montagestützweiten nach Tabelle 11 wird an dieser Stelle die Mindestzugbewehrung nach Tabelle 11b empfohlen, die nach Gl. (4) für das tatsächlich vorhandene Moment ermittelt wurde.

Mit den Tabellen 7 bis 11 können die Montagestützweiten für Standardgitterträger mit unterschiedlichen Stabdimensionen ermittelt werden. Über die mögliche Montagestützweite von Elementplatten entscheidet die Deckenstärke, der Gitterträgerstyp, die Gitterträgerhöhe und -dimension sowie der Gitterträgerabstand. Bild 31 gibt einen Überblick über mögliche Montagestützweiten für eine beispielhaft gewählte Deckenstärke von 20 cm. Für Gitterträger nach Bild 15 mit Bauhöhe von 13 cm wurden für verschiedene Dimensionen von Untergurt, Diagonale und Obergurt die Montagestützweiten für ausgewählte Gitterträgerabstände von 62,5 cm und 15 cm dargestellt. Für Gitterträger mit Untergurtdurchmesser 6 mm, Diagonaldurchmesser 6 mm und Obergurtdurchmesser von 10 mm (E13-06610) ergeben sich beispielsweise Montagestützweiten von ca. 2,00 m bis 3,10 m. Für Gitterträger mit stärkeren Obergurten bis 16 mm sind größere Montagestützweiten über 4 m möglich. Aufgrund der strengen Durchbiegungsbegrenzung beim Einsatz von Obergurtdurchmessern ab 12 mm steigen die zulässigen Montagestützweiten mit zunehmender Gitterträgerdimension nur begrenzt an. Die zum Vergleich in Bild 31 auch dargestellten Montagestützweiten ohne Berücksichtigung der Durchbiegungsbegrenzung können im Rahmen der Zulassung nicht genutzt werden.

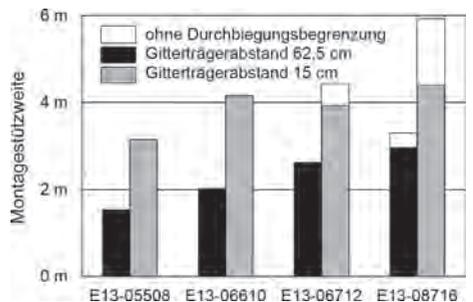


Bild 31. Montagestützweiten für Elementdecken mit verschiedenen Dimensionen von Standardgitterträgern und Deckenstärken von 20 cm

Tabelle 9. Zulässige Montagestützweiten für Gitterträger [32, 54, 55] mit Obergurtdurchmesser 12 mm unter Einhaltung einer maximalen Durchbiegung von 1 cm

Träger- abstand [cm]	Träger- höhe [cm]	Zulässige Montagestützweiten [m] für Gitterträger mit Obergurt ϕ 12 mm und Diagonalen ϕ 7mm ¹⁾ bei einer Gesamtdicke h [cm] von								
		12	14	16	18	20	22	24	26	30
75	9	2,43	2,31	2,20	2,11	2,03	1,96	-	-	-
	11	-	2,53	2,41	2,31	2,22	2,14	2,06	-	-
	13	-	-	2,61	2,49	2,40	2,31	2,23	2,16	1,96
	15	-	-	-	2,67	2,58	2,47	2,39	2,26	1,96
	17	-	-	-	-	2,59	2,53	2,44	2,26	1,96
	19	-	-	-	-	-	2,56	2,44	2,26	1,96
62,5	9	2,67	2,53	2,42	2,31	2,21	2,14	-	-	-
	11	-	2,77	2,64	2,53	2,44	2,35	2,26	-	-
	13	-	-	2,85	2,73	2,63	2,53	2,44	2,37	2,23
	15	-	-	-	2,91	2,81	2,70	2,61	2,53	2,39
	17	-	-	-	-	2,84	2,77	2,68	2,59	2,35
	19	-	-	-	-	-	2,81	2,71	2,62	2,35
55	9	2,80	2,70	2,57	2,46	2,37	2,27	-	-	-
	11	-	2,89	2,82	2,70	2,59	2,50	2,41	-	-
	13	-	-	2,95	2,89	2,80	2,70	2,61	2,52	2,38
	15	-	-	-	3,01	2,95	2,88	2,79	2,70	2,54
	17	-	-	-	-	2,97	2,93	2,85	2,76	2,61
	19	-	-	-	-	-	2,98	2,89	2,80	2,64
50	9	2,86	2,79	2,70	2,59	2,48	2,39	-	-	-
	11	-	2,96	2,89	2,82	2,72	2,62	2,52	-	-
	13	-	-	3,03	2,96	2,90	2,83	2,73	2,65	2,49
	15	-	-	-	3,08	3,02	2,96	2,91	2,83	2,67
	17	-	-	-	-	3,04	3,00	2,95	2,90	2,73
	19	-	-	-	-	-	3,06	3,01	2,94	2,77
44	9	2,96	2,88	2,81	2,74	2,56	2,65	-	-	-
	11	-	3,05	2,98	2,92	2,86	2,78	2,70	-	-
	13	-	-	3,13	3,06	3,00	2,94	2,89	2,81	2,66
	15	-	-	-	3,18	3,09	3,06	3,01	2,96	2,83
	17	-	-	-	-	3,14	3,10	3,05	3,00	2,88
	19	-	-	-	-	-	3,17	3,11	3,05	2,93
37	9	3,09	3,01	2,94	2,88	2,82	2,75	-	-	-
	11	-	3,19	3,11	3,05	2,99	2,94	2,89	-	-
	13	-	-	3,27	3,19	3,13	3,07	3,02	2,97	2,87
	15	-	-	-	3,33	3,26	3,20	3,14	3,09	3,00
	17	-	-	-	-	3,28	3,24	3,18	3,13	3,04
	19	-	-	-	-	-	3,31	3,25	3,19	3,10
33	9	3,18	3,09	3,03	2,96	2,90	2,85	2,80	2,72	2,56
	11	-	3,28	3,20	3,13	3,07	3,02	2,96	2,91	2,83
	13	-	-	3,36	3,28	3,22	3,16	3,11	3,06	2,97
	15	-	-	-	3,42	3,35	3,29	3,23	3,18	3,07
	17	-	-	-	-	3,37	3,33	3,27	3,22	3,13
	19	-	-	-	-	-	3,40	3,34	3,28	3,19
							3,46	3,40	3,34	3,25

¹⁾ bei Bauhöhen von 9 bis 12 cm Diagonalen ϕ 6 mm
Untergurte mindestens ϕ 6 mm

Tabelle 10. Zulässige Montagestützweiten für Gitterträger [32, 54, 55] mit Obergurtdurchmesser 16 mm unter Einhaltung einer maximalen Durchbiegung von 1 cm

Trägerabstand [cm]	Trägerhöhe [cm]	Zulässige Montagestützweiten [m] für Gitterträger mit Obergurt ϕ 16 mm und Diagonalen ϕ 7 mm bei einer Gesamtdicke h [cm] von								
		12	14	16	18	20	22	24	26	30
75	7	2,24	2,17	2,10	-	-	-	-	-	-
	8	2,40	2,33	2,27	2,21	-	-	-	-	-
	9	2,61	2,54	2,47	2,41	-	-	-	-	-
	11	-	2,83	2,75	2,69	2,63	2,57	2,44	2,26	1,96
	13	-	-	2,96	2,86	2,82	2,67	2,44	2,26	1,96
	15	-	-	-	3,03	2,87	2,67	2,44	2,26	1,96
62,5	7	2,37	2,30	2,23	-	-	-	-	-	-
	8	2,51	2,44	2,38	2,33	-	-	-	-	-
	9	2,75	2,67	2,60	2,54	-	-	-	-	-
	11	-	2,98	2,90	2,83	2,77	2,71	2,66	2,61	2,35
	13	-	-	3,11	3,04	2,97	2,91	2,85	2,71	2,35
	15	-	-	-	3,19	3,11	3,05	2,93	2,71	2,35
55	7	2,47	2,39	2,32	-	-	-	-	-	-
	8	2,60	2,53	2,46	2,41	-	-	-	-	-
	9	2,84	2,76	2,69	2,63	-	-	-	-	-
	11	-	3,09	3,00	2,93	2,87	2,81	2,75	2,70	2,62
	13	-	-	3,23	3,15	3,08	3,02	2,96	2,90	2,67
	15	-	-	-	3,30	3,23	3,16	3,10	3,05	2,67
50	7	2,54	2,46	2,39	-	-	-	-	-	-
	8	2,67	2,59	2,53	2,47	-	-	-	-	-
	9	2,91	2,83	2,76	2,70	-	-	-	-	-
	11	-	3,17	3,09	3,01	2,95	2,89	2,83	2,78	2,69
	13	-	-	3,32	3,24	3,16	3,10	3,04	2,98	2,88
	15	-	-	-	3,39	3,32	3,25	3,19	3,13	2,93
44	7	2,64	2,56	2,48	-	-	-	-	-	-
	8	2,76	2,68	2,62	2,56	-	-	-	-	-
	9	3,02	2,93	2,86	2,79	-	-	-	-	-
	11	-	3,28	3,20	3,12	3,05	2,99	2,93	2,88	2,79
	13	-	-	3,44	3,36	3,28	3,21	3,15	3,09	2,99
	15	-	-	-	3,52	3,44	3,37	3,30	3,24	3,14
37	7	2,77	2,69	2,62	-	-	-	-	-	-
	8	2,88	2,81	2,74	2,68	-	-	-	-	-
	9	3,16	3,07	2,99	2,92	-	-	-	-	-
	11	-	3,44	3,35	3,27	3,20	3,14	3,08	3,02	2,93
	13	-	-	3,61	3,52	3,45	3,37	3,31	3,25	3,14
	15	-	-	-	3,69	3,61	3,54	3,47	3,41	3,29
33	7	2,84	2,76	2,70	2,64	2,59	2,54	-	-	-
	8	2,96	2,88	2,81	2,75	2,70	2,65	-	-	-
	9	3,23	3,14	3,07	3,00	2,94	2,89	2,84	2,80	2,71
	11	-	3,49	3,41	3,34	3,27	3,21	3,16	3,11	3,02
	13	-	-	3,66	3,58	3,51	3,45	3,39	3,33	3,24
	15	-	-	-	3,77	3,69	3,63	3,56	3,51	3,41
	18	-	-	-	-	-	3,81	3,74	3,68	3,58

Untergurte mindestens ϕ 6 mm

Tabelle 11. Zulässige Montagestützweiten für Gitterträger [32, 54, 55] mit Obergurtdurchmesser 16 mm, Diagonalendurchmesser 7 mm und Untergurtdurchmesser 6 mm bei geringen Gitterträgerabständen und zugehörige Biegezugbewehrung

a) **Montagestützweiten** unter Einhaltung einer maximalen Durchbiegung von 1 cm

Trägerabstand [cm]	Trägerhöhe [cm]	zulässige Montagestützweiten [m] für Gitterträger mit Obergurt ϕ 16 mm und Diagonalen ϕ 7 mm bei einer Gesamtdicke h [cm] von								
		12	14	16	18	20	22	24	26	30
25	7	3,08	3,00	2,92						
	8	3,19	3,10	3,02	2,95					
	9	3,47	3,38	3,29	3,22					
	11		3,82	3,72	3,64	3,56	3,50	3,43	3,37	3,26
	13			4,02	3,93	3,84	3,76	3,69	3,62	3,51
	15				4,11	4,02	3,94	3,87	3,79	3,68
16,6	7	3,40	3,31	3,23						
	8	3,51	3,42	3,34	3,27					
	9	3,83	3,73	3,65	3,57					
	11		4,22	4,12	4,03	3,95	3,88	3,81	3,75	3,64
	13			4,47	4,38	4,29	4,21	4,13	4,06	3,93
	15				4,59	4,49	4,40	4,32	4,25	4,12
12,5	7	3,65	3,56	3,47						
	8	3,77	3,67	3,59	3,51					
	9	4,11	4,01	3,91	3,83					
	11		4,53	4,42	4,33	4,24	4,17	4,09	4,03	3,91
	13			4,80	4,70	4,61	4,52	4,44	4,37	4,24
	15				4,93	4,83	4,75	4,66	4,58	4,44
10	7	3,86	3,76	3,67						
	8	3,99	3,88	3,79	3,71					
	9	4,35	4,24	4,14	4,05					
	11		4,79	4,68	4,58	4,49	4,40	4,33	4,26	4,14
	13			5,08	4,97	4,87	4,78	4,70	4,62	4,49
	15				5,22	5,11	5,02	4,93	4,85	4,71
	18					5,23	5,14	5,06	4,91	

Grundlage der vorgenannten Bemessungshilfen sind bauaufsichtliche Zulassungen, in denen auch Auflagerausbildungen festgelegt sind. Danach wird zwischen Montagen mit und ohne zusätzliche Unterstützungen am Endauflager unterschieden (Bild 32). Montageunterstützungen in der Nähe des Endauflagers sind nicht erforderlich, wenn die Auflagertiefe der Fertigteilplatten auf dem Endauflager

mindestens 3,5 cm beträgt und Untergurtnotenpunkte der Gitterträger über diesem Auflager liegen. Ist die rechnerische Auflagerkraft je Gitterträger nicht größer als 5 kN, sind Untergurtnoten von jedem zweiten Gitterträger über dem Auflager ausreichend, sonst sind sie von jedem Gitterträger erforderlich. Im Allgemeinen ergeben sich aufgrund der Stützweitenbegrenzung durch die Biegetragfähigkeit nur bei Anwendung von Gitterträgern mit Obergurten ab 12 mm Durchmesser größere Querkraft je Gitterträger als 5 kN. Bei einer Auflagertiefe über 4 cm sind die Fertigteilplatten an den Auflagern in ein Mörtelbett zu legen.

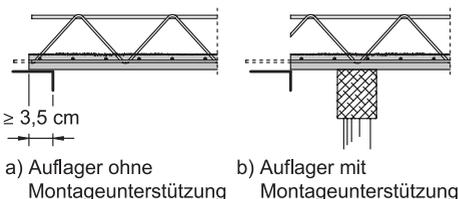


Bild 32. Auflagerung ohne und mit Montageunterstützung am Endauflager von Elementdecken

3.1.3 Verstärkte Gitterträger

Ab Deckendicken über etwa 20 cm mit entsprechend hohen Gitterträgern wird die mögliche Montagestützweite durch die Querkrafttragfähigkeit begrenzt. Die erhöhte Eigenlast wirkt sich hier stärker aus als beim Nachweis der Biegetragfähigkeit. Zudem sinkt der Querkraftwiderstand hoher Gitterträ-

Tabelle 11. Zulässige Montagestützweiten für Gitterträger [32, 54, 55] mit Obergurtdurchmesser 16 mm, Diagonalendurchmesser 7 mm und Untergurtdurchmesser 6 mm bei geringen Gitterträgerabständen und zugehörige Biegezugbewehrung (*Fortsetzung*)

b) **erforderliche Biegezugbewehrung** bei Ausnutzung der Montagestützweite nach a)

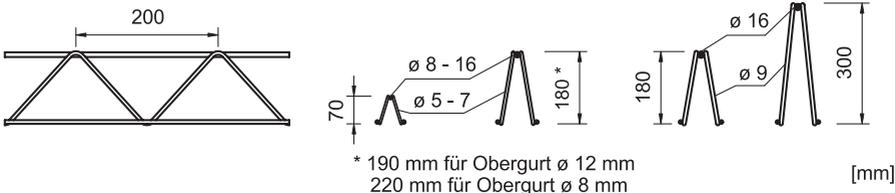
Trägerabstand [cm]	Trägerhöhe [cm]	erforderliche Feldbewehrung ¹⁾ [cm ² / m]								
		bei einer Gesamtdicke h [cm] von								
		12	14	16	18	20	22	24	26	30
25	7	3,22	3,38	3,53						
	8	2,95	3,10	3,24	3,37					
	9	3,04	3,20	3,35	3,49					
	11		3,24	3,39	3,54	3,67	3,81	3,92	4,03	4,27
	13			3,29	3,43	3,55	3,67	3,79	3,89	4,11
	15				3,30	3,42	3,53	3,65	3,74	3,95
	18						3,12	3,22	3,33	3,51
16,6	7	3,92	4,13	4,34						
	8	3,58	3,78	3,96	4,14					
	9	3,71	3,91	4,10	4,28					
	11		3,97	4,16	4,35	4,52	4,69	4,86	5,02	5,32
	13			4,08	4,26	4,43	4,59	4,74	4,89	5,15
	15				4,12	4,26	4,41	4,55	4,70	4,96
	18						3,88	4,01	4,14	4,37
12,5	7	4,52	4,76	5,00						
	8	4,13	4,35	4,56	4,77					
	9	4,27	4,51	4,73	4,94					
	11		4,57	4,79	5,01	5,21	5,41	5,60	5,78	6,13
	13			4,70	4,91	5,11	5,30	5,49	5,67	6,00
	15				4,74	4,94	5,12	5,29	5,46	5,76
	18						4,49	4,64	4,79	5,08
10	7	5,05	5,33	5,59						
	8	4,61	4,86	5,10	5,33					
	9	4,78	5,04	5,28	5,52					
	11		5,11	5,36	5,60	5,83	6,05	6,26	6,46	6,86
	13			5,25	5,49	5,71	5,93	6,13	6,34	6,72
	15				5,30	5,52	5,73	5,93	6,12	6,50
	18						5,02	5,19	5,37	5,69

¹⁾ einschließlich Untergurte, nach Gleichung (4) mit dem vorhandenen Moment

ger aufgrund reduzierter Knickwiderstände längerer Diagonalen (vgl. Bild 33). Für höhere Gitterträger mit einem Obergurtdurchmesser von 16 mm wurden daher verstärkte Gitterträger mit einem Durchmesser der Diagonalen von 9 mm untersucht [71]. Die Untergurtdurchmesser der getesteten Gitterträger betragen 6 mm. Mit diesen verstärkten Gitterträgern können größere Querkraftwiderstände und

größere Montagestützweiten bei dicken Decken erreicht werden [72]. Eine geometrische Abgrenzung der verstärkten Gitterträger zu bisher geprüften Dimensionen zeigt Bild 33.

In [71] sind Belastungsversuche an 18 cm, 20 cm, 24 cm und 30 cm hohen EV-Gitterträgern beschrieben. Es wurden 10 cm und 33 cm breite und 5 cm



a) Gitterträger Typ E

b) Gitterträger Typ EV

Bild 33. Verstärkte EV-Gitterträger [32] im Vergleich mit E-Gitterträgern

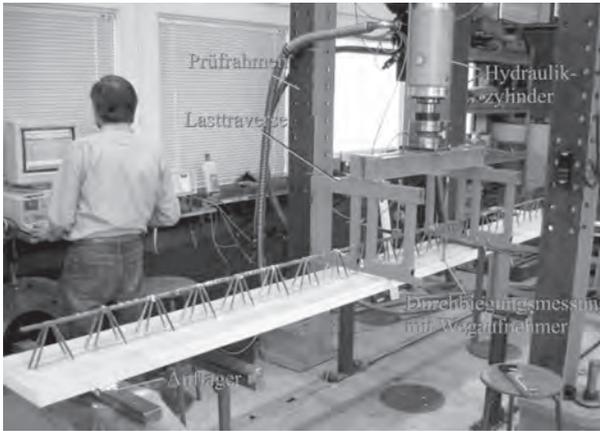


Bild 34. Versuchsaufbau für 4-Punkt-Biegeversuch mit verstärktem EV-Gitterträger nach [71]

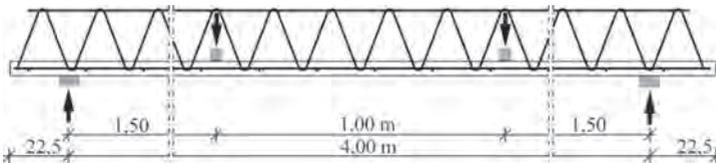


Bild 35. Abmessungen im 4-Punkt-Biegeversuch mit verstärktem EV-Gitterträger nach [71]

dicke Plattenstreifen mit jeweils einem Gitterträger und ergänzend auch 66 cm breite Platten mit jeweils zwei Gitterträgern geprüft. Insgesamt wurden 26 Biegeversuche und 52 Querkraftversuche durchgeführt. Bild 34 zeigt einen 4-Punkt-Biegeversuch. Alle Biegeversuche wurden an 4,45 m langen Platten bei einer Spannweite von 4 m geprüft (Bild 35). Die Biegezugbewehrung der 10 cm breiten Plattenstreifen bestand aus zwei Betonstählen B500

Durchmesser 8 mm, die der 33 cm breiten Platten aus einem Mattenstreifen mit drei Längsstäben Durchmesser 6 mm jeweils zuzüglich der zwei Gitterträgeruntergurte Durchmesser 6 mm. Die Zylinderdruckfestigkeiten lagen zwischen $f_c = 18 \text{ N/mm}^2$ und $f_c = 28 \text{ N/mm}^2$.

Bild 36 zeigt beispielhaft eine gemessene Momenten-Durchbiegungskurve für eine 33 cm breite Betonplatte mit einem Gitterträger EV18-06916. Bis zum Erreichen der Gebrauchslast bei einem Moment von etwa 7 kNm bildeten sich Biegerisse mit geringer Rissbreite an der Plattenunterseite. Die Maximallast wurde hier bei etwa 6 cm Durchbiegung erreicht. Das Versagen trat durch Ausknicken des Obergurtes auf.

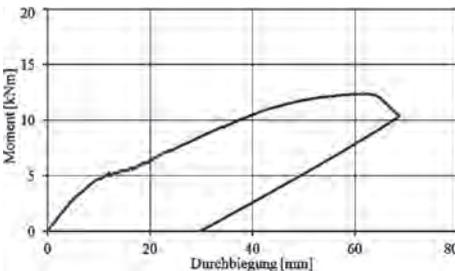


Bild 36. Momenten-Durchbiegungskurve einer 33 cm breiten Platte mit einem Gitterträger EV18-06916 nach [71]

Knickversagen der Obergurte trat sowohl in vertikaler (Bild 37a) als auch in horizontaler Richtung (Bild 37b) auf. Die Schweißpunkte mit den Diagonalenhochpunkten im Abstand von 20 cm dienen dem Druckstab als Festhaltungen.

Die erreichten Bruchmomente der Gitterträger bei einer mitwirkenden Plattenbreite von 33 cm abhängig von der Gitterträgerhöhe zeigt Bild 38. Diese Momente bei Höchstlast steigen degressiv mit zunehmender Trägerhöhe an. In [71] wurden aus den

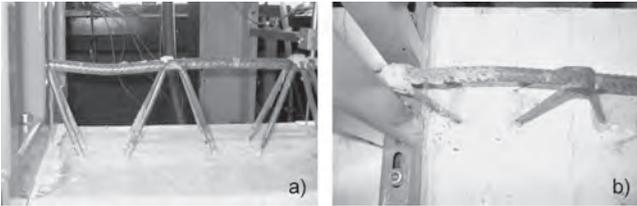


Bild 37. Ausknicken des Obergurtes zwischen zwei Knoten nach [71]: a) in vertikaler Richtung, b) in horizontaler Richtung

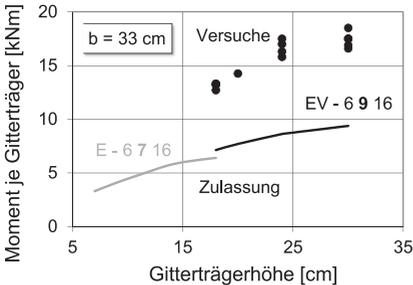


Bild 38. Bruchmomente verstärkter EV-Gitterträger für mitwirkende Plattenbreite von 33 cm nach [72] im Vergleich mit zulässigen Momenten nach [32]

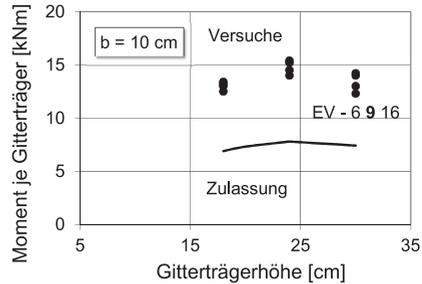


Bild 40. Bruchmomente und zulässige Momente für EV-Gitterträger mit 10 cm schmaler Fußleiste nach [71]



Bild 39. Seitliches Ausweichen hoher Gitterträger mit 10 cm schmaler Fußleiste nach [71]

5%-Quantilen zulässige Momente von 7,18 kNm für 18 cm hohe Träger bis 9,81 kNm für 30 cm hohe Träger abgeleitet (Tabelle 12). Eingetragen sind zusätzlich die zulässigen Momente nach Zulassung [32] für Gitterträger mit Diagonaldurchmesser 7 mm.

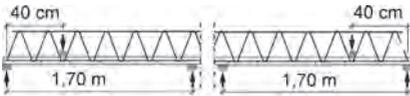
Für die Ermittlung der zulässigen Momente, welche nach Zulassung für den Gebrauchszustand mit $\gamma_E = 1,0$ nachzuweisen sind, wurde ein mittlerer Teilsicherheitsbeiwert auf der Lastseite von $\gamma_E = 1,4$ kombiniert mit einem Teilsicherheitsbeiwert für Stahlversagen von $\gamma_S = 1,15$. Das Produkt dieser Faktoren entspricht einem globalen Sicherheitsbeiwert von $\gamma_{\text{global}} = 1,61$. Bei Querkraftversuchen, in denen Betonversagen auftrat, wurde auf der Widerstandseite $\gamma_C = 1,35$ und somit ein globaler Sicherheitsbeiwert von $\gamma_{\text{global}} = 1,89$ angesetzt. Das Sicherheitsniveau liegt somit etwa im Bereich früherer Auswertungen mit einem globalen Sicherheitsbeiwert von $\gamma_{\text{global}} = 1,75$ bezogen auf den Kleinstwert von drei Versuchen.

Bei 10 cm schmalen Platten mit 30 cm hohen Gitterträgern wurde auch ein seitliches Ausweichen der Gitterträger über eine große Länge als Versagensart beobachtet (Bild 39). Aufgrund der geringen Torsionssteifigkeit der Platte geht das Knickversagen in ein Kippen des Trägers über. Die erreichten Bruchmomente in diesen Versuchen zeigt Bild 40. Darin ist auch die Kurve für die zulässigen Momente nach [71] entsprechend Tabelle 12 angegeben.

Im Anschluss an die Biegeversuche wurden an denselben Platten Versuche zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit nach Bild 41 durchgeführt. Die Belastung wurde in einer Entfernung von 40 cm

Tabelle 12. Zulässige Momente für EV-Gitterträger nach [71] bzw. [32]

Gitterträger	Höhe	Zulässiges Moment je Gitterträger bei Plattenbreite je Gitterträger von			
		10 cm	33 cm	50 cm	62,5 cm
EV18-06916	18 cm	6,89 kNm	7,13 kNm	7,18 kNm	7,20 kNm
EV20-06916	20 cm	7,31 kNm	7,70 kNm	7,77 kNm	7,80 kNm
EV24-06916	24 cm	7,79 kNm	8,63 kNm	8,80 kNm	8,87 kNm
EV30-06916	30 cm	7,41 kNm	9,38 kNm	9,81 kNm	10,00 kNm

**Bild 41.** Versuchsaufbau der Querkraftversuche mit verstärkten EV-Gitterträgern [71]

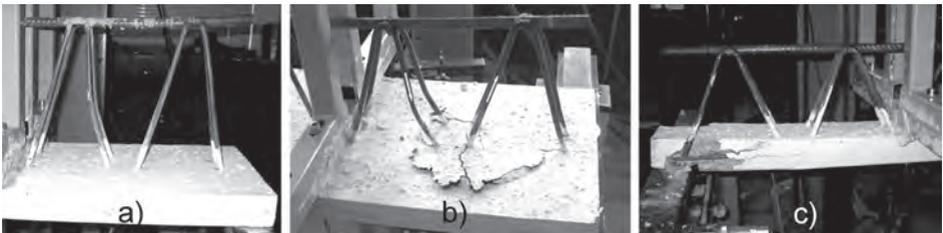
zum Endauflager aufgebracht. Die Hauptversuche wurden mit den Untergurtnoten über dem Endauflager geprüft (Bild 41, links). In ergänzenden Versuchen wurden auch Gitterträgerdiagonalen am Ende des Trägers durchtrennt (Bild 41, rechts).

In den Querkraftversuchen traten abhängig von der Gitterträgerhöhe und der Plattenbreite unterschiedliche Versagensarten auf. Bei 30 cm hohen Gitterträgern knickten typischerweise die druckbeanspruchten Diagonalen aus (Bild 42a). Bei Gitterträgern unter 25 cm Höhe traten Betonausbrüche im Bereich der Untergurtnoten auf (Bild 42b). Auch hier wurden die Druckdiagonalen verformt. Bei schmalen Balken mit 10 cm Breite trat Spalten des Betons auf (Bild 42c).

Die Bruchquerkräfte für Plattenbreiten je Gitterträger von 33 cm sind in Bild 43 abhängig von der Gitterträgerhöhe dargestellt. Die Höchstlasten der Versuche mit bis zu 24 cm hohen Gitterträgern mit Betonversagen lagen im Mittel etwas höher als die Querkräfte der 30 cm hohen Gitterträger mit Stahlversagen. Für die Herleitung zulässiger Querkräfte

wurden die Höchstlasten der Versuche mit Betonversagen auf eine Mindestbetonfestigkeit von $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ umgerechnet. Zulässige Querkräfte wurden nach [71] mit unterschiedlichen globalen Sicherheitsbeiwerten von $\gamma_{\text{global}} = 1,89$ bzw. $\gamma_{\text{global}} = 1,61$ abhängig von der Versagensart abgeleitet. Daher konnte für die geprüften Trägerhöhen trotz etwas geringerer Bruchquerkraft bei hohen Gitterträgern ein einheitlicher Wert für die zulässige Querkraft von 7,7 kN angegeben werden [71]. Dieser Wert nach Zulassung [32] ist in Bild 48 als horizontale Linie eingezeichnet. Zum Vergleich wurden auch die zulässigen Querkräfte der unverstärkten E-Gitterträger bei Einsatz einer Diagonale mit Durchmesser 7 mm eingetragen. Bei diesen dünnen Diagonalen sinkt die Querkrafttragfähigkeit bei Trägerhöhen über 20 cm.

Die Bruchquerkräfte in Versuchen an 10 cm breiten Platten lagen nach [71] etwa 25% und die daraus abgeleitete zulässige Querkraft etwa 12% unter denen der 33 cm breiten Platten. Das Versagen trat dabei durch Spalten im Verankerungsbereich (Bild 42c) der schmalen Platten ohne Querbewehrung mit nur einem Gitterträger auf. Die Zulassung [32] fordert jedoch mindestens zwei Gitterträger je Fertigteilplatte. Dadurch wird indirekt eine größere Mindestbreite gefordert, die in Verbindung mit einer dann vorhandenen Mindestquerbewehrung den Widerstand gegen Spalten im Verankerungsbereich erhöht. Bei Ausnutzung der zulässigen Montagestützweiten für Gitterträgerabstände von 10 cm wer-

**Bild 42.** Versagensarten bei Querkraftbeanspruchung nach [71]

den zudem die Querkräfte nach Zulassung [32] nicht ausgenutzt. Daher war nach [71] eine zusätzliche Regelung in der Zulassung entbehrlich.

Sofern über dem Endauflager kein Untergurtknotenpunkt angeordnet ist, reduziert sich die Querkraft-

tragfähigkeit abhängig von der Plattenbreite auf bis zu 40%. In der Zulassung [32] ist diese Anordnung allerdings nicht geregelt. Bei Ausnutzung der zulässigen Querkraft von 7,7 kN je Gitterträger ist der Untergurtknotenpunkt über dem Endauflager anzuordnen.

Für bisher zugelassene Gitterträger reicht die Anordnung des Untergurtknotenpunktes über dem Endauflager bei jedem zweiten Gitterträger, wenn die einwirkende Querkraft je Gitterträger auf 5 kN begrenzt wird. Diese Regelung wurde auch in der Zulassung [32] unverändert beibehalten.

Die möglichen Montagestützweiten bei Einsatz der verstärkten EV-Gitterträger zeigt Tabelle 13. Danach ist z. B. mit Gitterträgern EV26-06916, einem Gitterträgerabstand von 62,5 cm und einer Deckendicke von 34 cm eine Montagestützweite von 2,46 m zulässig. Mit einem reduzierten Gitterträgerabstand von 10 cm kann die zulässige Montagestützweite auf 6,02 m erhöht werden.

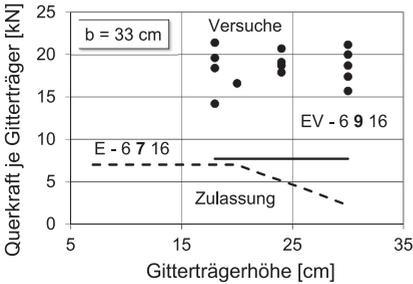


Bild 43. Bruchquerkräfte in Querkraftversuchen mit verstärkten EV-Gitterträgern im Vergleich mit zulässiger Querkraft nach Zulassung [32]

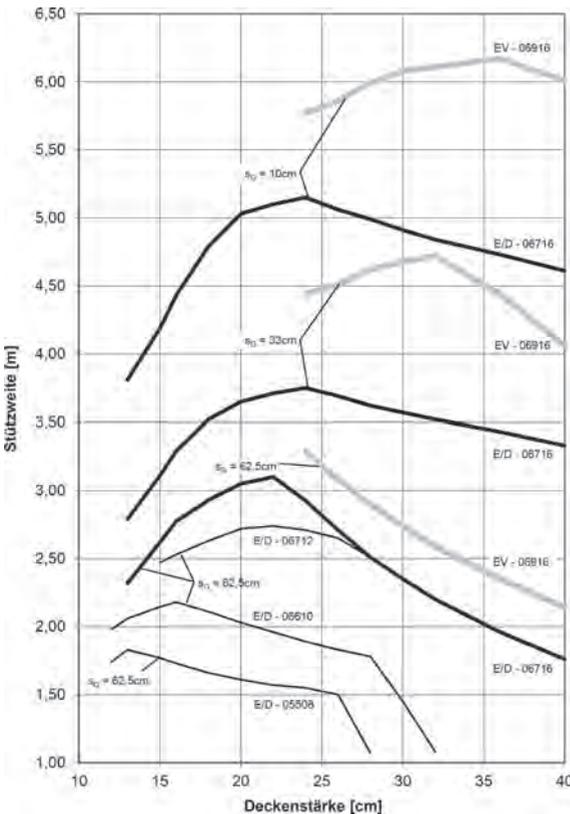


Bild 44. Vergleich zulässiger Montagestützweiten für unterschiedliche Gitterträgerdimension nach [72]

Tabelle 13. Zulässige Montagestützweiten für verstärkte Gitterträger EV-06916 [71]

Träger- abstand [cm]	Träger- höhe [cm]	Zulässige Montagestützweiten (m) für EV-Gitterträger mit Obergurt a 16 mm und Diagonalen ø 5 mm bei einer Gesamtdicke h [cm] von											
		22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44
62,5	18	3,52	3,29	3,08	2,90	2,74	2,59	2,46	2,35	2,24	2,14	2,05	1,97
	20		3,29	3,08	2,90	2,74	2,59	2,46	2,35	2,24	2,14	2,05	1,97
	22			3,08	2,90	2,74	2,59	2,46	2,35	2,24	2,14	2,05	1,97
	24				2,90	2,74	2,59	2,46	2,35	2,24	2,14	2,05	1,97
	26					2,74	2,59	2,46	2,35	2,24	2,14	2,05	1,97
	28						2,59	2,46	2,35	2,24	2,14	2,05	1,97
	30							2,46	2,35	2,24	2,14	2,05	1,97
50	18	4,05	3,91	3,79	3,62	3,42	3,24	3,08	2,93	2,80	2,68	2,57	2,46
	20		4,07	3,85	3,62	3,42	3,24	3,08	2,93	2,80	2,68	2,57	2,46
	22			3,85	3,62	3,42	3,24	3,08	2,93	2,80	2,68	2,57	2,46
	24				3,62	3,42	3,24	3,08	2,93	2,80	2,68	2,57	2,46
	26					3,42	3,24	3,08	2,93	2,80	2,68	2,57	2,46
	28						3,24	3,08	2,93	2,80	2,68	2,57	2,46
	30							3,08	2,93	2,80	2,68	2,57	2,46
33	18	4,53	4,44	4,35	4,27	4,20	4,13	4,07	4,01	3,96	3,88	3,80	3,72
	20		4,59	4,50	4,42	4,36	4,29	4,23	4,16	4,10	4,03	3,99	3,73
	22			4,70	4,62	4,54	4,47	4,40	4,34	4,24	4,06	3,89	3,73
	24				4,76	4,68	4,61	4,54	4,44	4,24	4,06	3,89	3,73
	26					4,80	4,72	4,64	4,44	4,24	4,06	3,89	3,73
	28						4,83	4,67	4,44	4,24	4,06	3,89	3,73
	30							4,67	4,44	4,24	4,06	3,89	3,73
20	18	5,04	4,93	4,83	4,74	4,66	4,59	4,52	4,45	4,39	4,34	4,29	4,24
	20		5,12	5,01	4,92	4,84	4,76	4,68	4,62	4,56	4,50	4,45	4,40
	22			5,22	5,13	5,04	4,96	4,88	4,81	4,75	4,69	4,63	4,58
	24				5,29	5,20	5,12	5,04	4,97	4,90	4,84	4,76	4,73
	26					5,32	5,23	5,16	5,08	5,01	4,95	4,89	4,83
	28						5,35	5,26	5,19	5,12	5,06	4,99	4,94
	30							5,37	5,29	5,22	5,15	5,09	5,03
10	18	5,89	5,77	5,65	5,55	5,45	5,37	5,28	5,21	5,14	5,07	5,01	4,95
	20		5,97	5,85	5,75	5,66	5,57	5,48	5,41	5,34	5,27	5,20	5,14
	22			6,11	5,99	5,89	5,80	5,71	5,63	5,55	5,48	5,42	5,35
	24				6,19	6,08	5,98	5,89	5,81	5,73	5,66	5,59	5,52
	26					6,21	6,11	6,02	5,94	5,86	5,78	5,71	5,65
	28						6,24	6,14	6,06	5,97	5,90	5,83	5,76
	30							6,26	6,17	6,09	6,01	5,93	5,87
Träger- abstand [cm]	Träger- höhe [cm]	erforderliche Feldbewehrung ¹⁾ [cm ² /m] bei einer Gesamtdicke h [cm] von											
		22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44
62,5	18	2,30	2,15	2,02	1,90	1,79	1,70	1,61	1,54	1,47	1,40	1,34	1,29
	20		1,92	1,80	1,69	1,60	1,52	1,44	1,37	1,31	1,25	1,20	1,15
	22			1,63	1,53	1,45	1,37	1,30	1,24	1,18	1,13	1,09	1,04
	24				1,39	1,31	1,24	1,18	1,12	1,07	1,03	0,99	0,94
	26		vorh. As ²⁾ = 0,90 cm ² /m			1,21	1,15	1,09	1,04	0,99	0,95	0,91	0,87
	28						1,06	1,01	0,96	0,92	0,88	0,84	0,81
	30							0,93	0,89	0,85	0,81	0,78	0,75
50	18	3,06	3,06	3,06	2,98	2,81	2,66	2,53	2,41	2,30	2,20	2,11	2,02
	20		2,86	2,83	2,66	2,51	2,38	2,26	2,15	2,06	1,97	1,89	1,81
	22			2,57	2,41	2,28	2,16	2,05	1,95	1,87	1,78	1,71	1,64
	24				2,20	2,07	1,98	1,87	1,78	1,70	1,62	1,56	1,49
	26		vorh. As ²⁾ = 1,13 cm ² /m			1,93	1,83	1,73	1,65	1,58	1,51	1,45	1,39
	28						1,70	1,61	1,54	1,47	1,40	1,34	1,29
	30							1,50	1,43	1,36	1,30	1,25	1,20
33	18	3,68	3,96	4,06	4,16	4,25	4,34	4,44	4,53	4,62	4,64	4,64	4,64
	20		3,80	3,89	3,99	4,11	4,19	4,30	4,37	4,45	4,48	4,36	4,19
	22			3,87	3,97	4,06	4,15	4,23	4,32	4,33	4,15	3,97	3,81
	24				3,86	3,95	4,03	4,12	4,15	3,96	3,79	3,63	3,48
	26		vorh. As ²⁾ = 1,71 cm ² /m			3,88	3,96	4,03	3,88	3,71	3,55	3,40	3,26
	28						3,88	3,82	3,63	3,47	3,32	3,18	3,05
	30							3,57	3,40	3,25	3,10	2,97	2,86
20	18	4,88	4,98	5,11	5,23	5,35	5,47	5,58	5,69	5,81	5,92	6,03	6,13
	20		4,85	4,97	5,09	5,21	5,32	5,44	5,55	5,66	5,76	5,87	5,97
	22			4,99	5,11	5,23	5,34	5,45	5,57	5,67	5,78	5,89	5,99
	24				5,03	5,15	5,26	5,37	5,48	5,59	5,70	5,80	5,90
	26		vorh. As ²⁾ = 2,83 cm ² /m			5,17	5,28	5,39	5,50	5,61	5,72	5,82	5,93
	28						5,28	5,39	5,50	5,61	5,71	5,82	5,92
	30							5,36	5,47	5,57	5,68	5,78	5,89
10	18	6,75	6,92	7,09	7,26	7,43	7,59	7,75	7,91	8,06	8,22	8,37	8,52
	20		6,76	6,93	7,11	7,29	7,45	7,61	7,77	7,94	8,07	8,22	8,36
	22			7,06	7,23	7,40	7,56	7,72	7,88	8,03	8,19	8,34	8,48
	24				7,20	7,37	7,53	7,69	7,84	8,00	8,15	8,30	8,45
	26		vorh. As ²⁾ = 5,65 cm ² /m			7,54	7,70	7,86	8,03	8,18	8,34	8,49	8,64
	28						7,84	8,01	8,17	8,33	8,49	8,65	8,80
	30							8,12	8,29	8,45	8,61	8,77	8,92

¹⁾ einschließlich Gitterträgeruntergürte
²⁾ vorhandene Biegezugbewehrung der Gitterträgeruntergürte ø 6 mm
³⁾ Erhöhungsfaktor für erf. As bei Passplatten mit 2 Gitterträgern

Filigran – Sonderdruck aus Beton-Kalender 2016

Diese Montagestützweiten stellen die Einhaltung der zulässigen Querkkräfte und Momente entsprechend den Berechnungsansätzen nach den Gln. (5) bis (9) sicher. Nach Zulassung [32] ist eine maximale Durchbiegung von 1 cm nachzuweisen. Für diesen Nachweis wurden aus den Biegeversuchen [71] effektive Biegesteifigkeiten für eine Biegebeanspruchung auf Gebrauchslastniveau hergeleitet. Mit diesen effektiven Biegesteifigkeiten wurde eine rechnerische Durchbiegung von 1 cm nachgewiesen. Die Biegesteifigkeit der Gitterträgerplatte hängt außer von den Gitterträgern von der Betonfestigkeit, der Plattendicke und der Plattenbewehrung ab und ist Streuungen unterworfen. Zudem sind die Durchbiegungen in der Praxis abhängig von der tatsächlichen Belastung im Montagezustand. Auch aufgrund dieser Unwägbarkeiten können auf der Baustelle insbesondere bei Montagestützweiten über 4 m größere Durchbiegungen auftreten.

Für die Anwendung der Tabelle 13 gelten folgende Bedingungen:

- Für die Gitterträger gelten gesondert hinterlegte Knotenscherkräfte nach Zulassung [32].
- Untergurtnoten der Gitterträger liegen über dem Auflager.
- Mindestplattendicke (Nennwert): 5 cm.
- Betondruckfestigkeit $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$.
- Es sind mindestens zwei Gitterträger je Fertigteilplatte vorhanden.
- Es ist eine Mindestzugbewehrung vorhanden.

Die erforderliche Mindestzugbewehrung nach Gl. (4) je Gitterträger einschließlich der Gitterträgeruntergurte ($2 \text{ } \varnothing 6 \text{ mm}$) ist in der Zulassung für die jeweils maximal zulässige Biegebeanspruchung angegeben. Wird die zulässigen Montagestützweite durch die zulässige Querkraft oder das Durchbiegungskriterium begrenzt, ist die Biegetragfähigkeit nicht ausgenutzt und die erforderliche Biegezugbewehrung reduziert. Im unteren Teil der Tabelle 13 ist diese erforderliche Feldbewehrung für Standardplatten mit mehreren Gitterträgern angegeben. Bei Passplatten mit nur zwei Gitterträgern kann die Biegebeanspruchung eines einzelnen Gitterträgers aufgrund begrenzter Lastaufteilung größer sein. Für schmale Passplatten bis 40 cm Breite ist dadurch die erforderliche Feldbewehrung höher und die Tabellenwerte sind mit dem angegebenen „Passplattenfaktor“ zu erhöhen.

Mit dem verstärkten EV-Gitterträger lassen sich bei Deckendicken ab etwa 22 cm größere Montagestützweiten als mit anderen Gitterträgern ausführen. Bild 44 zeigt einen Vergleich für unterschiedliche Gitterträgerdimensionen nach [72].

Bild 44 zeigt die zulässigen Montagestützweiten für Gitterträger mit vorgegebener Durchmesserkombination von Untergurt, Diagonale und Obergurt. Gitter-

träger mit Obergurtdurchmesser 10 mm wurden mit Diagonalendurchmesser 5 mm kombiniert. Bei Einsatz dickerer Diagonalen kann aufgrund erhöhter Querkrafttragfähigkeit bei dickeren Decken eine größere Montagestützweite erreicht werden. In [73] wurden Versuche an 18 cm bis 30 cm hohen Gitterträgern mit 7 mm Diagonalendurchmesser beschrieben, welche für Gitterträger über 20 cm Höhe zulässige Querkkräfte oberhalb der Werte nach Bild 28 ermöglichen. Die zulässigen Biegemomente solcher EV-Gitterträger mit Obergurt Durchmesser 10 mm nach [32] sind größer als nach Bild 26, wodurch größere Montagestützweiten erreicht werden.

3.1.4 Besondere Aspekte der Anwendung

3.1.4.1 Montagestützweite nach europäischer Produktnorm

Der Nachweis des Montagezustandes von Elementdecken als Einfeldträger stellt im üblichen Fall tatsächlich vorhandener Zwischenunterstützungen eine Vereinfachung dar. Nach europäischer Produktnorm DIN EN 13747 [63] für Elementdecken ist die Bemessung als Mehrfeldträger möglich. Dieser Ansatz ist technisch sinnvoll. Jedoch müssen für die Umsetzung dieses Bemessungsansatzes auch Momenten- und Querkraftwiderstände für den Nachweis am Zwischenaufleger bekannt sein. Diese Werte stehen aktuell nicht umfassend zur Verfügung. Charakteristische Widerstände für das Feldmoment und die Querkraft am Endauflager können aus Angaben vorliegender Zulassungen hergeleitet werden. Jedoch sollte deren Herleitung überprüft werden. Zudem ist die Bemessung nach DIN EN 13747 aufwendiger, da unterschiedliche Laststellungen und unterschiedliche Lasten zu berücksichtigen sind.

In [74] wurden Montagestützweiten auf der Grundlage der DIN EN 13747 [63] ermittelt. Hierzu mussten mehrere Annahmen getroffen werden, welche noch nicht verifiziert wurden. Nach Anhang J der europäischen Produktnorm DIN EN 13747 [63] sind die Entwurfswiderstände für Biegung und Querkraft aus dem Mittelwert von jeweils zwei bis drei Versuchen durch Division mit dem Prüfkoeffizienten $\gamma_E = 1,2$ zu ermitteln. Setzt man für die Bruchmomente im Feld und die Bruchquerkräfte am Endauflager die 1,75-fachen zulässigen Werte nach Zulassung an, errechnet sich der Entwurfswiderstand daraus durch Division mit dem Prüfkoeffizienten.

Für die Bemessung von Mehrfeldträgern mussten weitere Annahmen getroffen werden. Zum einen wurde am Zwischenaufleger ein gegenüber dem Endauflager um 25 % erhöhter Querkraftwiderstand angesetzt. Dieser Ansatz begründet sich in der Tatsache, dass auch bei aktueller Bemessung eines Einfeldträgers und tatsächlicher Ausführung als Zweifeldträger die einwirkende Querkraft um 25 % höher

ist als bei der Bemessung zugrunde gelegt. In langjähriger Praxis wurde kein Querkraftversagen am Zwischenaufleger beobachtet. Grund hierfür könnte eine erhöhte Querkrafttragfähigkeit am Zwischenauflager durch die überdrückte Betonplatte sein oder auch eine Momentenumlagerung von der Stütze ins Feld, welche auch die einwirkenden Querkräfte am Zwischenaufleger reduziert. Zum anderen wurde in [74] der Biegezugwiderstand im Stützbereich mit gezogener Obergurter rechnerisch als Fachwerk bestimmt und auf den 1,5-fachen Wert der Biegetragfähigkeit im Feld begrenzt. Die Begrenzung wurde gewählt, um den bekannten Anwendungsbereich nicht zu verlassen (vgl. Abschnitt 3.1.4.2).

Ein Vergleich mit zulässigen Montagestützweiten nach aktueller Zulassungsregelung zeigt unter vorgenannten Annahmen für Einfeldträger nur geringe Abweichungen. Für Zweifeldträger sind bei Einsatz von Standardgitterträgern bis zu ca. 20% größere Montagestützweiten zu erwarten. Allerdings wurden in [74] auch einzelne größere Abweichungen zu den Montagestützweiten nach Zulassung festgestellt, welche kritisch beurteilt werden. Diese Abweichungen resultieren auch aus der Tatsache, dass die nach Zulassung bei kleinen Stützweiten relevante Bemessung für eine Einzellast nach Gl. (6) nach DIN EN 13747 [63] nicht anzusetzen ist. Insgesamt sind Montagestützweiten nach DIN EN 13747 [63] noch gesondert zu verifizieren. Aktuell gelten nach Bauregelliste [57] für den Montagezustand die Regelungen der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen.

3.1.4.2 Biegetragverhalten bei gezogenem Gitterträgerobergurt

Versuche an Durchlaufträgern oder Versuche mit negativer Momentenbeanspruchung, d. h. mit Gitterträgerobergurten in der Zugzone sind kaum bekannt. An dieser Stelle sollen daher Tastversuche von Hayessen [75] vorgestellt werden, in denen Plattenstreifen mit Gitterträgern sowohl mit gedrückten als auch mit gezogenen Obergurten getestet wurden. Es wurden vier 3,10 m lange, 60 cm breite und 5 cm dicke Elementplatten mit einer Betondruckfestigkeit zum Versuchszeitpunkt von ca. 22 N/mm² mit jeweils einem Gitterträger hergestellt. Als Gitterträger wurde ein 12 cm hoher Träger nach Bild 14 [55] mit Untergurt- und Diagonaldurchmesser von 6 mm und Obergurtdurchmesser von 10 mm (D12-06610) verwendet. Zusätzlich war die Platte mit vier Längsstäben B500 Durchmesser 6 mm bewehrt. Die Platten wurden bei Spannweiten von 3,0 m mit zwei symmetrisch angeordneten Einzellasten im Abstand von 50 cm bis zum Bruch belastet. In zwei Versuchen wurde die Gitterträgerplatte mit unten liegender Betonplatte geprüft, sodass der oben liegende Gitterträgerobergurt Druckspannungen erfuhr (positives Moment). In zwei weiteren Versuchen wurden die Versuchs-

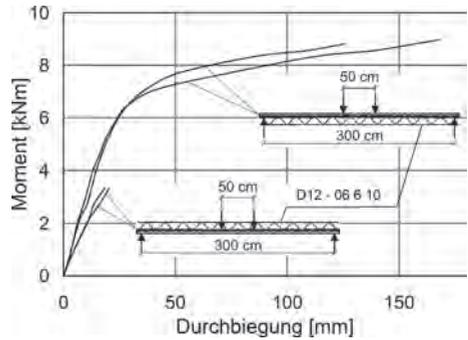


Bild 45. Momenten-Durchbiegungskurven von Elementplatten mit Gitterträgerobergurten in der Druckzone sowie in der Zugzone nach [75]

körper gedreht und die Betonplatte befand sich oben in der Druckzone und der Gitterträgerobergurt unten im Zugbereich (negatives Moment). Die Momentenbeanspruchung aus Eigenlast und Prüflast ist in Bild 45 in Abhängigkeit von der Mittendurchbiegung der Platte aufgetragen.

In den Versuchen mit oben liegenden Obergurten erfolgte das Versagen durch Ausknicken dieser Gurte bei 3,52 kNm bzw. 3,57 kNm. Diese Bruchmomente entsprechen etwa dem 1,7-fachen zulässigen Moment nach Zulassung [55] und damit dem erwarteten Wert.

Die Versuche wurden kurz nach Erreichen der Höchstlast abgebrochen, sodass in Bild 45 nicht der abfallende Ast der Momenten-Durchbiegungskurve gezeigt ist. In ähnlichen Versuchen wurde nach Erreichen der Höchstlast noch eine große Durchbiegungszunahme ohne größeren Lastabfall beobachtet.

In den Versuchen mit unten liegendem Gitterträgerobergurt zeigten sich zunächst Biegerisse an der unten liegenden Seite der Betonplatte, bevor sich nach über 10 cm Durchbiegung Betonabplatzungen an der Druckzonenseite der Platte zeigten und anschließend der im Zugbereich liegende Gitterträgerobergurt riss. Die Bruchmomente betragen 8,88 kNm und 9,03 kNm und lagen damit deutlich über den in Versuchen mit Gitterträgerobergurten in der Druckzone erreichten Bruchmomenten (positive Momente). Auch die Biegesteifigkeit war bei dieser Versuchsanordnung größer, wie der Vergleich der Durchbiegungen im unteren Belastungsbereich zeigt (Bild 45).

Das günstige Tragverhalten von Gitterträgerplatten bei negativer Momentenbelastung wird auch durch zulässige Momente und Biegesteifigkeiten in Zulassungen für Dachelemente bestätigt, bei denen der Endzustand der Bauteile dem Montagezustand von

Elementdecken ähnelt. In den Zulassungen [49] und [76] wurden für verschiedene Gitterträgertypen bei Anordnung der freien Gitterträgergurte in der Zugzone betragsmäßig etwa 1,8-fache bzw. 1,5-fache Momente zugelassen. Dabei gilt der kleinere Faktor für den Gitterträger mit dem absolut größeren zulässigen Moment. Die Erhöhung ist danach systemabhängig. Nach Zulassung [49] waren bei negativer Momentenbeanspruchung für Plattenbreiten je Gitterträger unter 50 cm auch um ca. 30% größere Biegesteifigkeiten anrechenbar.

3.1.4.3 Kragarme

Nach den Ergebnissen in Abschnitt 3.1.4.2 können die in Zulassungen für positive Momente angegebenen zulässigen Momente auf der sicheren Seite auch im Fall gezogener Obergurte angesetzt werden. Dieser Ansatz kann auch zum Nachweis von auskragenden Elementplatten dienen. Dieser Anwendungsfall ist nicht in den geltenden Gitterträgerzulassungen erfasst, kommt aber in der Praxis vor. Bild 46 zeigt einen solchen Fall schematisch. In Tabelle 14 wurden daher für einen Standardgitterträger mit einer Durchmesserkombination 06610

Tabelle 14. Mögliche Kragarmlänge von Elementdeckenplatten mit Standardgitterträgern und Durchmesserkombination 06610

Gitterträger-abstand [cm]	höhe [cm]	Zulässige Kragarmlänge [m] im Montagezustand für Gitterträger mit Obergurt \varnothing 10 mm und Diagonalen \varnothing 6 mm bei einer Gesamtdicke h [cm] von										
		10	12	14	16	20	22	24	26	30	35	40
75	6	0,82	0,77	0,72	0,67	0,60	0,57	0,55	0,53	0,49	0,45	0,42
	7		0,80	0,74	0,70	0,62	0,59	0,57	0,55	0,51	0,47	0,44
	8		0,86	0,79	0,74	0,66	0,63	0,61	0,58	0,54	0,50	0,47
	10			0,82	0,76	0,68	0,65	0,62	0,60	0,56	0,52	0,48
	12				0,77	0,69	0,66	0,63	0,60	0,56	0,52	0,49
	14–20					0,70	0,67	0,64	0,62	0,57	0,53	0,50
60	6	0,95	0,90	0,86	0,83	0,77	0,74	0,71	0,68	0,63	0,59	0,55
	7		0,96	0,93	0,89	0,80	0,76	0,73	0,70	0,65	0,60	0,56
	8		1,00	0,96	0,91	0,81	0,78	0,74	0,71	0,66	0,62	0,58
	10			1,00	0,93	0,83	0,80	0,76	0,73	0,68	0,63	0,59
	12				0,94	0,84	0,81	0,77	0,74	0,69	0,64	0,60
	14–20					0,86	0,82	0,79	0,76	0,71	0,65	0,61
50	6	1,05	0,99	0,95	0,91	0,86	0,84	0,82	0,80	0,75	0,69	0,65
	7		1,06	1,01	0,97	0,92	0,89	0,86	0,82	0,77	0,71	0,66
	8		1,14	1,09	1,05	0,99	0,97	0,94	0,90	0,84	0,78	0,73
	10			1,15	1,11	1,04	0,99	0,95	0,91	0,85	0,79	0,73
	12				1,04	0,93	0,89	0,85	0,82	0,76	0,71	0,66
	14–20					0,95	0,91	0,87	0,84	0,78	0,72	0,67
40	6	1,15	1,11	1,05	1,01	0,95	0,92	0,90	0,88	0,85	0,81	0,77
	7		1,17	1,12	1,08	1,01	0,98	0,96	0,94	0,91	0,85	0,79
	8		1,21	1,16	1,12	1,05	1,02	1,00	0,98	0,94	0,87	0,81
	10			1,23	1,19	1,12	1,09	1,06	1,04	0,96	0,89	0,83
	12				1,35	1,21	1,15	1,10	1,06	0,99	0,91	0,86
	14–20					1,22	1,17	1,12	1,07	1,00	0,93	0,87

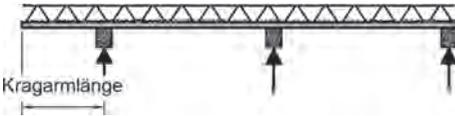


Bild 46. Elementdecke mit Kragarm im Montagezustand

mögliche Kragarmlängen berechnet. Grundlage sind zulässige Querkräfte und Momente nach Zulassung [32, 55]. Bei niedrigen Gitterträgern wurden die rechnerisch ermittelten Stützweiten analog den Erläuterungen zu den Tabellen 7 und 8 reduziert. Dabei wurden die für den Einfeldträger genannten Bezugswerte (s. Abschnitt 3.1.2) hier halbiert angesetzt.

3.1.4.4 Stoßen von Gitterträgergurten

Eine besondere Fragestellung im Montagezustand ergibt sich bei gestoßenen Gurten von Gitterträgern. Gitterträger in Standardabmessungen werden in der Mehrzahl als 14 m lange Lagerträger ins Fertigteilwerk geliefert. In automatisierten Werken werden diese Gitterträger zunehmend maschinell am Obergurt verschweißt. Werden von diesen endlosen Elementen die für die Fertigteilproduktion erforderlichen Trägerlängen abgeschnitten, werden hierbei Reststücke vermieden. Die Untergurte können mit Zulagen im Fertigteil durch Übergreifung gestoßen werden. Der Obergurtstoß erfordert im Hinblick auf die Montagesicherheit besondere Beachtung. Im Standardfall und ausdrücklich nach dem Bemessungskonzept der bauaufsichtlichen Zulassungen überträgt er im Montagezustand Druckkräfte. Bei der Beurteilung eines solchen Stoßes im Hinblick auf die Montagesicherheit ist zu unterscheiden zwischen der Ausführung eines Stumpfstoßes und eines Überlappungsstoßes.

Die Ausführung eines Stumpfstoßes mittels Abrennstumpfschweißen wurde in einem Gutachten [77] behandelt. Danach war diese Ausführung nach DIN 4099:2003 Schweißen von Betonstahl geregelt und nach DIN 1045-1:2001 [20] sowohl als Zug- als auch als Druckstoß ohne Einschränkung anwendbar. Diese Aussage gilt sinngemäß auch nach aktuellen Normen. Im Hinblick auf das Knickversagen entstehen nach [77] durch das Schweißen keine Exzentrizitäten, welche die Stabilität der Obergurte beeinträchtigen können, da die zu stoßenden Stabenden in genutete Kupferelektroden eingespannt und beim Schweißvorgang in Schlitten geführt werden. Eine Beeinträchtigung der Tragfähigkeit der Gitterträgerobergurte wird ausgeschlossen [77].

Der Einfluss eines geschweißten Überlappungsstoßes des Obergurtes auf die Tragfähigkeit von Gitterträgern wurde von *Alfes* und *Schießl* in [78] untersucht. In Belastungsversuchen wurden jeweils drei

Gitterträgerplatten mit durchgehenden und gestoßenen Gitterträgern geprüft. Die Überlappung der gestoßenen Obergurte betrug ca. 4 cm. Die gewählten Standardträger nach Bild 15 hatten für häufige Deckenstärken übliche Trägerhöhen von 14 cm. Der Obergurt Durchmesser betrug 8 mm, die Diagonalen- und Untergurtdurchmesser betragen 5 mm. Es wurden insgesamt sechs Biegeversuche an 2,10 m langen, 37,5 cm breiten und 5 cm dicken Fertigteilplatten mit jeweils einem Gitterträger durchgeführt. Bei einer Stützweite von 1,92 m wurden die Platten mit zwei Einzellasten in den Drittelpunkten auf Biegung belastet.

Alle sechs Platten versagten durch seitliches Ausknicken der Obergurte zwischen den Obergurtknoten. Der Ausknickvorgang begann bei den gestoßenen Gitterträgern jeweils zwischen den Knoten benachbart zum Stoßbereich. Dies war nach den Erläuterungen in [78] auch zu erwarten, da der Überlappungsstoß eine Verstärkung darstellt und die Knicksteifigkeit erhöht. Es wird an dieser Stelle ergänzt, dass sich auch die Knicklänge des Obergurtes zwischen den zwei benachbarten Knotenpunkten durch die Überlappung von 4 cm von 20 cm auf 16 cm reduziert, was sich laststeigernd auf die Knicklast auswirkt. Dieses ist auch in der Praxis der Fall.

Die Durchbiegungen von Platten mit gestoßenen und nicht gestoßenen Gitterträgern waren auf Gebrauchslastniveau nicht signifikant unterschiedlich. Die Höchstlasten in den Versuchen mit gestoßenen Gitterträgern lagen im Mittel geringfügig niedriger. Jedoch konnte in allen Fällen nach Erreichen der Höchstlast und leichtem Absinken der Versuchslast der Versuch fortgesetzt werden, bis er bei einer Durchbiegung von 50 mm abgebrochen wurde.

Im Gegensatz zu den Versuchen mit 100%igem Stoßanteil werden in der Praxis nicht alle Gitterträger gestoßen. In [78] wird daher geschlossen, dass sich ein Obergurtstoß baupraktisch unter Berücksichtigung üblicher Traglaststreuungen nicht auf die Tragfähigkeit von Elementdecken auswirkt.

3.1.4.5 Sonderkonstruktionen

Die möglichen Montagestützweiten von Elementdecken sind im Allgemeinen geringer als die Stützweiten im Endzustand, was zusätzliche Unterstützungen im Montagezustand erfordert. Sollen zusätzliche Montageunterstützungen vermieden werden, sind enge Abstände von Gitterträgern mit großen Stabdimensionen notwendig (vgl. Tabellen 11 und 13 sowie Bild 44). Dies ist nicht immer wirtschaftlich. Für größere Montagestützweiten von Elementdecken wurden daher unterschiedliche Sonderkonstruktionen entwickelt.

Die Grundidee dieser Systeme besteht in der Ausbildung einer Betondruckzone im Bereich der Git-

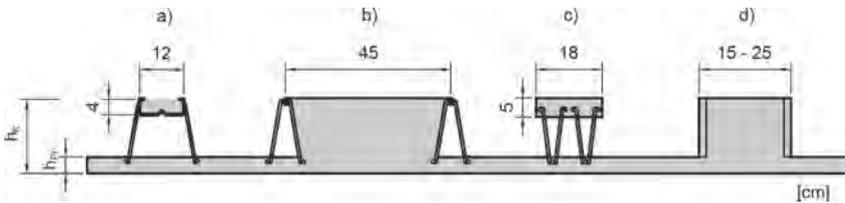


Bild 47. Systeme mit Betondruckzone für größere Montagesstützweiten von Elementdecken: a) System „Montaquick“ [52, 79], b) „Höckerdecke“ mit Gitterträgern [80, 81], c) Gitterträger mit Betonobergurt nach [82], d) Stegverbundplatten [83]

terträgerobergurte. Durch einen Betondruckgurt oder -steg wird die Gitterträgerplatte im Montagezustand versteift. Bild 47 zeigt typische Querschnitte von vier Fertigteilssystemen mit unten angeordneter Betonplatte und einer Druckzone aus vorgefertigtem Beton. Es sind einzelne Verstärkungselemente gezeigt, die in unterschiedlichen Abständen von ca. 50 cm bis 75 cm angeordnet werden.

Die Tragfähigkeit und die Steifigkeit der Fertigteilplatten steigen mit zunehmender Breite und Höhe der Druckzone sowie mit höherer Betongüte und stärkerer Biegedruckbewehrung an. Insbesondere die Gesamthöhe der Konstruktion beeinflusst die Biegesteifigkeit und bestimmt damit die mögliche Montagesstützweite, da als Bemessungskriterium häufig die Durchbiegungsbegrenzung maßgebend wird. Soll die Fertigteilplatte ohne zusätzliche Montageunterstützungen errichtet werden, wird auch hier im Allgemeinen eine Konstruktionshöhe entsprechend der endgültigen Stahlbetondecke erforderlich. Dieses begründet sich in ähnlichen Bemessungskriterien für den Montage- und Endzustand. Die Dicke von Stahlbetondecken wird im Allgemeinen aufgrund von Durchbiegungsbegrenzungen bzw. aufgrund von Schlankheitsbedingungen festgelegt. Eine Überdimensionierung aus anderen Gründen, wie z. B. bei erhöhtem Schallschutz in Decken von Kinos, ist die Ausnahme. Elementdecken mit Gitterträgern zeichnen sich dadurch aus, dass im Montagezustand die Fertigteile mit Gitterträgern grundsätzlich geringere Dimensionen und damit geringere Biegesteifigkeiten als die Decken im Endzustand aufweisen. Im Montagezustand sind zwar keine Ausbaulasten und damit etwas geringere Belastungen als im Endzustand vorhanden, jedoch gelten für Elementdecken teilweise strengere Durchbiegungsbegrenzungen (vgl. Abschnitt 3.1.2) als im Endzustand. Dadurch werden Konstruktionshöhen ähnlich wie im Endzustand zur Vermeidung zusätzlicher Montageunterstützungen unvermeidbar. Dies gilt darüber hinaus insbesondere für Decken, die im Endzustand Einspann- oder Durchlaufwirkungen nutzen.

Bild 47a zeigt ein Montagesystem mit einem speziellen Gitterträger. Für diesen Gitterträger mit profi-

liertem Bandstahlobergurt nach Bild 22 liegt eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung [52] vor. Montagesteife Fertigteilplatten mit diesem Träger wurden bereits 1981 von Schießl [79] vorgestellt. Der annähernd als U-Profil geformte Gitterträgerobergurt mit einem Stahlquerschnitt von $3,3 \text{ cm}^2$ wird im Fertigteilwerk ausbetoniert und bildet zusammen mit dem Beton einen Druckgurt je Träger von ca. 4 cm mal 12 cm. Aus Versuchen wurden Anwendungsbedingungen und insbesondere zulässige Montagesstützweiten abgeleitet. In Biegeversuchen mit Spannweiten von 3,75 m bis 5,25 m und Trägerabständen von 50 cm bis 62,5 cm wurden diejenigen Montagesstützweiten bestimmt, bei denen unter Eigenlast der fertigen Decke (Fertigteil- und Ortbeton) ohne Berücksichtigung einer Nutzlast in der Regel eine maximale Durchbiegung $1/500$ nicht überschritten wird und die globale Bruchsicherheit unter Berücksichtigung einer Nutzlast von $1,5 \text{ kN/m}^2$ mindestens $\gamma = 1,75$ beträgt [79]. Aus den so festgelegten Montagesstützweiten wurden zulässige Momente errechnet, welche unter Berücksichtigung der Nutzlast nachzuweisen sind. Die zulässigen Querkkräfte wurden aus den Knotenscherkräften der Schweißpunkte am Obergurt bzw. direkt aus den Querkraftversuchen abgeleitet [79]. Bei Gitterträgerhöhen bis 14 cm beträgt der erforderliche Diagonalendurchmesser 7 mm, bei höheren Trägern sind mindestens 8 mm erforderlich.

In der aktuell geltenden Zulassung [52] sind die zulässigen Querkkräfte und Momente je Meter Plattenbreite in Abhängigkeit von der Dicke der Fertigteilplatte, dem Abstand der Gitterträger und der Konstruktionshöhe angegeben. Die Konstruktionshöhe wird gemessen von der Unterkante der Fertigteilplatte bis zur Oberkante des ausbetonierten Trägers. Dadurch ergibt sich diese Höhe nach der Zulassung [52] aus der Gitterträgerhöhe zuzüglich 2 cm und kann durch einen aufbetonierten Betonüberstand am Obergurt bis zu 3 cm erhöht werden. Zulässige Montageschnittgrößen sind für Konstruktionshöhen von 12 cm bis 22 cm angegeben. Die Gitterträger selbst sind 10 cm bis 18 cm hoch (Bild 22). Die zulässigen Montageschnittgrößen sind unter Gebrauchslasten mit $\gamma_F = 1,0$ einschließlich einer

Tabelle 15. Errechnete Montagestützweiten für Elementdecken nach Zulassung [52]

Trägerabstand	Konstruktionshöhe h_K ^{1) 2)}	Fertigteildicke h_{p1} ¹⁾	Zulässige Montagestützweite [m] bei einer Gesamtdicke h										
			12 cm ³⁾	14 cm	16 cm	18 cm	20 cm	22 cm	24 cm	26 cm	28 cm	30 cm	
75 cm	$h_K = h$	5 cm	3,84	3,76	3,85	4,15	4,15	3,91	3,65	3,43	3,22	3,04	
		6 cm		4,16	3,85	4,15	4,15	4,15	4,01	3,89	3,77	3,62	
	$h_K = h - 4$ cm	5 cm			3,42	3,13	3,26	3,69	3,65	3,43	3,22	3,04	
		6 cm				3,53	3,26	3,69	3,86	3,89	3,77	3,62	
	62,5 cm	$h_K = h$	5 cm	4,04	4,51	4,50	4,50	4,46	4,14	3,87	3,63	3,41	3,22
			6 cm		4,51	4,54	4,55	4,55	4,55	4,39	4,25	4,13	3,96
$h_K = h - 4$ cm		5 cm			3,66	3,77	3,91	4,14	3,87	3,63	3,41	3,22	
		6 cm				4,12	3,91	4,21	4,23	4,25	4,13	3,96	
50 cm		$h_K = h$	5 cm	4,15	4,54	4,75	4,84	4,68	4,34	4,05	3,80	3,58	3,38
			6 cm		4,65	4,94	5,25	5,25	5,25	5,07	4,83	4,54	4,29
	$h_K = h - 4$ cm	5 cm			3,76	4,15	4,37	4,34	4,05	3,80	3,58	3,38	
		6 cm				4,24	4,55	4,86	4,89	4,83	4,54	4,29	

¹⁾ mit Konstruktionshöhe h_K und Fertigteildicke h_{p1} nach Bild 47

²⁾ für Konstruktionshöhen $h_K \leq 22$ cm

³⁾ nur mit Fertigteildicken von $h_{p1} = 4$ cm möglich

Nutzlast von $1,5 \text{ kN/m}^2$ für ein Einfeldsystem nachzuweisen. Auf dieser Grundlage wurden die zulässigen Montagestützweiten nach Tabelle 15 ermittelt.

Die Montagestützweiten in Tabelle 15 gelten für unterschiedliche Konstruktionshöhen. Die größeren Montagestützweiten ergeben sich für Konstruktionshöhen, welche der Gesamtdeckendicke entsprechen ($h_K = h$). Allerdings sind in diesem Fall gesonderte Maßnahmen im Bereich der oben liegenden Biegezugbewehrung erforderlich und auch darf der Stahlobergurt grundsätzlich nur bei Umweltbedingung XC1 bis an die Oberfläche geführt werden und nur dann, wenn korrosionsfördernde Estriche (z. B. Magnesiaestriche) nicht direkt auf den Rohbeton aufgebracht werden. Für geringere Konstruktionshöhen mit z. B. $h_K = h - 4$ cm lässt sich eine obere Bewehrung über den Obergurten einbauen, die möglichen Montagestützweiten reichen jedoch in der Regel für eine unterstützungsfreie Montage nicht aus.

Grundsätzlich muss für den Montagezustand die erforderliche Biegezugbewehrung in der Stahlbetonplatte unter Berücksichtigung einer Mindestbiegezugbewehrung von $1,31 \text{ cm}^2/\text{m}$ für Betonstahl B500 nachgewiesen werden. Für die Berechnung darf nach [52] eine ideale Druckgurtbreite von 15 cm angesetzt werden. Als Näherung zur Ermittlung der Zugbewehrung kann auch Gl. (4) dienen,

wenn als Hebelarm die Gitterträgerhöhe abzüglich 2 cm anstelle von 1 cm in Gl. (4) angesetzt wird.

Beim Einbau nicht raumgroßer Fertigplatten sind diese nach Zulassung [52] mindestens einmal in Feldmitte durch geeignete konstruktive Maßnahmen zu verbinden, um Durchbiegungsunterschiede im Montagelastfall zu vermeiden. Hierzu wurde bereits von *Schießl* [79] ein Justierelement vorgeschlagen. Weitere Vorgaben zum Einbau sind der Zulassung [52] zu entnehmen.

Bild 47b zeigt den Ausschnitt einer Elementplatte mit einem „Höcker“ (Betonsteg), der zwischen zwei Gitterträgern betoniert wurde und die Elementplatte im Montagezustand versteift. Diese „Höckerdecke“ wurde 1995 vorgestellt [80]. Für die Produktion dieser Elemente wird Streckmetall einseitig an jeweils zwei Gitterträgern angeordnet. Dazwischen wird der Höcker betoniert (Bild 48). Die Breite der Höcker wurde zur Erreichung großer Steifigkeit und großer Montagestützweite zu 45 cm gewählt. Bei einer $2,5 \text{ m}$ breiten Fertigteilplatte mit zwei Höckern ergibt sich dadurch ein Achsmaß zwischen zwei Gitterträgern von 80 cm . Der maximale Abstand der Durchdringungspunkte der Gitterträgerdiagonalen durch die Verbundfuge von ca. 75 cm erfüllt damit die Anforderung an die Verbundbewehrung.



Bild 48. Betonieren einer „Höckerdecke“ nach [80]

Mit Höckerelementen von 5 m Länge, 1,25 m Breite und 14 cm Konstruktionshöhe wurden Belastungsversuche durchgeführt [84]. In den Biegeversuchen (Bild 49) variierte die Menge der Biegezugbewehrung in der Platte und der Druckbewehrung im Höcker. Dabei wurde die Druckbewehrung durch Gitterträgerobergurte gebildet, die bis an die Oberkante der Höcker reichten. Das Versagen trat abhängig von der Bewehrungsmenge durch Biegezugbruch oder Druckzonbruch auf. Die Versuche bestätigten die Übereinstimmung der Biegetragfähigkeit mit den rechnerischen Werten nach damaliger Bemessungsnorm [19]. Dabei können die Gitterträgerobergurte auch bei Randlage im Höcker als Druckbewehrung voll angerechnet werden. Die Durchbiegung der Höckerdecke lässt sich mit den Regelungen nach DAfStb-Heft 240 [85] bestimmen.

In [80] sind Bemessungstabellen auf der Grundlage der DIN 1045:1988-07 [19] und DAfStb-Heft 240 [85] enthalten. Ausgewertet wurden Höckerhöhen von 9 cm bis 22 cm mit zugehörigen Gitterträgerhöhen von 7 cm bis 18 cm. Für die Bemessung wurde die Betonfestigkeitsklasse B 15 (C12/15) angesetzt. Dadurch wurde etwa die Istfestigkeit eines B 25 (C20/25) zum Montagezeitpunkt von etwa 7 Tagen nach der Herstellung erfasst. Die rechnerische



Bild 49. Traglastversuch an einer Höckerdeckenplatte aus [80]

Durchbiegung unter Berücksichtigung einer Nutzlast von $1,5 \text{ kN/m}^2$ wurde auf 1 cm begrenzt. In den Bildern 50 und 51 aus [80] sind zulässige Montagestützweiten in Abhängigkeit von der Deckendicke im Endzustand dargestellt. Für gering bewehrte Fertigteile mit einer unteren Biegezugbewehrung von $6,2 \text{ cm}^2/\text{m}$ und einer Druckbewehrung von $2 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm}$ je Höcker gilt Bild 50. Bild 51 gilt für hoch bewehrte Fertigteile mit $11,4 \text{ cm}^2/\text{m}$ und einer Druckbewehrung von $4 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm}$ je Höcker.

Die Montagestützweiten nach den Bildern 50 und 51 beruhen auf den Ansätzen der alten DIN 1045:1988-07. In [81] wurden später Tabellen auf der Grundlage der DIN 1045-1:2001-07 [20] vorgestellt. Diese Montagestützweiten weichen nur geringfügig von den früheren Werten ab. Eine neuere tabellarische Auswertung auf der Grundlage von Eurocode 2 ist nicht bekannt. Größere Abweichungen gegenüber den Tabellen in [81] sind nicht zu erwarten.

Die Anwendung der Höckerdecke (Bild 52) erfolgt in der Praxis vorwiegend in einachsig gespannten Decken. In diesem Fall ist nur eine konstruktive

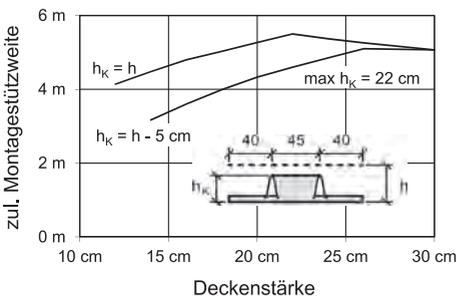


Bild 50. Montagestützweiten einer „Höckerdecke“ mit zwei Gitterträgern mit Obergurt 16 mm nach [80]

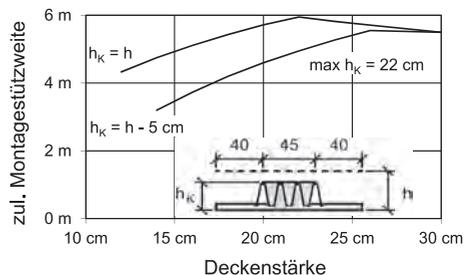


Bild 51. Montagestützweiten einer „Höckerdecke“ mit vier Gitterträgern mit Obergurt 16 mm nach [80]



Bild 52. Unterstützungsfreie Montage einer Höckerdecke nach [80]



Bild 53. Gitterträger mit Betonobergurt nach [82] in der Anwendung

Querbewehrung über den Plattenfugen erforderlich, die auf den Fertigteilplatten zwischen den Höckern verlegt werden kann. In zweiachsig gespannten Platten wird ein Übergreifungsstoß im Bereich der Fertigteilfugen erforderlich, da infolge der aufbetonierten Höcker auf den Elementplatten keine durchgehende Querbewehrung angeordnet werden kann.

Bild 47c zeigt das Tragelement für Elementplatten mit großer Montagesstützweite nach *Droese, Heumann und Empelmann* [82]. Die Elementplatte wird in mehreren Arbeitsgängen unter Verwendung von „handelsüblichen“ Gitterträgern erstellt. Jeweils zwei Gitterträger werden im ersten Arbeitsgang mit den Untergurten in eine 18 cm schmale und 5 cm dicke Betonplatte betoniert. Nach dem Erhärten des Betons werden im zweiten Arbeitsgang diese schmalen Trägerstreifen kopfüber mit den freien Gitterträgergurten in den Frischbeton einer Elementplatte eingedrückt. Die Betonplatte des Trägerstreifens liegt im Montagezustand dann im Bereich der Druckzone. Der Achsabstand dieser Tragelemente beträgt 62,5 cm. Die Druckkräfte aus dem Biegemoment im Montagezustand werden durch die jeweils vier im Trägergurt vorhandenen Gurtstäbe der Gitterträger und gegebenenfalls durch zusätzliche Stahlbetonbewehrung aufgenommen. Der Beton wird nach [82] nicht zur Aufnahme der Druckspannungen herangezogen und dient nur zur Knicksicherung der Druckbewehrung.

Für die Vorbemessung wird in [82] ein Diagramm mit zulässigen Montagesstützweiten in Abhängigkeit von der Gesamtdeckenstärke angegeben. Die Konstruktionshöhe der Tragelemente entspricht dabei der Gesamtdeckenstärke, d. h. die Oberkante der Montagekonstruktion liegt auf Höhe der fertigen Massivdecke. Für die Bemessung wurden die Eigenlast des Fertigteillementes und des Ortbetons sowie eine Nutzlast von $1,5 \text{ kN/m}^2$ angesetzt. Als Mindestbetonfestigkeitsklasse wurde C16/20 angesetzt. Für den Nachweis der Biegetragfähigkeit wurde für den Systemgesamtwiderstand $\gamma_R = 1,25$ zugrunde gelegt. Die maximale Durchbiegung wurde

auf $1/500$ bzw. bei Spannweiten über 5 m auf 1 cm begrenzt. Nach [82] geht die in der Zugzone liegende Platte im Montagezustand in den gerissenen Zustand (Zustand II) über. Vereinfachend wurde für den rechnerischen Nachweis der Durchbiegung bzw. bei der Ermittlung des Gesamtträgheitsmomentes die Steifigkeit des Zuggurtes zu 70% der Steifigkeit im ungerissenen Zustand I angesetzt.

Die Montagesstützweiten bei diesem System sind stark abhängig von der Bewehrung im Betonobergurt und wurden in [82] für Bewehrungsquerschnitte von $4 \varnothing 8 \text{ mm}$ ($2,0 \text{ cm}^2$) bis $4 \varnothing 16 \text{ mm}$ ($8,0 \text{ cm}^2$) angegeben. Die ausgewiesenen Montagesstützweiten liegen für 14 cm dicke Decken bei ca. 3,70 m bis 4,70 m und steigen auf ca. 4,5 m bis 6,0 m bei Deckenstärken von 22 cm an. Die zuletzt genannten Stützweiten sind geringer als die mögliche Stützweite im Endzustand, wenn für dieses das Biegeschlankheitskriterium von $l_i/35$ angesetzt wird. Damit ist eine unterstützungsfreie Montage nicht in allen Fällen möglich, obwohl die Konstruktionshöhe der Gesamtdeckenstärke entspricht. Bild 53 zeigt die Anwendung bei einem Versuchsbau. Weitere Informationen finden sich in [82].

Bild 47d zeigt einen Ausschnitt aus einer „Stegverbundplatte“ nach *Rojek und Keller* [83]. Das Tragelement im Montagezustand der Decke ist ein aufbetonierter Steg ähnlich dem bei der Höckerdecke nach Bild 47b. In [83] werden unterschiedliche Herstellungsvarianten der Stege mit unterschiedlichen Stegschalungen beschrieben. Konstruktive Hinweise zur Anordnung der oberen Biegezugbewehrung im Bereich zwischen den Stegen werden gegeben und Wirtschaftlichkeitsvergleiche mit anderen Deckensystemen aufgestellt.

In [83] sind Versuche an Platten im Montage- und Endzustand zitiert. Danach tragen die Stegverbundplatten im Endzustand wie Massivplatten. Für den Nachweis der Montagesstützweiten wird die Durchbiegungsbegrenzung maßgebend. In [83] sind Stützweiten für Betongüten C30 und C50 ohne Druckbewehrung angegeben. Die Durchbiegung

wird beim Nachweis der Montagestützweite nicht in dem Maße wie in bauaufsichtlichen Zulassungen für Gitterträger begrenzt. Es wurde eine Begrenzung des Durchhangs auf $1/250$ als ausreichend angesehen. Für die Berechnung wurde als wirksames Trägheitsmoment im Zustand II ein um 30 % verringerter Wert nach Zustand I angenommen. Der rechnerische Nachweis wurde für den Zustand I mit dementsprechend verringertem zulässigen Durchhang von $1/(250/0,7) \approx 1/360$ geführt. Beim Nachweis der Durchbiegung wurde außerdem keine Nutzlast angesetzt. Mit diesen Annahmen errechnen sich Montagestützweiten, die zu größeren Durchbiegungen führen als bei anderen Systemen. Für weitere Informationen zu Stegverbundplatten wird auf [83] verwiesen.

3.2 Endzustand

3.2.1 Grundlagen der Bemessung

3.2.1.1 Monolithische Tragwirkung

Elementdecken werden aus Fertigteilplatten und dem später aufgetragenen Ortbeton erstellt. Nach dem Erhärten des Ortbetons wirkt die Elementdecke als Verbundbauteil. Unter der Voraussetzung, dass die Verbundfuge zwischen den zeitversetzt betonierten Abschnitten für die auftretenden Verbundspannungen bemessen ist, entspricht die Tragwirkung dann derjenigen einer monolithisch hergestellten Ortbetonplatte. Diese monolithische Tragwirkung wird grundsätzlich wirksam für alle Belastungen, welche nach dem Erhärten des Ortbetons aufgebracht werden. Dieses betrifft im Allgemeinen die Ausbaulasten und die Nutz- bzw. Verkehrslasten.

Auch für die Eigenlast ist die Annahme einer monolithischen Tragwirkung bei schlaff bewehrten Elementdecken für den Nachweis der Tragfähigkeit ausreichend genau. Die Eigenlast der Fertigteilplatten und des Frischbetons wird im Bauzustand allein

von der Fertigteilplatte aufgenommen. Dabei entspricht das statische System der Fertigteilplatte im Allgemeinen nicht dem der Decke im Endzustand. Dadurch werden zunächst Spannungen im Fertigteil erzeugt, die nicht der Spannungsverteilung des statischen Systems im Endzustand entsprechen. Durch Spannungsumlagerungen infolge Kriechen und Schwinden im Querschnitt und im System kann davon ausgegangen werden, dass sich diese Spannungen annähernd dem statischen Endsystem umlagern.

Bei der Bemessung von durch Ortbeton ergänzten Fertigteilquerschnitten nach DIN 1045:1988, 19.4 (1) [19] „darf so vorgegangen werden, als ob der Gesamtquerschnitt von Anfang an einheitlich hergestellt worden wäre“. Wenngleich im aktuellen Eurocode 2 [22] bzw. in [23] diese Normenregelung aus dem Jahr 1988 nicht explizit wiederholt wurde, ist sie auch heute anerkannte Bemessungsgrundlage. Voraussetzung hierfür ist, dass die unter dieser Annahme in der Fuge wirkenden Schubkräfte aufgenommen werden (vgl. Abschnitt 3.2.3).

Die Schnittgrößen von einachsig gespannten Elementdecken ermitteln sich nach vorgenanntem Ansatz wie von Ortbetondecken. Aber auch zweiachsig gespannte Elementdecken werden bereits seit Jahren ausgeführt, wie Zulassungen aus dem Jahr 1965 [16] belegen.

In einachsig gespannten Elementdecken liegt die Biegezugbewehrung üblicherweise in der Fertigteilplatte. Die konstruktive Querbewehrung in den Fertigteilplatten wird im Bereich der Stoßfugen durch Bewehrungszulagen im Ortbeton gestoßen (Bild 54a). Bei zweiachsig gespannten Platten wird im Regelfall die untere Biegezugbewehrung der Haupttragrichtung in der Fertigteilplatte angeordnet (Bild 54b). Die senkrecht dazu verlaufende Biegezugbewehrung wird vor Ort auf den Fertigteilplatten verlegt (Bild 55). Für diese Bewehrungslage ergibt sich eine geringere statische Höhe, welche bei

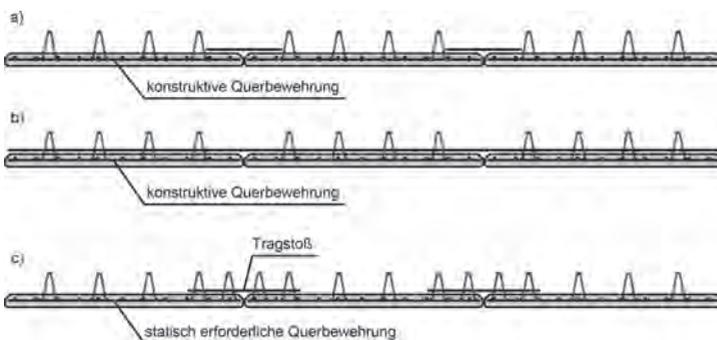


Bild 54. Elementdecken mit unterschiedlichen Bewehrungsanordnungen



Bild 55. Einbau durchlaufender Querbewehrung auf den Fertigteilplatten

der Querschnittsbemessung berücksichtigt werden muss (vgl. Abschnitt 3.2.2.1). In raumgroßen Platten kann die Bewehrungslage der zweiten Richtung auch im Fertigteil angeordnet werden. Dieses ist auch in nicht raumgroßen Platten möglich, wenn die Bewehrung im Bereich der Stoßfugen kraftschlüssig gestoßen wird (Bild 54c). Für einen solchen Tragstoß gelten besondere Anwendungsbedingungen (vgl. Abschnitt 3.2.4.5).

3.2.1.2 Drillsteifigkeit von Elementdecken

Für die Schnittgrößenermittlung von zweiachsig gespannten Elementdecken stellte sich die Frage, ob der Höhenunterschied der Biegezugbewehrung oder die Stoßfugen zwischen den Fertigteilplatten einen Einfluss auf die Steifigkeitsverteilung der Platte haben und ob die Drillsteifigkeit wie bei Ortbetondecken in Rechnung gestellt werden kann.

Zum Tragverhalten von Elementdecken wurden daher bereits 1979 Versuche von *Schießl* [86] durchgeführt, welche bei der Erarbeitung der DIN 1045:1988-07 berücksichtigt und 1996 [87] veröffentlicht wurden. Es wurden Grundsatzversuche an Plattenstreifen, reine Drillversuche und ein Traglastversuch an einer vierseitig gelagerten Platte durchgeführt. Die Plattendicken wurden zu 12 cm bzw. 13 cm gewählt und decken den ungünstigen Fall für das Verhältnis von Fertigteilstärke (hier 4 cm) zu Gesamtdicke ab.

Die Grundsatzversuche wurden als einachsige 4-Punkt-Biegeversuche an 12 cm dicken, 23 cm breiten und 1 m langen Plattenstreifen durchgeführt. In ersten Versuchen wurde die Höhenlage der Bewehrung variiert und der Einfluss einer horizontalen Verbundfuge studiert. Die geänderte Höhenlage eines Teils der Biegezugbewehrung hatte keinen Einfluss auf die Biegetragfähigkeit, wenn der Bewehrungsquerschnitt entsprechend dem verringerten Hebelarm linear erhöht wurde. Auch zeigte sich kein Einfluss einer horizontalen Verbundfuge zwischen den zwei Bewehrungslagen auf das Tragver-

halten. In weiteren Versuchen wurde die Bewehrungsrichtung gegenüber der Bauteilachse zu etwa 45° geneigt und es wurde durch die Anordnung einer Fertigteilfuge die statische Höhe reduziert. Für die beiden Varianten ergaben sich gegenüber den rechnerischen Bruchmomenten der Grundversuche Abminderungen um jeweils etwa 20%. Bei der Kombination beider Parameter ergab sich eine Abminderung von ca. 40%.

In reinen Drillversuchen wurde die Drillsteifigkeit von 12 cm dicken Platten untersucht. Der geprüfte Plattenbereich nach Bild 56 kann als Drillbereich einer quadratischen Platte verstanden werden. Allerdings ist die Drillbeanspruchung des Versuchskörpers über den gesamten Plattenbereich konstant. Die tatsächlichen Verhältnisse im Drillbereich einer vierseitig gelagerten Platte sind günstiger, da hier die Drillbeanspruchung vom Größtwert in der Plattenecke zur Plattenmitte hin abnimmt. Insofern und aufgrund der geringen Plattendicke bilden diese Versuche im Hinblick auf eine mögliche Abminderung der Drillsteifigkeit ungünstige Fälle ab.

Es wurden fünf Drillversuche mit unterschiedlichen Parametern durchgeführt. Als Nullversuch wurde eine monolithische Platte ohne Gitterträgerdiagonalen geprüft. Die Betondruckfestigkeiten ermittelt an Würfeln mit einer Kantenlänge von 15 cm variierten zwischen 16 N/mm^2 und 23 N/mm^2 . In allen fünf Versuchen war die jeweils gleiche untere und obere Biegezugbewehrung von jeweils $2,3 \text{ cm}^2/\text{m}$ in beiden Richtungen vorhanden.

In vier weiteren Versuchen wurde eine horizontale Verbundfuge getestet. Die Verbundfuge wurde rüt-

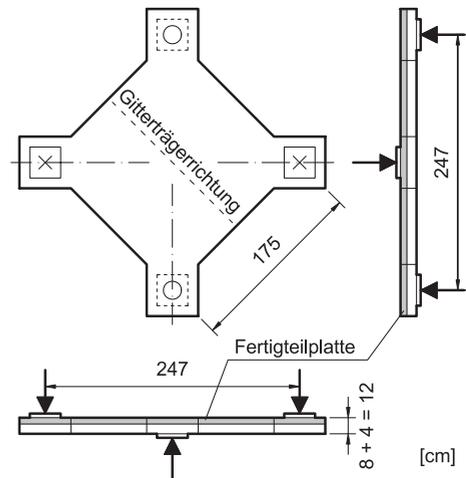


Bild 56. Drillversuche an Elementdecken (Prinzipische Skizze) nach [87]

tigteifugen im Drillbereich angeordnet sind. Für diesen Fall ist daher die volle Drillsteifigkeit vergleichbarer Ortbetonplatten anrechenbar. Ein Bauteilversuch an einer zweiachsig gespannten Platte sollte daher ausschließlich eine Deckenausführung mit Stoßfugen im Drillbereich klären. Dabei wurde untersucht, inwieweit trotz eingeschränkter Drillsteifigkeit ein ausreichendes Gebrauchs- und Tragverhalten der Gesamtplatte sichergestellt ist. Geprüft wurde eine quadratische Platte (Bild 57) mit einer Seitenlänge von 4 m und Stoßfugen im Drillbereich. Die Plattenecken waren durch Verankerung gegen Abheben gesichert. Die Gesamtplattendicke betrug 14 cm bei einer Fertigteilstärke von 4 cm. Das Achsmaß der Stoßfugen betrug in der gesamten Platte 35 cm, die Stoßfugen hatten eine Weite von 5 mm.

Die Platte wurde unter Berücksichtigung der vollen Drillsteifigkeit für eine zulässige Gebrauchslast von $q = 13,8 \text{ kN/m}^2$ nach DIN 1045:1988 [19] bemessen. Für die Betongüte B 25 (C20/25) und den eingesetzten Betonstahl BSt 500 (B500) ergab sich in den Fertigteilplatten für die statische Höhe von 11,7 cm eine Biegezugbewehrung von $2,63 \text{ cm}^2/\text{m}$ und im Ortbeton wurde für die statische Höhe von 8,1 cm eine untere Biegezugbewehrung von $4,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ eingebaut. Als oben liegende Drillbewehrung in den Eckbereichen der Platte wurde $4,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ eingelegt. Dieser Bewehrungsquerschnitt entspricht der erforderlichen Biegezugbewehrung im Feld bei Ansatz allein der Ortbetondicke.

Mit zunehmender Belastung der Platte stiegen die Dehnungen der Biegezugbewehrung im Feld und der unteren Drillbewehrung etwa proportional gleich an. Dabei entsprach die Spannung der Drillbewehrung etwa 45 % derjenigen der Biegezugbe-

wehrung. Mit zunehmender Belastung erreichte zunächst die Biegezugbewehrung im Feld die Elastizitätsgrenze ($\epsilon_S \approx 3,5\%$ und $\sigma_S \approx 550 \text{ N/mm}^2$). Die Drillbewehrung befand sich zu diesem Zeitpunkt noch im elastischen Bereich. Mit zunehmender Belastung stieg die Stahldehnung der Feldbewehrung dann nur noch geringfügig an. Die Spannung in der unten liegenden Drillbewehrung stieg weiter an und lag beim Bruch oberhalb der Streckgrenze. Danach findet mit zunehmender Belastung eine Momentenumlagerung zu den Drillbereichen statt.

Zum Zeitpunkt des Versagens bei einer Plattendurchbiegung von mehr als 10 cm war die Momentenumlagerung vom Feld- zum Drillbereich abgeschlossen. Bruchauslösend war Stahlversagen der in den Fertigteilplatten angeordneten Biegezugbewehrung bei einer Flächenlast von $q = 35,8 \text{ kN/m}^2$. Die Bruchsicherheit nach DIN 1045:1988 [19] betrug für die Nennstreckgrenze des Betonstahls von 500 N/mm^2 $\gamma = 2,6$. Legt man jedoch die tatsächlich vorhandenen erhöhten Streckgrenzen im Versuch zugrunde, errechnet sich eine Sicherheit von $\gamma = 2,08$. Auch diese Sicherheit liegt nach [87] deutlich über dem geforderten Mindestwert von 1,75 und in einem für Biegeversuche üblichen Bereich.

Nach den Versuchen [87] ist die Drillsteifigkeit in Elementdecken grundsätzlich anrechenbar, wenn sich keine Stoßfugen im Drillbereich befinden. Darüber hinaus wird auch eine ausreichende Bruchsicherheit unter Berücksichtigung der Drillsteifigkeit erreicht, wenn diese durch Stoßfugen im Drillbereich abgemindert wird. Obwohl dieses für den ungünstigen Fall einer geringen Plattendicke und geringer Stoßfugenabstände nachgewiesen wurde, empfahl Schießl [87] eine solche Anwendung aus zwei Gründen nicht. Zum einen lassen sich Stoß-

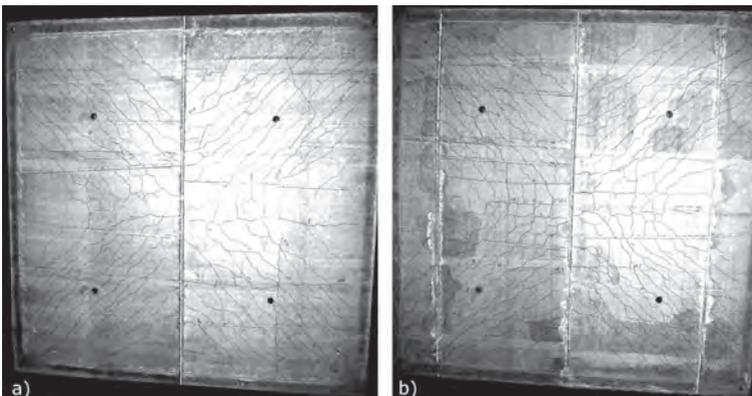


Bild 58. Rissbilder der Unterseite von zweiachsig gespannten Elementdecken [88]; a) Stoßfugen außerhalb des Drillbereiches, b) Stoßfugen im Drillbereich

fugen im Drillbereich baupraktisch vermeiden. Werden schmale Passplatten und damit Stoßfugen notwendig, so können diese in Feldmitte angeordnet werden. Zum anderen lässt sich eine optisch unschöne Rissbildung an den Plattenstirnflächen im Bereich der Plattenränder nicht ausschließen.

Ähnliche Bauteilversuche wie von *Schießl* [87] an quadratischen Elementdecken führte 2012 auch *Gröning* [88] durch. Er testete drei allseitig gelenkig aufgelagerte Platten mit einer Spannweite von 4 m. Die Platten unterschieden sich in der Anordnung der Elementfugen und der Anordnung einer oberen Drillbewehrung in den Plattenecken. In den zwei Platten mit Stoßfugen im Drillbereich waren in einem Abstand von ca. 10 cm zu den Stoßfugen Gitterträger angeordnet. Es zeigte sich ein duktileres Tragverhalten der zweiachsig gespannten Fertigteilplatten mit Ortsbetonergänzung auch dann, wenn sich vertikale Fugen im Drillbereich der Platte befinden. Der zweiachsige Lastabtrag ist durch die Rissbilder (Bild 58) bestätigt worden. Diagonale Risse auf der Plattenunterseite verlaufen nahezu ungestört über die Elementfuge auch im Eckbereich hinweg (Bild 58). Das Gesamttragverhalten der Platte wird nur geringfügig von den vertikalen Elementfugen im Drillbereich beeinflusst, wenn zusätzlich Gitterträger im Randbereich eingebaut werden.

Eine obere Eckbewehrung (Drillbewehrung) steigert nach [88] die Tragfähigkeit der geprüften Platte nur um ca. 6%, was den geringen Einfluss dieser Bewehrung auf die Tragfähigkeit von Stahlbetonplatten bestätigt. Es stellt sich nach [88] mit zunehmender Plattendurchbiegung im gerissenen Zustand ein Membranzustand ein, der die obere Drillbewehrung stark entlastet und somit deren Wirksamkeit begrenzt. Zur Begrenzung der Rissbreiten im Gebrauchszustand und wegen nicht ausreichender Absicherung des Membranmodells wird der Einbau der Drillbewehrung im DAFStb-Heft 599 [89] dennoch gefordert.

3.2.1.3 Bemessung mit der Finite-Elemente-Methode (FEM)

Die Anrechenbarkeit der Drillsteifigkeit eröffnet auch die Möglichkeit, Elementdecken mit der Methode der Finiten Elemente (FEM) zu bemessen. In ersten Vergleichsrechnungen von *Bechert* [90] wurde der Einfluss der Stoßfugen und der Höhe der Bewehrungslage auf die Momentenverteilung in der Stahlbetonplatte untersucht. Dabei wurde für die Stoßfuge eine Breite von 25 cm angesetzt (Bild 59). Dieser Wert berücksichtigt einen maximalen Anstieg der Querschnittsdicke im Bereich einer 4 cm tiefen Fuge im Verhältnis von etwa 1:3. In diesem Bereich wurde allein die Steifigkeit der Ortsbetonschicht angesetzt.

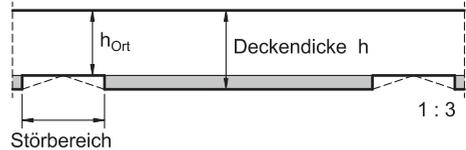
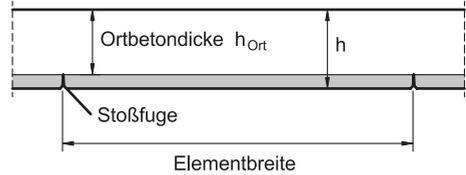


Bild 59. Rechnerische Breite der Stoßfugen in Berechnungen nach [90]

Es wurden zunächst lineare Berechnungen mit den Steifigkeiten der ungerissenen Querschnitte durchgeführt. Diese Annahme liegt im Hinblick auf den Bruchzustand auf der sicheren Seite, da im Bruchzustand durch Übergang in den gerissenen Zustand II immer eine Schnittkraftumlagerung stattfindet. Es wurden verschiedene Plattenabmessungen und unterschiedliche statische Systeme berechnet. Die Belastung wurde zu 10 kN/m^2 gewählt. Variiert wurden Spannweiten und Plattendicken.

Bild 60 zeigt am Ausschnitt einer quadratischen Platte mit 5 m Spannweite und 16 cm Plattendicke die Momentenverteilung sowohl für die monolithische Platte als auch für die Elementdecke mit Stoßfuge. Im Vergleich zur Platte ohne Stoßfugen zeigen sich bei der Platte mit Fugen etwas geringere Biegemomente im Bereich der weichen Fugenbereiche und etwas größere Momente im Bereich der steifen ungestörten Plattenbereiche. Diese Schnittgrößenumlagerung lässt sich als Verhältniswert der Schnittgrößen der Platte mit zur Platte ohne Fugen angeben. Diese Verhältniswerte der maximalen Schnittgrößen wurden für alle untersuchten Fälle ermittelt. Tabelle 16 gibt einen Überblick über die vorgenannten Verhältniswerte der Schnittgrößen für die Serie an zweiachsig gespannten Platten mit annähernd gleicher Spannweite in den zwei Richtungen. Für diese Platten und hier besonders für die dünnen Platten (vgl. Bild 60) errechneten sich die höchsten Umlagerungen. Unter den getroffenen Annahmen ergeben sich Momentenumlagerungen von ca. 5% bis ca. 15% von den „weichen“ Fugenbereichen hin zu den „steifen“ Plattenbereichen.

In einem weiteren Berechnungsgang wurden in [90] zum einen die rechnerische Fugenbreite auf 16 cm reduziert und zum anderen wurde die Schnittgrößenverteilung im Bruchzustand (gerissener Zustand II) dadurch erfasst, dass in hochbelasteten Plattenbereichen eine auf 65% abgeminderte Steifigkeit

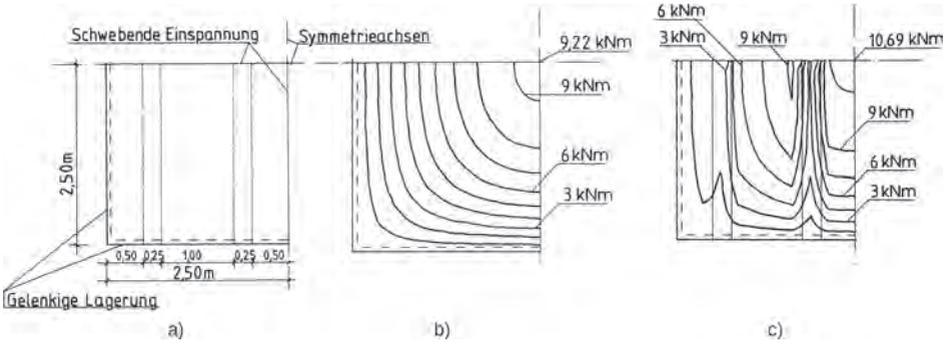


Bild 60. Momentenverteilung in quadratischer Platte ($I_x = I_y = 5 \text{ m}$, $h = 16 \text{ cm}$) ohne und mit Anordnung von Elementfugen aus [90]; a) Anordnung der Fugen, b) Momentenverteilung einer isotropen Platte ohne Fugen, c) Momentenverteilung einer orthotropen Platte mit Fugen

angesetzt wurde. Aus diesen Berechnungen ergaben sich für die orthotrope Platte gegenüber der isotropen Platte maximale Momentenerhöhungen von ca. 5%.

Bei Erreichen des Bruchzustandes (Zustand II) erfolgen in jedem Fall eine Plastifizierung und ein entsprechender Momentenausgleich, sodass die ursprünglich steiferen Bereiche entlastet werden. Dieses für den Bruchzustand günstige Verhalten, welches in linearen FE-Berechnungen nicht abgebildet wird, macht letztlich den Ansatz eines Erhöhungsfaktors nicht mehr erforderlich. Trotzdem wurde 1992 von *Bechert* [91] folgende Bemessungsempfehlung gegeben:

a) Die Berechnung von Filigran-Element-Decken kann auch mit der FE-Methode erfolgen.

b) Die Bemessung ist dann nach den ausgewiesenen Schnittkräften durchzuführen.

c) Ist die Verringerung der Plattensteifigkeit im Stoßbereich der Elementdecken nicht in der FE-Bemessung berücksichtigt, dann kann dies durch eine Erhöhung der Feldbewehrung um 5% kompensiert werden.

d) Werden die Fertigteil-Elemente in B 35 (C30/37) hergestellt und die geringere zulässige Betondeckung ausgenutzt, dann kann die nach c) geforderte Erhöhung entfallen.

e) Die obere Bewehrung ist unverändert gemäß Bemessung einzulegen.

f) Die Punkte a) bis e) gelten auch, wenn eine Fuge im Drillbereich liegt.

Tabelle 16. Verhältniswerte der Schnittgrößen im Zustand I für Platten ohne (orthotrope Platte) und mit Elementfugen (isotrope Platte) nach [90]

I_x [m]	Plattenabmessung $I_y = 5 \text{ m}$ h [cm] / h_{ort} [cm] ¹⁾	Verhältniswerte orthotrope / isotrope Platte für				
		M_x	M_y	M_{xy}	q_x	q_y
6	24 / 20	1,109	0,975	1,107	1,069	0,938
	20 / 16	1,133	0,960	1,132	1,081	0,921
	16 / 12	1,175	0,933	1,173	1,098	0,919
5	24 / 20	1,101	0,973	1,103	1,072	0,924
	20 / 16	1,124	0,957	1,125	1,084	0,904
	16 / 12	1,159	0,926	1,161	1,100	0,887
4	24 / 20	1,096	0,958	1,096	1,075	0,910
	20 / 16	1,116	0,941	1,116	1,087	0,889
	16 / 12	1,145	0,905	1,147	1,104	0,853

¹⁾ Gesamtdicke und Ortbetondicke nach Bild 59

Neben den Bestimmungen der Bemessungsnorm (DIN 1045:1988) sind noch folgende Voraussetzungen zu erfüllen:

1. Der Randabstand der Filigran-Träger darf maximal 10 cm betragen.
2. Die Bewehrung der zweiten Richtung muss über den Filigran-Elementen durchgehend eingelegt werden. Ist sie im Fertigteil angeordnet, dann ist sie über den Fugen nach den Regeln für Vollstöße zu stoßen. Die geringere Nutzhöhe der Bewehrung im Ortbeton ist dabei zu beachten.

Die vorgenannte Bemessungsempfehlung in Verbindung mit Punkt f) ist hilfreich bei Decken über unregelmäßigen Grundrissen, bei denen Drillbereiche nach den Regeln der Bemessungsnorm nicht eindeutig zugeordnet werden können. Durch die Anordnung von Gitterträgern in direkter Nähe von Stoßfugen wird der Vorschlag in [87] aufgegriffen und das Gebrauchsverhalten von Platten mit Fugen im Drillbereich verbessert.

Ähnliche Untersuchungen zur Drillsteifigkeit werden in [92] beschrieben. Anders als in den bereits erläuterten Vergleichsrechnungen nach [92], wurden in FE-Berechnungen nach [92] keine Stoßfugen im Drillbereich angeordnet, die Stoßfugenbreite nur mit 0,5 cm angesetzt und eine geringere Belastung von 2,75 kN/m² gewählt. Mit diesen Annahmen errechnen sich die maximalen Momentenerhöhungen zu 0,4 %. In zusätzlichen Berechnungen wurde die verminderte Plattensteifigkeit infolge Rissbildung (Zustand II) berücksichtigt. Aus diesen Vergleichen ergaben sich nach [92] Momentenerhöhungen gegenüber der reinen Ortbetonvariante bis 4 % bei Reduzierung der Momente in Nebentragsrichtung bis -10 %.

Nach *Goldberg, Schmitz* und *Land* [92] können die Bemessungsschnittgrößen für zweiachsig gespannte Ortbetondecken nach der FE-Methode auch bei der Bemessung von Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht (Elementdecken) zugrunde gelegt werden, wenn folgende Bedingungen eingehalten sind:

- Innerhalb des Drillbereiches (nach DIN 1045:88) darf sich keine Fuge zwischen den Elementplatten befinden.
- In den Fertigteilplatten sind Gitterträger als Verbund- bzw. Schubbewehrung anzuordnen.
- Die Fugenhöhe (i. Allg. gleich der Fertigplattendicke) soll 1/3 der Gesamtdeckendicke nicht überschreiten.
- Wird die Feldbewehrung der längeren y-Richtung durchgehend im Ortbeton angeordnet, so ist in den Fertigteilplatten in y-Richtung eine Mindestbewehrung nach DIN 1045:88 einzule-

gen. Diese darf nicht auf die Feldbewehrung im Ortbeton angerechnet werden.

Der vorgenannte Vorschlag [92] unterscheidet sich von [90] im Detail dadurch, dass er eine uneingeschränkte Übernahme der Schnittgrößen, wie sie für Ortbetondecken ermittelt wurden, ohne Erhöhung der Feldbewehrung vorsieht. Dieser Vorschlag setzt voraus, dass keine Stoßfugen im Drillbereich der Platten angeordnet werden.

Die Voraussetzung, wonach Gitterträger als Verbundbewehrung erforderlich sind, gilt indirekt nach [90] auch, da durch die Gitterträger auch die Fugenbereiche sowie die Drillsteifigkeit [87] gesichert wird. Diese Anforderung wurde durch die bisher übliche Ausführung von Elementdeckenplatten mit Gitterträgern sichergestellt. Im Hinblick auf neue Bemessungsmöglichkeiten im Endzustand auf Verbundbewehrung zu verzichten (vgl. Abschnitt 3.2.3.2) erfordert diese Anforderung besondere Beachtung.

3.2.1.4 Gebrauchszustand von Elementdecken

Die vorgenannten Vergleichsuntersuchungen und Bemessungsvorschläge beziehen sich vordergründig auf den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Der Einfluss von Stoßfugen zwischen den Fertigteilplatten auf das Durchbiegungsverhalten der Platte wird nicht ausdrücklich beschrieben. Zur Durchbiegung von Platten ist zunächst festzuhalten, dass diskrete Querschnittsschwächungen, wie sie Stoßfugen zwischen Fertigteilplatten darstellen, in einer linearen Berechnung nur einen untergeordneten Einfluss auf die Durchbiegung einer Platte haben. Dieser Zusammenhang ergibt sich für Balken direkt aus der Biegelinie, welche sich aus zweifacher Integration aus der Momentenlinie errechnet: $EI w'' = M(x)$. Verminderte Biegesteifigkeiten im Bereich von Fugen wirken sich danach auch bei nennenswerter Abminderung der Biegesteifigkeit nur geringfügig aus, wenn die Fugenbreite im Verhältnis zur Balkenlänge gering ist. Auch für zweiachsig gespannte Platten lässt sich dieser Zusammenhang in linearen FE-Bemessungen zeigen, wenn die Biegesteifigkeit der Betonplatte im Zustand I bereichsweise entsprechend der jeweiligen Dicke angesetzt wird. Eigene Vergleichsrechnungen ergaben selbst bei Ansatz ungünstiger Randbedingung (dünne Platte 18 cm, Stoßfugenhöhe 5 cm, Stoßfugenbreite 25 cm) nur Erhöhungen der rechnerischen Durchbiegungen von 5 % bis 7 % gegenüber Platten ohne Stoßfugen, obgleich sich für den verbleibenden Ortbetonquerschnitt im Bereich der Fuge nur eine Biegesteifigkeit von 38 % bezogen auf die Gesamtdicke errechnete. Die genannten Durchbiegungserhöhungen wurden sowohl bei Linienlagerung als auch bei Punktlagerung der Platten errechnet. Für dickere Decken und schmalere Fugen

errechnen sich geringere Durchbiegungserhöhungen.

Das tatsächliche Durchbiegungsverhalten von Stahlbetonplatten, wie auch von Elementdecken, wird jedoch durch Rissbildung beeinflusst. Dieser Einfluss kann nur durch Bemessungsansätze erfasst werden, welche das nichtlineare Verformungsverhalten von Stahlbeton berücksichtigen. Eine solche Studie zum Durchbiegungsverhalten von Elementdecken [93], welche insbesondere die Anwendung von Elementdecken in Flachdecken berücksichtigt, wurde von *Curbach* und *Brückner* in [94] vorgestellt. Es wurden Flachdeckenausschnitte mit Spannweiten von 5 m bis 7,5 m und Stützweitenverhältnissen von 1,0 bis 1,5 untersucht. Die Fertigteildecken betragen 5 cm und 7 cm, die Plattenstärke 18 cm und 22 cm. Verglichen wurden bei jeweils gleichen Plattenabmessungen die Bemessungsergebnisse von Ortbetonplatten mit denen von Elementdecken.

In [94] werden Decken mit niedriger Betonfestigkeitsklasse C20/25 untersucht, in denen die Feldbewehrung der einen Tragrichtung in den Fertigteilplatten angeordnet ist und die senkrecht dazu verlaufende Bewehrung durchgehend im Ortbeton angeordnet ist (vgl. Bild 54b). Entsprechend dem verringerten Hebelarm der letztgenannten Bewehrung wurde die Bewehrungsmenge linear erhöht. In den Fertigteilplatten war mindestens eine Querbewehrung von 20 % der Längsbewehrung bzw. $4 \varnothing 6$ mm/m angeordnet. Zum Vergleich wurde diese Bewehrung in ausgewählten Berechnungen auf 50 % erhöht. Die Stoßfugen zwischen den Fertigteilplatten wurden in Mitte der Stützweite angeordnet, da der Einfluss der Fugen so am deutlichsten wird. Aufgrund einer Vorstudie mit zweidimensionaler FE-Berechnung wurde eine rechnerische Fugenbreite von 10 cm angesetzt.

In einer Vorstudie [93] wurde an einachsigen gespannten Platten auch eine geänderte Bewehrungsführung untersucht. Die Feldbewehrung wurde nicht durchgehend auf den Elementplatten angeordnet, sondern im Bereich der Stoßfuge durch Übergreifung gestoßen (vgl. Bild 54c). In Feldmitte eines Einfeldträgers mit 5 m Spannweite wurde quer zur Spannrichtung eine Stoßfuge angeordnet. Die Feldbewehrung von ca. $7 \text{ cm}^2/\text{m}$ wurde im Ortbeton durch $10 \text{ cm}^2/\text{m}$ Bewehrung gestoßen. Die Erhöhung im Ortbeton errechnete sich aus dem verringerten Hebelarm dieser Bewehrung. Die Übergreifungslänge betrug 50 cm. Im Vergleich zum Ortbetonbalken mit durchgehender Biegezugbewehrung zeigten sich zwar zunächst bis zu ca. 20 % größere Durchbiegungen infolge eines Risses im Fugenbereich. Mit zunehmender Belastung und Überschreitung der Erstrisslast auch bei der Ortbetonvergleichsplatte wurde der Durchbiegungsunterschied zunehmend kleiner. Oberhalb der rechnerischen Gebrauchslast

ergaben sich für die Elementdecke geringere Durchbiegungen als für die Ortbetondecke. Dieses ist auf die versteifende Wirkung der doppelten Bewehrung im Stoßbereich zurückzuführen. Im Bereich der Stoßfuge stellt sich zwar bereits bei geringer Last ein Biegeriss mit der Folge größerer Durchbiegung ein. Im Stoßbereich selbst wird jedoch zumindest im mittleren Bereich der Stoßlänge die doppelte Bewehrung wirksam, was Rissbildung bzw. Rissbreiten in diesem Bereich reduziert. Die Ausführung eines solchen Übergreifungsstoßes wurde im Hinblick auf die Durchbiegung daher als nicht maßgebend und für die üblichen Ausführungen als untergeordnet eingestuft und in [94] nicht weiter untersucht.

Die Ergebnisse aus [94] für zweiachsig gespannte Platten lassen sich wie folgt zusammenfassen. Die Fertigteildecken sind in der Tragrichtung senkrecht zur Stoßfuge der Elementplatten weicher als die Ortbetondecke. Schon bei geringen Lasten beginnt der Deckenquerschnitt innerhalb der Fugen zu reißen. Es kommt zu Umlagerungen der Schnittgrößen in angrenzende Feldbereiche sowie in die Stützbereiche der betroffenen Tragrichtung. Die dadurch erhöhten Beanspruchungen führen früher zu Rissbildungen als bei der Ortbetondecke. Dadurch erwächst zunächst ein Verformungsunterschied zur Ortbetondecke. Dieser Trend ändert sich jedoch mit Beginn der Rissbildung im Feldbereich der Ortbetondecke. Eine weitere Laststeigerung führt zur Annäherung der Rissbilder von Ortbeton- und Elementdecke. Der Verformungsunterschied wird zunehmend geringer und damit auch der Einfluss der Elementfuge auf die Durchbiegung. Auf Gebrauchslastniveau sind die Durchbiegungen der Fertigteildecke maximal 5 % größer als die der Ortbetondecke.

Last-Verformungskurven für verschiedene Plattenvarianten zeigt beispielhaft Bild 61. Dargestellt sind maximale Durchbiegungen von Innenfeldern einer punktgestützten Flachdecke mit Spannweiten von $5 \text{ m} \times 5 \text{ m}$ bis zum Erreichen der rechnerischen Gebrauchslast. Die Plattendicke beträgt 18 cm. Die Fertigteildecke der Elementdecke und damit die Fugenhöhe beträgt 5 cm. Ortbetonplatten (1) ohne Fugen und annähernd gleicher Höhenlage der unteren Biegezugbewehrung werden verglichen mit verschiedenen Varianten von Elementdecken. Die Bewehrung der einen Tragrichtung lag in der Fertigteilplatte, die der Nebentragsrichtung mit verminderter statischer Höhe im Ortbeton. Die Elementdecke (1.1) in Bild 61 wurde zusätzlich zur Tragbewehrung im Ortbeton mit einer Querbewehrung in der Fertigteilplatte von etwa 25 %, die Decke (1.2) mit etwa 50 % berechnet. Diese zwei Prozentsätze gelten jeweils auch für die Platten (1.3) und (1.4). Im Unterschied zu den vorgenannten Platten lagen hier die Elementfugen senkrecht und nicht parallel zur Stützbewehrung mit der größeren statischen Höhe.

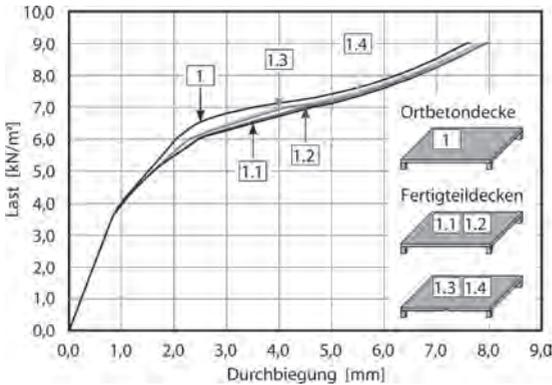


Bild 61. Berechnete Kraft-Durchbiegungskurven von quadratischen Platten ($l_x = l_y = 5 \text{ m}$, $h = 18 \text{ cm}$) aus [94]

Die Last-Durchbiegungskurven (Bild 61) sind im unteren Lastbereich, d. h. im ungerissenen Zustand, praktisch für alle Ausführungsvarianten gleich. Nach erster Rissbildung in den Elementdecken sind im Vergleich zur Ortbetondecke zunächst größere Durchbiegungen zu beobachten bis sich der Unterschied auf dem rechnerischen Gebrauchslastniveau von 9 kN/m^2 auf etwa 5% reduziert. Eine Erhöhung der zusätzlichen Querbewehrung in den Fertigteilplatten auf etwa 50% der Längsbewehrung reduziert die Durchbiegung auf Gebrauchslastniveau gegenüber Platten mit etwa 25% Querbewehrung um etwa 1% bis 3%. Nach [94] resultiert die erhöhte Durchbiegung von Elementdecken gegenüber Ortbetondecken etwa zu gleichen Teilen aus dem Einfluss der Fugen und aus dem der geänderten Bewehrungslage.

Nicht in Bild 61 dargestellt sind die Ergebnisse von Ortbetonplatten ohne Fugen, aber mit verminderter Höhenlage der unteren Biegezugbewehrung einer Richtung. Der Einfluss der um 5 cm bzw. um 7 cm verringerten Höhenlage auf die Durchbiegung war in den Vergleichsrechnungen gering und lag auf Gebrauchslastniveau bei etwa 5% bzw. 8%. Bei der Berechnung von Elementdecken mit Stoßfugen und jeweils gleicher Höhenlage der Bewehrung wie bei den vorgenannten Ortbetonplatten ergab sich nur eine Erhöhung der Durchbiegung gegenüber dem Grundfall einer Ortbetonplatte ohne Höhenversatz der Bewehrung von ca. 3% bzw. ca. 5%. Damit zeigten diese Elementdecken geringere Durchbiegungen als die Ortbetonplatte mit höhenversetzter Biegezugbewehrung. Das günstige Verhalten der Elementdecke ist auf die zusätzliche konstruktive Querbewehrung in den Fertigteilplatten zurückzuführen. Zur Erläuterung dient Bild 62. Es zeigt die bezogene Durchbiegung für verschiedenen Ausführungsvarianten. Bezugsgröße ist die Durchbiegung einer 22 cm dicken quadratischen Ortbetonplatte

mit 7,5 m Spannweite ohne Höhenversatz der zwei Bewehrungsrichtungen. In den dargestellten Varianten zu dieser Basisausführung lag die Bewehrung der zweiten Tragrichtung im Achsmaß um ca. 7 cm höher. Dadurch stiegen die Durchbiegungen dieser Platten stärker an als die der Basisausführung ohne Höhenversatz der Bewehrung. Für die Ortbetonvariante ohne Fugen resultierte allein aus der verminderten statischen Höhe einer Bewehrungslage eine Durchbiegungserhöhung bei einer Gebrauchslast von etwa 10 kN/m^2 um ca. 8% (vgl. Kurve (4.5) in Bild 62) bezogen auf die Durchbiegungen der Basisausführung. In der Berechnungsvariante als Elementdecke mit Stoßfuge errechnete sich für diese Gebrauchslast nur eine Erhöhung von ca. 6% bzw. ca. 3%. Im erstgenannten Vergleichsfall war in den Fertigteilplatten eine Querbewehrung von 20% (vgl. Kurve (4.1) in Bild 62) und im zweiten Fall von 50% (vgl. Kurve (4.2) in Bild 62) der Längsbewehrung vorhanden. Diese Querbewehrung, welche nicht gestoßen wird und daher nicht auf die Biege-

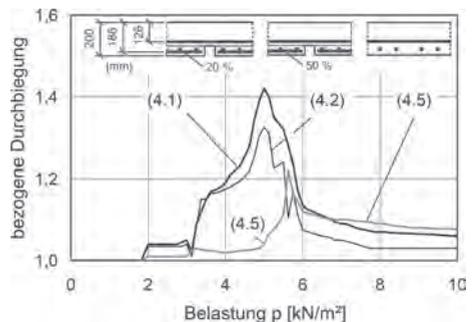


Bild 62. Bezogene Durchbiegungen von quadratischen Platten nach [94]

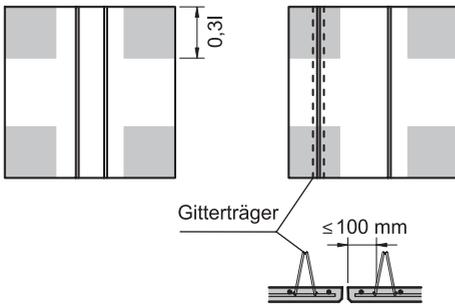


Bild 63. Gitterträger neben Stoßfugen im Drillbereich

zugbewehrung angerechnet wird, verringert die Rissbildung bzw. die Rissbreiten im Bereich der Fertigteilplatten. Dadurch wird die Durchbiegung von Elementdecken gegenüber einer Ortbetondecke mit gleichem Höhenversatz der Bewehrung reduziert.

Insgesamt ist der rechnerische Unterschied in der Durchbiegung von Elementdecken und Ortbetondecken im Gebrauchszustand auch für die untersuchten dünnen Platten auf etwa 5 % begrenzt. Das günstige Durchbiegungsverhalten ergibt sich dabei durch die versteifende Wirkung der gegenüber vergleichbaren Ortbetondecken zusätzlich vorhandenen Querbewehrung in den Fertigteilplatten. Eine möglicherweise höhere Betonfestigkeit der Fertigteilplatte gegenüber dem Entwurfswert wurde dabei nicht berücksichtigt. Unter Berücksichtigung der grundsätzlichen Streuungen von gemessenen Durchbiegungen scheint der rechnerisch ermittelte Unterschied zwischen einer Elementdecke und einer reinen Ortbetondecke vernachlässigbar und eine gesonderte Durchbiegungsbemessung für Elementdecken entbehrlich.

3.2.1.5 Normenregelungen zur Bemessung und Konstruktion

Nach Eurocode 2, 10.9.3 (NA.15) [23] darf die günstige Wirkung der Drillsteifigkeit bei der Schnittgrößenermittlung berücksichtigt werden, wenn sich innerhalb des Drillbereiches von $0,3 l$ ab der Ecke keine Stoßfuge der Fertigteilplatte befindet oder wenn die Fuge durch eine Verbundbewehrung im Abstand von höchstens 100 mm vom Fugenrand gesichert wird (Bild 63). Die Aufnahme der Drillmomente ist nachzuweisen. In Elementdecken werden als Verbundbewehrung Gitterträger angeordnet. Bei unregelmäßigen Grundrissen kann die Lage von „Drillbereichen“, d. h. Plattenbereiche mit Druckspannungskomponenten senkrecht zur Stoßfuge, nicht immer einfach zugeordnet werden. In solchen Decken empfiehlt sich die randnahe Anordnung der Gitterträger in allen Fertigteilplatten.

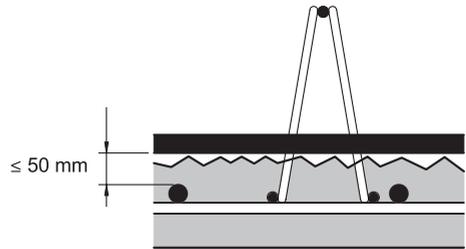


Bild 64. Maximaler Höhenabstand der Bewehrung [23] bei Berechnung als isotrope Platte

Die Anforderung in Eurocode 2 [23], wonach die Aufnahme der Drillmomente nachzuweisen ist, erfolgt in üblichen Bemessungsprogrammen durch den Nachweis der erforderlichen Biegebewehrung in diesen Bereichen. Die verringerte statische Höhe der in der Ortbetonschicht unterliegenden Bewehrung ist dabei zu berücksichtigen. Die lineare Erhöhung der Bewehrungsquerschnitte im Verhältnis der kompletten statischen Höhe zur statischen Höhe in der Ortbetonschicht ist im Allgemeinen ausreichend genau.

Über die Regelungen zur Drillsteifigkeit hinaus erlaubt der Nationale Anhang [23] zum Eurocode 2 in 5.1.1 (NA.13) für die Ermittlung der Plattenschnittgrößen grundsätzlich den Ansatz gleicher Steifigkeiten in beiden Richtungen, wenn der Abstand der Längsbewehrung zur zugehörigen Querbewehrung in der Höhe 50 mm nicht überschreitet (Bild 64). Der in DAfStb-Heft 600 [95] zusätzlich genannte Maximalwert von einem Zehntel der statischen Höhe kann bei dickeren Decken genutzt werden, kommt aber bei üblichen Dicken von Elementdecken nicht zur Anwendung.

Die Schnittgrößenermittlung zum Nachweis der Tragfähigkeit von Elementdecken mit Gitterträgern kann somit grundsätzlich wie für Ortbetondecken erfolgen. Dieses gilt für linear-elastische Berechnungen ohne und mit Momentenumlagerung und somit für die bisher praxisüblichen Bemessungsverfahren. Die aktuellen Zulassungen für Gitterträger schließen aufgrund mangelnder Erfahrung die Anwendung der Plastizitätstheorie und anderer nichtlinearer Verfahren aus.

3.2.2 Biegebemessung

3.2.2.1 Querschnittsbemessung

Im Endzustand entspricht das Biegetragverhalten von Elementdecken dem reiner Ortbetondecken. Die Querschnittsbemessung auf Biegung erfolgt wie für Ortbetonplatten. Dabei sind die statischen Höhen der jeweiligen Bewehrungslagen zu berück-

sichtigen. Dieses ist insbesondere bei zweiachsig gespannten Platten mit einer Bewehrungslage im Ort beton zu beachten. In diesen Fällen ist die statische Höhe der Ort betonbewehrung um etwa 3 cm bis 5 cm geringer. Ist bei der statischen Berechnung der Decke bereits die Ausführung als Elementdecke geplant, können die unterschiedlichen Höhen direkt berücksichtigt werden. Wird eine vorhandene Ort betonbewehrung nachträglich als Elementdecke „umgeplant“ ist eine erneute Biegebemessung in der Regel nicht erforderlich. Die erforderliche Biegezugbewehrung ist dann zu erhöhen im Verhältnis der in der Bemessung angesetzten zur tatsächlich in der Elementdecke ausgeführten statischen Höhe. Für übliche Deckenstärken und -belastungen ist dieser vereinfachte lineare Ansatz (vgl. z. B. [90, 92]) ausreichend genau.

Die Untergurte der zugelassenen Standardgitterträger können bei vorwiegend ruhender Belastung der Decken als Biegezugbewehrung angesetzt werden. Die üblicherweise gerippten Untergurte aus B500A sind mit der Streckgrenze $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ in Rechnung zu stellen. Gerippte Untergurte nach geltenden Zulassungen (z. B. [32, 54]) entsprechen den Anforderungen nach [23] an Bewehrungsstahl. Für Gitterträger, welche auf der Grundlage der DIN 488 zertifiziert sind, ist dagegen die Anforderung an das Verhältnis R_m/R_e für Bewehrungsdurchmesser 5 mm reduziert (vgl. Tabelle 3), sodass diese dünnen Gitterträgergurte nach DIN 488:2008 [43] nicht uneingeschränkt als Biegezugbewehrung nach [23] eingesetzt werden können.

Gitterträger können alternativ zu gerippten Gurten (B500A) auch mit glatten Gurten (B500A+G) ausgeführt werden. Die geltenden Zulassungen [32, 55] erlauben in diesem Fall den Ansatz einer Streckgrenze von $f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$. Abweichend hiervon dürfen bei Bauteilen in Expositionsklasse XC1 glatte Untergurte mit $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ in Rechnung gestellt werden, wenn mindestens 50% der erforderlichen Längsbewehrung aus Rippenstählen besteht. Allerdings werden Gitterträger mit glatten Untergurten heute praktisch nicht mehr eingesetzt. Daher wird an dieser Stelle auch nicht auf den Nachweis der Rissbreitenbeschränkung nach Zulassung bei glatten Stäben eingegangen.

Gitterträgergurte dürfen bei nicht vorwiegend ruhender Belastung nicht in Rechnung gestellt werden. Dieses ist festgelegt in Zulassungen für Gitterträger, welche für diesen Anwendungsfall ausdrücklich zugelassen sind (vgl. Abschnitt 3.2.6). Allerdings dürfen auch Untergurte anderer Gitterträger, welche zur Sicherung des Montagezustandes zusätzlich eingebaut werden, nicht als Biegezugbewehrung angerechnet werden. Die Dauerschwingfestigkeit geschweißter Untergurte ist begrenzt und wurde nicht gesondert quantifiziert.

3.2.2.2 Bemessungsverfahren und Momentenumlagerung

Für die Schnittgrößenermittlung stellt [22] vier Verfahren zur Auswahl. Neben linearen Verfahren ohne und mit begrenzter Momentenumlagerung können nichtlineare Verfahren oder Verfahren nach der Plastizitätstheorie angewendet werden, wobei die beiden letztgenannten Verfahren nur im Grenzzustand der Tragfähigkeit Anwendung finden. Für Elementdecken ist nach geltenden bauaufsichtlichen Zulassungen für Gitterträger (z. B. [32, 54, 55]) die Bemessung nach nichtlinearen und plastischen Verfahren ausgeschlossen. Dieses gilt grundsätzlich unabhängig von der Duktilitätsklasse der Gitterträgerstäbe. Die Begrenzung auf lineare Rechenverfahren erfolgte aufgrund mangelnder Erfahrung mit der Ausführung von nach diesen Verfahren bemessenen Elementdecken. Für die bisherige Bemessungspraxis ergibt sich hieraus allerdings kaum eine Einschränkung.

Für Elementdecken waren bereits nach DIN 1045:1988 [19] Momentenumlagerungen und -ausrundungen zulässig, sofern eine linearelastische Schnittkraftermittlung vorlag. Wie für Ort betondecken betrug die maximale Umlagerung auch für Elementdecken 15%. Nach Eurocode 2 [22, 23] kann dieser Wert bei Verwendung von hochduktiler Biegezugbewehrung auf maximal 30% erhöht werden.

Üblicherweise werden in Durchlaufsystemen die höheren Stützmomente in die weniger beanspruchten Feldbereiche umgelagert, wie in DAfStb-Heft 600 [95] erläutert wird. In diesem Fall ist die Rotationsfähigkeit der Stahlbetonplatten im Stützbereich für die mögliche Momentenumlagerung maßgebend. Die Anforderung an die Duktilität der Biegezugbewehrung im Hinblick auf die maximale Momentenumlagerung gilt somit für die über die Streckgrenze beanspruchte Biegezugbewehrung im Stützbereich. Die Duktilität der Feldbewehrung wird hier nicht maßgebend, da die Feldbewehrung maximal bis zur Streckgrenze beansprucht wird, um die umgelagerten Momente aufnehmen zu können. Gitterträgeruntergurte wirken im Endzustand als Teil der Feldbewehrung. Zur Sicherstellung des erhöhten Rotationsvermögens im Stützbereich sind daher keine erhöhten Anforderungen an die Gitterträgergurte zu stellen.

Gitterträgerdiagonalen können im Stützbereich von Durchlaufträgern zur Querkraftaufnahme genutzt werden. Auch können Gitterträgerobergurte ohne Anrechnung als Biegezugbewehrung über ein Zwischenaufleger durchgeführt werden. Auch in diesen Fällen gewährleistet der Einsatz normalduktiler Gitterträger in Verbindung mit hochduktiler Biegezugbewehrung eine Bauteilrotation wie sie nach Eurocode 2 [22] für die Verwendung hochduktiler Biegezugbewehrung angesetzt wird, um eine Momen-



Bild 65. Rissbilder der Verbundbauteile mit Gitterträgern, Versuche zur Rotationsfähigkeit nach [96]

tenumlagerung bis zu 30 % zu ermöglichen. Dieses wurde in speziellen Untersuchungen an der RWTH Aachen von *Beutel* [96] bestätigt.

In [96] werden Biegeversuche an Elementdecken bzw. -balken mit normalduktilen Gitterträgern in Kombination mit hochduktiler Biegezugbewehrung beschrieben. Ziel dieser Versuche war es, die Rotationsfähigkeit dieser Bauteile mit den Ansätzen der DIN 1045-1 [20] bei Verwendung hochduktiler Biegezugbewehrung zu vergleichen und die Funktionsfähigkeit der Gitterträger als Querkraftbewehrung bei den großen Bauteilrotationen zu überprüfen. Da die Regelungen zur begrenzten Momentenumlagerung im Eurocode 2 inhaltlich aus der DIN 1045-1: 2001 übernommen wurden, gelten die Ergebnisse auch bei Anwendung der aktuell gültigen Bemessungsnorm. Es wurden 3-Punkt-Biegeversuche an 30 cm dicken Platten durchgeführt, in denen Stützbereiche von Durchlaufträgern nachgebildet wurden. Die Fertigteilplatten mit den Gitterträgeruntergurten lagen in der Druckzone. Zwei Versuchskörper mit hohen Gitterträgern [32, 33] als Querkraftbewehrung und einer maximalen Versuchsquerkraft von ca. $0,4 V_{Rd,max}$ (mit $V_{Rd,max}$ = Querkraftobergrenze nach Zulassung) dienten schwerpunktmäßig dem Nachweis der Gitterträgerfunktion als Querkraftbewehrung bei großer Bauteilrotation. Zwei weitere Platten ohne erforderliche Querkraftbewehrung und niedrigen Gitterträgern [32] als Verbundbewehrung und einer maximalen Versuchsquerkraft von ca. $0,9 V_{Rd,ct}$ (mit $V_{Rd,ct}$ = Querkraftobergrenze für Bauteile ohne Querkraftbewehrung) dienten insbesondere dem Nachweis einer ausreichend großen Rotationsfähigkeit. In allen Versuchen wurde eine bezogene Druckzonenhöhe von $0,1 \leq x/d \leq 0,2$ angestrebt. Hierfür ergeben sich rechnerisch große mögliche Rotationen, welche in den Versuchen mit normalduktilen Gitterträgern nachgewiesen werden sollten. Die Versuchskörper mit Querkraftbewehrung



Bild 66. Zugversagen eines normalduktilen Gitterträgerobergurtes neben hochduktiler Biegezugbewehrung nach [96]

wurden als Plattenbalken konzipiert, um bei großen Rotationen gleichzeitig hohe Schubspannungen zu erwirken. Eine detaillierte Beschreibung der Versuchskörper und -parameter enthält [96].

In keinem Versuch konnte ein Versagen der Verbundfuge festgestellt werden, für die mit dem Sandflächenverfahren eine mittlere Rautiefe von etwa $R_t = 1,5$ mm gemessen wurde. Lediglich in Versuchen mit niedriger Verbundbewehrung verliefen die Biegerisse in kurzen Teilbereichen der Fuge horizontal. Die Risse der Versuchskörper 1 bis 4 zeigt Bild 65. Die oberen zwei Balken 1 und 2 enthielten hohe Gitterträger als Querkraftbewehrung, die unteren Versuchskörper 3 und 4 enthielten niedrige Gitterträger als Verbundbewehrung.

Ein Versuchskörper mit Querkraftbewehrung versagte infolge eines Biegeschubbruchs im Bereich der Endverankerung der Biegezugbewehrung, ohne dass wesentliche plastische Verformungen aufgetreten waren. Während des Versuchs entwickelten sich mit zunehmender Belastung neben den erwarteten Schubrisen auch Horizontalrisse in Höhe der Biegezugbewehrung. In diesem Versuch lag die komplette Biegezugbewehrung auf den Obergurten der Gitterträger, das heißt, dass die Verankerung der Querkraftbewehrung nicht im Bereich der Biegezugbewehrung erfolgte. Eine solche Anordnung erlauben geltende Zulassungen für Gitterträger nur bis zu Querkraften von $V_{Ed} = 0,5 V_{Rd,max}$ (vgl. Bild 83b). Die maximale Belastung des Versuchsbalkens erreichte in etwa diesen Grenzwert. Der Versuch bestätigt die konstruktiven Regelungen der Zulassung, wonach bei größerer Querkraftbeanspruchung die Querkraftbewehrung und die Gitterträgerobergurte auf Höhe der Biegezugbewehrung verankert werden muss (vgl. Bild 83c).

Der zweite Versuch mit Querkraftbewehrung wurde vorzeitig nach hörbarem Zugversagen des statisch

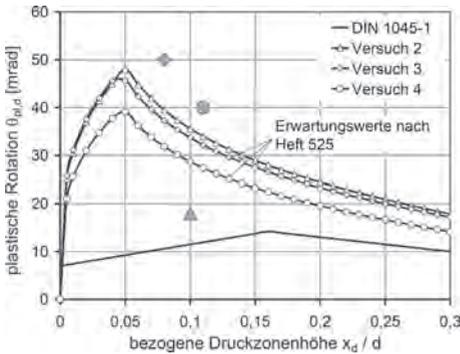


Bild 67. Mögliche plastische Rotationen und in Versuchen mit normalduktilen Gitterträgern erreichten Werte nach [96]

nicht berücksichtigten Obergurtes des durchlaufenden Gitterträgers [32] beendet. Eine Untersuchung des Versuchskörpers zeigte ein Versagen des normalduktilen glatten Gitterträgergurtes auf der freien Länge zwischen den Schweißpunkten der Diagonalen. Bild 66 zeigt den eingeschnürten normalduktilen Stab, der auf gleicher Höhe wie die hochduktilen Biegezugbewehrung eingebaut war. Es war kein Versagen der Gitterträgerdiagonalen oder der Schweißverbindungen mit den Gurten zu erkennen. Auch in den Versuchen mit niedrigen Gitterträgern als Verbundbewehrung zeigten sich Einschnürungen in den Obergurtstäben zwischen den Schweißpunkten, ohne dass die Verankerung der Diagonalen als Verbundbewehrung hiervon beeinträchtigt war.

Die Versuchskörper mit niedrigen Gitterträgern als Verbundbewehrung versagten durch Reißen der Biegezugbewehrung. Die Gesamtverdrehungen der Bauteile erreichten Werte über 0,05 rad. In Bild 67 sind die ermittelten plastischen Rotationen θ_{pl} der drei Versuche mit Biegeversagen ausgewertet. Verglichen werden diese Werte mit den Grundwerten der plastischen Rotation nach Bemessungsnorm.

Eingetragen sind in Bild 67 namentlich die plastischen Rotationen nach DIN 1045-1:2001 [20], wie sie der damaligen Auswertung in [96] zugrunde lagen. Diese errechneten sich aus einem in DAfStb-Heft 525 [97] angegebenen Bemessungsansatz für einen Normalbeton, für charakteristische Materialkennwerte eines hochduktilen Betonstahls BSt 500(B) (neu: B500B) und für eine Schubslankheit von $\lambda = 3$. In den Versuchen an Elementdecken [96] lagen die tatsächlichen Materialeigenschaften der Biegezugbewehrung über den geforderten charakteristischen Kennwerten und die Schubslankheit betrug zwischen $\lambda = 4,36$ und $\lambda = 5$. Daher wurden zum Vergleich auch die erwarteten Rotationen nach

[97] der einzelnen Versuche aufgrund der jeweiligen Versuchsparameter aufgetragen.

Die Gegenüberstellung der experimentell festgestellten plastischen Rotationen mit den rechnerischen Grenzwerten ergibt, dass die Versuchswerte für Platten ohne Querkraftbewehrung (Versuch 3 und 4) über den erwarteten Werten liegen. Elementdecken mit niedrigen normalduktilen Gitterträgern als Verbundbewehrung und hochduktiler Biegezugbewehrung sind daher vergleichbar mit einer Ortbetondecke mit hochduktiler Längsbewehrung. Eine begrenzte Rotationsfähigkeit aufgrund der normalduktilen Gitterträger konnte nicht festgestellt werden.

Ein Versuch mit Querkraftbewehrung (Versuch 2) wurde nach dem Reißen des statisch nicht berücksichtigten durchgehenden Obergurtes vorzeitig abgebrochen. Es ist davon auszugehen, dass nach dem Reißen des durchlaufenden Obergurtes eine weitere Rotationszunahme möglich gewesen wäre. Durch den vorzeitigen Abbruch des Versuches liegt die experimentelle Rotation unterhalb der möglichen plastischen Rotation für die Istwerte der Materialeigenschaften, aber oberhalb der möglichen plastischen Rotation nach dem Bemessungsansatz der Norm. Für die geprüften Verhältnisse ist mit dieser Rotation eine Momentenumlagerung von 30% möglich. Auch bei hoher Querkraftbeanspruchung und einer Biegezugbewehrung in Höhenlage des normalduktilen Gitterträgerobergurtes liegt eine vergleichbare Rotationsfähigkeit wie bei einer Ortbetonkonstruktion vor. Eine Anrechnung der normalduktilen Gurte auf die Biegezugbewehrung bei einer Momentenumlagerung von über 15% wird in [96] jedoch grundsätzlich ausgeschlossen.

Aufgrund der durchgeführten Versuche mit Querkraftbewehrung wird in [96] die Empfehlung gegeben, bei einer Momentenumlagerung größer 15% auf die Anordnung der Biegezugbewehrung komplett oberhalb der Gitterträgergurte grundsätzlich zu verzichten. Diese Empfehlung gilt unabhängig von der Duktilität der Gitterträger und somit auch beim Einsatz hochduktiler Gitterträger.

Die hier nachfolgend wiedergegebene Zusammenfassung aus [96] enthält weitere Empfehlungen: Vier Versuche zur Rotationsfähigkeit von Elementdecken mit Gitterträgern am Institut für Massivbau der RWTH Aachen ergaben, dass die Anwendung von normalduktilen Gitterträgern in Verbindung mit hochduktiler Biegezugbewehrung grundsätzlich möglich ist. Werden normalduktilen Gitterträger ausschließlich als Verbundbewehrung eingesetzt und reichen nicht über die volle Bauteilhöhe, sind die möglichen plastischen Rotationen der Platten ähnlich wie die reiner Ortbetondecken. Die Gitterträger können die großen plastischen Rotationen ohne Beeinträchtigung der Querkrafttragfähigkeit ertragen. Damit ist eine Momentenumlagerung bis zu 30%

auch bei Verwendung normalduktiler Gitterträger möglich.

Werden Gitterträgerobergurte über einem Zwischenaufleger durchgeführt, ist für den Bruchzustand davon auszugehen, dass diese frühzeitig vor der hochduktilen Biegezugbewehrung versagen, ohne dass die Funktionsfähigkeit der Querkraftbewehrung beeinträchtigt wird. Eine Anrechnung der normalduktilen Gurte auf die Biegezugbewehrung ist bei einer Momentenumlagerung von über 15% jedoch grundsätzlich ausgeschlossen. Unabhängig von der Duktilität der eingesetzten Gitterträger sollte bei Platten mit erforderlicher Querkraftbewehrung bei Nutzung einer Momentenumlagerung von über 15% die Biegezugbewehrung auf Höhe der Gitterträgerobergurte angeordnet werden (vgl. Bild 83c).

3.2.3 Querkraftbemessung

3.2.3.1 Grundlagen und Modelle

Elementdecken erfordern gesonderte Querkraftnachweise. Zusätzlich zum Nachweis des Querkraftwiderstandes, wie er bei monolithischen Bauteilen geführt wird (s. Abschnitt 3.2.3.3), ist die Schubkraftübertragung in der horizontalen Verbundfuge zwischen der Fertigteilplatte und dem Aufbeton nachzuweisen. Ein vorzeitiges Versagen der Fuge (Bild 68b) ist durch Bemessung und entsprechende Ausführung zu verhindern.

Für den Nachweis von Stahlbetonbauteilen mit Verbundfugen wurden im Laufe der langjährigen Anwendung unterschiedliche Bemessungsmodelle entwickelt. *Tillmann* [99] gibt einen kurzen Abriss

über die Geschichte der Verbundfuge nach deutschen Regelungen seit 1904. Im Beton-Kalender 2009 [2] wurden damals gültige Bemessungsmodelle mit früheren Ansätzen verglichen. Die verschiedenen Ansätze basieren auf Versuchsergebnissen. Dabei wurden sowohl Bauteilveruche an Biegebalen mit horizontaler Verbundfuge (vgl. z. B. Bild 68) als auch Versuche an kleinen Verbundkörpern wie z. B. nach Bild 69 ausgewertet.

Für schubbewehrte monolithische Bauteile beruht die Querkraftbemessung auf einem Fachwerkmodell (Bild 70). Frühere Normen wie z. B. DIN 1045-1:2001 verwendeten dieses Modell mit geänderten Grenzen für die Druckstrebenneigung auch für Verbundbauteile. Erläuterungen zu Forschungsergebnissen und verschiedenen Bemessungsmodellen finden sich im Beton-Kalender 2009 [2]. In diesem Beitrag wird das aktuelle Bemessungskonzept auf der Grundlage von Eurocode 2 vorgestellt.

Der Eurocode 2 [22, 23] fordert zusätzlich zum Querkraftnachweis, wie für monolithische Konstruktionen gefordert ist, einen Nachweis der Verbundfugentragfähigkeit auf der Grundlage der Schubreibungstheorie. Danach ergibt sich der Verbundwiderstand in der Fuge aus Addition der Haftung (Adhäsion), der Reibung und dem Traganteil der Verbundbewehrung (Bild 71). Dieses stellt eine Vereinfachung dar, da die maximalen Widerstände dieser einzelnen Traganteile bei unterschiedlichen Relativverschiebungen in der Fuge aktiviert werden [101]. Bei der Herleitung der normativen Bemessungsgleichungen war dieses durch entsprechende Kalibrierung an Versuchen und Festlegung von Randbedingungen zu berücksichtigen (vgl. z. B. [102, 103]).

Filigran – Sonderdruck aus Beton-Kalender 2016

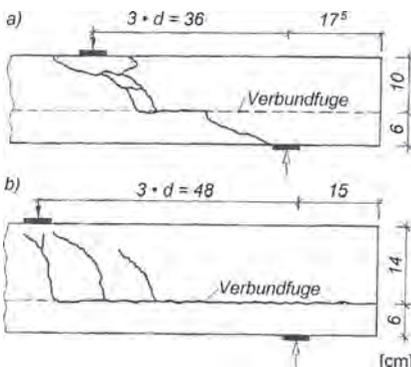


Bild 68. Schubriss im Bruchzustand von Stahlbetonplatten mit horizontaler Verbundfuge (schematisch) nach *Schäfer* und *Schmidt-Kehle* [98]; a) Schubriss nach quasi-monolithischem Tragverhalten, b) Ablösung des Ortbetons in der Verbundfuge

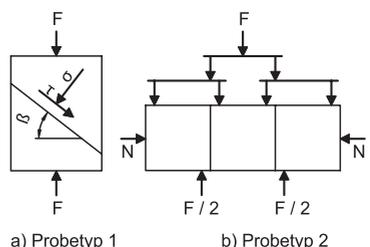


Bild 69. Abscherkörper nach [100] zur Ermittlung der Schubwiderstände von Verbundfugen

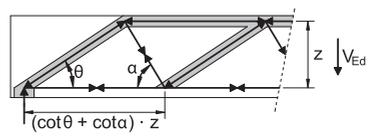


Bild 70. Fachwerkmodell zur Querkraftbemessung mit variabler Druckstrebenneigung

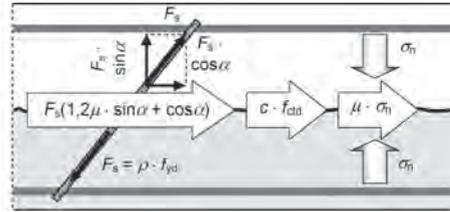
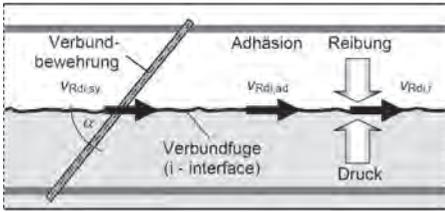


Bild 71. Traganteile in der Verbundfuge nach DAfStb-Heft 600 [95]

3.2.3.2 Schubkraftübertragung in Verbundfugen

Bei Verbundbauteilen wie Elementdecken mit Gitterträgern ist nach Eurocode 2 [22] grundsätzlich der Querkraftwiderstand wie für monolithische Stahlbetonkonstruktionen nachzuweisen. Zusätzlich ist der Nachweis der Schubkraftübertragung in der Fuge (Verbundfuge) nach Abschnitt 6.2.5 der Norm erforderlich. Die einwirkende Schubspannung v_{Ed} [N/mm²] in der Fuge darf den Bemessungswiderstand v_{Rdi} nicht überschreiten (Gl. (10)).

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \tag{10}$$

mit

$$v_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / (z \cdot b_i) \text{ [N/mm}^2\text{]} \tag{11}$$

β Verhältniswert der in der Fuge wirkenden Längskraft

V_{Ed} Bemessungsquerkraft [N]

z innerer Hebelarm [mm]

$$z = 0,9 \cdot d$$

$$z \leq \max \{ d - 2c_{vl}; d - c_{vl} - 30 \text{ mm} \}$$

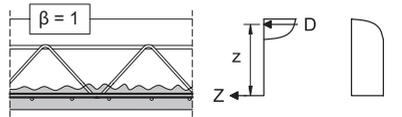
(d = statische Höhe, c_{vl} = Betondeckung (Verlegetmaß) der Längsbewehrung in der Betondruckzone)

Anmerkung: Erfordert die Platte nach Eurocode 2 [22, 23] keine Schubbewehrung, d.h. ist $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$, darf $z = 0,9 \cdot d$ angenommen werden.

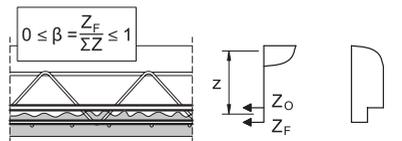
b_i Breite der Verbundfuge [mm]

Durch den Faktor β in Gl. (11) wird berücksichtigt, dass der Widerstand der Verbundfuge nur für die Einwirkung nachgewiesen werden muss, welche in der Fuge wirksam wird. Nur wenn die angerechnete Biegezugbewehrung und die komplette Betondruckzone jeweils komplett auf unterschiedlichen Seiten der Verbundfuge liegen, ist die gesamte Verbundspannung in der Verbundfuge wirksam und es gilt $\beta = 1$. Dieses ist der Standardfall in einachsig gespannten Einfeldplatten, in denen die tragende Biegezugbewehrung komplett in der Fertigteilplatte liegt und die Betondruckzone komplett im Ort beton wirksam ist (Bild 72a). Andere Fälle, in denen die komplette Längskraft (Druck oder Zug) nicht auf

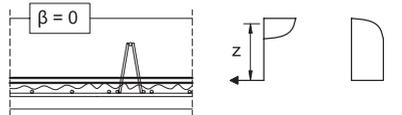
nur im Fertigteil spannung



b) Biegezugbewehrung in Fertigteil und Ort beton



c) angerechnete Biegezugbewehrung nur im Ort beton



d) Fuge in Biegedruckzone

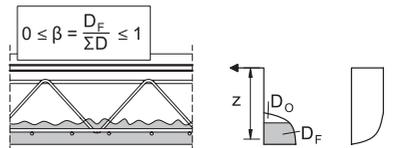


Bild 72. Erläuterungen zur wirksamen Beanspruchung in der Verbundfuge entsprechend dem β -Wert in Gl. (11)

einer Seite der Verbundfuge wirkt, führen zu einem Wert $\beta < 1$. Liegt die anrechenbare Biegezugbewehrung komplett im Ort beton, wirkt aus deren Beanspruchung keine Schubspannung in der Fuge (Bild 72c). Dieses ist der übliche Fall für die zweite Tragrichtung in zweiachsig gespannten Platten. An-

Tabelle 17. Beiwerte zum Nachweis der Verbundfuge nach Eurocode 2 [22] und Nationalem Anhang [23]

Fugenbeschaffenheit	c ⁵⁾	μ	ν ²⁾
sehr glatt	0 ¹⁾	0,5	0 ³⁾
glatt	0,2 ⁴⁾	0,6	0,2
rau	0,4 ⁴⁾	0,7	0,5
verzahnt	0,5	0,9	0,7

- 1) Nach [23] müssen höhere Beiwerte durch entsprechende Nachweise begründet sein.
 2) Nach [23] sind für Betonfestigkeitsklassen $\geq C55/67$ alle ν -Werte mit $\nu_2 = (1,1 - f_{ck}/500)$ zu multiplizieren.
 3) Nach [23] darf der Reibungsanteil $\mu \cdot \sigma_n$ bis 0,1 f_{cd} ausgenutzt werden.
 4) Bei Zugspannungen senkrecht zur Fuge gilt nach [23] $c = 0$.
 5) Bei dynamischer oder Ermüdungsbeanspruchung darf nach [23] der Adhäsionsanteil nicht berücksichtigt werden: $c = 0$.

dere Fälle, in denen die Feldbewehrung (Bild 72b) oder die Betondruckzone (Bild 72d) teilweise im Fertigteil und im Ortbeton liegt, ergeben entsprechend dem Anteil der Längskraft jenseits der Fuge zur Gesamtlängskraft einen β -Wert zwischen Null und Eins.

Für den Bemessungswiderstand der Verbundfuge gilt Gl. (12):

$$V_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (12)$$

mit

c, μ, ν Beiwerte in Abhängigkeit von der Fugenrauheit (Tabelle 17)

f_{ctd} Bemessungswert der Betonzugfestigkeit

σ_n Normalspannung senkrecht zur Fuge (hier Druckspannung positiv)
 $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$

ρ Verbundbewehrungsgrad (= A_s/A_t)

α Neigungswinkel der Verbundbewehrung

f_{cd} Bemessungswert der Betondruckfestigkeit

Grundlage der Einteilung der Fugenrauheit nach Tabelle 17 sind die Definitionen im Eurocode 2 [22] in Verbindung mit dem Nationalen Anhang [23]. Ergänzungen und Erläuterungen finden sich auch in DAfStb-Heft 600 [95]. Es gelten folgende Definitionen:

– **sehr glatt:** Die Oberfläche wurde gegen Stahl, Kunststoff oder speziell geglättete Holzschalung betoniert. Unbehandelte Fugenoberflächen

sollten bei Verwendung von Beton mit fließfähiger bzw. sehr fließfähiger Konsistenz ($\geq F5$ im 1. Betonierabschnitt) als sehr glatte Fuge eingestuft werden.

- **glatt:** Die Oberfläche wurde abgezogen oder im Gleit- bzw. Extruderverfahren hergestellt oder blieb nach dem Verdichten ohne weitere Behandlung.
- **rau:** Eine Oberfläche mit mindestens 3 mm Rauigkeit, erzeugt durch Rechen mit ungefähr 40 mm Zinkenabstand, Freilegen der Gesteinskörnungen oder andere Methoden, die ein äquivalentes Verhalten herbeiführen. Bei rauen Fugen muss die Gesteinskörnung mindestens 3 mm tief freigelegt werden (das heißt z. B. mit dem Sandflächenverfahren bestimmte mittlere Rautiefe mindestens 1,5 mm).
- **verzahnt:** Eine verzahnte Oberfläche nach Bild 6.9 aus Eurocode 2. Wenn eine Gesteinskörnung mit einem Größtkorn von mindestens 16 mm verwendet und diese z. B. mit Hochdruckwasserstrahlen mindestens 6 mm tief freigelegt wird (das heißt z. B. mit dem Sandflächenverfahren bestimmte mittlere Rautiefe mindestens 3 mm), darf die Fuge als verzahnt eingestuft werden.

Die Oberflächen von üblichen Elementdeckenplatten können nach vorgenannten Definitionen sowohl glatt als auch rau sein. Eine raue Fertigteiloberfläche kann sowohl durch eine mechanische Aufrauung als auch ohne zusätzliche Oberflächenbehandlung erreicht werden. Zum Nachweis der Rauheit können verschiedene Verfahren verwendet werden. Für eine raue Oberfläche ist entweder eine mittlere Rautiefe R_t nach dem Sandflächenverfahren nach Kaufmann (Bild 73) oder die maximale Profilkuppenhöhe R_p ohne Einfluss der globalen Rauigkeit (Bild 74) nachzuweisen. Nach DAfStb-Heft 600 [95] entspricht die Anforderung von $R_t \geq 1,5$ mm der Anforderung von $R_p \geq 1,1$. Vergleichende Messungen nach beiden Verfahren werden von Schäfer, Block und Drell [104] beschrieben. Die vorgenannten Werte spiegeln etwa das Verhältnis der Messwerte nach dem Sandflächenverfahren und einer Laservermessung nach den vorgenannten Untersuchungen wider. Für bekiesete Oberflächen weichen die Messverfahren allerdings stark voneinander ab.

Beim Sandflächenverfahren wird eine definierte Sandmenge auf der zu prüfenden Oberfläche kreisförmig verteilt, dass die Vertiefungen gerade ausgefüllt sind. Die Rautiefe R_t ist nach Bild 73 definiert als Höhe des gedachten zylindrischen Körpers mit dem Kreisdurchmesser D und dem Sandvolumen V . Dieses Volumen soll zwischen 25 cm^3 und 50 cm^3 betragen und es soll trockener Quarzsand mit Körnung 0,1 mm bis 0,5 mm verwendet werden. Der Sand ist auf die trockene und saubere Oberfläche zu schütten (Bild 75a) und mit einer Scheibe durch spi-

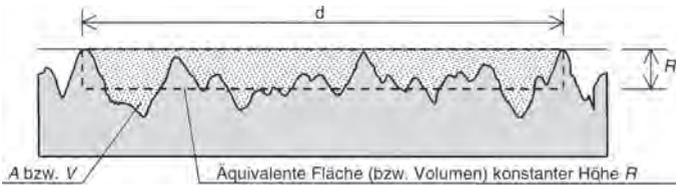


Bild 73. Darstellung der Rautiefe R_t nach Kaufmann

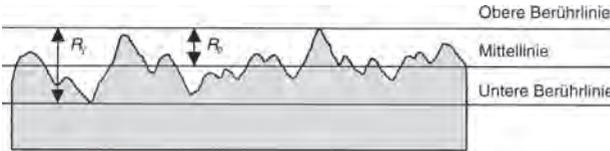


Bild 74. Darstellung der maximalen Profilkuppenhöhe R_p



Bild 75. Messung der Rautiefe R_t nach Kaufmann (Beispiel: $R_t \approx 1,4 \text{ mm}$); a) Definierte Sandmenge (Beispiel: $V = 25 \text{ cm}^3$), b) Durchmesser der verteilten Sandmenge (Beispiel: $D \approx 15 \text{ cm}$)

ralförmig sich erweiternde Kreisbewegungen in die Vertiefungen der Oberfläche ohne Druck einzureiben, bis die Vertiefungen gefüllt sind. Der Durchmesser des Kreises ist zu ermitteln (Bild 75b). Die Rautiefe ergibt sich aus Gl. (13).

$$R_t = 4 V / (\pi \cdot D^2) \quad (13)$$

Das Sandflächenverfahren ist einfach in der Handhabung, aber mit großen Streuungen behaftet. Daher sollte nach DAfStb-Heft 600 [95] der Mittelwert von mindestens drei Messungen einer Fertigteilplatte als Beurteilungsmaßstab zugrunde gelegt werden.

Die für eine raue Fuge geforderte mittlere Rautiefe $R_t \geq 1,5 \text{ mm}$ kann bei entsprechend eingestellter Betonrezeptur und -konsistenz auch ohne mechanische Aufrauung der Fertigteiloberfläche erreicht werden. Dieses zeigen beispielhaft gemessene Rautiefen [105] unbehandelter Innenflächen von sechs Elementwänden unterschiedlicher Produktionsstätten. In Bild 76 wurden die gemessenen Werte mit Anforderungen an eine raue Fuge nach der Bemessungsnorm und nach DAfStb-Richtlinie Wasserun-

durchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie) [106] verglichen.

In vielen Fertigteilwerken werden die Oberflächen der Elementdeckenplatten mit Stahlrechen aufgeraut. In diesem Fall erübrigt sich der Nachweis über das Sandflächenverfahren, wenn bei einem Zinken-

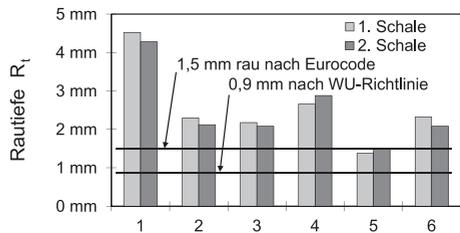


Bild 76. Rautiefen unbehandelter Fertigteiloberflächen von Elementwänden nach [105] im Vergleich mit Anforderungen an eine raue Fuge

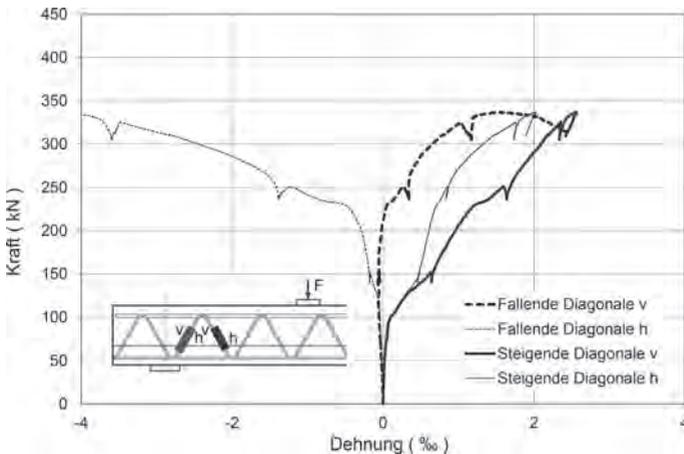


Bild 77. Dehnungen von Gitterträgerdiagonalen als Verbundbewehrung nach [108], entnommen aus [107]

abstand von maximal 40 mm eine Rautiefe von 3 mm erreicht wird.

Nach Gl. (12) steigert eine geneigte Verbundbewehrung den Widerstand der Verbundfuge durch eine Kraftkomponente parallel zur Fuge und durch eine senkrechte Komponente welche Reibung aktiviert (Bild 71). Nach Eurocode 2 [22] ist im dortigen Abschnitt 6.2.5(1) der Neigungswinkel begrenzt auf $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$, d. h. nur zum Auflager steigende Verbundbewehrung darf angerechnet werden. Im Abschnitt 6.2.5(3) wird dagegen der Ansatz einer Resultierenden für alle Bewehrungsstäbe mit Winkeln zwischen 45° und 135° zugestanden. Danach ist auch eine zum Auflager fallende Verbundbewehrung anrechenbar.

Der Einfluss der zum Auflager fallenden Stäbe auf den Widerstand der Verbundfuge wurden in Bauteilversuchen [107, 108] mit Gitterträgern als Verbundbewehrung untersucht.

Zilch, Lenz und Müller [108] führten Tastversuche an Einfeldplatten durch. Es wurden Gitterträger mit zum Auflager steigenden und fallenden Diagonalen geprüft. Zusätzliche Vergleichsplatten enthielten Gitterträger, in denen jeweils die fallenden bzw. steigenden Diagonalen herausgetrennt wurden. In den Versuchen mit glatter Verbundfuge war ein Versagen im Bereich der Verbundfuge zu beobachten. Die Bruchlast bei Einsatz der Gitterträger mit kompletten Diagonalen lag um ca. 9% über derjenigen mit ausschließlich zum Auflager steigenden Diagonalen (Zugdiagonalen). Der Einfluss der zum Auflager fallenden Diagonalen auf den Widerstand der Verbundfuge war somit gering. In den Versuchen wurden die Dehnungen der Gitterträgerdiagonalen gemessen. Die Dehnmessstreifen wurden an jeweils

zwei Seiten von auflagnahen Diagonalen appliziert, sodass nicht nur die Längsdehnungen, sondern auch die Biegung der Diagonalen gemessen wurde. Bild 77 zeigt die gemessenen Dehnungen auflagnaher Diagonalenpaare in den Versuchen mit kompletten, d. h. mit steigenden und fallenden Diagonalen bei glatter Verbundfuge. Über die dargestellte Diagonalendehnung ist jeweils die aufgebrauchte Belastung des Prüfkörpers durch die Einzelast dargestellt. In dem Versuch traten erste Zugdehnungen in den zum Auflager steigenden Diagonalen bei einer Belastung von etwa 100 kN auf. Sowohl die Dehnung auf der Vorder- als auch auf der Hinterseite („v“ und „h“ in Skizze zu Bild 77) der Diagonalen war positiv. Die Unterschiede zwischen den Dehnungen auf den beiden Seiten der Stäbe und damit der Biegeanteil in diesen Stäben waren gering. Diese Diagonalen wirkten als Zugstäbe. Die zum Auflager fallenden Diagonalen zeigen im Mittel beider Messungen (v + h) zunächst Stauchungen. Mit zunehmender Belastung und zunehmender Relativverschiebung in der Verbundfuge werden diese Diagonalen auf Biegung beansprucht. Danach wird bei den fallenden Stäben ein Dübeleffekt wirksam, welcher erst bei größeren Relativverschiebungen aktiviert wird.

Von Klug [107] wurden Elementdecken mit Gitterträgern gleicher Abmessung wie in [108] geprüft. Bei einer Spannweite von 2,50 m wurden 20 cm dicke und 50 cm breite Verbundplatten mit unterschiedlich ausgebildeten Gitterträgern getestet. Die Belastung durch eine Einzellast erfolgte 50 cm vom Auflager entfernt. Die Verbundfuge war nach dem Sandflächenverfahren glatt. Bild 78 zeigt die Versagensbilder der vier verschiedenen Platten mit unterschiedlicher Verbundbewehrung.

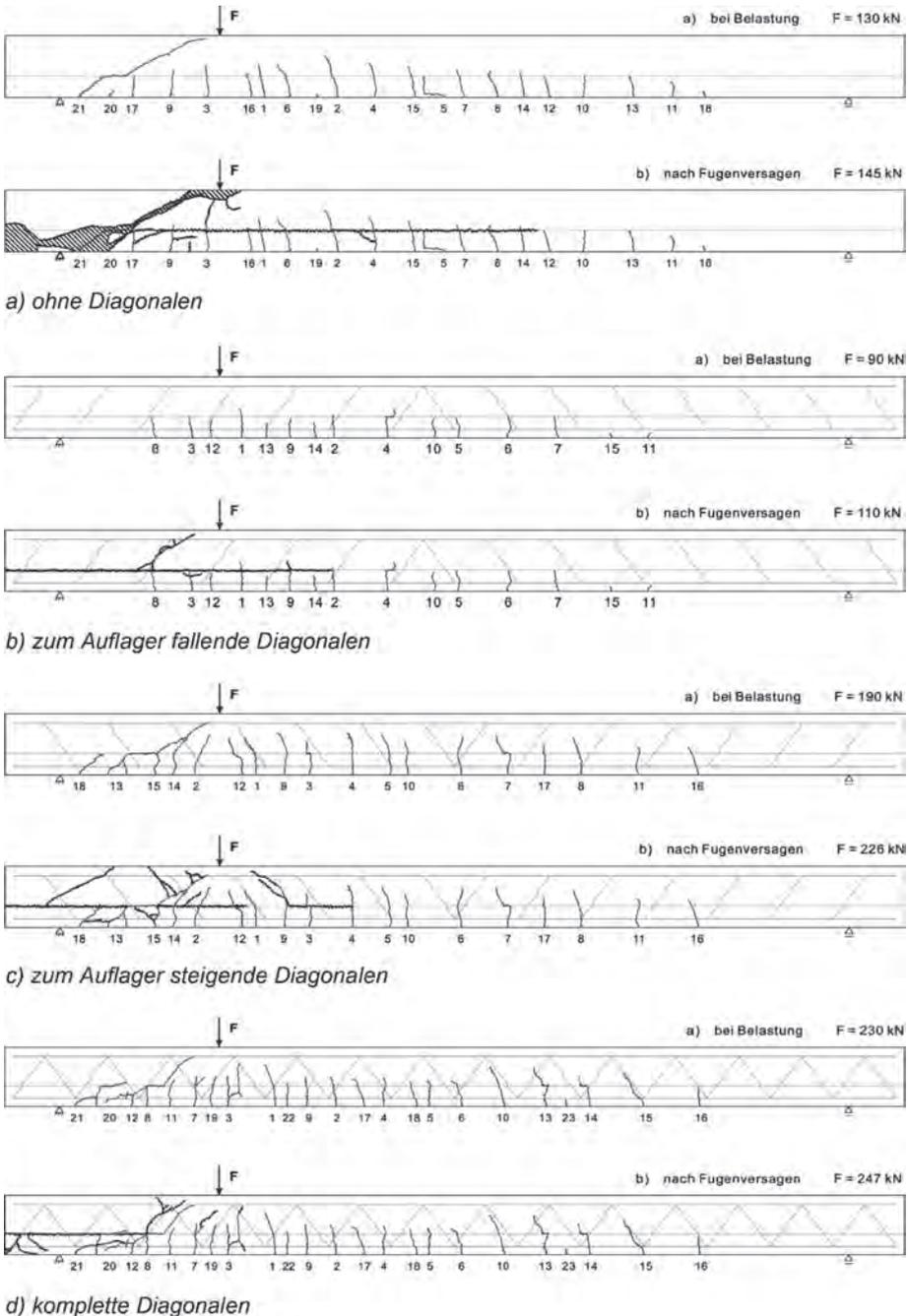


Bild 78. Rissbilder von Verbundplatten mit unterschiedlicher Verbundbewehrung nach [107]

Der Versuchskörper mit kompletten Diagonalen als Verbundbewehrung ertrug gegenüber dem ohne fallende Diagonalen eine um etwa 10 % höhere Bruchlast. Der Versuch mit ausschließlich zum Auflager fallender Verbundbewehrung zeigte die niedrigste Bruchlast. Im Vergleich zum Versuch ohne Verbundbewehrung war das Aufreißen der Verbundfuge weniger ausgeprägt. Für weitere Einzelheiten zu den Versuchen wird auf [107] verwiesen. Ein Traganteil der zum Auflager fallenden Verbundbewehrung ist nach den Auswertungen in [107] zwar vorhanden, er ist aber gering und wird mit dem Modell nach Eurocode 2 (Gl. (12)) nicht ausreichend zutreffend erfasst.

Das Schubreibungsmodell, wonach die senkrecht zur Verbundfuge wirkende Kraftkomponente der Verbundbewehrung infolge der mit der Rauigkeit zunehmenden Rissöffnung ansteigt, trifft bei zum Auflager fallenden Verbundbewehrung nicht zu. Eher ist ein ausgeprägter Dübeleffekt zu erwarten, der jedoch erst bei großer Fugenverschiebung aktiviert werden kann. Bis aussagekräftige Versuche hierzu vorliegen, die den Traganteil der dieser Stäbe quantifizieren, ist nach DAfStb-Heft 600 [95] auf den Ansatz der zum Auflager geneigten Stäbe zu verzichten. Danach sind in Gl. (12) nur Stäbe mit Neigungswinkeln $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ anrechenbar. Dieser Grundsatz, wonach nur zum Auflager steigende Stäbe als Verbundbewehrung anrechenbar sind, galt und gilt auch für Gitterträger als Verbundbewehrung. Jedoch liegen für Gitterträger auch Erfahrungen mit flacher geneigter Verbundbewehrung vor. Daher gelten nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für Gitterträger (z. B. [32]) als Verbundbewehrung zulässige Neigungswinkel von $35^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Im Nationalen Anhang zum Eurocode 2 [23] wird im dortigen Abschnitt 10.9.3 (NA.17) bei Endauflägern ohne Wandauflast eine Verbundsicherungsbe- wehrung von mindestens $6 \text{ cm}^2/\text{m}$ entlang der Auflagerlinie auf einer Breite von 75 cm gefordert. Diese Bewehrung soll nach DAfStb-Heft 600 [95] ein Ablösen der Ortbetonschicht im Brandfall verhindern. Eine solche Ablösung wird auch durch zum Auflager fallende Verbundbewehrung behindert. Beim Nachweis dieser Verbundsicherungsbe- wehrung darf nach Zulassungen für Gitterträger (z. B. [32]) die senkrechte Komponente aller Verbundbewehrungsstäbe mit $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$ ange- rechnet werden.

In Elementdecken mit durchgehenden Gitterträgern ist eine ausreichende Verbundsicherungsbe- wehrung bereits vorhanden [95]. In Decken ohne durchge- hende Verbundbewehrung kann die erforderliche Verbundsicherungsbe- wehrung am Endauflager ohne Wandauflasten z. B. durch 80 cm lange Stan- dardgitterträger mit Diagonalendurchmesser 6 mm im Abstand von 40 cm oder durch 80 cm lange

Tabelle 18. Bemessungswiderstand der Verbundfuge ohne Verbundbewehrung für ausgewählte Parameter

Beton- güte	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctd}	$c \cdot f_{ctd}$ [N/mm ²]	
	[N/mm ²]			Fuge glatt	Fuge rau
C20/25	20	11,3	0,85	0,170	0,340
C25/30	25	14,2	1,02	0,204	0,408
C30/37	30	17,0	1,13	0,227	0,453
C35/45	35	19,8	1,25	0,249	0,499
C40/50	40	22,7	1,42	0,283	0,567
C45/55	45	25,5	1,53	0,306	0,612
C50/60	50	28,3	1,64	0,329	0,657

Schubgitterträger im Abstand von 75 cm abgedeckt werden.

Der Schubwiderstand nach Gl. (12) lässt sich für Fugen ohne Normalspannung ($\sigma_n = 0$) vereinfachen. Wird zudem der Tragwiderstand der Verbundbewehrung mit $v_{Rd,si}$ bezeichnet, lässt sich der Widerstand der Verbundfuge nach Gl. (14) darstel- len. Dieses Format dient der besseren Zuordnung der nachfolgenden Bemessungstabellen, in denen Tragwiderstände verschiedener Gitterträger nach Gl. (15) zusammengestellt sind.

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \sum v_{Rd,si} \leq 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \quad (14)$$

$\sum v_{Rd,si}$ Traganteile verschiedener Verbundbewehrungen (Gitterträger)

$$v_{Rd,si} = \rho \cdot f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (15)$$

mit

ρ Querschnittsfläche der Verbundbewehrung pro Flächeneinheit [m²/m²]

α Neigung der Verbundbewehrung (Diagonalen)

f_{yd} Bemessungsstreckgrenze der Verbundbewehrung

f_{yd} 420 N/mm² / 1,15 = 365 N/mm² für glatte Diagonalen B500A+G

f_{yd} 500 N/mm² / 1,15 = 435 N/mm² für gerippte Diagonalen B500A

Der Bemessungswiderstand des Betontraganteils ist für ausgewählte Parameter in Tabelle 18 aufgeführt. Der Stahltraganteil des Bemessungswiderstandes der Fuge $v_{Rd,si}$ kann für verschiedene Gitterträger den Tabellen 19 bis 21 entnommen werden. Die Tabellen mit Index a gelten für glatte und Tabellen mit

Tabelle 19. a) Tragwiderstände $V_{Rd,ysi}$ [N/mm²] von Standardgitterträgern nach Bild 14 und 15 für glatte Fugen je Meter Deckenbreite

Trägerabstand [cm]	E/EV-Gitterträger							
	D-Gitterträger			Trägerhöhe [mm]				
	<70	90	150	200	250	320	400	
	$\alpha=37^\circ$	$\alpha=46^\circ$	$\alpha=60^\circ$	$\alpha=68^\circ$	$\alpha=72^\circ$	$\alpha=76^\circ$	$\alpha=79^\circ$	
Diagonale ϕ 5mm	25	0,353	0,348	0,322	0,299	0,285	0,270	0,257
	36	0,245	0,242	0,224	0,208	0,198	0,187	0,179
	42	0,210	0,207	0,192	0,178	0,170	0,161	0,153
	50	0,177	0,174	0,161	0,149	0,143	0,135	0,129
	55	0,161	0,158	0,146	0,136	0,130	0,123	0,117
	62,5	0,141	0,139	0,129	0,120	0,114	0,108	0,103
	75	0,118	0,116	0,107	0,100	0,095	0,090	0,086
100*	0,068	0,067	0,081	0,075	0,071	0,067	0,064	0,064
Diagonale ϕ 6mm	25	0,509	0,501	0,464	0,430	0,410	0,388	0,371
	36	0,353	0,348	0,322	0,299	0,285	0,270	0,257
	42	0,303	0,298	0,276	0,256	0,244	0,231	0,221
	50	0,254	0,250	0,232	0,215	0,205	0,194	0,185
	55	0,231	0,228	0,211	0,196	0,187	0,177	0,169
	62,5	0,204	0,200	0,186	0,172	0,164	0,155	0,148
	75	0,170	0,167	0,155	0,143	0,137	0,129	0,124
100*	0,127	0,125	0,116	0,108	0,103	0,097	0,093	0,093
Diagonale ϕ 7mm	25	0,693	0,682	0,632	0,586	0,559	0,529	0,505
	36	0,481	0,473	0,439	0,407	0,388	0,367	0,350
	42	0,412	0,406	0,376	0,349	0,333	0,315	0,300
	50	0,346	0,341	0,316	0,293	0,279	0,264	0,252
	55	0,315	0,310	0,287	0,266	0,254	0,240	0,229
	62,5	0,277	0,273	0,253	0,234	0,223	0,212	0,202
	75	0,231	0,227	0,211	0,195	0,186	0,176	0,168
100*	0,173	0,170	0,158	0,146	0,140	0,132	0,126	0,126
Diagonale ϕ 8mm	25	0,905	0,890	0,825	0,765	0,730	0,691	0,659
	36	0,628	0,618	0,573	0,531	0,507	0,480	0,458
	42	0,538	0,530	0,491	0,456	0,434	0,411	0,392
	50	0,452	0,445	0,413	0,383	0,365	0,345	0,330
	55	0,411	0,405	0,375	0,348	0,332	0,314	0,300
	62,5	0,362	0,356	0,330	0,306	0,292	0,276	0,264
	75	0,302	0,297	0,275	0,255	0,243	0,230	0,220
100*	0,226	0,223	0,206	0,191	0,182	0,173	0,165	0,165
Diagonale ϕ 9mm	25	1,145	1,127	1,044	0,969	0,924	0,874	0,834
	36	0,795	0,783	0,725	0,673	0,641	0,607	0,579
	42	0,662	0,671	0,622	0,577	0,550	0,520	0,497
	50	0,572	0,563	0,522	0,484	0,462	0,437	0,417
	55	0,520	0,512	0,475	0,440	0,420	0,397	0,379
	62,5	0,458	0,451	0,418	0,387	0,369	0,350	0,334
	75	0,382	0,376	0,348	0,323	0,308	0,291	0,278
100*	0,286	0,282	0,261	0,242	0,231	0,219	0,209	0,209

* nur als Bemessungshilfe, max. Trägerabstand $\leq 75\text{cm} \leq 5h$

Tabelle 19. b) Tragwiderstände $V_{Rd,ysi}$ [N/mm²] von Standardgitterträgern nach Bild 14 und 15 für raue Fugen je Meter Deckenbreite

Trägerabstand [cm]	Trägerhöhe [mm]							
	<70	90	150	200	250	320	400	
	$\alpha=37^\circ$	$\alpha=46^\circ$	$\alpha=60^\circ$	$\alpha=68^\circ$	$\alpha=72^\circ$	$\alpha=76^\circ$	$\alpha=79^\circ$	
Diagonale ϕ 5mm	25	0,374	0,373	0,352	0,331	0,318	0,303	0,291
	36	0,260	0,259	0,245	0,230	0,221	0,211	0,202
	42	0,223	0,222	0,210	0,197	0,189	0,180	0,173
	50	0,187	0,186	0,176	0,165	0,159	0,152	0,146
	55	0,170	0,169	0,160	0,150	0,144	0,138	0,132
	62,5	0,150	0,149	0,141	0,132	0,127	0,121	0,117
	75	0,125	0,124	0,117	0,110	0,106	0,101	0,097
100*	0,094	0,093	0,088	0,083	0,079	0,076	0,073	0,073
Diagonale ϕ 6mm	25	0,539	0,537	0,507	0,476	0,458	0,437	0,419
	36	0,374	0,373	0,352	0,331	0,318	0,303	0,291
	42	0,321	0,319	0,302	0,284	0,272	0,260	0,250
	50	0,269	0,268	0,254	0,236	0,229	0,218	0,210
	55	0,245	0,244	0,230	0,217	0,208	0,198	0,191
	62,5	0,215	0,215	0,203	0,191	0,183	0,175	0,168
	75	0,180	0,179	0,169	0,159	0,153	0,146	0,140
100*	0,135	0,134	0,127	0,119	0,114	0,109	0,105	0,105
Diagonale ϕ 7mm	25	0,733	0,730	0,690	0,648	0,623	0,594	0,571
	36	0,509	0,507	0,479	0,450	0,433	0,413	0,396
	42	0,436	0,435	0,411	0,386	0,371	0,354	0,340
	50	0,367	0,365	0,345	0,324	0,311	0,297	0,285
	55	0,333	0,332	0,314	0,295	0,283	0,270	0,259
	62,5	0,293	0,292	0,276	0,259	0,249	0,238	0,228
	75	0,244	0,243	0,230	0,216	0,208	0,198	0,190
100*	0,183	0,183	0,173	0,162	0,156	0,149	0,143	0,143
Diagonale ϕ 8mm	25	0,956	0,954	0,901	0,847	0,814	0,776	0,746
	36	0,665	0,662	0,626	0,588	0,565	0,539	0,518
	42	0,570	0,568	0,537	0,504	0,484	0,462	0,444
	50	0,479	0,477	0,451	0,423	0,407	0,388	0,373
	55	0,435	0,434	0,410	0,385	0,370	0,353	0,339
	62,5	0,383	0,382	0,361	0,339	0,325	0,310	0,298
	75	0,319	0,318	0,300	0,282	0,271	0,259	0,249
100*	0,239	0,238	0,225	0,212	0,203	0,194	0,186	0,186
Diagonale ϕ 9mm	25	1,232	1,207	1,141	1,072	1,030	0,982	0,944
	36	0,842	0,838	0,792	0,744	0,715	0,682	0,655
	42	0,721	0,719	0,679	0,638	0,613	0,585	0,562
	50	0,606	0,604	0,570	0,536	0,515	0,491	0,472
	55	0,551	0,549	0,519	0,487	0,468	0,447	0,429
	62,5	0,485	0,483	0,456	0,429	0,412	0,393	0,377
	75	0,404	0,402	0,380	0,357	0,343	0,327	0,315
100*	0,303	0,302	0,285	0,268	0,257	0,246	0,236	0,236

* nur als Bemessungshilfe, max. Trägerabstand $\leq 75\text{cm} \leq 5h$

b für raue Fugen. Das Bemessungskonzept nach Eurocode 2 ermöglicht zum Nachweis der Verbundfuge die Addition der Schubwiderstände der vorgenannten Tabellen.

Die maximale Tragfähigkeit der Verbundfuge wird in Abhängigkeit von der Fugenrauigkeit in Gl. (12) begrenzt. In Zulassungen für Gitterträger wird zusätzlich ein Maximalwert für die einwirkende Querkraft angegeben, welcher dem bisherigen Erfahrungsbereich während der Gültigkeit der DIN 1045:88 [19] entspricht. Entsprechend der damaligen Obergrenze für Platten mit Schubbewehrung τ_{02} wurden in den Zulassungen Grenzwerte in Abhängigkeit von der Betongüte tabelliert. Diese

Grenze greift nur im Fall rauer Fugen. Tabelle 22 listet die maximalen Widerstände nach Gl. (12) und den Zulassungen für Gitterträger (z. B. [33]) auf.

Bilden Gitterträger wie aufgebogene Längsstäbe die vollständige Querkraftbewehrung, ist zusätzlich die maximale Querkraft entsprechend Eurocode 2, 9.3.2 (3) [22] auf $V_{Rd,max,GT} = 1/3 V_{Rd,max}$ zu begrenzen (vgl. Abschnitt 3.2.3.3, Bild 80 und Erläuterungen).

3.2.3.3 Querkraftnachweis

Für Stahlbetonplatten ist grundsätzlich ein Querkraftnachweis nach Eurocode 2 [22, 23] zu führen. Es ist entweder nachzuweisen, dass keine Quer-

Tabelle 20. a) Tragwiderstände $v_{Rd,svi}$ [N/mm^2] von Schubgitterträgern nach Bild 17 für *glatte* Fugen je Meter Deckenbreite

Trägerabstand [cm]	Diagonale \varnothing 7 mm Trägerhöhe [mm]			
	< 150	200	250	300
	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 53^\circ$	$\alpha = 59^\circ$	$\alpha = 64^\circ$
10	2,721	2,666	2,603	2,538
25	1,089	1,066	1,041	1,015
36	0,756	0,741	0,723	0,705
42	0,648	0,635	0,620	0,604
50	0,544	0,533	0,521	0,508
55	0,495	0,485	0,473	0,461
62,5	0,435	0,427	0,417	0,406
75	0,363	0,355	0,347	0,338
100	0,272	0,267	0,260	0,254

* nur als Bemessungshilfe, max. Trägerabstand $\leq 75 \text{ cm} \leq 5 \text{ h}$

Tabelle 20. b) Tragwiderstände $v_{Rd,svi}$ [N/mm^2] von Schubgitterträgern nach Bild 17 für *raue* Fugen je Meter Deckenbreite

Trägerabstand [cm]	Diagonale \varnothing 7 mm Trägerhöhe [mm]			
	< 150	200	250	300
	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 53^\circ$	$\alpha = 59^\circ$	$\alpha = 64^\circ$
10	3,009	2,969	2,917	2,858
25	1,204	1,188	1,167	1,143
36	0,836	0,825	0,810	0,794
42	0,717	0,707	0,694	0,680
50	0,602	0,594	0,583	0,572
55	0,547	0,540	0,530	0,520
62,5	0,481	0,475	0,467	0,457
75	0,401	0,396	0,389	0,381
100	0,301	0,297	0,292	0,286

* nur als Bemessungshilfe, max. Trägerabstand $\leq 75 \text{ cm} \leq 5 \text{ h}$

Tabelle 21. a) Tragwiderstände $v_{Rd,svi}$ [N/mm^2] der Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II [39] für *glatte* Fugen je Meter Deckenbreite

Trägerabstand [cm]	Diagonale \varnothing 9 mm Trägerhöhe [mm]			
	< 150	200	250	300
	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 49^\circ$	$\alpha = 56^\circ$	$\alpha = 60^\circ$
	$\alpha = 78^\circ$	$\alpha = 82^\circ$	$\alpha = 84^\circ$	$\alpha = 85^\circ$
10	5,887	5,675	5,467	5,333
25	2,355	2,270	2,187	2,133
36	1,635	1,576	1,519	1,481
42	1,402	1,351	1,302	1,270
50	1,177	1,135	1,093	1,067
55	1,070	1,032	0,994	0,970
62,5	0,942	0,908	0,875	0,853
75	0,785	0,757	0,729	0,711
100	0,589	0,567	0,547	0,533

* nur als Bemessungshilfe, max. Trägerabstand $\leq 75 \text{ cm} \leq 5 \text{ h}$

Tabelle 21. b) Tragwiderstände $v_{Rd,svi}$ [N/mm^2] der Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II [39] für *raue* Fugen je Meter Deckenbreite

Trägerabstand [cm]	Diagonale \varnothing 9 mm Trägerhöhe [mm]			
	< 150	200	250	300
	$\alpha = 45^\circ$	$\alpha = 49^\circ$	$\alpha = 56^\circ$	$\alpha = 60^\circ$
	$\alpha = 78^\circ$	$\alpha = 82^\circ$	$\alpha = 84^\circ$	$\alpha = 85^\circ$
10	6,446	6,254	6,073	5,951
25	2,579	2,502	2,429	2,380
36	1,791	1,737	1,687	1,653
42	1,535	1,489	1,446	1,417
50	1,289	1,251	1,215	1,190
55	1,172	1,137	1,104	1,082
62,5	1,031	1,001	0,972	0,952
75	0,860	0,834	0,810	0,793
100	0,645	0,625	0,607	0,595

* nur als Bemessungshilfe, max. Trägerabstand $\leq 75 \text{ cm} \leq 5 \text{ h}$

Tabelle 22. Obergrenze der Tragwiderstände $V_{Rd,max}$ [N/mm²] von Elementdecken mit Gitterträgern nach Gl. (12) und Grenzwerte nach Gitterträgerzulassung

Betongüte	glatte Fugen (12)	raue Fugen (12)	Obergrenze Gitterträgerzulassung
C20/25	1,13	2,82	2,40
C25/30	1,42	3,55	2,80
C30/37	1,70	4,25	3,30
C35/45	1,98	4,95	3,60
C40/50	2,27	5,68	3,80
C45/55	2,55	6,38	4,00
C50/60	2,83	7,08	4,10

kraftbewehrung erforderlich ist oder es ist eine entsprechende Querkraftbewehrung zu ermitteln.

Für Platten ohne Querkraftbewehrung ist die einwirkende Querkraft V_{Ed} auf den Widerstand $V_{Rd,c}$ schubunbewehrter Platten nach Gl. (16) zu begrenzen.

$$V_{Rd,c} = (0,1 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}) \cdot b_w \cdot d \quad (16a)$$

$$\geq 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_w \cdot d \quad (16b)$$

mit

ρ_l Längsbewehrungsgrad = $A_{sl}/(b_w \cdot d) \leq 0,02$

d [mm] statische Höhe

f_{ck} charakteristische Betondruckfestigkeit

k Maßstabsbeiwert = $1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2$

b_w kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone

(weitere Bezeichnungen s. Eurocode 2 [22, 23])

Bild 79 zeigt die Auswertung der Gln. (16a+b). Ausgehend von der statischen Höhe d [mm] lässt sich mit der Längsbewehrung [cm²/m] und der Betongüte die Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c}$ der schubunbewehrten Platte nach Gl. (16a) mit den durchgezogenen Linien in Bild 79 ermitteln. Unabhängig vom Längsbewehrungsgrad ergibt sich gemäß Gl. (16b) eine Mindestschubtragfähigkeit in Abhängigkeit von der Betongüte. Diese wird in Bild 79 durch die gestrichelten Linien berücksichtigt. Bei Längsbewehrungsmengen unterhalb dieser Linien können die gestrichelten Linien zum Nachweis verwendet werden.

Für $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ ist die nach Gl. (12) bzw. (15) ermittelte Bewehrung allein zur Sicherung der Verbundfuge erforderlich. In diesen Fällen gelten die

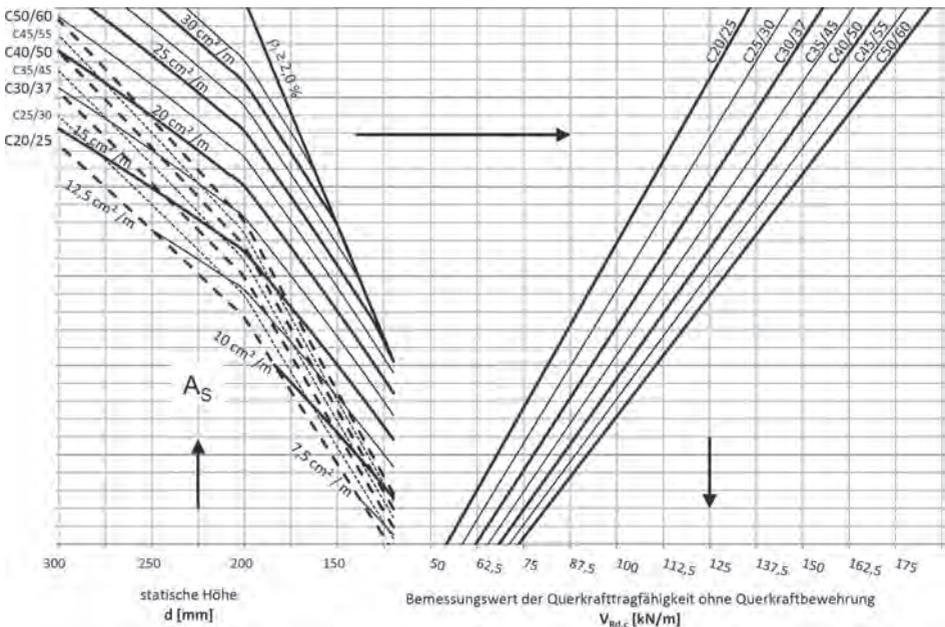


Bild 79. Grafische Ermittlung des Grenzwertes $V_{Rd,c}$ für schubunbewehrte Platten

konstruktiven Anforderungen, wie sie für eine erforderliche Schubbewehrung gelten, nicht.

Bei $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ sind die Platten mit Querkraftbewehrung auszuführen und nachzuweisen. Die erforderliche Querkraftbewehrung ergibt sich entsprechend dem Fachwerkmodell (Bild 70) mit variabler Druckstrebenneigung nach den Regelungen von Eurocode 2 [22, 23]. Eine ggf. erforderliche Schubbewehrung und eine erforderlichen Verbundbewehrung sind nicht zu addieren. Maßgebend ist der Nachweis, welcher die größte Bewehrungsmenge ergibt.

Mit Gl. (17) wird der Bemessungswiderstand $V_{Rd,s}$ geneigter Schubbewehrung Bewehrung und mit Gl. (18) der Bemessungswiderstand $V_{Rd,max}$ der Betondruckstrebe ermittelt. Beide Widerstände müssen größer als die einwirkende Bemessungsquerkraft V_{Ed} sein.

$$V_{Rd,s} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \tag{17}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot \nu_1 \cdot z \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta)} \tag{18}$$

mit

A_{sw} Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung (Diagonalenquerschnitt)

s Abstand der Diagonalen

z innerer Hebelarm

f_{ywd} Bemessungstreckgrenze der Querkraftbewehrung (Diagonalen) bei glatten Diagonalen $f_{ywd} = 420 \text{ N/mm}^2 / 1,15 = 365 \text{ N/mm}^2$

α Neigung der Querkraftbewehrung (Diagonalenneigung) mit $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ bei rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

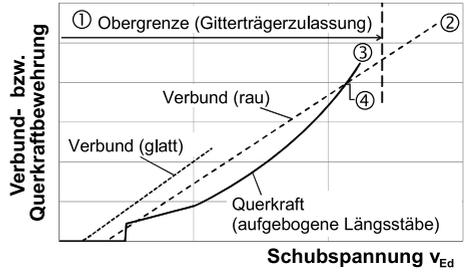


Bild 80. Schema zur Querkraft- und Verbundbewehrungsbemessung

b_w kleinste Querschnittsbreite

ν_1 Abminderungsbeiwert für die Betonfestigkeit bei Schubrisen für Betongüten bis C50/60 gilt $\nu_1 = 0,75$

f_{cd} Bemessungswert der Betondruckfestigkeit mit $f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c$

θ Neigung der Betondruckstrebe, für Normalbeton

mit $1,0 \leq \cot \theta \leq (1,2 + 1,4 \cdot \sigma_{cd}/f_{cd}) / (1 - V_{Rd,cc}/V_{Ed}) \leq 3,0$ (19)

mit

$$V_{Rd,cc} = 0,24 \cdot f_{ck}^{1/3} \cdot (1 - 1,2 \cdot \sigma_{cd} / f_{cd}) \cdot b_w \cdot z$$

σ_{cd} Bemessungswert der Betonlängsspannung (hier: Zugspannungen negativ). Nach Zulassungen für Gitterträger (z. B. [32, 33]) darf eine Längsdruckspannung nicht berücksichtigt werden.

Bei rauen Fugen kann der Nachweis der Querkraftbewehrung maßgebend werden. Dieses kann bei

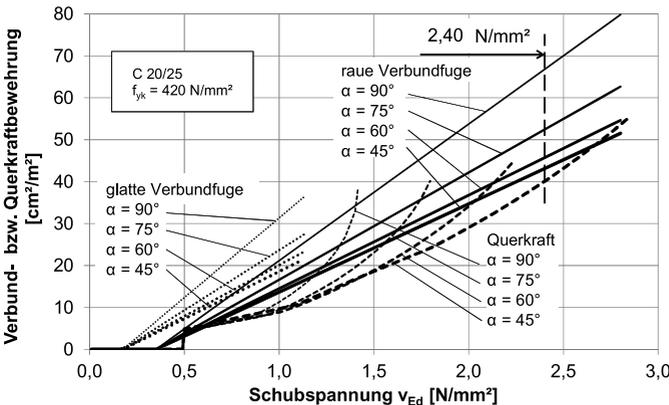


Bild 81. Erforderliche Verbund- und Querkraftbewehrung nach [109] für aus gewählte Parameter

Tabelle 23. Grenzschubspannung für einen Verbundfugennachweis bei rauer Verbundfuge ohne zusätzlich erforderliche Querkraftbemessung (vgl. Punkt ④ in Bild 80)

		Gitterträgerhöhe										
		E/D 9	E/D 12	E/D 15	EQ 15	E/D 20	EQ 20	E 25	EQ 25	E 32	EQ 30	E 40
Diagonalenwinkel α [°]		$\alpha=46^\circ$	$\alpha=53^\circ$	$\alpha=60^\circ$	$\alpha_1=45^\circ$ $\alpha_2=90^\circ$	$\alpha=68^\circ$	$\alpha_1=53^\circ$ $\alpha_2=90^\circ$	$\alpha=72^\circ$	$\alpha_1=59^\circ$ $\alpha_2=90^\circ$	$\alpha=76^\circ$	$\alpha_1=64^\circ$ $\alpha_2=90^\circ$	$\alpha=79^\circ$
Betongüte	C20/25	2,40	2,36	2,13	1,93	1,92	1,83	1,82	1,76	1,72	1,70	1,65
	C25/30	2,80	2,80	2,70	2,44	2,42	2,31	2,29	2,22	2,17	2,14	2,08
	C30/37	3,30	3,30	3,26	2,95	2,92	2,79	2,76	2,67	2,61	2,58	2,50
	C35/45	3,60	3,60	3,60	3,45	3,42	3,26	3,24	3,13	3,06	3,02	2,93
	C40/50	3,80	3,80	3,80	3,96	3,80	3,74	3,71	3,59	3,51	3,46	3,36
	C45/55	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	3,95	3,90	3,78
C50/60	4,10	4,10	4,10	4,10	4,10	4,10	4,10	4,10	4,10	4,10	4,10	

EQ: Gitterträger nach Bild 17

E/D: Gitterträger nach Bild 15 oder Bild 14

geringen Schubspannungen etwas oberhalb von $V_{Rd,c}$ und im Bereich hoher Querkraftbeanspruchung zutreffen. Bild 80 zeigt diesen Zusammenhang schematisch. Für den Anwendungsbereich von Verbundbauteilen mit Gitterträgern können verschiedene Obergrenzen maßgebend werden. Bei rauer Verbundfuge wird gegenüber der Bedingung nach Gl. (12) (Punkt ② in Bild 80) die Obergrenze nach geltenden Zulassungen für Gitterträger maßgebend (① in Bild 80). Für Gitterträger als aufgebogene Längsstäbe im Sinne von Eurocode 2 ist zusätzlich $1/3 V_{Rd,max}$ (Punkt ③ in Bild 80) einzuhalten.

Den in Bild 80 schematisch gezeigten Zusammenhang zeigt Bild 81 [109] für ausgewählte Parameter. Die erforderliche Verbund- bzw. Querkraftbewehrung ist dort in Abhängigkeit von der einwirkenden Schubspannung dargestellt. Die einzelnen Bemessungskurven enden bei der jeweils maßgebenden Querkraftobergrenze.

Tabelle 24. Querkraftobergrenze für $1/3 V_{Rd,max}$ für aufgebogene Längsbewehrung als aufgebogene Längsstäbe (vgl. Punkt ③ in Bild 80)

		Gitterträgerhöhe										
		E/D 9	E/D 12	E/D 15	EQ 15	E/D 20	EQ 20	E 25	EQ 25	E 32	EQ 30	E 40
Diagonalenwinkel α [°]		$\alpha=46^\circ$	$\alpha=53^\circ$	$\alpha=60^\circ$	$\alpha_1=45^\circ$ $\alpha_2=90^\circ$	$\alpha=68^\circ$	$\alpha_1=53^\circ$ $\alpha_2=90^\circ$	$\alpha=72^\circ$	$\alpha_1=59^\circ$ $\alpha_2=90^\circ$	$\alpha=76^\circ$	$\alpha_1=64^\circ$ $\alpha_2=90^\circ$	$\alpha=79^\circ$
Betongüte	C20/25	2,78	2,48	2,23	2,00	1,99	1,89	1,88	1,81	1,77	1,74	1,69
	C25/30	3,48	3,11	2,79	2,50	2,49	2,36	2,35	2,26	2,21	2,18	2,12
	C30/37	4,18	3,73	3,35	3,01	2,98	2,84	2,82	2,71	2,65	2,62	2,54
	C35/45	4,87	4,35	3,91	3,51	3,48	3,31	3,28	3,17	3,10	3,05	2,96
	C40/50	5,57	4,97	4,47	4,01	3,98	3,78	3,75	3,62	3,54	3,49	3,38
	C45/55	6,27	5,59	5,03	4,51	4,48	4,25	4,22	4,07	3,98	3,92	3,81
C50/60	6,96	6,21	5,59	5,01	4,97	4,73	4,69	4,52	4,42	4,36	4,23	

EQ: Gitterträger nach Bild 17

E/D: Gitterträger nach Bild 15 oder Bild 14

Soll vereinfachend und auf der sicheren Seite auf einen zusätzlichen rechnerischen Nachweis der Querkraftbewehrung (Schubbewehrung) verzichtet werden, ist folgender Ansatz möglich:

- Bis zur Schubspannungsgrenze für die glatte Verbundfuge nach Tabelle 22 erfolgt der Verbundnachweis für eine glatte Verbundfuge.
- Bei höheren Schubspannungen ist die Fuge rau auszuführen und wird als solche bemessen. Die maximale Schubspannung wird zusätzlich auf den Wert beschränkt, welcher für den Verbund- und Querkraftnachweis die gleiche Bewehrungsmenge fordert (vgl. Punkt ④ in Bild 80). Diese Schubspannungen sind in Tabelle 23 zusammengestellt.

Die maximale Querkraftobergrenze $1/3 V_{Rd,max}$ ist als Schubspannung in Abhängigkeit von der Betongüte und dem Neigungswinkel α der Gitterträgerdiagonalen in Tabelle 24 tabelliert. Die Diagonalen

der Schubgitterträger (EQ) haben jeweils zwei unterschiedliche Neigungen von etwa 90° und einem variablen Wert, welcher von der jeweiligen Trägerhöhe abhängt. Die Querkraftobergrenze wurde mit der Bedingung $\Sigma(V_{Rd, syi}/V_{Rd, max, i}) \leq 1$ bestimmt. Die Obergrenze ist somit abhängig von der Trägerhöhe. Bei der Kombination verschiedener Trägertypen kann der jeweils kleinere Wert der Standardgitterträger (E/D) verwendet werden, um auf eine aufwendige Interpolation zu verzichten. Bei Ausnutzung der Obergrenze nach Tabelle 24 über die Werte nach Tabelle 23 hinaus wird in jedem Fall ein zusätzlicher Querkraftnachweis erforderlich.

3.2.3.4 Bemessungsbeispiele und Bemessungshilfen

Die Querkraftbemessung von Elementdecken mit Gitterträgern wird im Folgenden anhand einiger Beispiele und unter Verwendung der Tabellen 18 bis 24 erläutert. Für die Bemessung von Fertigteilplatten bestimmter Abmessung und typisierter Gitterträgerdimensionen werden anschließend ausgewählte Bemessungstabellen vorgestellt.

Beispiel 1

Vorgaben:

Bemessungswert der einwirkenden Querkraft:
 $V_{Ed} = 34,5 \text{ kN/m}$

Betongüte: C20/25

Fugenrauigkeit: glatt

Betondeckung: $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

Deckendicke: $h = 200 \text{ mm}$

Statische Höhe: $d = h - c_{nom} - d_s/2$
 $= 200 - 20 - 10/2$

$$d = 175 \text{ mm}$$

Längsbewehrungsgrad
 laut Biegebemessung:

$$A_s = 589 \text{ mm}^2$$

$$\rho_l = 589 / (1000 \cdot 175) \cdot 100\%$$

$$\rho_l = 0,337\%$$

innerer Hebelarm: $z = 0,9 \cdot d = 158 \text{ mm}$

$$(V_{Ed} \leq V_{Rd,c})$$

$$z \leq d - 2 \cdot c_{nom} = 135 \text{ mm}$$

$$(V_{Ed} > V_{Rd,c})$$

Aus Bild 79 folgt: $V_{Rd,c} = 66 \text{ kN/m} \geq V_{Ed} \rightarrow$ keine Schubbewehrung erforderlich $\rightarrow z = 158 \text{ mm}$

Einwirkende Schubspannung in der Fuge nach Gl. (11) mit $\beta = 1$:

$$v_{Ed} = 1 \cdot 34.500 \text{ N} / (158 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm})$$

$$v_{Ed} = 0,218 \text{ N/mm}^2$$

Betontraganteil der glatten Verbundfuge nach Tabelle 18: $0,17 \text{ N/mm}^2$

$v_{Ed} = 0,218 \text{ N/mm}^2 > 0,170 \text{ N/mm}^2 \rightarrow$ Verbundbewehrung erforderlich

Gitterträger für Montagezustand: Gitterträger E11-06610, Abstand: 62,5 cm

Traganteil der Verbundbewehrung nach Tabelle 19a: $v_{Rd, syi} = 0,186 \text{ N/mm}^2$

(auf der sicheren Seite für E15 abgelesen)

Nachweis des Verbundwiderstandes:

$$v_{Ed} = 0,218 \text{ N/mm}^2 \leq v_{Rdi} = 0,170 \text{ N/mm}^2 + 0,186 \text{ N/mm}^2 = 0,356 \text{ N/mm}^2 \checkmark$$

Nachweis der Obergrenze:

$$v_{Ed} = 0,218 \text{ N/mm}^2 \leq v_{Rdi, max} = 1,13 \text{ N/mm}^2 \text{ (Tabelle 22)} \checkmark$$

Beispiel 2

Vorgaben:

Bemessungswert der einwirkenden Querkraft:

$$V_{Ed} = 250 \text{ kN/m}$$

Betongüte: C20/25

Fugenrauigkeit: rau

Betondeckung: $c_{nom} = 20 \text{ mm}$

Deckendicke: $h = 200 \text{ mm}$

Statische Höhe: $d = h - c_{nom} - d_s/2$
 $= 200 - 20 - 10/2$

$$d = 175 \text{ mm}$$

Längsbewehrungsgrad

laut Biegebemessung:

$$A_s = 750 \text{ mm}^2$$

$$\rho_l = 750 / (1000 \cdot 175) \cdot 100\%$$

$$\rho_l = 0,43\%$$

innerer Hebelarm: $z = 0,9 \cdot d = 158 \text{ mm}$

$$(V_{Ed} \leq V_{Rd,c})$$

$$z \leq d - 2 \cdot c_{nom} = 135 \text{ mm}$$

$$(V_{Ed} > V_{Rd,c})$$

Aus Bild 79 folgt: $V_{Rd,c} = 71 \text{ kN/m} < V_{Ed} \rightarrow$ Schubbewehrung erforderlich $\rightarrow z = 135 \text{ mm}$

a) Nachweis der Verbundbewehrung

Einwirkende Schubspannung in der Fuge nach Gl. (11) mit $\beta = 1$:

$$v_{Ed} = 1 \cdot 250.000 \text{ N} / (135 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm})$$

$$v_{Ed} = 1,85 \text{ N/mm}^2$$

gewählt: E13-06712 (als erf. Schubbewehrung bis zur oberen Bewehrungslage)

$$v_{Rd, syi} = 0,173 \text{ N/mm}^2 \text{ (nach Tabelle 19b für E15, Trägerabstand 1 m)}$$

$$\text{erf. } v_{Rd, syi} = v_{Ed} - c \cdot f_{ctd}$$

$$\text{erf. } v_{Rd, syi} = 1,85 \text{ N/mm}^2 - 0,340 \text{ N/mm}^2 \text{ (nach Tabelle 18)}$$

$$\text{erf. } v_{Rd, syi} = 1,51 \text{ N/mm}^2$$

maximaler Trägerabstand s_G :

$$\max s_G = 0,173 \text{ N/mm}^2 / 1,51 \text{ N/mm}^2 / \text{m} = 0,115 \text{ m}$$

gewählt: 22 Gitterträger je 2,5 m Plattenbreite ($s = 0,114 \text{ m}$)

b) Nachweis der Schubbewehrung ¹⁾

Druckstrebenneigung θ :

$$1 \leq \cot \theta \leq 1,2 / (1 - V_{Rd, cc} / V_{Ed}) \leq 3 \text{ (Gl. (19))}$$

mit

$$V_{Rd, cc} = 0,24 \cdot 20^{1/3} \cdot 1 \cdot 0,135$$

$$V_{Rd, cc} = 0,088 \text{ MN} = 88 \text{ kN}$$

$$1 \leq \cot \theta \leq 1,2 / (1 - 88/250) = 1,85 \leq 3$$

Querkraftobergrenze:

$$V_{Rd, max, GT} = 1/3 V_{Rd, max}$$

$$V_{Rd, max, GT} = 1/3 \cdot 1 \cdot 135 \cdot 0,75 \cdot 11,3 \cdot (1,85 + 1/\tan 56^\circ) / (1 + 1,85^2) \text{ (Gl. (18))}$$

$$V_{Rd, max, GT} = 218 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed} > V_{Rd, max, GT} \text{ (!)}$$

→ $\cot \theta$ reduzieren bis Nachweis erfüllt (Iteration)

→ gewählt $\cot \theta = 1,55$

$$V_{Rd, max, GT} = 1/3 \cdot 1 \cdot 135 \cdot 0,75 \cdot 11,3 \cdot (1,55 + 1/\tan 56^\circ) / (1 + 1,55^2)$$

$$V_{Rd, max, GT} = 249 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd, max, GT} \approx V_{Ed} = 250 \text{ kN}$$

Nachweis der Stahltragfähigkeit

$$V_{Rd, sy} = a_s / s_G \cdot f_{yd} \cdot (\cot \theta + \cot \theta) \cdot \sin \alpha \cdot b_w \cdot z$$

$$\text{mit } f_{yd} = 420/1,15 = 365 \text{ N/mm}^2 \text{ (glatte Diagonalen B500A+G)}$$

$$\alpha = 56^\circ \text{ (E-Gitterträger Bauhöhe 13 cm)}$$

$$b_w = 1 \text{ m}$$

$$A_s = 2 \cdot \pi \cdot 0,007^2 / 4 / 0,2 = 385 / 10^6 \text{ m}^2 / \text{m}^2 \text{ (2 Diagonalen } \varnothing 7 \text{ mm im Knotenpunktabstand 0,2 m)}$$

$$s_G = 0,114 \text{ m (Gitterträgerabstand)}$$

$$V_{Rd, sy} = 385/10^6 / 0,114 \cdot 365 \cdot (1,55 + 1/\tan 56^\circ) \cdot \sin 56^\circ \cdot 1 \cdot 0,135$$

$$V_{Rd, sy} = 0,307 \text{ MN} = 307 \text{ kN}$$

$$V_{Rd, sy} > V_{Ed} = 250 \text{ kN}$$

Hier wird der Verbundnachweis b) maßgebend!

Beispiel 3

Wie Beispiel 2 jedoch mit EQ-Gitterträgern als Zulagen

Gitterträger für Montagezustand

E13-06712 – Abstand = 50 cm

a) Nachweis der Verbundbewehrung

$$v_{Rd, sy}(s_G = 50 \text{ cm}) = 0,345 \text{ N/mm}^2 \text{ (Tabelle 19b)}$$

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + v_{Rdi, sy} \text{ (E-Gitterträger)}$$

$$v_{Rdi} = 0,340 \text{ N/mm}^2 + 0,345 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{Rdi} = 0,685 \text{ N/mm}^2 < v_{Ed} = 1,85 \text{ N/mm}^2$$

E-Gitterträger im Abstand von 50 cm als Verbundbewehrung nicht ausreichend

→ Zulageträger erforderlich

$$\Delta v_{Rd, sy} = v_{Ed} - c \cdot f_{ctd} - v_{Rd, sy} \text{ (E-Gitterträger)}$$

$$\Delta v_{Rd, sy} = 1,85 - 0,340 - 0,345$$

$$\Delta v_{Rd, sy} = 1,165 \text{ N/mm}^2$$

Zulageträger gewählt EQ14

$$v_{Rd, sy}(\text{EQ14}, s_G = 1 \text{ m}) = 0,301 \text{ N/mm}^2 \text{ (Tabelle 20b)}$$

$$\text{erf. } s_G = v_{Rd, sy}(\text{EQ14}, s_G = 1 \text{ m}) / \Delta v_{Ed, sy}$$

$$\text{erf. } s_G = 0,301 \text{ N/mm}^2 / 1,165 \text{ N/mm}^2 / \text{m}$$

$$\text{erf. } s_G = 0,258 \text{ m}$$

$$\text{gewählt } s_G = 250 \text{ cm (Plattenbreite)} / 10 \text{ Träger} = 25 \text{ cm}$$

$$v_{Rdi} = 0,340 \text{ N/mm}^2 + 0,345 \text{ N/mm}^2 + 0,301 \text{ N/mm}^2 / 0,25$$

$$v_{Rdi} = 1,89 \text{ N/mm}^2 > v_{Ed} = 1,85 \text{ N/mm}^2$$

Ermittlung der Zulageträgerlänge (bei Gleichstreckenlast)

Einfeldträger $l = 5,0 \text{ m}$

Gewählte Länge der Zulageträger: $x = 1,60 \text{ m}$ (s. Bild 82)

¹⁾ Der Nachweis als Querkraftbewehrung erübrigt sich, wenn der Verbundnachweis geführt wird und die Schubspannungen nach Tabelle 23 eingehalten wird. In diesem Beispiel gilt $v_{Ed} = 1,85 \text{ N/mm}^2 < 2,13 \text{ N/mm}^2$ (s. Tabelle 23, E/D 15) und der Nachweis als Querkraftbewehrung ist eingehalten.

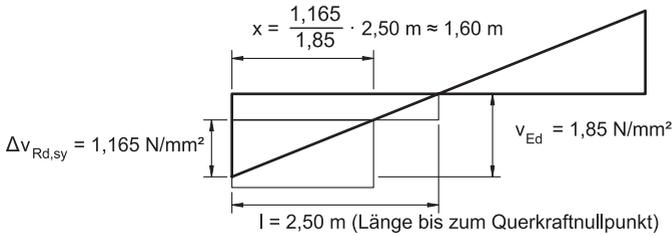


Bild 82. Ermittlung der erforderlichen Länge der Zulageträger in Bemessungsbeispiel 3

b) Nachweis der Schubbewehrung ¹⁾

Druckstrebenneigung θ (vgl. Beispiel 2)

$$1 \leq \cot \theta \leq 1,2 / (1 - 88 / 250) = 1,85 \leq 3$$

gewählt $\cot \theta = 1,17$ (iterativ bestimmt zum Nachweis der Obergrenze)

Nachweis der Stahltragfähigkeit

E-Gitterträger (Bauhöhe 13 cm, $\alpha = 56^\circ$)

$$V_{Rd,sy}(56^\circ) = a_s / s_G \cdot f_{yd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \cdot b_w \cdot z$$

$$A_s = 2 \cdot \pi \cdot 0,007^2 / 4 / 0,2 = 385 / 10^6 \text{ m}^2/\text{m}^2$$

(2 Diagonalen $\varnothing 7$ mm im Knotenpunktabstand 0,2 m)

$s_G = 0,5$ m (Gitterträgerabstand)

$$V_{Rd,sy}(56^\circ) = 385 / 10^6 / 0,5 \cdot 365 \cdot (1,17 + 1 / \tan 56^\circ) \cdot \sin 56^\circ \cdot 1 \cdot 0,135$$

$$V_{Rd,sy}(56^\circ) = 0,058 \text{ MN} = 58 \text{ kN}$$

EQ-Gitterträger (Bauhöhe 14 cm, $\alpha_1 = 45^\circ, \alpha_2 = 90^\circ$)

$$V_{Rd,sy}(45^\circ) = a_s / s_g \cdot f_{yd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \cdot b_w \cdot z$$

$$A_s = 2 \cdot \pi \cdot 0,007^2 / 4 / 0,2 = 385 / 10^6 \text{ m}^2/\text{m}^2$$

(2 Diagonalen $\varnothing 7$ mm im Knotenpunktabstand 0,2 m)

$s_G = 0,25$ m (Gitterträgerabstand)

$$V_{Rd,sy}(45^\circ) = 385 / 10^6 / 0,25 \cdot 365 \cdot (1,17 + 1 / \tan 45^\circ) \cdot \sin 45^\circ \cdot 1 \cdot 0,135$$

$$V_{Rd,sy}(45^\circ) = 0,116 \text{ MN} = 116 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,sy}(90^\circ) = a_s / s_g \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta \cdot b_w \cdot z$$

$$V_{Rd,sy}(90^\circ) = 385 / 10^6 / 0,25 \cdot 365 \cdot 1,17 \cdot 1 \cdot 0,135$$

$$V_{Rd,sy}(90^\circ) = 0,089 \text{ MN} = 89 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,sy} = V_{Rd,sy}(56^\circ) + V_{Rd,sy}(45^\circ) + V_{Rd,sy}(90^\circ)$$

$$V_{Rd,sy} = 58 \text{ kN} + 116 \text{ kN} + 89 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,sy} = 263 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 250 \text{ kN} < V_{Rd,sy}$$

Querkraftobergrenze

$$V_{Rd,max,GT} = 1/3 V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max,GT} = 1/3 \cdot b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max,GT}(56^\circ) = 1/3 \cdot 1 \cdot 135 \cdot 0,75 \cdot 11,3 \cdot (1,17 + 1/\tan 56^\circ) / (1 + 1,17^2)$$

$$V_{Rd,max,GT}(56^\circ) = 297 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,max,GT}(45^\circ) = 1/3 \cdot 1 \cdot 135 \cdot 0,75 \cdot 11,3 \cdot (1,17 + 1/\tan 45^\circ) / (1 + 1,17^2)$$

$$V_{Rd,max,GT}(45^\circ) = 349 \text{ kN/m}$$

$$V_{Rd,max,GT}(90^\circ) = 1/3 \cdot b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

$$V_{Rd,max,GT}(90^\circ) = 1/3 \cdot 1 \cdot 135 \cdot 0,75 \cdot 11,3 / (1,17 + 1/1,17)$$

$$V_{Rd,max,GT}(90^\circ) = 188 \text{ kN/m}$$

Nachweis bei Einsatz unterschiedlich geneigter Schubbewehrung:

$$V_{Rd,sy}(56^\circ) / V_{Rd,max,GT}(56^\circ) + V_{Rd,sy}(45^\circ) / V_{Rd,max,GT}(45^\circ) + V_{Rd,sy}(90^\circ) / V_{Rd,max,GT}(90^\circ) \leq 1$$

$$58 / 297 + 116 / 349 + 89 / 188 = 1 \leq 1$$

Beispiel 4

Schubkraftaufnahme in Gitterträgerlängs- und Querrichtung

a) Standardgitterträger

Beispiel: E15-06712 ($\alpha = 60^\circ$)

Fuge: rau ($\mu = 0,7$)

Schubwiderstand in Trägerlängsrichtung

$$v_{Rd,sy} = \rho \cdot f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)$$

$$\rho = 2 \cdot \pi \cdot 0,007^2 / 4 / 0,2 / 1 = 385 / 10^6 \text{ m}^2/\text{m}^2$$

¹⁾ siehe Seite 73

(nur zum Auflager steigende Diagonalen werden angerechnet: 2 Diagonalen \varnothing 7 mm im Knotenpunktabstand 0,2 m mit Gitterträgerabstand 1 m)

$$v_{Rd, sy} = 385/10^6 \cdot 420/1,15 \cdot (1,2 \cdot 0,7 \cdot \sin 60^\circ + \cos 60^\circ)$$

$$v_{Rd, sy} = 0,173 \text{ N/mm}^2 \text{ (vgl. Tabelle 19b)}$$

Schubwiderstand quer zur Trägerlängsrichtung

Der Gitterträger wird als zweidimensional betrachtet und alle Diagonalen werden mit dem vertikalen Kraftanteil berücksichtigt.

$$v_{Rd, sy}^q = \rho^q \cdot f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)$$

$$\rho^q = 4 \cdot \pi \cdot 0,007^2/4 / 0,2/1 \cdot \sin 60^\circ = 667/10^6 \text{ m}^2/\text{m}^2$$

(4 Diagonalen \varnothing 7 mm im Knotenpunktabstand 0,2 m mit Gitterträgerabstand 1 m mit vertikalem Kraftanteil ($\sin \alpha$))

$$v_{Rd, sy}^q = 667/10^6 \cdot 420/1,15 \cdot (1,2 \cdot 0,7 \cdot \sin 90^\circ + \cos 90^\circ)$$

$$v_{Rd, sy}^q = 0,204 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{Rd, sy}^q / v_{Rd, sy} = 0,204/0,173 = 1,18 > 1$$

Die Verbundtragfähigkeit von Standardgitterträgern ist in Querrichtung zum Gitterträger etwa so hoch wie in Längsrichtung. Für die praktische Anwendung wird ein Verhältniswert von 1,0 empfohlen.

b) Schubgitterträger

Beispiel: EQ20-05705 ($\alpha_1 = 53^\circ$, $\alpha_2 = 90^\circ$)

Fuge: rau ($\mu = 0,7$)

Schubwiderstand in Trägerlängsrichtung

$$v_{Rd, sy} = \rho \cdot f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)$$

$$\rho' = 2 \cdot \pi \cdot 0,007^2/4 / 0,2/1 = 385/10^6 \text{ m}^2/\text{m}^2$$

(Für die rechnerische Ermittlung von $v_{Rd, sy}$ wird hier $\rho' = \rho/2$ ermittelt: 2 Diagonalen \varnothing 7 mm im Knotenpunktabstand 0,2 m mit Gitterträgerabstand 1 m)

$$v_{Rd, sy} = 385/10^6 \cdot 420/1,15 \cdot (1,2 \cdot 0,7 \cdot \sin 53^\circ + \cos 53^\circ + 1,2 \cdot 0,7 \cdot \sin 90^\circ)$$

$$v_{Rd, sy} = 0,297 \text{ N/mm}^2 \text{ (vgl. Tabelle 20b)}$$

Schubwiderstand quer zur Trägerlängsrichtung

Der Gitterträger wird als zweidimensional betrachtet und alle Diagonalen werden mit dem vertikalen Kraftanteil berücksichtigt.

$$v_{Rd, sy}^q = \rho^q \cdot f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)$$

$$\rho^q = 2 \cdot \pi \cdot 0,007^2/4 / 0,2/1 \cdot (\sin 53^\circ + \sin 90^\circ) = 692/10^6 \text{ m}^2/\text{m}^2$$

(2 senkrechte und 2 geneigte Diagonalen \varnothing 7 mm im Knotenpunktabstand 0,2 m mit Gitterträgerabstand 1 m mit vertikalem Kraftanteil ($\sin \alpha$))

$$v_{Rd, sy}^q = 692/10^6 \cdot 420/1,15 \cdot (1,2 \cdot 0,7 \cdot \sin 90^\circ + \cos 90^\circ)$$

$$v_{Rd, sy}^q = 0,212 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{Rd, sy}^q / v_{Rd, sy} = 0,212 / 0,297 = 0,71 > 0,7$$

Die Verbundtragfähigkeit von Schubgitterträgern (Bild 17) beträgt in Querrichtung zum Gitterträger etwa 70% des Tragwiderstandes in Längsrichtung. Für die praktische Anwendung wird ein Verhältniswert von 0,7 empfohlen (vgl. hierzu auch [33]).

Die Verbund- und Querkraftbemessung kann bei Vorgabe bestimmter Systemparameter auch mit gesonderten Bemessungshilfen erfolgen. Die Tabellen 25 bis 27 dienen der Bemessung von Elementdecken in der Betongüte C20/25 bei einer Standardplattenbreite von 2,50 m. Tabellen mit Index a gelten für glatte Verbundfugen, die mit Index b für raue Verbundfugen. Anwendung finden Standardgitterträger (Bilder 14 und 15) mit Diagonalendurchmesser von 5 mm (Tabelle 25), 6 mm (Tabelle 26) und 7 mm (Tabelle 26). Beginnend mit einem Standardabstand von 62,5 cm können diese Träger enger verlegt werden, um größerer Querkraftwiderstände der Verbundplatte zu erreichen. Alternativ können zu den vier Standardgitterträgern Schubgitterträger (Bild 17) ergänzt werden, um den Querkraftwiderstand zu erhöhen. Die angegebenen Querkraftwiderstände berücksichtigen sowohl den Nachweis der Verbundfuge als auch den Querkraftnachweis mit den zugehörigen Obergrenzen. Annahmen und Hinweise zur Anwendung der Tabellen finden sich in den zugehörigen Fußnoten.

3.2.4 Konstruktion

3.2.4.1 Verbundbewehrung

In Platten ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung sind Gitterträger im Endzustand nur als Verbundbewehrung erforderlich. Wird in einer Elementdecke darüber hinaus eine Querkraftbewehrung erforderlich, können Gitterträger auch diese Funktion übernehmen. Bei den Anforderungen an die konstruktive Durchbildung ist zwischen diesen beiden Fällen zu unterscheiden.

Die Höhe der Gitterträger als Verbundbewehrung ist nach geltenden Zulassungen so zu wählen, dass zwischen der Fertigteiloberkante und dem Gitterträgerobergurt ein Abstand von 2 cm verbleibt (Bild 83a). Einen darüber hinausgehenden Nachweis für die Verankerung der Diagonalen wird nicht gefordert. Für die Einbindetiefe der Untergurte in die Fertigteilplatte gibt es keine Anforderung in den Zulassungen. Innerhalb der Produktnorm DIN EN 13747 für Elementdecken [63] wird jedoch eine Mindestüberdeckung der Untergurte von 10 mm ge-

Tabelle 25. a) Querkraftbemessung für Elementdecken mit Standardgitterträgern mit *Diagonale 5 mm* und Schubgitterträgern bei *glatter* Verbundfuge

FILIGRAN - E / D - Träger		Diagonale: 5 mm		Betongüte: C20/25						
FILIGRAN - EQ - Träger		Diagonale: 7 mm		glatte Fuge						
Trägeranzahl D / E ¹⁾		4	5	7	9	10	12	16	20	max. zul. V_{Rd} kN/m
je Element (b = 2,5m)		4	5	7	9	10	12	16	20	
Trägerabstand (cm)		62,5	50,0	35,7	27,8	25,0	20,8	15,6	12,5	
Decken- dicke: cm	Träger- höhe ⁵⁾ cm	Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} (kN/m)								
		Verbundbewehrung ($V_{Rd} \leq V_{Rd,c}$)								
		$\rho=0\%$ ⁴⁾						$\rho=1,0\%$	$\rho=1,5\%$	$\rho=2,0\%$
12	6	(25,2)	(28,1)	(33,8)	(39,5)	(42,4)	(48,1)	(59,6)	(61,6)	(61,6) ³⁾
14	7	(30,8)	(34,3)	(41,3)	(48,3)	(51,8)	(58,8)	(72,8)		(75,2) ³⁾
16	9	36,2	40,2	48,4	56,5	57,6	57,6	65,4	77,9	102
18	11	41,4	46,1	55,3	64,6	66,4	66,4	79,0	94,1	125
20	13	46,3	51,4	61,5	71,7	75,3	75,3	91,1	108	147
22	15	51,1	56,6	67,6	78,7	84,1	84,1	103	122	170
24	17	55,7	61,6	73,3	85,1	91,0	92,4	114	135	193
26	19	60,5	66,8	79,4	92,1	96,7	102	125	148	215
28	21	64,9	71,5	84,8	98,1	102	110	135	160	238
30	23	69,4	76,4	90,4	104	107	119	145	172	261
32	25	74,1	81,6	96,4	111	114	128	157	185	283
34	27	78,4	86,2	102	117	121	136	166	196	306
		$\rho=0\%$ ⁴⁾	$\rho=1,0\%$	$\rho=1,5\%$	$\rho=2,0\%$	Querkraftbewehrung ($V_{Rd} > V_{Rd,c}$)				
4 E / D - Träger + Zulageträger EQ ¹⁾		3	4	5	6	8	10	12	14	max. zul. V_{Rd} ²⁾ kN/m
je Element (b = 2,5m)		3	4	5	6	8	10	12	14	
Trägerabstand (cm)		83,3	62,5	50,0	41,7	31,3	25,0	20,8	17,9	
		$\rho=1,5\%$	$\rho=2,0\%$	Querkraftbewehrung ($V_{Rd} > V_{Rd,c}$)						
14	8	(63,2)	(73,9)	(75,2)						(75,2) ³⁾
16	9	57,6	67,0	76,8	86,6	102				102
18	11	69,7	81,7	93,6	106	125				125
20	13	81,8	95,9	110	124	147				147
22	15	93,8	110	126	143	170				170
24	17	105	124	142	161	193				193
26	19	117	137	157	178	215				215
28	21	127	150	172	194	238				238
30	23	138	162	186	211	259	261			261
32	25	149	175	201	227	279	283			283
34	27	159	187	215	243	299	306			306

Erläuterungen:

Oberhalb & links der Stufenlinien für den Biegezugbewehrungsgrad ist nur Verbundbewehrung erforderlich.
 Unterhalb & rechts der Stufenlinien ist Querkraftbewehrung erforderlich. (Trägerhöhe beachten! siehe Zulassung)
Dünne kursive Felder ermöglichen Querkräfte größer $0,5 \cdot V_{Rd,max,GT}$ (Gitterträger muss in die Biegezugbewehrung eingreifen)
 V_{Rd} = Minimum aus Stahltragfähigkeit (Verbundfuge bzw. Querkraft) und Querkraftobergrenze (Verbundfuge bzw. Querkraft)
 () Für Plattendicken ≤ 160 mm gilt: $V_{Rd} \leq V_{Rd,c}$, Mindestlängsbewehrungsgrad (rechte Stufenlinie oder Einzelnachweis) einhalten
¹⁾ nach Z-15.1-147 und Z-15.1-90 jeweils vom 7. Mai 2014 sowie Z-15.1-93 vom 1. Juli 2014.
²⁾ Minimum aus $V_{Rd,max,GT} = 1/3 \cdot V_{Rd,max,Gl. (16)}$ (für $\theta = 45^\circ$) bei Anrechnung ausschließlich der geeigneten Stäbe bei EQ-Gitterträgern und $V_{Rd,max}$ (s. Tab. 22)
³⁾ Mindestquerkrafttragfähigkeit gemäß Gleichung (16b)
⁴⁾ Trägerhöhe zur Bestimmung der Bewehrungsneigung
Annahmen:
 statische Höhe $d = h - 3cm$
 innerer Hebelarm: für $V_{Rd} \leq V_{Rd,c}$ ⁴⁾ $z = 0,9 \cdot d$, sonst $z = 0,9 \cdot d \leq d - 2 \cdot c_{top}$ hier mit $c_{top} = 20$ mm

Tabelle 26. a) Querkraftbemessung für Elementdecken mit Standardgitterträgern mit *Diagonale 6 mm* und Schubgitterträgern bei *glatter* Verbundfuge

FILIGRAN - E / D - Träger		Diagonale: 6 mm		Betongüte: C20/25						
FILIGRAN - EQ - Träger		Diagonale: 7 mm		glatte Fuge						
Trägeranzahl D / E ¹⁾		4	5	7	9	10	12	16	20	max. zul. V_{Rd} kN/m
je Element (b = 2,5m)		4	5	7	9	10	12	16	20	
Trägerabstand (cm)		62,5	50,0	35,7	27,8	25,0	20,8	15,6	12,5	
Decken- dicke: cm	Träger- höhe ⁵⁾ cm	Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} (kN/m)								
		Verbundbewehrung ($V_{Rd} \leq V_{Rd,c}$)								
		$\rho=0\%$ ⁴⁾					$\rho=1,0\%$		$\rho=1,5\%$	$\rho=2,0\%$
12	6	(30,1)	(34,2)	(42,4)	(50,6)	(54,7)	(61,6)			(61,6) ³⁾
14	7	(37,0)	(42,0)	(52,1)	(62,2)	(67,2)	(75,2)			(75,2) ³⁾
16	9	43,3	49,2	57,6	57,6	60,4	69,4	87,4	102	102
18	11	49,6	56,2	66,4	67,5	73,0	83,8	106	125	125
20	13	55,2	62,5	75,3	78,0	84,2	96,6	121	146	147
22	15	60,8	68,7	84,1	88,2	95,1	109	137	165	170
24	17	66,0	74,5	91,3	97,5	105	120	151	181	193
26	19	71,6	80,7	96,7	107	116	133	166	199	215
28	21	76,6	86,1	102	116	125	143	179	214	238
30	23	81,7	91,8	107	125	135	154	192	230	261
32	25	87,2	97,9	114	135	145	166	207	248	283
34	27	92,0	103	121	143	154	175	219	262	306
		$\rho=0\%$ ⁴⁾		$\rho=1,0\%$	$\rho=1,5\%$	$\rho=2,0\%$	Querkraftbewehrung ($V_{Rd} > V_{Rd,c}$)			
4 E / D - Träger + Zulageträger EQ ¹⁾		3	4	5	6	8	10	12	14	max. zul. V_{Rd} ³⁾ kN/m
je Element (b = 2,5m)		3	4	5	6	8	10	12	14	
Trägerabstand (cm)		83,3	62,5	50,0	41,7	31,3	25,0	20,8	17,9	
		$\rho=1,5\%$	$\rho=2,0\%$	Querkraftbewehrung ($V_{Rd} > V_{Rd,c}$)						
14	8	(69,3)	(75,2)							(75,2) ³⁾
16	9	62,7	72,5	82,3	92,1	102				102
18	11	76,3	88,3	100	112	125				125
20	13	89,4	104	118	132	147				147
22	15	102	119	135	151	170				170
24	17	115	133	152	170	193				193
26	19	127	147	168	188	215				215
28	21	138	161	183	205	238				238
30	23	150	174	198	222	261				261
32	25	162	188	214	240	283				283
34	27	173	200	228	256	306				306

Erläuterungen:

Oberhalb & links der Stufenlinien für den Biegezugbewehrungsgrad ist nur Verbundbewehrung erforderlich.
 Unterhalb & rechts der Stufenlinien ist Querkraftbewehrung erforderlich. (Trägerhöhe beachten! siehe Zulassung)
 Dünne kursive Felder ermöglichen Querkräfte größer $0,5 \cdot V_{Rd,max,Gl}$ (Gitterträger muss in die Biegezugbewehrung eingreifen)
 V_{Rd} = Minimum aus Stahltragfähigkeit (Verbundfuge bzw. Querkraft) und Querkraftobergrenze (Verbundfuge bzw. Querkraft)
 () Für Plattendicken < 160 mm gilt: $V_{Rd} \leq V_{Rd,c}$ Mindestlängsbewehrungsgrad (rechte Stufenlinie oder Einzelnachweis) einhalten
¹⁾ nach Z-15.1-147 und Z-15.1-90 jeweils vom 7. Mai 2014 sowie Z-15.1-93 vom 1. Juli 2014.
²⁾ Minimum aus $V_{Rd,max,Gl} = 1/3 \cdot V_{Rd,max,Gl}$ (18) (für $\theta = 45^\circ$) bei Anrechnung ausschließlich der geneigten Stäbe bei EQ-Gitterträgern und $V_{Rd,max}$ (s. Tab. 22)
³⁾ Mindestquerkrafttragfähigkeit gemäß Gleichung (16b)
⁴⁾ Trägerhöhe zur Bestimmung der Bewehrungsneigung
Annahmen:
 statische Höhe $d = h - 3cm$
 innerer Hebelarm: für $V_{Rd} \leq V_{Rd,c}$ ⁴⁾ $z = 0,9 \cdot d$, sonst $z = 0,9 \cdot d \leq d - 2 \cdot c_{min}$, hier mit $c_{min} = 20mm$

Tabelle 26. b) Querkraftbemessung für Elementdecken mit Standardgitterträgern mit *Diagonale 6 mm* und Schubgitterträgern bei *rauer* Verbundfuge

FILIGRAN - E / D - Träger		Diagonale: 6 mm		Betongüte: C20/25						
FILIGRAN - EQ - Träger		Diagonale: 7 mm		raue Fuge						
Trägeranzahl D / E ¹⁾										max. zul. V_{Rd} kN/m
je Element (b = 2,5m)		4	5	7	9	10	12	16	20	
Trägerabstand (cm)		62,5	50,0	35,7	27,8	25,0	20,8	15,6	12,5	
Decken- dicke cm	Träger höhe ⁵⁾ cm	Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} (kN/m)								
		Verbundbewehrung ($V_{Rd} \leq V_{Rd,c}$)								
		$\rho=0\%$ ⁴⁾	$\rho=1,0\%$	$\rho=1,5\%$	$\rho=2,0\%$	$\rho=1,0\%$	$\rho=1,5\%$	$\rho=2,0\%$	$\rho=2,0\%$	
12	6	(39,8)	(45,0)	(49,3)	(58,0)	(61,6)				(61,6) ³⁾
14	7	(48,7)	(55,0)	(60,3)	(71,0)	(75,2)				(75,2) ³⁾
16	9	57,6	57,6	57,6	64,4	74,1	78,9	88,5	108	127
18	11	66,4	66,4	66,6	78,3	90,0	95,8	108	131	154
20	13	75,3	75,3	77,9	91,4	105	112	125	152	179
22	15	84,1	84,1	89,0	104	119	127	142	173	203
24	17	91,3	91,3	99,7	116	133	142	158	192	225
26	19	96,7	98,8	111	129	148	157	175	212	249
28	21	102	110	121	141	161	171	190	230	270
30	23	107	120	131	153	174	185	206	248	291
32	25	112	131	142	165	188	199	222	268	314
34	27	117	140	152	176	201	213	237	285	333
		$\rho=0\%$ ⁴⁾	$\rho=1,0\%$	$\rho=1,5\%$	$\rho=2,0\%$	Querkraftbewehrung ($V_{Rd} > V_{Rd,c}$)				
4 E / D - Träger + Zulagetragter EQ ¹⁾										max. zul. V_{Rd} ²⁾ kN/m
je Element (b = 2,5m)		3	4	5	6	8	10	12	14	
Trägerabstand (cm)		83,3	62,5	50,0	41,7	31,3	25,0	20,8	17,9	
		$\rho=2,0\%$	Querkraftbewehrung ($V_{Rd} > V_{Rd,c}$)							
14	8	(75,2)								(75,2) ³⁾
16	9	82,4	93,2	104	115	137	158	180	188	216
18	11	101	114	127	140	167	193	219	229	264
20	13	118	134	149	165	196	228	257	269	312
22	15	136	154	172	190	226	262	296	308	360
24	17	153	173	193	214	255	295	331	344	408
26	19	169	192	215	237	283	328	362	376	456
28	21	186	211	235	260	310	360	393	407	503
30	23	202	229	256	283	337	391	423	437	526
32	25	218	247	277	306	364	422	454	468	556
34	27	234	265	296	328	390	453	483	498	583

Erläuterungen:

Oberhalb & links der Stufenlinien für den Biegezugbewehrungsgrad ist nur Verbundbewehrung erforderlich.
 Unterhalb & rechts der Stufenlinien ist Querkraftbewehrung erforderlich. (Trägerhöhe beachten! siehe Zulassung)
Dünne kursive Felder ermöglichen Querkräfte größer $0,5 \cdot V_{Rd,max,ST}$ (Gitterträger muss in die Biegezugbewehrung eingreifen)
 V_{Rd} = Minimum aus Stahltragfähigkeit (Verbundfuge bzw. Querkraft) und Querkraftobergrenze (Verbundfuge bzw. Querkraft)
 () Für Plattendicken < 160mm gilt: $V_{Rd} \leq V_{Rd,c}$ Mindestlängsbewehrungsgrad (rechte Stufenlinie oder Einzelnachweis einhalten)
¹⁾ nach Z-15.1-147 und Z-15.1-90 jeweils vom 7. Mai 2014 sowie Z-15.1-93 vom 1. Juli 2014.
²⁾ Minimum aus $V_{Rd,max,ST} \geq 1/3 \cdot V_{Rd,max}$ Gl. (16) (für $\theta = 45^\circ$) bei Anrechnung ausschließlich der geneigten Stäbe bei EQ-Gitterträgern und $V_{Rd,max}$ (s. Tab. 22)
³⁾ Mindestquerkrafttragfähigkeit gemäß Gleichung (15b)
⁴⁾ Trägerhöhe zur Bestimmung der Bewehrungsneigung
Annahmen:
 statische Höhe $d = h - 3cm$
 innerer Hebelarm: für $V_{Rd,c} \leq V_{Rd,c}^{4a}$ $z = 0,9 \cdot d$, sonst $z = 0,9 \cdot d \leq d - 2 \cdot c_{min}$ hier mit $c_{min} = 20mm$

Tabelle 27. a) Querkraftbemessung für Elementdecken mit Standardgitterträgern mit *Diagonale 7 mm* und Schubgitterträgern bei *glatter* Verbundfuge

FILIGRAN - E / D - Träger		Diagonale: 7 mm		Betongüte: C20/25						
FILIGRAN - EQ - Träger		Diagonale: 7 mm		glatte Fuge						
Trägeranzahl D / E ¹⁾										max. zul. V_{Rd} kN/m
je Element (b = 2,5m)		4	5	7	9	10	12	16	20	
Trägerabstand (cm)		62,5	50,0	35,7	27,8	25,0	20,8	15,6	12,5	
Decken- dicke cm	Träger höhe ⁵⁾ cm	Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} (kN/m)								
		Verbundbewehrung ($V_{Rd} \leq V_{Rd,c}$)								
		$\rho = 0,0\%$	$\rho = 1,0\%$	$\rho = 1,5\%$	$\rho = 2,0\%$	$\rho = 1,0\%$	$\rho = 1,5\%$	$\rho = 2,0\%$		
12	6	(36,2)	(41,8)	(53,0)	(61,6)					(61,6) ³⁾
14	7	(44,3)	(51,1)	(64,8)	(75,2)					(75,2) ³⁾
16	9	51,8	57,6	58,2	70,5	76,7	88,9	102		102
18	11	59,2	66,4	70,4	85,2	92,6	107	125		125
20	13	65,8	75,3	81,2	98,1	107	123	147		147
22	15	72,3	83,1	91,8	111	120	139	170		170
24	17	78,3	89,8	102	122	133	153	193		193
26	19	84,7	96,7	112	135	146	169	214	215	215
28	21	90,4	102	121	145	157	182	230	238	238
30	23	96,3	107	130	156	169	195	247	261	261
32	25	103	112	140	168	182	210	266	283	283
34	27	108	119	149	178	193	222	281	306	306
		$\rho = 0,0\%$	$\rho = 1,0\%$	$\rho = 1,5\%$	$\rho = 2,0\%$	Querkraftbewehrung ($V_{Rd} > V_{Rd,c}$)				
4 E / D - Träger + Zulageträger EQ ¹⁾										max. zul. V_{Rd} ²⁾ kN/m
je Element (b = 2,5m)		3	4	5	6	8	10	12	14	
Trägerabstand (cm)		83,3	62,5	50,0	41,7	31,3	25,0	20,8	17,9	
		$\rho = 1,0\%$	$\rho = 1,5\%$	$\rho = 2,0\%$	Querkraftbewehrung ($V_{Rd} > V_{Rd,c}$)					
14	8	(75,2)								(75,2) ³⁾
16	9	69,2	79,0	88,8	98,6	102				102
18	11	84,2	96,1	108	120	125				125
20	13	98,4	113	127	141	147				147
22	15	112	129	145	161	170				170
24	17	126	144	163	181	193				193
26	19	139	159	180	200	215				215
28	21	151	174	196	218	238				238
30	23	164	188	212	236	261				261
32	25	176	203	229	255	283				283
34	27	188	216	244	272	306				306

³⁾ $V_{Rd,c}$ für $\rho = 2,0\%$

Erläuterungen:
 Oberhalb & links der Stufenlinien für den Biegezugbewehrungsgrad ist nur Verbundbewehrung erforderlich.
 Unterhalb & rechts der Stufenlinien ist Querkraftbewehrung erforderlich, (Trägerhöhe beachten! siehe Zulassung)
Dünne kursive Felder ermöglichen Querkräfte größer $0,5 \cdot V_{Rd,max,GI}$ (Gitterträger muss in die Biegezugbewehrung eingreifen)
 V_{Rd} = Minimum aus Stahltragfähigkeit (Verbundfuge bzw. Querkraft) und Querkraftobergrenze (Verbundfuge bzw. Querkraft)
 () Für Plattendicken < 160mm gilt: $V_{Rd} \leq V_{Rd,F}$ Mindestlängsbewehrungsgrad (rechte Stufenlinie oder Einzelnachweis) einhalten
¹⁾ nach Z-15.1-147 und Z-15.1-90 jeweils vom 7. Mai 2014 sowie Z-15.1-93 vom 1. Juli 2014.
²⁾ Minimum aus $V_{Rd,max,GI} = 1/3 \cdot V_{Rd,max,GI}$ Gl. (18) (für $\theta = 45^\circ$) bei Anrechnung ausschließlich der geneigten Stäbe bei EQ-Gitterträgern und $V_{Rd,max}$ (s. Tab. 22)
⁴⁾ Mindestquerkrafttragfähigkeit gemäß Gleichung (16b)
⁵⁾ Trägerhöhe zur Bestimmung der Bewehrungsneigung
Annahmen:
 statische Höhe $d = h - 3cm$
 innerer Hebelarm: für $V_{Rd} \leq V_{Rd,c}$ ⁴⁾ $z = 0,9 \cdot d$, sonst $z = 0,9 \cdot d \leq d - 2 \cdot c_{nom}$ hier mit $c_{nom} = 20mm$

Tabelle 27. b) Querkraftbemessung für Elementdecken mit Standardgitterträgern mit *Diagonale 7 mm* und Schubgitterträgern bei *rauer* Verbundfuge

FILIGRAN - E / D - Träger		Diagonale: 7 mm		Betongüte: C20/25						
FILIGRAN - EQ - Träger		Diagonale: 7 mm		raue Fuge						
Trägeranzahl D / E ¹⁾										max. zul. V_{Rd} kN/m
je Element (b = 2,5m)		4	5	7	9	10	12	16	20	
Trägerabstand (cm)		62,5	50,0	35,7	27,8	25,0	20,8	15,6	12,5	
Decken- dicke cm	Träger höhe ⁵⁾ cm	Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} (kN/m)								
		Verbundbewehrung ($V_{Rd} \leq V_{Rd,c}$)								
		$\rho = 0,0\%$ ⁴⁾	$\rho = 0,0\%$ ⁴⁾	$\rho = 0,0\%$ ⁴⁾	$\rho = 0,0\%$ ⁴⁾	$\rho = 0,0\%$ ⁴⁾	$\rho = 0,0\%$ ⁴⁾	$\rho = 0,0\%$ ⁴⁾	$\rho = 0,0\%$ ⁴⁾	$\rho = 0,0\%$ ⁴⁾
12	6	(39,8)	(51,2)	(57,2)	(61,6)					(61,6) ³⁾
14	7	(48,7)	(62,7)	(70,0)	(75,2)					(75,2) ³⁾
16	9	57,6	57,6	63,5	76,6	89,8	96,3	109	136	162
18	11	66,4	69,2	77,2	93,1	109	117	133	165	196
20	13	75,3	80,9	90,1	108	127	136	154	191	228
22	15	84,1	92,4	103	123	144	155	175	217	258
24	17	91,3	103	115	138	160	172	195	240	286
26	19	96,7	115	127	152	177	190	215	265	315
28	21	102	125	139	166	193	206	233	287	341
30	23	107	136	151	180	209	223	252	310	368
32	25	112	147	163	194	226	241	272	334	396
34	27	117	158	174	207	240	256	289	355	421
		$\rho = 0,0\%$ ⁴⁾	$\rho = 1,5\%$	$\rho = 2,0\%$						
Querkraftbewehrung ($V_{Rd} > V_{Rd,c}$)										
4 E / D - Träger + Zulageträger EQ ¹⁾										max. zul. V_{Rd} ²⁾ kN/m
je Element (b = 2,5m)		3	4	5	6	8	10	12	14	
Trägerabstand (cm)		83,3	62,5	50,0	41,7	31,3	25,0	20,8	17,9	
			$\rho = 2,0\%$							
Querkraftbewehrung ($V_{Rd} > V_{Rd,c}$)										
14	8	(75,2)								(75,2) ³⁾
16	9	89,4	100	111	122	144	165	184	192	216
18	11	109	122	135	149	175	202	224	233	264
20	13	128	144	159	175	206	237	262	273	312
22	15	147	165	183	201	237	273	301	313	360
24	17	165	185	206	226	267	308	336	349	408
26	19	183	205	228	251	296	341	367	381	456
28	21	200	225	250	275	324	374	398	412	499
30	23	217	244	271	298	352	406	427	441	523
32	25	235	264	293	322	381	439	458	473	552
34	27	251	283	314	345	408	470	488	502	579

³⁾ $V_{Rd,c}$ für $\rho = 2,0\%$

Erläuterungen:
 Oberhalb & links der Stufenlinien für den Biegezugbewehrungsgrad ist nur Verbundbewehrung erforderlich.
 Unterhalb & rechts der Stufenlinien ist Querkraftbewehrung erforderlich. (Trägerhöhe beachten! siehe Zulassung)
Dünne kursive Felder möglichen Querkraft größer $0,5 \cdot V_{Rd,max,GT}$ (Gitterträger muss in die Biegezugbewehrung eingreifen)
 V_{Rd} = Minimum aus Stahltragfähigkeit (Verbundfuge bzw. Querkraft) und Querkraftbergrenze (Verbundfuge bzw. Querkraft)
 () Für Plattendicken < 160mm gilt: $V_{Rd} \leq V_{Rd,c}$ Mindestlängsbewehrungsgrad (rechte Stufenlinie oder Einzelnachweis) einhalten!
¹⁾ nach Z-15,1-147 und Z-15,1-90 jeweils vom 7. Mai 2014 sowie Z-15,1-93 vom 1. Juli 2014.
²⁾ Minimum aus $V_{Rd,max,GT} = 1/3 \cdot V_{Rd,max}$, Gl. (18) (für $\beta = 45^\circ$) bei Anrechnung ausschließlich der geneigten Stäbe bei EQ-Gitterträgern und $V_{Rd,max}$ (s. Tab. 22)
⁴⁾ Mindestquerkrafttragfähigkeit gemäß Gleichung (18b)
⁵⁾ Trägerhöhe zur Bestimmung der Bewehrungsneigung
Annahmen:
 statische Höhe $d = h - 3cm$
 innerer Hohlraum: für $V_{Rd} \leq V_{Rd,c}$ ⁴⁾ $z = 0,9 \cdot d$, sonst $z = 0,9 \cdot d \leq d - 2 \cdot c_{nom}$ hier mit $c_{nom} = 20mm$

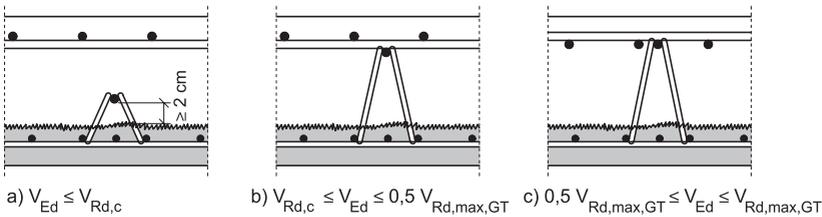


Bild 83. Erforderliche Gitterträgerhöhe in Abhängigkeit von der Querkraftbeanspruchung

fordert. Dieser Mindestwert spiegelt die jahrelange Praxis wider.

Der maximale Achsabstand der Gitterträger ist nach geltenden Zulassungen auf 75 cm und auf die 5-fache Deckenstärke begrenzt. Der maximale Abstand zum Plattenrand beträgt 37,5 cm. Diese Regelung gilt für einachsige gespannte Decken und auch für den üblichen Fall zweiachsig gespannter Elementdecken, in denen die Feldbewehrung der Nebenträger auf den Fertigteilplatten im Ortbeton verlegt ist (Bild 54b). In zweiachsig gespannten Platten mit Biegezugbewehrung beider Tragrichtungen im Fertigteil (Bild 54c) reduziert sich der vorgenannte Abstand der Gitterträger auf $2h$ (h = Deckenstärke). Dieser Abstand gilt auch im Bereich negativer Momente (Stützmomente), wenn in diesem Bereich Gitterträger parallel zum Auflager angeordnet sind. Dieses gilt z. B. häufig bei ausragenden Balkonplatten. Von der zuletzt genannten Abstandsregelung kann abgewichen werden, wenn die Verbundfuge als unbewehrte Fuge nachgewiesen werden kann.

Für die Verbundbewehrung (Gitterträgerdiagonalen) in Längsrichtung der Gitterträger gilt als maximaler Abstand $2,5h$. Bei üblichen Diagonalenabständen der zugelassenen Gitterträger von 20 cm ist diese Regelung grundsätzlich eingehalten.

3.2.4.2 Querkraftbewehrung

Gitterträger sind als Querkraftbewehrung über die gesamte Deckenhöhe zu führen. Für die praktische Anwendung unterscheiden die Zulassungen bezüglich der erforderlichen Gitterträgerhöhe bzw. der erforderlichen Lage der oberen Biegezugbewehrung zwischen mäßiger und hoher Querkraftbeanspruchung.

Für $V_{Rd,c} < V_{Ed} \leq 0,5 V_{Rd,max,GT}$ gilt:

Gitterträgerobergurte reichen bis an die Unterkante der Biegezugbewehrung (vgl. Bild 83b).

Für $0,5 V_{Rd,max,GT} < V_{Ed} \leq V_{Rd,max,GT}$ gilt:

Gitterträgerobergurte binden in die Lage der Biegezugbewehrung ein (vgl. Bild 83c).

mit $V_{Rd,max,GT} = 1/3 V_{Rd,max}$ nach Gl. (18)

Danach darf bei Querkraftbeanspruchung bis maximal 50 % der Obergrenze die obere Biegezugbewehrung komplett auf den Gitterträgerobergurten angeordnet werden (vgl. Bild 83b). Erst bei höherer Querkraftbeanspruchung müssen die Gitterträgerobergurte als Verankerung der Diagonalen in gleicher Höhe wie die Längsbewehrung angeordnet werden, wobei eine Lage der Biegezugbewehrung (Querbewehrung) oberhalb der Obergurte liegen darf (vgl. Bild 83c).

Aus der Bemessung können unterschiedliche Mengen an Verbund- und Querkraftbewehrung resultieren. Nur die erforderliche Schubbewehrung muss der vorgenannten Regelung genügen. Die als Verbundbewehrung ggf. zusätzlich erforderlichen Gitterträger können niedriger ausgeführt werden (vgl. Abschnitt 3.2.4.1). Diese Regelung kann z. B. genutzt werden, wenn unterschiedliche Trägertypen zur Anwendung kommen, um den Montagezustand zu optimieren.

Für den maximalen Achsabstand der Gitterträger als Schubbewehrung gilt $s_{GT} = 40$ cm. In früheren Zulassungen wurde für Plattendicken größer als 40 cm ein maximaler Abstand gleich der Deckenstärke, jedoch nicht größer als 80 cm, angegeben. Mit aktuell zugelassenen Gitterträgerhöhen bis 36 cm zur Anwendung in Elementdecken (s. Tabelle 1) sind diese Deckenstärken jedoch nur begrenzt ausführbar. Die vorgenannten Gitterträgerabstände gelten für den üblichen Fall, dass Gitterträger in Spannrichtung der Platte angeordnet werden und Querkraften in Gitterträgerlängsrichtung wirken. Wirken die Querkraften quer zur Gitterträgerlängsrichtung, ist Gl. (20) zu beachten.

$$s_{GT} \leq (\cot \theta + \cot \alpha) z \leq 20 \text{ cm} \quad (20)$$

s_{GT} Gitterträgerabstand

α Diagonaleneneigung quer zur Gitterträgerlängsrichtung ($\alpha \approx 90^\circ$)

Die Abstandsregelung nach Gl. (20) wurde bereits 2004 von *Beutel* [110] vorgeschlagen und ergibt sich aus dem Fachwerkmodell nach Bild 70. Die Abstände der Gitterträger sollen Schubrisse verhindern. Für die Richtung quer zur Gitterträgerlängsrichtung gilt für

die Diagonalenneigung näherungsweise $\alpha \approx 90^\circ$ und $\cot \alpha$ ist daher in Gl. (20) zu null zu setzen. Damit errechnen sich in Abhängigkeit von der auftretenden Querkraftbelastung maximale Gitterträgerabstände zwischen z und $3z$. Diese Abstandsregelung gilt ausdrücklich nur in den Fällen, in denen quer zum Gitterträger wirkende Querkräfte Schubbewehrung erfordern.

Für spezielle Gitterträger als Durchstanzbewehrung gelten gesonderte Abstandsregelungen (Abschnitt 3.2.5).

3.2.4.3 Plattendicken und Randbewehrung

Die Mindestdicke von Elementdecken mit Gitterträgern beträgt

- für Platten ohne Querkraftbewehrung: 10 cm
- für Platten mit Gitterträgern als Querkraftbewehrung: 16 cm
- für Platten mit Filigran-Durchstanzbewehrung (FDB II) [39] 18 cm
- für Platten mit Bügeln oder Schubgitterträgern als Durchstanzbewehrung 20 cm

Die angegebene Mindestdicke für Platten ohne Querkraftbewehrung ergibt sich aus der minimal zugelassenen Gitterträgerhöhe von 6 cm [55] und ist nur in Verbindung mit geringer Betondeckung und geringen Stabdurchmessern ausführbar. Die Dicke der Fertigteilplatte beträgt nach geltenden Zulassungen mindestens 4 cm. Aufgrund der erforderlichen Betonüberdeckung der Bewehrung und der erforderlichen Montagesteifigkeit der Fertigteilplatte werden Plattendicken unter 5 cm in der üblichen Anwendung nicht ausgeführt.

Für die Aufbetonschicht von Verbundbauteilen fordert Eurocode 2 [22] eine Mindestdicke von 40 mm. Aufgrund der erforderlichen Verankerungslänge der Gitterträger in der Aufbetonschicht von mindestens 2 cm (Bild 83a) und der erforderlichen Betonüberdeckung der Bewehrung ist eine Ortbetondecke unter 5 cm praktisch nicht ausführbar. Frühere nationale Regelungen forderten für die Ortbetonschicht eine Mindestdicke von 5 cm.

Nach Eurocode 2, 9.3.1.4 [22] ist in der Regel entlang von freien ungestützten Plattenrändern eine Längs- und Querbewehrung anzuordnen. In der Norm ist in diesem Zusammenhang ein Steckbügel gezeigt. Nach Nationalem Anhang zur Norm [23] gilt die Anforderung für Fundamente und innenliegende Bauteile des üblichen Hochbaus nicht.

Die seit Jahrzehnten geforderte zusätzliche Randbewehrung dient nach *Leonhardt* [111] zur Aufnahme von Temperatur- und Schwindspannungen sowie zur Aufnahme möglicher Randlasten. Für Innenbauteile bietet sich die Anordnung von Gitterträgern am freien Rand an (Bild 84). Diese erhöhen lokal sowohl die Biege- als auch die Querkrafttragfähig-

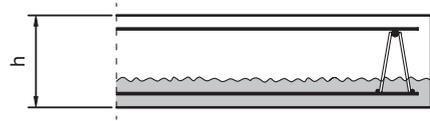


Bild 84. Gitterträger als Randbewehrung an freien Plattenrändern

keit der Platte. Da sie somit auch Spannungsspitzen abdecken können, bieten sie sich auch als Randeinfassungen im Bereich von Aussparungen an. Am freien Ende von Kragplatten ist jedoch die erforderliche Verankerung der Biegezugbewehrung sicherzustellen. Wird in diesem Fall auf Steckbügel verzichtet, kann eine oben liegende Biegezugbewehrung gegebenenfalls durch eine zusätzliche Abbiegung nach unten verankert werden.

3.2.4.4 Auflager

Für die Zugkraftdeckung gilt Eurocode 2, Abs. 9.2.1.3 [22] auch für Elementdecken mit Gitterträgern. Eine Staffelung der Biegezugbewehrung ist in Elementdecken bei nicht vorwiegend ruhender Belastung nicht zugelassen, ist aber auch in anderen Fällen nicht üblich.

Mindestens die Hälfte der Feldbewehrung ist nach Eurocode 2, 9.3.1.2(1) im Auflager zu verankern. Der Nachweis der Endverankerung hat wie im Ortbeton zu erfolgen und wird hier nicht vollständig wiedergegeben. Bei Verankerung der kompletten Biegezugbewehrung am Auflager wird bei direkter Lagerung im Allgemeinen die Mindestlänge nach Gl. (21) maßgebend. Bei indirekter Auflagerung erhöht sich der Mindestwert auf $l_{b,min}$ bzw. auf $10 d_s$.

$$l_{bd,dir} \geq 2/3 l_{b,min} \quad (21a)$$

$$\geq 6,7 d_s \quad (21b)$$

$l_{bd,dir}$ Verankerungslänge am Endauflager bei direkter Auflagerung (in diesem Beitrag ist nur die Bedingung für den Mindestwert angegeben)

$l_{b,min}$ Mindestwert der Verankerungslänge nach Eurocode 2

d_s Stabdurchmesser der Biegezugbewehrung

Der Mindestwert der Verankerungslänge nach Gl. (21a) ist nach Eurocode 2 abhängig von der Verankerungsart und der Betonfestigkeitsklasse. Für gerade Stabverankerungen nehmen die Mindestverankerungslängen für Betone von C20/25 bis C40/45 von etwa $9 d_s$ auf $6 d_s$ ab. Damit wird Gl. (21a) bei niedrigen Betonfestigkeiten gegenüber Gl. (21b) maßgebend.

Bild 85 zeigt verschiedene Auflagervarianten von Elementdecken am Endauflager. Die Verankerungs-

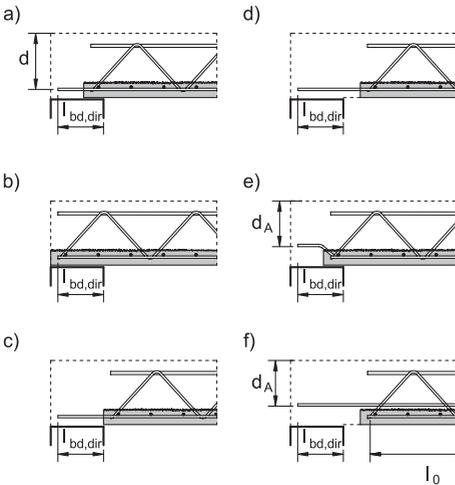


Bild 85. Auflagervarianten von Elementdecken am Endauflager

längen l_{bd} der Biegezugbewehrung der Decke erstrecken sich im Endzustand von der Auflagervorderkante bis zum Ende der Bewehrung, unabhängig davon, ob die Verankerung im Fertigteil oder im Ortbeton erfolgt. Unterschiede bei der Montage der verschiedenen Varianten sind jedoch unabhängig davon zu beachten. Die Auflagerung nach Bild 85a ermöglicht bei Auflagertiefen von 3,5 cm bis 4 cm sowohl einen Verzicht auf eine zusätzliche Montageunterstützung in Randnähe als auch auf ein Mörtelbett und stellt damit eine Standardausführung dar. Hingegen fordert die Variante in Bild 85b bei Auflagertiefen über 4 cm die Auflagerung in ein Mörtelbett, die Variante in Bild 85c ein Montagejoch in Auflagernähe und die Variante in Bild 85d eine zusätzliche Abschalung am Auflager.

Bei den Auflagervarianten nach Bild 85e und 85f ist zu berücksichtigen, dass beim Nachweis der Zugkraftverankerung nach Eurocode 2 der Hebelarm z im Nenner der dortigen Gleichung (9.3) für die verminderte statische Höhe d_A im Auflagerbereich ermittelt werden muss. Die Auflagervariante nach Bild 85e mit „aufgekröpfter“ Längsbewehrung wird in einigen hochautomatisierten Elementdeckenproduktionen als Standardvariante ausgeführt. Grundlage hierzu ist unter anderem ein Gutachten von *Bechert* [112] aus dem Jahr 1990, in dem die mögliche Aufnahme der Umlenkkräfte im Bereich der Stabkrümmung durch den Beton untersucht wurde. Voraussetzungen für die Anwendung sind danach:

- Biegerollendurchmesser mindestens $4 d_s$,
- Auflagerung auf Wände oder Unterzüge (direkte Auflagerung),

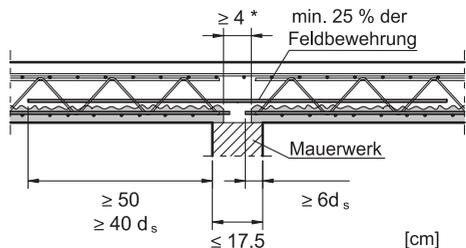
- Abstand der Aufkröpfung zum Auflagerand maximal 5 cm,
- Stabdurchmesser bis 14 mm.

Nach Schreiben vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) [113] bestehen keine Bedenken gegen die vorgenannte Anwendung der aufgekröpften Bewehrung. Dabei wurde ergänzend auf die verminderte Höhe beim Nachweis der Zugkraftverankerung hingewiesen. Eine in Ausnahmefällen erforderliche Druckbewehrung an Zwischenauflägern ist danach als Zulage im Ortbeton anzuordnen und mit entsprechend verminderter statischer Höhe zu bemessen.

Die Ausführungsvariante nach Bild 85f stellt einen möglichen Sonderfall dar. Der Übergreifungsstoß ist als Tragstoß wie in Abschnitt 3.2.4.5 beschrieben nachzuweisen.

An Zwischenauflägern von durchlaufenden Platten ist es nach [23] in der Regel ausreichend, die erforderliche Bewehrung mindestens um das Maß $6 d_s$ hinter den Auflagerand zu führen. Die Zulassungen für Gitterträger fordern bei Zwischenauflagerungen auf 11,5 cm bis 17,5 cm dicken Mauerwerkswänden zusätzlich eine Zulagebewehrung von mindestens 25 % der größten Feldbewehrung als Zulagen im Ortbeton, die mindestens 50 cm bzw. $40 d_s$ von der Auflagervorderkante ins Feld reichen (s. Bild 86). Zwischen den Fertigteilplatten muss ein mindestens 4 cm breiter Zwischenraum zum einwandfreien Einbringen des Ortbetons verbleiben. Die Zulassungen fordern mit dieser Regelung nicht grundsätzlich einen Zwischenraum, sondern legen die Mindestbreite für einen solchen fest. Auch ein Zwischenauflager mit einer durchgehenden Fertigteilplatte ist möglich, wenn diese bei der Montage in ein Mörtelbett gelegt wird. In diesem Fall erübrigen sich die vorgenannten Zulagebewehrungen aufgrund der durchgeführten Biegezugbewehrung.

Nach Eurocode 2, Abschnitt 9.2.1.5(3) sollte in allen Ortbetonplatten die unten liegende Bewehrung an Zwischenauflägern so ausgeführt werden, dass



* im Falle eines Zwischenraums

Bild 86. Anforderungen an Zwischenauflägern auf Mauerwerkswänden bis 17,5 cm Breite

sie positive Momente infolge außergewöhnlicher Beanspruchungen aufnehmen kann. Es wird in der Norm empfohlen, diese Ausführung vertraglich zu regeln. Die vorgenannte Zulassungsregelung für Auflagerungen auf dünnen Mauerwerkswänden nach Bild 86 kann ein Vorschlag für eine solche Ausführung sein.

Werden Elementdecken indirekt auf deckengleiche Unterzüge oder auf quer verlaufende Platten aufgelagert, wird die Kraft im lastabnehmenden Bauteil unten eingeleitet. In diesem Fall wird eine zusätzliche Aufhängebewehrung in diesem Bauteil erforderlich. Diese Aufhängebewehrung ist für die Auflagerkraft zu bemessen und ist grundsätzlich auch in reinen Ortbetonkonstruktionen erforderlich. Bei der Ausführung von Elementdecken kommt hinzu, dass die im Fertigteil angeordnete Feldbewehrung der Elementdecke üblicherweise vor dem lastabnehmenden Bauteil endet und nicht direkt in diesem verankert wird. Für die erforderliche Bewehrungsführung und den Nachweis dieser Ausführung stehen grundsätzlich zwei verschiedene Modelle zur Verfügung:

- Die Elementdecke wird am Auflager mit einer zusätzlichen Aufhängebewehrung ausgeführt und die Konstruktion wie ein abgesetztes Auflager („ausgeklinktes Auflager“) nachgewiesen.
- Die vor dem Auflager endende Biegezugbewehrung wird kraftschlüssig gestoßen (Tragstoß) und mit der erforderlichen Verankerungslänge in das Auflager geführt.

Der Nachweis eines Tragstoßes der Bewehrung wird in Abschnitt 3.2.4.5 beschrieben. In diesem Abschnitt soll die Ausführung mit einer zusätzlichen Aufhängebewehrung erläutert werden, wie sie in verschiedenen Varianten in Elementdecken zur Anwendung kommt.

Als Aufhängebewehrung können grundsätzlich Randbügel oder Gitterträger dienen. Die Verankerung von Gitterträgerträgerdiagonalen ist durch Verschweißung mit den Gurten steifer als die von Bügeln. Im Fall von niedrigen Stahlbetonkonsolen mit Aufhängebewehrung konnte gezeigt werden, dass Gitterträger im Vergleich zu Bügeln ein günstiges Verhalten aufweisen. Von *Fehling* und *Röder* [114] werden Ergebnisse von Belastungsversuchen an ausgeklinkten Treppenpodesten vorgestellt. Die Belastung erfolgte auf etwa 8 cm dünnen Konsolstreifen, welche aus 18 cm dicken Treppenpodestplatten ragten. Als Aufhängebewehrung in der Platte wurden sowohl Bügel als auch parallel zum Auflager angeordnete Gitterträger geprüft. Die Verankerung der Aufhängebewehrung erfolgte in den untersuchten Verbundbauteilen mit den für Elementdecken üblichen Verankerungstiefen in den Fertigteilplatten. Die Bruchlasten bei Anordnung von Gitterträgern lagen tendenziell etwa 20% über

denen der Versuche mit Bügeln. Wenngleich die zitierten Untersuchungen den Grenzfall sehr dünner Konsolen behandeln und geometrisch nicht mit den nachfolgend beschriebenen ausgeklinkten Auflagern übereinstimmen, bestätigt sich die grundsätzliche Eignung von Gitterträgern als Aufhängebewehrung.

Die Bemessung abgesetzter Auflager erfolgt mit einem Fachwerkmodell. Grundlagen für den Nachweis und Ausführung solcher Auflager wurden bereits 1975 von *Steinle* und *Rostásy* [115] erarbeitet und von *Leonhardt* und *Mönnig* [111, 116] ergänzend erläutert. Verfeinerungen der Stabwerkmodelle für abgesetzte Auflager finden sich in verschiedenen Ausgaben des Beton-Kalenders [117–119].

Das Stabwerkmodell, wonach eine Aufhängebewehrung entsprechend der Auflagerkraft und eine horizontale Bewehrung für die gleiche Kraft eingelegt wird, ist häufige Praxis und wurde unter anderem 1995 von *Mönnig* [120] für Detailausführungen von Elementdecken genutzt. *Reineck* [117] weist darauf hin, dass die Weiterleitung der Kräfte nicht immer verfolgt wird, wodurch die Längsbewehrung zu kurz geraten kann. Außerdem kann eine vertikale Bewehrung im Anschluss an die eigentliche Aufhängebewehrung erforderlich werden. Es werden daher an dieser Stelle Hinweise zur Ausführung von Auflagern mit Gitterträgern nach dem Modell des abgesetzten Auflagers gegeben.

Bild 87a zeigt das Fachwerkmodell mit vertikaler Aufhängebewehrung, welches in [117] ausführlich erläutert wird. Bild 87b ist eine Variante mit einem verlängerten horizontalen Zugband. Das Modell nach Bild 87c mit geneigter Aufhängebewehrung stellt gegenüber anderen in der Literatur beschriebenen Modellen mit geneigten Stäben eine Variante dar, in der die Aufhängebewehrung nicht über das Auflager reicht. Nur diese Ausführung stellt bei Elementdecken mit Gitterträgern eine praktikable Lösung dar. Nach den Modellen hat die senkrechte Komponente der auflagenahen Zugstrebe die Auflagerkraft V_{Ed} aufzunehmen. T_1 in Modell a) und b) ist für V_{Ed} und T_3 in Modell c) für $V_{Ed} / \sin \alpha$ zu bemessen. Der horizontale Zugstab T_4 muss in Abhängigkeit vom Druckstrebenneigungswinkel θ die Kraft $\cot \theta \cdot V_{Ed}$ aufnehmen. Für die Druckstrebenneigung sollte $\theta = 45^\circ$ angestrebt werden und eine flachere Neigung als 30° sollte nach [117] generell vermieden werden. Aufgrund der erforderlichen Verankerung des horizontalen Zugstabes T_4 ergibt sich weiter entfernt vom Auflager ein zusätzlicher vertikaler Zugstab T_2 bzw. in modifizierten Modellen alternativ ein geneigter Zugstab. Bei einer angenommenen Druckstrebenneigung von 45° ist auch dieser Stab für eine Vertikalkomponente von V_{Ed} zu bemessen. *Reineck* [117] weist für die Anwendung des Modells in Platten ohne Querkraftbewehrung darauf hin, dass allenfalls hinsichtlich der Querkraft

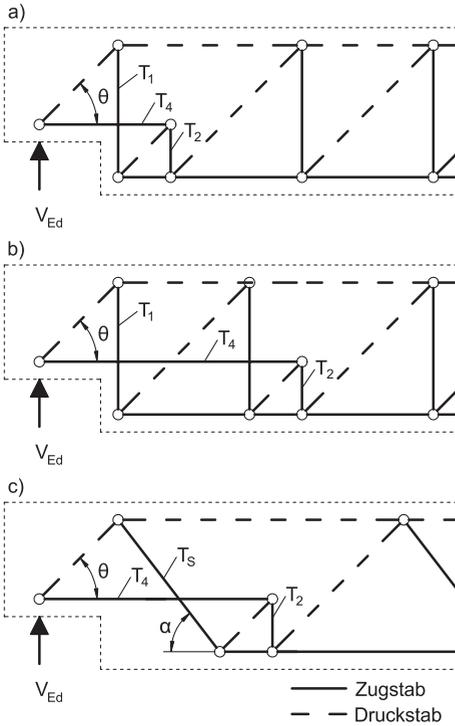


Bild 87. Fachwerkmodelle für abgesetzte Auflager

sehr gering ausgenutzte Platten ohne zusätzliche Bewehrung in diesem Bereich die erforderliche Sicherheit aufweisen.

Bild 88 zeigt zwei beispielhafte Ausführungen von Elementdecken, welche mittels einer Aufhängebewehrung aus Gitterträgern auf einen deckengleichen Balken aufgelagert werden. Für andere Auflagersituationen gelten folgende Ausführungen sinngemäß.

Bild 88a zeigt eine Ausführung mit einem Gitterträger parallel zum Auflagertrand. Die Trägerhöhe sollte möglichst hoch und der Randabstand des Gitterträgers nicht zu groß gewählt werden, um eine Druckstrebenneigung von etwa 45° zu ermöglichen ($a \approx h_k$). Flachere Neigungen erfordern gesonderte Nachweise. Die Gitterträgerdiagonalen sind analog den Modellen a) und b) in Bild 87 für die Auflagerkraft V_{Ed} zu bemessen, wobei für die in Gitterträgerlängsrichtung geneigten Diagonalen nur die Vertikalkomponenten genutzt werden können. In Tabelle 28 sind diese „äquivalenten Bügelkräfte“ für quer zur Kraftrichtung (Auflager) angeordneten Standardgitterträger zusammengestellt. Diese wurden nach Gl. (22a) für in Querrichtung näherungs-

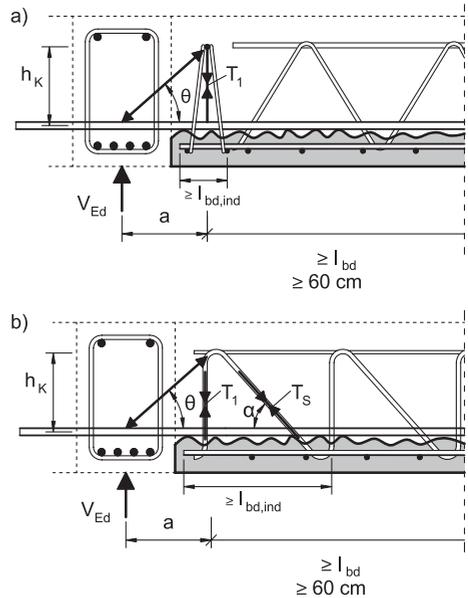


Bild 88. Auflagerung von Elementdecken mittels Aufhängebewehrung (Beispiele)

weise senkrechte Diagonalen ermittelt. Dieser Ansatz ist für Standard- und Schubgitterträger für den vorgestellten Nachweis ausreichend genau. Gl. (22b) gilt analog für Schubgitterträger mit jeweils zwei senkrechten und zwei geneigten Diagonalen.

$$F_{Rd} = 4 \cdot A_{sD} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha / 0,2 \text{ m} \quad (22a)$$

$$F_{Rd} = 2 \cdot A_{sD} \cdot f_{yd} \cdot (1 + \sin \alpha) / 0,2 \text{ m} \quad (22b)$$

F_{Rd} äquivalente Bügelkraft je Meter Gitterträger

A_{sD} Querschnittsfläche einer Diagonale

f_{yd} Bemessungstreckgrenze der Diagonalen mit $420/1,15 = 365 \text{ N/mm}^2$

α Neigungswinkel der Diagonalen zur Gitterträgerlängsrichtung

Die Biegezugbewehrung der Fertigteilplatten ist auf die Gitterträgeruntergurte zu legen und dort zu verankern. Da es sich hierbei um ein indirektes Auflager handelt, ist eine Verankerungslänge von mindestens $10 d_s$ erforderlich. Da die Breite der Gitterträger etwa 8 cm beträgt, ist das vorgenannte Maß nur bis Stabdurchmesser von etwa 8 mm zu realisieren. Durch größere Randabstände oder durch die Anordnung eines zweiten Randträgers können günstigere Verhältnisse geschaffen werden, wobei die Möglichkeiten jedoch durch die Mindestdruckstrebenneigung begrenzt werden.

Tabelle 28. Äquivalente Bügelkräfte und äquivalente Bügelquerschnitte für quer zur Krafrichtung angeordnete Standardgitterträger

Gitterträgerhöhe [cm]	α [°]	Diagonale \varnothing 5 mm		Diagonale \varnothing 6 mm		Diagonale \varnothing 7 mm	
		Bügelkraft ¹⁾ [kN/m]	$a_{s,Bügel}$ [cm ² /m]	Bügelkraft ¹⁾ [kN/m]	$a_{s,Bügel}$ [cm ² /m]	Bügelkraft ¹⁾ [kN/m]	$a_{s,Bügel}$ [cm ² /m]
6	35	82	1,9	118	2,7	161	3,7
8	42	96	2,2	138	3,2	188	4,3
10	47	105	2,4	151	3,5	205	4,7
12	53	114	2,6	165	3,8	224	5,2
14	58	122	2,8	175	4,0	238	5,5
16	62	127	2,9	182	4,2	248	5,7
18	65	130	3,0	187	4,3	255	5,9
20	68	133	3,1	191	4,4	260	6,0
32	76	139	3,2	200	4,6	273	6,3

¹⁾ nach Gl. (22a)

Auf den Fertigteilplatten sind horizontale Bewehrungszulagen erforderlich, die für die Auflagerkraft V_{Ed} bzw. bei flacheren Druckstreben für $\cot \theta \cdot V_{Ed}$ zu bemessen sind. Sie sind im Auflager zu verankern oder gegebenenfalls durchzuführen. In Richtung der lastbringenden Fertigteilplatte sind diese Bewehrungszulagen hinter der Aufhängebewehrung mindestens mit der Verankerungslänge l_{bd} nach Eurocode 2 zu verankern. Damit die Zugstreben T_2 aus den Stabwerkmodellen nach Bild 87 durch Diagonalen abgedeckt werden können, die hinter der eigentlichen Aufhängebewehrung liegen, sollten die Verankerungslängen mindestens etwa 60 cm lang sein. Dadurch kann die Bewehrung für die Zugstrebe T_2 entsprechend dem Modell in Bild 87b weiter entfernt vom Auflager wirksam sein.

Die dargestellte Ausführungsvariante mit den niedrig angeordneten Zulagestäben stimmt geometrisch nur bedingt mit der Höhenlage des Zugstabes T_4 und dem Stabwerkmodell nach Bild 87a und b überein. Durch die vorgeschlagene Mindestverankerungslänge können jedoch die Diagonalen der Standardgitterträger als vertikale Zugstäbe im Verankerungspunkt der Zulagen genutzt werden und die Zugspannungen sind nicht, wie bei Schubbewehrten Platten, allein durch Betonzugfelder abzutragen.

Bild 88b zeigt eine Ausführung mit Schubgitterträgern senkrecht zum Auflager. Diese Gitterträger bieten sich aufgrund ihrer Geometrie als Aufhängebewehrung an. Der Obergurtnoten zur Einleitung der Druckstrebe kann auflagnah angeordnet werden. Die Modelle a) bzw. b) und das Modell c) nach

Tabelle 29. Äquivalente Bügelkräfte und äquivalente Bügelquerschnitte für Schubgitterträger

Gitterträgerhöhe [cm]	α [°]	Diagonale \varnothing 7 mm		
		Bügelkraft ¹⁾ [kN/m]	$a_{s,Bügel}$ [cm ² /m]	Bügelkraft ²⁾ [kN]
≤ 15	45	240	5,5	48
16	46	242	5,6	48
18	49	246	5,7	49
20	53	253	5,8	51
25	59	261	6,0	52
30	64	267	6,1	53

¹⁾ nach Gl. (22b)

²⁾ der auflagnahen Diagonalenkombination

Bild 87 werden bei Einsatz dieses Trägers als Aufhängebewehrung überlagert. In Tabelle 29 sind äquivalente Bügelquerschnitte aus den aufnehmbaren Vertikalkomponenten der Diagonalen nach Gl. (22b) angegeben. Aufnehmbare Kräfte der auflagnahen Diagonalenkombination als Aufhängebewehrung errechnen sich daraus für eine Gitterträgerlänge von 0,2 m und sind in einer gesonderten Spalte der Tabelle 29 angegeben. Die erforderliche Aufhängebewehrung muss zusätzlich zu einer gegebenenfalls erforderlichen Schubbewehrung eingebaut werden.

Die Verankerung der unteren Biegezugbewehrung der Elementplatte kann in der Ausführung nach Bild 88b im Bereich der unteren Diagonalenknotten auf eine Länge von 20 cm erfolgen. Dadurch können auch größere Bewehrungsdurchmesser verankert werden. Die horizontalen Bewehrungszulagen auf der Fertigteilplatte sollten analog der Variante nach Bild 87a mindestens 60 cm lang gewählt werden. Diese Mindestlänge wird auch für Gitterträgerzulagen empfohlen. Damit ist gewährleistet, dass auch Vertikalkomponenten T_2 nach Bild 87 durch Gitterträgerdiagonalen aufgenommen werden können.

Die Ausführung nach Bild 88b ermöglicht einen einfachen Einbau der Zulageträger parallel zu anderen durchgehenden Gitterträgern. Die Zulagebewehrung kann ohne zusätzliches Einfädeln von oben zwischen die Gitterträger gelegt werden. Die aufnehmbaren Diagonalenkräfte decken übliche Anwendungsfälle ab. Mit Zulage von Schubgitterträgern im Abstand von beispielsweise 40 cm ergeben sich nach Tabelle 30 aufnehmbare Auflagerkräfte von mindestens 120 kN/m ($= 48 \text{ kN} / 0,4 \text{ m}$). Die erforderliche horizontale Zulagebewehrung errechnet sich in diesem Fall zu ca. $2,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ was z. B. mit Stäben $d_s = 8 \text{ mm} / 15 \text{ cm}$ abgedeckt wird.

Eine Auflagerkonstruktion analog zu Bild 88b mit Standardgitterträgern anstelle von Schubgitterträgern ist zwar grundsätzlich möglich. Der obere Verankerungspunkt der Diagonalen liegt jedoch aufgrund der Gitterträgergeometrie üblicherweise weiter entfernt vom Auflager, wodurch sich sehr flache Druckstrebenneigungen ergeben können. Auch die anrechenbaren Bewehrungsquerschnitte sind aufgrund der fehlenden senkrechten Stäbe geringer als beim Schubträger. Eine Ausführung ist daher nur begrenzt möglich und gesondert zu prüfen.

3.2.4.5 Bewehrungsstöße

Für Elementdecken gelten die konstruktiven Anforderungen wie für Vollplatten aus Ortbeton nach Eurocode 2 [22, 23]. Die im dortigen Abschnitt 9.3.1.1 geforderte Mindestquerbewehrung von 20 % der Längsbewehrung kann entsprechend früheren Regelungen [21] entweder im Fertigteil oder im Ortbeton angeordnet werden. Liegt diese Bewehrung – wie üblich – in der Fertigteilplatte, ist sie über den Plattenfugen zu stoßen.

Diese konstruktiven Querbewehrungsstöße in einachsiger gespannten Platten werden üblicherweise mit geradem Betonstahl und maximalem Stabdurchmesser von $d_s = 8 \text{ mm}$ ausgeführt. Bei einem minimalem lichten Abstand von $e \leq 8 d_s$ (z. B. $d_s = 8 \text{ mm}$, $e = 6,7 \text{ cm}$, $6,7 \text{ cm}^2/\text{m}$) entspricht die erforderliche Übergreifungslänge etwa der Verankerungslänge. Ein Erhöhungsbeiwert nach Eurocode 2 [23] für Übergreifungsstöße wird nicht maßgebend. Dieses gilt auch im Fall der übereinander liegenden

Stäbe, wenn die Betonüberdeckung der gestoßenen Stäbe etwa 15 mm für $d_s = 6 \text{ mm}$ bzw. etwa 20 mm für $d_s = 8 \text{ mm}$ nicht unterschreitet. Eine Begründung hierzu findet sich in DAfSt-Heft 600 [95]. Danach darf eine höhere Betondeckung als der einfache Stabdurchmesser über den Abminderungsfaktor $\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (c_d - d_s)/d_s > 0,7$ mit c_d als maßgebliche Betondeckung nach Bild 8.3 aus Eurocode 2 [22] genutzt werden. Zur Berechnung der Übergreifungslänge aus der Verankerungslänge kann das Produkt aus $\alpha_2 \cdot \alpha_6 \geq 1$ in Ansatz gebracht werden, welches für vorgenannte Randbedingungen nur geringfügig größer als 1 wird. Durch diese Regelung werden die günstigen Randbedingungen berücksichtigt und eine Ausführung ermöglicht, wie sie nach früherer Regelung [19] üblich war. Für diese konstruktiven Querbewehrungsstöße ist – anders als bei Tragstößen – auch keine gesonderte Querbewehrung üblich.

In zweiachsig gespannten Platten mit Bewehrungsführung nach Bild 54c wird die Ausführung eines tragenden Bewehrungsstoßes erforderlich. Ein tragender Bewehrungsstoß zwischen der Biegezugbewehrung in der Fertigteilplatte und der Bewehrung im Aufbeton kann auch in anderen Fällen ausgeführt werden. Hierfür gelten die Regelungen des Eurocode 2 bzw. des Nationalen Anhangs [23], Abschnitt 10.9.3.

Für die Ermittlung der Übergreifungslänge nach Eurocode 2 ist zu berücksichtigen, dass der Verbund der Bewehrungsstäbe aufgrund der Nähe zur Fertigteiloberfläche beeinträchtigt sein kann. Der Abstand der im Ortbeton verlegten Biegezugbewehrung zur Fertigteiloberfläche darf nach geltenden Zulassungen für Gitterträger und Eurocode 2 [23] bei rauer Fertigteiloberfläche auf 5 mm gegenüber dem sonst geltenden Mindestwert von 10 mm reduziert werden. Durch die Fugenaartheit bleibt dabei die Ummantelung des Stabes durch den Ortbeton gewährleistet. Darüber hinaus ist es nach Eurocode 2 jedoch möglich, der häufigen Praxis entsprechend, diese Bewehrung direkt auf die Fertigteilplatte zu legen. In diesem Fall ist allerdings der zu stoßende Stab dem mäßigen Verbundbereich zuzuordnen, was einer Abminderung der Verbundspannungen auf 70 % und eine entsprechende Verlängerung der Übergreifung um ca. 40 % bedeutet. Dieser Ansatz wird in [95] mit einer Störung des Verbundes auf ca. 30 % des Umfangs an der Unterseite des Stabes begründet.

Bei Tragstößen zwischen der Biegezugbewehrung im Fertigteil mit der im Ortbeton liegen die zu stoßenden Stäbe übereinander, sind nicht durch Bügel umschlossen, haben überwiegend größere Abstände als $4 d_s$ und es befindet sich zwischen den zu stoßenden Stäben die Verbundfuge. Aus diesem Grund sind nach Eurocode 2, 10.9.3 NA.14(P) [23] zusätzliche Bedingungen einzuhalten:

- maximaler Durchmesser der gestoßenen Bewehrung: 14 mm
- maximaler Querschnitt der erforderlichen Stoßbewehrung: $10 \text{ cm}^2/\text{m}$
- Bemessungswert der einwirkenden Querkraft $V_{\text{Ed}} \leq 0,3 V_{\text{Rd,max}}$
- der Stoß ist durch Bewehrung (Gitterträger) zu sichern, für die gilt:
 - maximaler Abstand: 2-fache Gesamtplattendicke
 - Bewehrungsquerschnitt entspricht der Kraft der zu stoßenden Längsstäbe.

Frühere Regelungen, wonach die Übergreifungslängen gegenüber den Normenwerten pauschal um 10 cm zu erhöhen waren, berücksichtigten größere Abstände zwischen den zu stoßenden Stäben. Nach Eurocode 2 sind Stababstände größer $4 d_s$ bzw. größer 50 mm bei der Berechnung der Übergreifungslänge direkt durch Addition zu berücksichtigen, sodass eine zusätzliche Erhöhung nicht notwendig ist. Der frühere pauschale Ansatz liegt auf der sicheren Seite und kann auch weiterhin anstelle der genauen Berechnung genutzt werden. Die Begrenzung der Bewehrungsmenge und -durchmesser gilt ausdrücklich nur für den Bewehrungsstoß selbst. Die Begrenzung gilt nicht für ungestoßen durchlaufende Bewehrung und sie gilt nicht für Plattenbereiche außerhalb eines ausgeführten Stoßes.

Die Regelung zum Tragstoß ermöglicht sowohl die Anordnung der Gitterträger parallel als auch senkrecht zur Stoßbewehrung. Damit ist auch eine Stoßausbildung bei wechselnden Plattenrichtungen möglich, wie sie in Bild 89 gezeigt wird und insbesondere in Flachdecken über unregelmäßigen Grundrissen zur Anwendung kommen kann.

Die Regelung zum Übergreifungsstoß geht auf einen Vorschlag von *Schießl* [121] zurück. Dabei entsprechen Bewehrungsdurchmesser und -menge in etwa den Regelungen, welche seinerzeit für übereinander liegende Mattenstöße ohne Umbügelung erarbeitet wurden. Die Begrenzung der maximal einwirkenden Querkraft auf $0,3 V_{\text{Rd,max}}$ wurde eingeführt, um die Anwendung etwa auf den früheren Anwendungsbereich von Platten (τ_{02} nach [19]) zu begrenzen. Die Obergrenze entspricht in etwa dem Anwendungsbereich von Decken mit Schubbewehrung aus aufgebogenen Stäben bzw. Gitterträgern ($1/3 V_{\text{Rd,max}}$).

Die Stoßsicherung erfolgt in Elementdecken mit den Diagonalen der Gitterträger. Aufgrund der Empfehlung in [121] und ähnlicher Regelungen in Zulassungen für Elementwände [41] dürfen dabei nur die in einem Fachwerk als Zugstäbe wirkenden Diagonalen angerechnet werden. Anrechenbar sind Gitterträgerdiagonalen im Bereich der ausgeführten Übergreifungslänge.

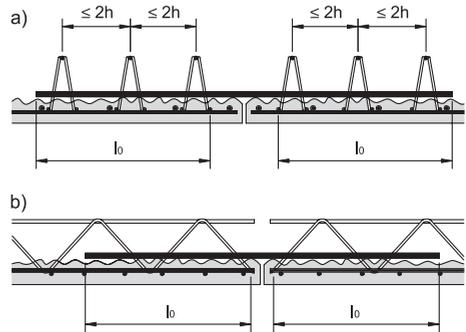


Bild 89. Mögliche Tragstoßausbildung in Elementdecken analog [23]

Die Diagonalen im Übergreifungsbereich sollen ein flächenartiges Versagen zwischen den zwei Bewehrungslagen verhindern, wie es in Versuchen an Zwei-Ebenen-Stößen von Betonstahlmatten beobachtet wurde und in DAfStb-Heft 300 [122] dargestellt ist. Querzugspannungen, welche sich aus den schrägen Druckstreben zwischen den Übergreifungsstäben ergeben (Bild 90), sind durch Bewehrung aufzunehmen. Für eine angenommene Druckstrebenneigung von 45° ist die quer zum Stoß wirkende Kraft gleich der Zugkraft der Längsbewehrung. Beim Vorschlag nach [121] wurde berücksichtigt, dass die Querbewehrung zum Stoß sich nicht an den Stoßenden konzentriert, sondern etwa gleichmäßig über die Stoßlänge verteilt ist.

Zur Sicherung gegen eine flächige Ablösung ist die senkrecht zur Verbundfuge wirkende Kraftkomponente der Diagonalen anzurechnen. Dieser Ansatz der senkrechten Kraftkomponente liegt bei Anordnung von Gitterträgern parallel zur gestoßenen Bewehrung (vgl. Bild 89b) gegenüber einem Fachwerksansatz mit geneigten Zugstäben auf der sicheren Seite.

Die aufnehmbaren Vertikalkomponenten der Gitterträger sind als äquivalente Bügelkräfte für Standardgitterträger quer zur Stoßrichtung (Krafrichtung) bereits in Tabelle 28 angegeben. Tabelle 29 gilt für Schubgitterträger quer und parallel zur Stoßrichtung. Tabelle 30 wird hier ergänzt für Standard-

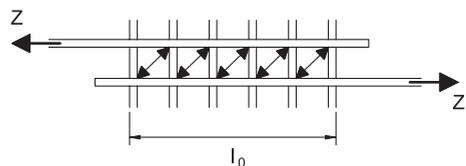


Bild 90. Schiefe Druckstreben beim Übergreifungsstoß

Tabelle 30. Äquivalente Bügelkräfte für Standardgitterträger bei paralleler Anordnung zum Übergreifungsstoß

Gitterträgerhöhe [cm]	α [°]	Diagonale \varnothing 5 mm		Diagonale \varnothing 6 mm		Diagonale \varnothing 7 mm	
		Bügelkraft ¹⁾ [kN/m]	$a_{s,Bügel}$ [cm ² /m]	Bügelkraft ¹⁾ [kN/m]	$a_{s,Bügel}$ [cm ² /m]	Bügelkraft ¹⁾ [kN/m]	$a_{s,Bügel}$ [cm ² /m]
6	35	41	0,9	59	1,4	81	1,9
8	42	48	1,1	69	1,6	94	2,2
10	47	52	1,2	75	1,7	103	2,4
12	53	57	1,3	82	1,9	112	2,6
14	58	61	1,4	88	2,0	119	2,7
16	62	63	1,5	91	2,1	124	2,9
18	65	65	1,5	94	2,2	127	2,9
20	68	66	1,5	96	2,2	130	3,0
32	76	70	1,6	100	2,3	136	3,1

¹⁾ 50% nach Gl. (22a)

gitterträger bei Anordnung parallel zur Stoßbewehrung. Da nur Diagonalen angesetzt werden dürfen, die in einem Fachwerkmodell als Zugstäbe wirken, sind nur 50% der Werte nach Gl. (22a) anrechenbar. Die in den Tabellen 28 bis 30 angegebenen äquivalenten Bügelkräfte wurden für glatte Diagonalen mit einer Bemessungstreckgrenze von 365 N/mm² ermittelt. Die zusätzlich angegebenen äquivalenten Bügelquerschnitte wurden abgemindert und entsprechen einem Bügelquerschnitt mit einer Bemessungstreckgrenze von 435 N/mm². In diesem Format lassen sich die Querschnitte einer erforderlichen Stoßbewehrung aus Betonstahl B500 zuordnen (vgl. Beispiel zu Bild 91). Beim Einsatz von Schubgitterträgern sind die geeigneten Diagonalen zur Stoßfuge hin aufsteigend anzuordnen. Nur in diesem Fall sind sie anrechenbar. Werden in bestimmten Anwendungen (z. B. in Elementwänden) die Schubgitterträger anders herum eingebaut, sind die aufnehmbaren Vertikalkräfte der Gitterträger gegenüber den Werten nach Tabelle 29 auf 140 kN/m zu begrenzen. Die erforderliche Bewehrung zur Stoßsicherung muss nach [121] nicht zusätzlich zur Verbund- bzw. Querkraftbewehrung eingebaut werden.

Die Regelung ermöglicht eine baustellengerechte Stoßausbildung nach Bild 89b, bei der die Biegezugbewehrung von oben auf die Fertigteilplatten gelegt werden kann. Eine Ausführung mit unpraktikablen Randbügel in der Fertigteilplatte ist bei dieser Konstruktion nicht erforderlich. Aus statischen Gründen und aufgrund der o. g. Randbedingungen sollten die Bewehrungsstöße im Bereich geringer erforderlicher Biegebewehrung angeordnet werden.

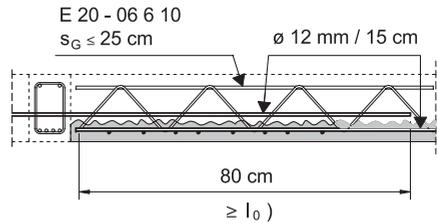


Bild 91. Übergreifungsstoß mit Gitterträgern in Auflagernähe mit Angaben zum Bemessungsbeispiel Nachweis des Tragstoßes

Von Land [123] wurde darauf hingewiesen, dass die erläuterten Tragstöße auch in Auflagernähe ausgeführt werden können. In diesem Fall kann auch eine vor dem Auflager endende Biegezugbewehrung kraftschlüssig gestoßen und mit der erforderlichen Verankerungslänge über das Auflager geführt werden. Entsprechend dem verminderten Hebelarm der über das Auflager geführten Bewehrung ist die Endverankerung für eine entsprechend erhöhte Zugkraft auszuführen. Bild 91 zeigt eine solche Konstruktion mit beispielhaft angenommener Biegezugbewehrung und Standardgitterträgern als stoßsichernde Bewehrung. Im Vergleich zur Konstruktion nach Bild 84b ergeben sich durch die erforderlichen Übergreifungslängen längere Zulagebewehrungen und längere Gitterträger. Zur Erläuterung dient nachfolgendes Bemessungsbeispiel zum Nachweis des Stoßes.

Bemessungsbeispiel Nachweis des Tragstoßes

Beton: C20/25

Verbundspannung: $f_{bd} = 2,32 \text{ N/mm}^2$

erforderliche Biegezugbewehrung:

$\text{erf } a_s = 7,0 \text{ cm}^2/\text{m}$

gewählt: $d_s = 12 \text{ mm} / 15 \text{ cm}$

(vorh $a_s = 7,54 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Standardgitterträger E20-06610, $\alpha = 68^\circ$

Verankerungslänge:

$l_{b,rd} = (d_s/4) \cdot (\sigma_{Sd}/f_{bd})$

$\sigma_{Sd} = f_{yk}/\gamma_s \cdot \text{erf } a_s / \text{vorh } a_s$

$\sigma_{Sd} = 500/1,15 \cdot 7,0/7,54 = 404 \text{ N/mm}^2$

$l_{brq} = (12 \text{ mm}/4) \cdot (404 \text{ N/mm}^2 / 2,32 \text{ N/mm}^2) = 522 \text{ mm}$

für gerade Stäbe gilt:

$l_{bd} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 522 \text{ mm} = 522 \text{ mm}$

Übergreifungslänge:

Stababstand $e \approx \sqrt{((15 \text{ cm}/2)^2 + (5 \text{ cm})^2)} = 9 \text{ cm}$

Erhöhung der Übergreifungslänge:

$e - 4 d_s = 9 \text{ cm} - 4 \cdot 1,2 \text{ cm} = 4,2 \text{ cm}$

$l_0 = \alpha_6 \cdot l_{bd} + 42 \text{ mm}$

für Stababstand $15 \text{ cm} \geq 10 d_s$, $d_s < 16 \text{ mm}$ und übereinander liegende Stöße mit $c_1 \leq 4 d_s$ (vgl. DAfStb-Heft 600 [95]) gilt:

$l_0 = 1,4 \cdot 522 \text{ mm} + 42 \text{ mm} = 773 \text{ mm}$

gewählte Übergreifungslänge: 80 cm

erforderlicher „äquivalenter Bügelquerschnitt“ (Diagonalen) quer zum Stoß:

$\text{erf } a_{s,D} = 7,0 \text{ cm}^2/\text{m}$

äquivalenter Querschnitt je Meter Gitterträger (umgerechnet für $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ aus $f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$ für glatte Diagonalen B500A+G):

$\text{vorh } a_{s,D} = 2 \cdot (0,6 \text{ cm})^2 \cdot \pi/4 \cdot \sin 68^\circ / 0,2 \text{ m} \cdot (420 \text{ N/mm}^2 / 500 \text{ N/mm}^2) = 2,2 \text{ cm}^2/\text{m}$

(vgl. Tabelle 30)

maximaler Gitterträgerabstand:

$\max s_{GT} = l_0 \cdot \text{vorh } a_{s,D} / \text{erf } a_{s,D}$

$\max s_{GT} = 0,8 \text{ m} \cdot 2,2 \text{ cm}^2/\text{m} / 7,0 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\max s_{GT} = 0,25 \text{ m}$

Bei einem Übergreifungsstoß im Querkraftbereich treten an den Stoßenden unterschiedlich hohe Zugkräfte auf. Der stärker beanspruchte Zugstab liegt beim dargestellten auflagennahen Stoß unten am Bauteilrand, da die Feldmomente zur Feldmitte hin

zunehmen. Nach *Eligehausen* [124] ist bei großen Kraftunterschieden an den Stoßenden die Annahme einer mittleren Beanspruchung des Betons nicht mehr gerechtfertigt. Der sichere Weg ist nach [122], die Übergreifungslänge für die Schnittkraft bzw. für die erforderliche Bewehrung am höher beanspruchten Stoßende zu ermitteln. Bei diesem Ansatz ist es bei auflagennahen Stößen analog Bild 91 im Allgemeinen nicht erforderlich, den Querschnitt der Biegezugbewehrung im Ort beton aufgrund des geringeren Hebelarmes gegenüber dem im Fertigteil zu erhöhen. Bei einem Übergreifungsstoß im Feldbereich ist die Stoßbewehrung im Ort beton gegenüber derjenigen im Fertigteil im Verhältnis der statischen Höhen zu erhöhen.

Die Sicherung des Übergreifungsstoßes kann grundsätzlich auch mit Schubgitterträgern (Tabelle 29) oder mit Standardgitterträgern quer zum Stoß (Tabelle 28) erfolgen. Bei nicht vorwiegend ruhender Einwirkung sind jedoch die für diesen Fall zugelassenen Gitterträger [33, 34] zu verwenden.

3.2.5 Durchstanzen

3.2.5.1 Bemessungskonzept

Elementdecken werden auch als zweiachsig gespannte Flachdecken eingesetzt [3]. Kennzeichnend für das Tragverhalten von Flachdecken ist das mögliche Querkraftversagen der Platte im Bereich der Unterstützungen. Das Durchstanzen in Form eines kegelförmigen Betonausbruchs (Bild 92) ist durch entsprechende Bemessung, Dimensionierung und Ausführung zu vermeiden. Eurocode 2 [22] in Verbindung mit dem Nationalen Anhang [23] fordert einen Nachweis der Spannungen bei Flachdecken im kritischen Rundschnitt in einer Entfernung der zweifachen Deckennutzhöhe d von der Stütze bzw. Lasteinleitungsfläche. Von *Hegger und Walraven* [125] wurde gezeigt, dass der Nachweis der maximalen Durchstanztragfähigkeit im Bemessungsrundschnitt in einer Entfernung von $2 d$ von der Stütze ein gleichmäßiges Sicherheitsniveau gewährleistet. Daher wurde im Nationalen Anhang [23] dieser Nachweisschnitt anstelle des ursprünglich im Eurocode 2 festgelegten Nachweises direkt an der Stütze eingeführt.

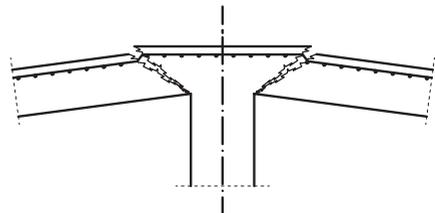


Bild 92. Durchstanzversagen einer Flachdecke (schematisch)

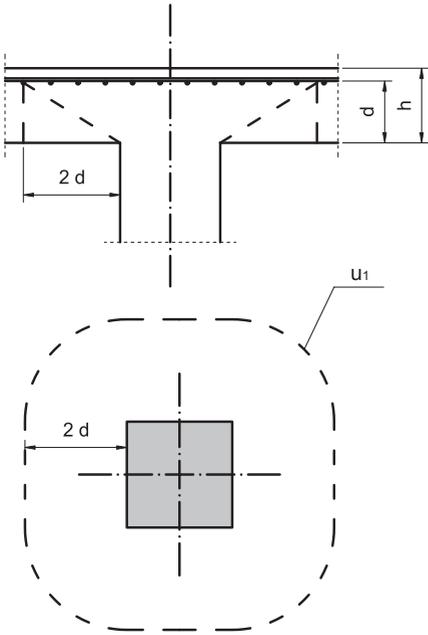


Bild 93. Kritischer Rundschnitt u_1 nach Eurocode 2

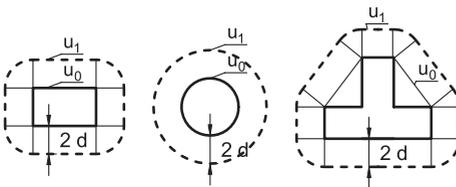


Bild 94. Kritischer Rundschnitt u_1 und Stützensumfang u_0 für verschiedene Stützenquerschnitte

Bild 93 zeigt den kritischen Rundschnitt für eine quadratische Innenstütze. Für andere Stützenquerschnitte und andere Randbedingungen enthält Eurocode 2 gesonderte Regelungen für die Schnittführung (Bild 94). Die einwirkende Schubspannung v_{Ed} in diesem kritischen Rundschnitt u_1 wird nach Gl. (23) ermittelt

$$v_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_1 \cdot d) \quad (23)$$

v_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Querkraft je Flächeneinheit

V_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Querkraft (Stützenlast)

u_1 Länge des kritischen Rundschnittes

β Beiwert zur Berücksichtigung nicht rotationssymmetrischer Querkraftverteilung
 d statische Nutzhöhe

Die Berücksichtigung einer nicht symmetrischen Spannungsverteilung erfolgt über den Beiwert β . Dieser ist nach Eurocode 2 abhängig von der bezogenen Ausmitte $e = M_{Ed}/V_{Ed}$ und der Geometrie des Rundschnittes. Die rechnerische Bestimmung des Faktors erfolgt nach Eurocode 2. Ergänzende Bestimmungsgleichungen hierzu finden sich in DAfStb-Heft 600 [95]. Alternativ können die β -Werte auch über die Auswertung von Lasteinzugsflächen ermittelt werden. Bei Tragwerken, deren Stabilität gegen seitliches Ausweichen von der Rahmenwirkung zwischen Platten und Unterstützung unabhängig ist und bei denen sich die Spannweiten der angrenzenden Felder um nicht mehr als 25 % unterscheiden, dürfen nach Eurocode 2 [22] in Verbindung mit dem Nationalen Anhang [23] folgende Näherungswerte verwendet werden:

Innenstütze: $\beta = 1,10$

Randstütze: $\beta = 1,40$

Eckstütze: $\beta = 1,50$

Wandende: $\beta = 1,35$

Wandecke: $\beta = 1,20$

Diese Erhöhungsfaktoren können bei den vorgenannten Randbedingungen auch bei der Anwendung von zugelassenen Durchstanzsystemen verwendet werden.

Für Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung und ohne Normalspannung gilt nach [23] für den Bemessungswiderstand im kritischen Rundschnitt Gl. (24).

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} \quad (24)$$

$v_{Rd,c}$ Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung

v_{min} Mindestquerkrafttragfähigkeit nach Eurocode 2 [23],

für $d \leq 600$ mm gilt

$$v_{min} = 0,0525/\gamma_c \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$ für $u_0/d \geq 4$

$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c \cdot (0,1 u_0/d + 0,6) \geq 0,15/\gamma_c$ für $u_0/d < 4$

u_0 Stützensumfang (vgl. Bild 94)

Maßstabsfaktor $k = 1 + \sqrt{(200/d)}$
 $\leq 2,0$ mit d [mm]

Biegebewehrungsgrad $\rho_1 = \sqrt{(\rho_{1z} \cdot \rho_{1y})}$
 $\leq 0,02$
 $\leq 0,5 f_{cd}/f_{yd}$

Mit ρ_{1z} , ρ_{1y} als Bewehrungsgrade bezogen auf die verankerte Zugbewehrung in z- bzw. y-Richtung.

Die Werte ρ_{lx} und ρ_{ly} sind in der Regel als Mittelwerte unter Berücksichtigung einer Plattenbreite entsprechend der Stützenabmessung zuzüglich $3d$ je Seite zu berechnen [95].

Für Platten mit Durchstanzbewehrung gilt als Bemessungswiderstand ein Vielfaches der aufnehmbaren Querkraft für Platten ohne Durchstanzbewehrung (25).

$$V_{Rd,max} = \alpha_{max} \cdot V_{Rd,c} \quad (25)$$

$V_{Rd,max}$ maximaler Bemessungswiderstand mit Durchstanzbewehrung

α_{max} Erhöhungsfaktor abhängig vom Durchstanzsystem

$V_{Rd,c}$ Bemessungswiderstand von Platten ohne Durchstanzbewehrung nach Gl. (24)

Für eine Durchstanzbewehrung aus Bügeln oder aufgebogenen Längsstäben beträgt der Erhöhungsfaktor nach [23] $\alpha_{max,Bügel} = 1,4$.

Der Bemessungsansatz nach Gl. (25) ermöglicht die Berücksichtigung höherer Durchstanzwiderstände beim Einsatz von Durchstanzbewehrungen mit optimierter Endverankerung. Die Erhöhungsfaktoren sind dann in bauaufsichtlichen Zulassungen festzulegen. Für Doppelkopfbolzen, welche als Durchstanzbewehrung in Ortbetondecken weite Anwendung finden und auch in Elementdecken zur Anwendung kommen, wurde ein Erhöhungsfaktor von $\alpha_{max,DKB} = 1,96$ festgelegt [126, 127]. Erhöhungsfaktoren für verschiedene Gitterträger als Durchstanzbewehrung finden sich in den folgenden Abschnitten.

Bügel als Durchstanzbewehrung nach Eurocode 2 [22, 23] werden nach Gl. (26) nachgewiesen. Danach ist in den Bewehrungsreihen nur der Querkraftanteil durch Schubbewehrung abzudecken, welcher 75% des Betontraganteils übersteigt. Im deutschen Anhang zum Eurocode 2 wurde festgelegt, dass die erforderliche Durchstanzbewehrung nach Gl. (26) in der ersten Bewehrungsreihe mit dem Faktor 2,5 und die der zweiten Reihe mit dem Faktor 1,4 erhöht werden muss. Nur die Berücksichtigung dieser Faktoren sichert nach DAFStb-Heft 600 [95] eine ausreichende Stahltragfähigkeit beim Durchstanzen, wie Auswertungen in [128] belegen.

$$V_{Rd,cs} = 0,75 \cdot V_{Rd,c} + 1,5 \cdot (d/s_T) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin \alpha / (u_1 \cdot d) \quad (26)$$

$V_{Rd,cs}$ Bemessungswert der Durchstanztragfähigkeit mit Durchstanzbewehrung

$f_{ywd,ef}$ wirksamer Bemessungswert der Streckgrenze der Durchstanzbewehrung

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$$

A_{sw} Querschnitt der Schubbewehrung einer Bewehrungsreihe

Die erste Bewehrungsreihe liegt in einer Entfernung von $0,3 d$ bis $0,5 d$ von der Stütze entfernt. Die weiter entfernten Reihen haben einen maximalen Abstand von $0,75 d$. Nach DAFStb-Heft 600 [95] sind Abweichungen von der Solllage bis $\pm 0,2 d$ zulässig.

Die vorgenannten Regelungen gelten für Durchstanzbewehrungen nach Eurocode 2. Für bauaufsichtlich zugelassene Durchstanzsysteme wie Gitterträger gelten die Regelungen der Zulassungen entsprechend den folgenden Abschnitten.

3.2.5.2 Erste Durchstanzversuche an Elementdecken

Elementdecken werden unter Verwendung von unterschiedlichen Durchstanzbewehrungen auch direkt im Durchstanzbereich von Flachdecken eingesetzt. Erste Durchstanzversuche hierzu an Elementdecken wurden bereits 1996 durchgeführt [129]. Platten ohne Durchstanzbewehrung, mit Schubgitterträgern als Durchstanzbewehrung sowie mit Doppelkopfbolzen als Durchstanzbewehrung zeigten Bruchbilder und -lasten, wie sie auch bei entsprechenden Ortbetonplatten zu erwarten gewesen wären. Dabei führte der Einsatz von Schubgitterträgern nach Bild 17 zu einer Lasterhöhung von ca. 30% gegenüber schubunbewehrten Platten, was dem damaligen Bemessungsansatz der DIN 1045:1988 [19] für Bügel als Durchstanzbewehrung entsprach. In diesen Versuchen reichten die Schubgitterträger bis in die obere Lage entsprechend Bild 83c. Die Verbundfuge zwischen Fertigteilplatte und Aufbeton sowie die Elementfugen, welche bei einer Breite von $3,5$ cm zusammen mit der Ortbetonenschicht ausbetoniert wurden, waren nicht Bruch auslösend und hatten somit keinen Einfluss auf die Traglasten.

Weitere Bauteilversuche wurden 2003 mit einer speziell für die Anwendung in Elementdecken konzipierten Durchstanzbewehrung durchgeführt. Diese Filigran-Durchstanzbewehrung (FDB) (Bilder 95 und 96) wurde parallel zu Standardgitterträgern und jeweils parallel zueinander eingebaut. Die Wirksamkeit der in die Lage der Biegezugbewehrung eingreifenden Verankerung ist in Bauteilversuchen an 18 cm bis 25 cm dicken Platten und Vergleichsrechnung nachgewiesen worden [130]. Auswertungen dieser Versuche auf der Grundlage der DIN 1045-1 wurden in [131] vorgestellt. Gegenüber Platten ohne Durchstanzbewehrung nach DIN 1045-1 [20] ergaben sich danach Lasterhöhungen von 79% bis 83%.

In den Durchstanzversuchen [130] liefen vier Stoßfugen zwischen den Fertigteilplatten auf die Stütze zu. Diese Fugen waren 3 cm breit und wurden zusammen mit dem Aufbeton ausbetoniert. Die Oberfläche der vorgefertigten Fertigteilplatte wurde rütelrau belassen. Eine Initiierung des Bruches durch

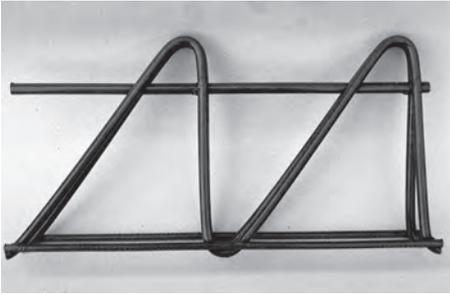


Bild 95. Filigran-Durchstanzbewehrung (FDB) nach [132]



Bild 96. Schnittbild eines Versuchskörpers nach einem Durchstanzversagen [130]

diese Stoßfugen oder durch die Verbundfuge war nicht erkennbar. Die Schnittbilder der Versuchskörper nach dem Versuch (Bild 96) zeigen zwar Betonschädigungen in der Druckzone, aber die Verbundfuge selbst zeigte kein Versagen.

Häusler [133] führte 2009 weitere Durchstanzversuche an Elementdecken durch. Es wurden sechs Versuche an Platten mit Innenstütze und ein Versuch mit Randstütze durchgeführt. Getestet wurden als Durchstanzbewehrung verstärkte Schubgitterträger mit 6 mm Untergurt, 8 mm Diagonale und 10 mm Obergurt und ein weiterentwickelter Durchstanzgitterträger (KTP) [38] (vgl. Tabelle 1, Zeile 9). Die Durchstanzbewehrungen wurden parallel zueinander eingebaut. In diesen Versuchen wurden im Durchstanzbereich zwischen den Fertigteilplatten 4 cm breite Fugen gelassen, welche zusammen mit dem Aufbeton ausbetoniert wurden. Es zeigte sich kein Versagen dieser Druckfugen und kein Versagen der Verbundfuge zwischen unbehandelten Fertigteiloberfläche und dem Aufbeton. Die Durchstanzlasten lagen nach Auswertung in [133] um den

Faktor 1,70 bis 2,34 bei einem Mittelwert von 1,84 höher als der Durchstanzwiderstand von Platten ohne Durchstanzbewehrung nach der damals zugrunde gelegten Bemessungsnorm DIN 1045-1:2001 [20].

Die Versuche belegen die Verwendbarkeit von Elementdecken auch direkt im Durchstanzbereich von Flachdecken. Zudem zeigen sie den Einfluss der unterschiedlichen konstruktiven Ausbildung der Durchstanzbewehrung und insbesondere der Steifigkeit der Verankerungselemente auf den Durchstanzwiderstand der Flachdecke [134]. Aktuelle Zulassungen für verschiedene Durchstanzsysteme bestätigen dies durch unterschiedlich hohe Lasterhöhungsfaktoren.

3.2.5.3 Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II

Versuche

Die Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II [39] ist eine Weiterentwicklung spezieller Gitterträger. Die gerippten Diagonalstreben sind in Längsrichtung der Elemente abwechselnd annähernd senkrecht bzw. leicht geneigt und deutlich geneigt angeordnet (Bild 97). Die tragenden Streben mit Nenndurchmesser 9 mm sind mittels Widerstandsschweißung mit den Gurten verbunden und dadurch schlupfarm verankert. In der Biegedruckzone reichen die Streben ca. 8 mm unter den Untergurt. Die Biegezugbewehrung kann auf den Obergurten der Gitterträger gestapelt werden. Zur Verbesserung der Verankerung werden die Diagonalstreben mit einem festzulegenden Maß über den Obergurt hinaus geführt. Der Überstand am Obergurt ist mindestens so hoch wie die Dicke der oberen Biegezugbewehrung zu wählen. Bereits frühere Durchstanzversuche (s. Abschnitt 3.2.5.2) belegten die hohe Wirksamkeit und Traglaststeigerung gut verankerter und zur Stütze hin geneigter Durchstanzbewehrungselemente. Bei ausreichender Querkraftbewehrungsmenge verliefen die inneren Schubrisse in Versuchen ausgehend von Biegerissen jedoch zum Teil sehr steil in Richtung der Stütze und kreuzten die Durchstanzbewehrung unter einem flachen Winkel im Bereich der oberen Schlaufe (vgl. Bild 96). Verbesserung bringt eine stützennahe Anordnung der Bewehrungselemente in Kombination mit einer zusätzlichen Neigung der Streben (Bild 97) in Richtung der Stütze. Durchstanzversuche [135] mit diesem System sollen zum Verständnis der Anwendungsbedingungen hier erläutert werden.

Grundlage des Versuchsprogramms war eine europäisch abgestimmte Prüf- und Beurteilungsrichtlinie [136]. Tabelle 31 zeigt die Versuchsparameter für die symmetrisch belasteten Innenstützen. Die Versuche Nr. 1 bis 5 dienen der Herleitung des α_{\max} -Wertes zur Ermittlung der Maximaltragfähigkeit nach Gl. (25). Mit Versuch Nr. 6 sollte das Be-

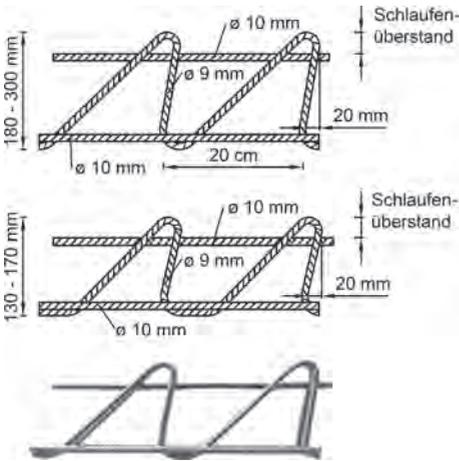


Bild 97. Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II [39]

messungskonzept zur Stahltragfähigkeit überprüft werden. Es wurden entsprechend dem angestrebten Anwendungsbereich 18 cm bis 36 cm dicke Platten mit Betonfestigkeitsklassen von C20/25 bis C50/60 geprüft. Die Anordnung der Elementfugen variierte, um den zulässigen Anwendungsbereich als

Elementdecke zu überprüfen. Bis an die Stütze verliefen zwei bzw. vier Stoßfugen zwischen den Fertigteilplatten. Zusätzlich wurde der Abstand der Fertigteilplatten zum Stützenrand zwischen +2 cm und -1 cm gewählt, d. h. in einem Fall wurde die Fertigteilplatte 1 cm auf die Stütze gelegt. Die statische Höhe der Platten lag zwischen $d = 14,5$ cm und $d = 29,5$ cm. Bei Stützenbreiten von $c = 24$ cm bis $c = 30$ cm variierten die bezogenen Stützenumfänge der im Querschnitt quadratischen Stützen zwischen $u_0/d = 4,0$ und $u_0/d = 8,0$.

Die Durchmesser der Biegezugbewehrung betragen zwischen 15 mm und 26,5 mm. Durch unterschiedliche Durchmesser und Lagenanzahl der Biegezugbewehrung variierte die Dicke der oberen Längsbewehrungslage zwischen 3 cm und 6 cm. In gleichem Maße wurden jeweils auch die Schlaufenüberstände am Obergurt der Durchstanzbewehrung (Bild 97) gewählt. Der Biegebewehrungsgrad lag in einem Bereich von $\rho_1 = 0,7\%$ bis $\rho_1 = 1,5\%$.

Die Schubslankheit λ der Versuchskörper, d. h. der Abstand der Lasteinleitungsfläche von der Stütze zur Nutzhöhe der Platte, betrug zwischen 3,6 und 7,4. Da große Slankheiten tendenziell zu geringen Durchstanzlasten führen, liegt die Auswertung gegenüber Versuchen mit geringerer Slankheit auf der sicheren Seite. Bei Innenstützen entsprechen die geprüften Slankheiten etwa Verhältnissen von Spannweite zur statischen Höhe von $l/d = 18$ bis

Tabelle 31. Durchstanzversuche [135] mit Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II [39]

Nr.	Typ	Abmessung					Abreißbewehrung	Biegezugbewehrung			Plattenanordnung	
		h	d	c	u_0/d	λ		d_s	s	ρ_1	Anzahl Stoßfugen	Abstand zur Stütze
	1)	mm	mm	mm			mm	mm	cm	%		cm
1	FDB II 14/3	180	145	240	6,6	7,4	2 Ø 16	15	12,5	0,97	2	- 1
2	FDB II 14/3	180	150	300	8,0	7,0	2 Ø 16	15	8	1,47	4	+ 2
3	FDB II 21/3	260	209	300	5,7	5,0	3 Ø 16	15	12	0,70	2	+ 2
4	FDB II 30/5	360	295	295	4,0	3,6		15	20/ 10 ²⁾	0,80	4	0
5	FDB II 30/6	360	295	300	4,1	3,6	3 Ø 25	26,5	17,5	1,07	2	+ 1
6	FDB II 21/4	260	210	300	5,7	5,0	3 Ø 16	20	10	1,50	2	+ 2

c Seitenlänge des quadratischen Stützenquerschnittes
 u_0/d bezogener Stützenumfang

λ Schubslankheit

Abreißbewehrung auf den Fertigteilplatten je Richtung

d_s Durchmesser der Biegezugbewehrung

s Stababstände der Biegezugbewehrung

ρ_1 Längsbewehrungsgrad

1) Gesamthöhe [cm] / Schlaufenüberstand am Obergurt [cm]

2) in zwei Lagen

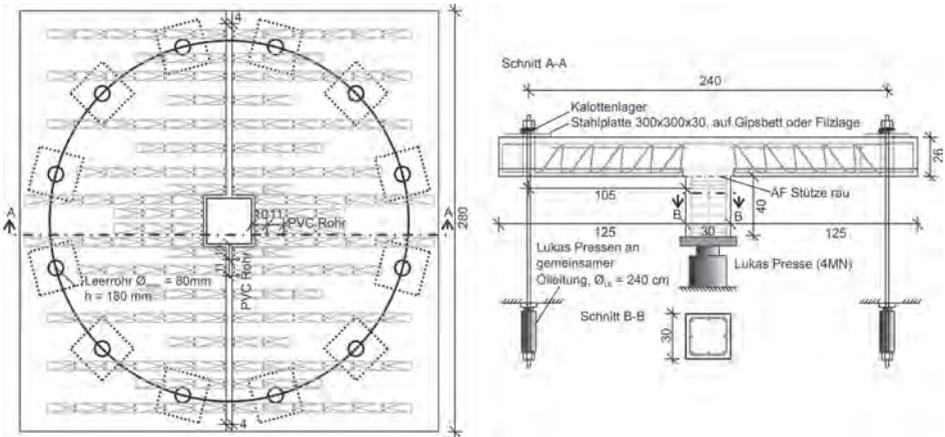


Bild 98. Versuchskörper mit Belastungspunkten und Versuchsaufbau [135]

$1/d = 37$ und decken damit den baupraktischen Bereich weitgehend ab.

Die quadratischen Platten hatten eine Seitenlänge von 280 cm und wurden aus 5 cm dicken Fertigteilplatten und einer Aufbetonschicht hergestellt. Je nach Fugenanordnung (vgl. Tabelle 31) wurden zwei oder vier Fertigteilplatten erstellt. Die Oberflächen dieser Fertigteilplatten blieben nach der Betonage unbehandelt. Nach dem Sandflächenverfahren wurden mit Ausnahme von Versuch Nr. 2 Rauigkeitswerte von $R_t = 0,7$ mm bis $R_t = 1,0$ mm ermittelt. Für Versuch Nr. 2 ergab sich ein abweichender Wert von $R_t = 2,6$ mm, obwohl auch hier keine Oberflächenbehandlung erfolgte. Mit Ausnahme dieses Versuchskörpers wiesen alle Verbundfugen eine Rauigkeit kleiner als 1,5 mm auf und sind damit nach [23] als glatt einzustufen. Alle Betone der

Fertigteilplatten und der Aufbetonschicht wurden mit einem Größtkorn von 16 mm hergestellt.

Die obere Biegezugbewehrung bestand aus geripptem Spannstahlstäben mit einer Nennstreckgrenze von 900 N/mm^2 für $\varnothing 15$ mm und $\varnothing 20$ mm bzw. von 950 N/mm^2 für $\varnothing 26,5$ mm. Der Einsatz der höherfesten Spannstahlstäbe war erforderlich, um ein Biegeversagen auch bei geringen Längsbewehrungsgraden zu vermeiden. Die Abreißbewehrung (vgl. Tabelle 31) wurde auf den Fertigteilplatten verlegt.

In einer Entfernung von 1,2 m von der Stützenachse waren kreisförmig 12 Abspannungen zur Lasteinleitung in der Platte angeordnet (Bild 98). Diese Abspannungen leiteten über Hohlkolbenzylinder die Lasten in den Hallenboden ab. Zur Sicherstellung jeweils gleicher Abspannkkräfte waren die zwölf Zylinder in einem geschlossenen Kreislauf gekoppelt. In allen Versuchen wurde die Belastung zunächst bis zur planmäßigen Gebrauchslast gesteigert und 10 Lastwechsel zwischen diesem Niveau und 50% dieser Last gefahren. Das Niveau dieser Gebrauchslast entsprach der durch $\gamma = 2,1$ dividierten erwarteten Höchstlast. Anschließend wurde die Last in Stufen gesteigert, um auf diesen Stufen Rissbilder zu dokumentieren.

In allen Versuchen wurde ein duktiler Bruchverhalten beobachtet, wie die Kraft-Durchbiegungskurven in Bild 99 belegen. Höchstlasten zur Ermittlung der Maximaltragfähigkeit wurden bei Durchbiegungen von 25 mm bis 63 mm erreicht (Tabelle 32). Auf dem Niveau der Höchstlast waren ausgeprägte plastische Verformungen festzustellen. Nach Überschreiten der Durchbiegung bei Höchstlast erfolgte außer im Versuch 4 eine Entlastung der Versuchs-

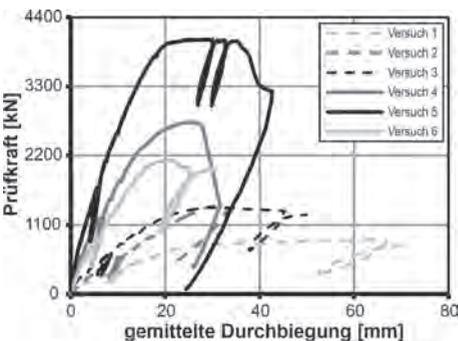


Bild 99. Last-Durchbiegungskurven der Durchstanzversuche mit FDB II [135]

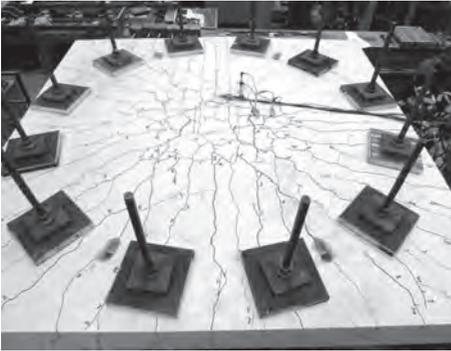


Bild 100. Rissbild der Plattenoberseite nach dem Versuch Nr. 3, Tabelle 31 [135]

platte mit anschließender Wiederbelastung. Hierbei wurden Lasten von etwa 90% der Höchstlast erreicht, ohne dass ein schlagartiges Versagen beobachtet wurde.

In Bild 100 ist ein Rissbild einer Plattenoberseite nach Versuchsende dargestellt. Wie für Durchstanzversuche an Innenstützen üblich, entstanden zuerst radiale Biegerisse und mit weiter zunehmender Belastung kamen tangentielle Risse hinzu. Nach den Belastungsversuchen wurden die Platten in der Ebene der Stützseitenflächen durchgesägt, um die innere Rissbildung zu bewerten. Bild 101 zeigt beispielhaft das Schnittbild von Versuch Nr. 6 mit Plattendicke von 260 mm. Im Sägeschnitt parallel zu den Gitterträgern verlaufen die Risse vergleichsweise flach. Entlang der Untergurtstäbe der Gitterträger ist eine Ablösung der Betondeckung zu erkennen und im Bereich um die Stütze ist der Beton zerstört, was in der Endphase des Versuchs auftrat. Der Sä-

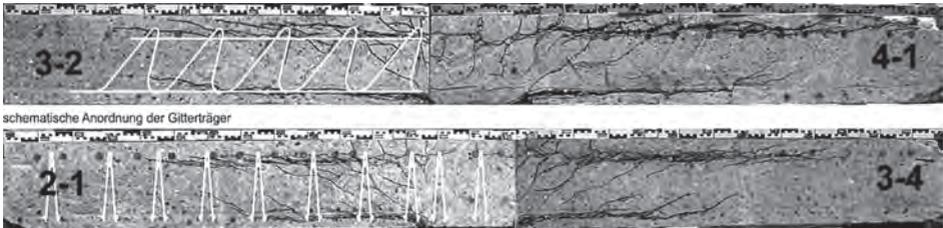


Bild 101. Rissbild im Sägeschnitt von Versuch Nr. 6, Tabelle 31 [135]

Tabelle 32. Ergebnisse der Durchstanzversuche [135] mit Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II [39]

Nr.	Ziel	Betonfestigkeit		Bruchzustand		$\alpha_{\max,j}$	$V_u / (\alpha_{\max, FDBII} \cdot V_{Rk,c})$
		$f_{c,m}^A$ N/mm ²	$f_{c,m}^F$ N/mm ²	s_{\max} mm	V_u kN		
1	$V_{Rd,\max}$	26,0	19,0	63,2	896	2,22	1,06
2	$V_{Rd,\max}$	44,5	52,2	29,4	1461	2,25	1,08
3	$V_{Rd,\max}$	21,9	22,7	32,7	1428	2,16	1,03
4	$V_{Rd,\max}$	22,3	25,6	25,7	2796	2,42	1,16
5	$V_{Rd,\max}$	48,2	45,6	42,6	4121	2,40	1,15
6	$V_{Rd,sy}$	45,6	48,1	20,8	2167	1,90	0,91
				Mittelwert (Nr. 1–5):		2,29	1,09
				Variationskoeffizient:		0,05	0,05
				5%-Quantile:		2,09	1,00

A Aufbeton
 V_u Höchstlast inkl. Eigengewicht
 $\alpha_{\max,j}$ Verhältnis V_u zur rechnerischen Tragfähigkeit $V_{Rk,c}$

F Fertigteilplatte
 s_{\max} gemittelte Durchbiegung bei Höchstlast

geschnitten senkrecht zu den Gitterträgern weist ein feiner verteiltes Rissbild auf. Es sind sowohl steile als auch geringfügig flachere Rissneigungen erkennbar, die von der Lage der Biegezugbewehrung ausgehen. Ein Riss in der Verbundfuge zwischen Fertigteilplatte und Aufbetonschicht konnte nicht beobachtet werden.

Die Bruchlasten und zugehörigen Durchbiegungen aller Versuche sowie die Betondruckfestigkeiten zum Versuchszeitpunkt sind in Tabelle 32 zusammengestellt. Anhand der durchgeführten Messungen und Rissbilder können die Versuche 1 bis 5 als Maximaltragfähigkeitsversuche eingestuft werden.

Die Auswertung der Versuche zur Maximaltragfähigkeit erfolgte auf der Grundlage der Beurteilungsrichtlinie [136]. Der rechnerische Widerstand $V_{Rk,c}$ der Platte ohne Durchstanzbewehrung wurde unter Ansatz einer charakteristischen Betondruckfestigkeit von $f_{ck} = f_{cm} - 4$ MPa ermittelt. Dieser Vorhaltenwert von 4 MPa wurde auch bei der Auswertung von Durchstanzversuchen mit Bügeln [128] angesetzt, welche als Grundlage für die Regelungen im Eurocode 2 und Nationalem Anhang [23] diente. Hieraus errechnen sich die Verhältniswerte $\alpha_{max,j} = V_u / V_{Rk,c}$ nach Tabelle 32. Der Mittelwert aus den fünf Versuchen zur Maximaltragfähigkeit errechnet sich danach zu $\alpha_{max,Mittel} = 2,29$ und der Quantilwert zu $\alpha_{max,5\%} = 2,09$. Diese Auswertung wurde mit den Betondruckfestigkeiten der Aufbetonschicht durchgeführt. Dieses entspricht den Untersuchungsergebnissen und Auswertungen in [133], wonach der Durchstanzwiderstand maßgeblich von der Festigkeit des Aufbetons bestimmt wird. Für die Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II wurde in der Zulassung [39] folgender Erhöhungsbeiwert festgelegt:

$$\alpha_{max,FDBII} = 2,09$$

Die einzelnen Erhöhungsfaktoren zeigen nach [135] keine Abhängigkeit von den variierten Parametern. Danach ist das Bemessungskonzept nach den Gln. (24) und (25) für das untersuchte System anwendbar.

Neben den Versuchen zur Bestimmung der Maximaltragfähigkeit wurde im Versuch Nr. 6 das Bemessungskonzept im Hinblick auf ein Stahlversagen überprüft. Nach dem Bemessungskonzept des Aufhängefachwerks ist in dem Bereich unmittelbar vor der Stütze die gesamte Deckenquerkraft von der Durchstanzbewehrung aufzunehmen. Der stützen-nahe Bereich „C“, in dem diese Aufhängebewehrung angeordnet werden muss, wurde in der Zulassung [39] in Angleichung an Regelungen für andere europäisch zugelassene Durchstanzsysteme bis zu einer Entfernung von 1,125 d von der Stütze definiert. In Versuch Nr. 6 betrug die charakteristische Stahltragfähigkeit der anrechenbaren Diagonalen im Bereich C $V_{yk} = 2093$ kN. Dieser Widerstand entspricht 97 % der erreichten Bruchlast bzw. einem

Verhältnis von $V_{yk}/V_u = 0,97$ und bestätigt den Bemessungsansatz zum Nachweis der Stahltragfähigkeit.

Bemessung

Für die Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II wurden in der Zulassung [39] die Bemessungs- und Anwendungsregelungen festgelegt. Zusätzlich zur Maximaltragfähigkeit ist die Stahltragfähigkeit der Diagonalen als Durchstanzbewehrung nachzuweisen. Im Unterschied zur Bemessung von Bügeln als Durchstanzbewehrung darf hierbei kein Betontraganteil berücksichtigt werden, d. h. die gesamte Stützenlast muss durch die Bewehrung aufgenommen werden. Im Bereich C (s. Bild 102) ist die gesamte Deckenquerkraft von den anrechenbaren Gitterträgerstäben aufzunehmen. Bei der Ermittlung der Stahltragfähigkeit dürfen alle annähernd senkrechten Stäbe sowie die stark geneigten Stäbe der direkt auf die Stütze (Lasteinleitungsfläche) zulaufenden Elemente angerechnet werden. Die Lage der einzelnen Stäbe im Grundriss wird ihrem jeweiligen Schwerpunkt zugeordnet. Die anrechenbaren Stäbe sowie deren Lage sind in Bild 102 durch + und ○ gekennzeichnet. Die Stäbe werden mit ihrer senkrecht zur Plattenebene wirkenden Komponente angerechnet. Für den Nachweis der Stahltragfähigkeit im Bereich C gilt Gl. (27). Mit dem Faktor η ist die Durchstanzbewehrung bei hoher einwirkender Belastung zu erhöhen.

$$\beta \cdot V_{Ed} \leq V_{Rd,sy} = f_{yk} / (\gamma_S \cdot \eta) \sum (A_{sy} \cdot \sin \alpha_i) \quad (27)$$

mit

- A_{sy} Querschnittsfläche eines einzelnen Stabes (63,6 mm²)
 - f_{yk} charakteristische Streckgrenze der Stäbe (500 N/mm²)
 - γ_S Teilsicherheitsbeiwert für Stahl (empfohlener Wert $\gamma_S = 1,15$)
 - α_i Neigungswinkel des einzelnen Stabes bezogen auf die Plattenebene
 - η Erhöhungsfaktor für die Bewehrungsermittlung
 - $\eta = 1,0$ für $V_{Ed}/V_{Rd,c} \leq 1,80$
 - $\eta = 1,5$ für $V_{Ed}/V_{Rd,c} = 2,09$
- Zwischenwerte dürfen interpoliert werden.

Der Bereich D bezeichnet den durchstanzbewehrten Bereich außerhalb C (Bild 102). Hier ist die erforderliche Bewehrung in Kreisringen mit einer Breite von maximal 0,75 d für 50 % der Stützenlast nachzuweisen. Für diesen Nachweis gilt Gl. (28):

$$0,5 \beta \cdot V_{Ed} \cdot (s / 0,75 d) \leq V_{Rd,sy} \quad (28)$$

s Breite des gedachten Kreisrings im Bereich D mit $s \leq 0,75 d$

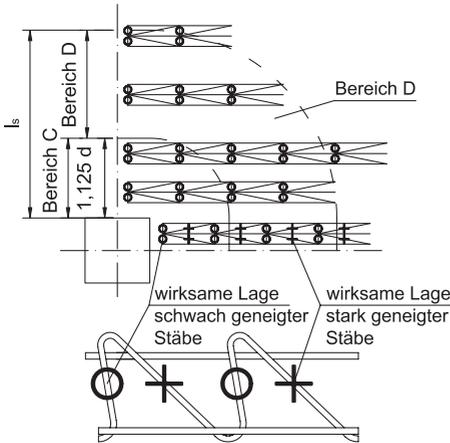


Bild 102. Lage der anrechenbaren Diagonalstäbe [39] im Grundriss zur Bestimmung der Stahltragfähigkeit

Die erforderliche Größe des durchstanzbewehrten Bereiches bzw. die erforderliche Länge l_s von der Stütze bis zum äußersten anrechenbaren Stab ergibt sich aus dem Nachweis am äußeren Rundschnitt u_{out} . In einer maximalen Entfernung von $1,5 d$ vom Bereich mit Durchstanzbewehrung ist die Querkrafttragfähigkeit der Platte ohne Querkraftbewehrung nachzuweisen. Hierfür gilt das Format der Gl. (24). Jedoch gilt analog zur Schubtragfähigkeit von Platten mit Linienlagerung nach Eurocode 2 ein reduzierter Beiwert von $C_{Rd,c} = 0,15/\gamma_c$. Dieser Wert wird auch in der europäischen technischen Zulassung (ETA) [39] empfohlen, kann aber auf der Grundlage der ETA auch den jeweiligen nationalen Regelungen entnommen werden.

Konstruktion

Für die Abstände der Bewehrungselemente von der Stütze, die Achsabstände untereinander und die Abstände in Umfangrichtung gelten Maximalabstände, die als Vielfaches der statischen Höhe festgelegt wurden (Bild 103). Die stützennahe Anordnung der Elemente mit einem maximalen Abstand von $0,35 d$ soll die Erfassung auch steiler Durchstanzrisse durch Bewehrungsstäbe sicherstellen. Die Maximalabstände untereinander stellen sicher, dass mögliche Durchstanzrisse nicht zwischen den Bewehrungselementen verlaufen, ohne dies zu treffen. Insbesondere die Maximalabstände in Umfangrichtung stellen darüber hinaus eine Bewehrungsverteilung für eine ausreichende Lastverteilung auf mehrere Bewehrungselemente sicher. Bild 103 zeigt zusätzlich Standardgitterträger, welche nicht als Durchstanzbewehrung angerechnet werden aber die Montagesicherheit der Fertigteilplatte sicherstellen und als Verbundbewehrung angerechnet werden

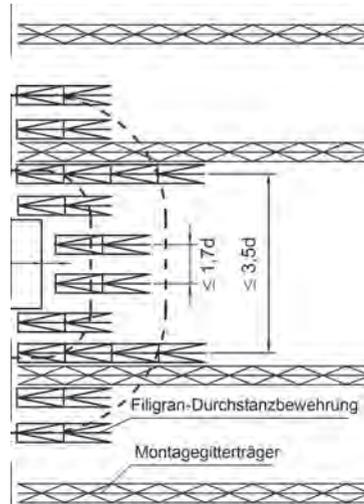


Bild 103. Anordnung der Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II [39] und der Montagegitterträger

können. Die Anordnung dieser Montageträger bietet sich zwischen dem zweiten und dritten Bewehrungselement neben der Stütze an.

Die obere Biegezugbewehrung darf komplett auf den Obergurten der Durchstanzbewehrung abgelegt werden (Bild 104). Der Schlaufenüberstand über dem Obergurt muss mindestens der Gesamtdicke der auf dem Obergurt angeordneten Bewehrungslagen entsprechen. Der Mindestüberstand beträgt 20 mm , der Maximalwert 60 mm . Die obere Biegezugbewehrung darf in mehreren Lagen aufgebaut sein. Der maximale Stabdurchmesser beträgt nach Zulassung 25 mm . Diese Begrenzung resultiert aus den Parametern der durchgeführten Versuche (Tabelle 31).



Bild 104. Obere Biegezugbewehrung auf den Obergurten der Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II



Bild 105. Elementfugen zur Ausführung als Druckfuge

Soll im Durchstanzbereich bzw. im Bereich negativer Momente die Gesamtdeckenstärke angesetzt werden, so sind nach Zulassung [39] die Fugen zwischen Fertigteilplatten in diesen Bereichen mindestens 40 mm breit auszuführen und zusammen mit dem Aufbeton zu füllen. In den Durchstanzversuchen kamen Betone mit Größtkorn 16 mm zum Einsatz. Bei Einsatz von Betonen mit größerem Korn sollten breitere Fugen eingeplant werden. Die Regelungen zu den Fugen zwischen den Fertigteilplatten waren bereits in früheren Zulassungen anderer Systeme [132] enthalten. Die Bilder 105 bis 107 zeigen frühe Ausführungen solcher Fugen.

In früheren Durchstanzversuchen [130, 131, 133] wurden die Fertigteilplatten mit unterschiedlichen Abständen zur Stützenskante von 35 mm, 30 mm bzw. 20 mm angeordnet. In Versuchen mit der Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II wurde dieser Abstand gezielt variiert. Ausgehend von einer angestrebten Lage direkt an der Stütze (Abstand 0 cm) wurde ein Toleranzbereich von +2 cm bis -1 cm abgeprüft (s. Tabelle 31). Die Durchstanzwiderstände waren nach *Siburg* [135] unabhängig vom Abstand der Fertigteilplatte von der Stütze. Zusätzliche Untersuchungen [137] belegen die Unempfindlich-



Bild 107. Stützenbereich einer Elementdecke mit noch offener Druckfuge



Bild 106. Abgeschaltete Druckfugen einer Elementdecke

keit des Durchstanzsystems gegenüber Montagegenauigkeiten. Ein geringfügiges Eindringen der vorbetonierten Stütze von etwa 2 cm in die Decke bei gleichzeitigem Heranführen der Platten an die Stütze (Abstand null) zeigte keine Abminderung des Durchstanzwiderstandes gegenüber einem Vergleichsversuch mit einem Abstand der Platte zur Stütze von 2 cm ohne Eindringen der Stütze in die Platte. Der ermittelte Erhöhungsfaktor lag mit $\alpha_{\max,i} = 2,20$ über dem Quantilwert von $\alpha_{\max,5\%} = 2,09$ der Versuche ohne Stützeindringung (vgl. Bild 108).

Die europäische technische Zulassung [39] erlaubt einen Abstand der Fertigteilplatten vom Stützenrand von 4 cm bis -1 cm, d. h. auch ein geringfügiges Auflegen der Platte auf die Stütze ist erlaubt. Für die praktische Anwendung ist ein direktes Heranführen der Platte an die Stütze sinnvoll, um auf eine zusätzliche Abschaltung zu verzichten. Die Oberkante der vorbetonierten Stütze soll nach [39] nicht über der Deckenunterkante liegen.

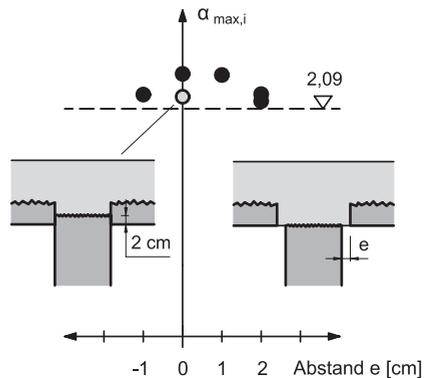


Bild 108. Erhöhungsfaktoren [135, 137] der Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II [39] abhängig vom Plattenabstand zur Stütze

3.2.5.4 Durchstanzsysteme in Elementdecken

Durchstanzsysteme unterscheiden sich durch Geometrie und Konstruktion [138]. Je nach Ausführung ist die Effektivität bei der Steigerung des Durchstanzwiderstandes unterschiedlich. Dieses gilt auch für unterschiedliche Gitterträger als Durchstanzbewehrung.

In [130, 131, 133, 135, 137] sind insgesamt 19 Durchstanzversuche mit unterschiedlichen Gitterträgern in Elementplatten, d. h. in Bauteilen mit horizontaler Verbundfuge zwischen zwei Betonierschichten sowie Stoßfugen zwischen vorgefertigten Platten, dokumentiert. Die Stoßfugen zwischen den Fertigteilplatten waren in diesen Versuchen zwischen 3,5 cm und 4 cm breit und wurden zusammen mit dem Aufbeton ausbetoniert. Die Verbundfuge zwischen Fertigteilplatte und Aufbeton sowie die Stoßfugen waren nicht bruchauslösend und hatten somit keinen Einfluss auf den Durchstanzwiderstand der Platten. Die eingesetzte Durchstanzbewehrung wirkte auch als Verbundbewehrung.

In allen Versuchen erfolgte die Anordnung der Durchstanzbewehrung in Form kurzer linearer Elemente im Bereich der Unterstützungen parallel zueinander. Die Streben der Bewehrungselemente wurden zur Stütze hin aufsteigend angeordnet. Die parallele Anordnung gewährleistet einen einfachen Einbau auch in Fertigteilplatten mit durchgehenden Gitterträgern. Das Nachweisformat für Gitterträger als Durchstanzbewehrung entspricht prinzipiell dem nach Eurocode 2, jedoch weisen die verschiedenen Zulassungen Unterschiede hierzu auf. Anhand der Bilder 109 und 110 sollen als Durchstanzbewehrung zugelassene Gitterträger erläutert werden.

Für Schubgitterträger nach Bild 109a gilt nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen [33, 34] auch das Nachweisformat nach Gl. (25). Der Erhöhungsfaktor ist mit $\alpha_{\max} = 1,2$ jedoch geringer als jener für Bügel. Diese konservativ festgelegte Erhöhung begründet sich auch durch die wenigen Versuche [131] in denen zudem die Obergrenze aufgrund begrenzter Stahltragfähigkeit nicht hinlänglich abgeprüft wurde.

Der Nachweis der Stahltragfähigkeit bei Einsatz der Schubgitterträger erfolgt analog den Regelungen nach Eurocode 2, jedoch mit einigen Modifikationen. Nach Zulassungen [33, 34] wird die zulässige Abweichung der anrechenbaren Stäbe von der Soll-lage der Bemessungsringe $\pm 0,375 d$ so weit gefasst, dass bei maximalem Abstand der Kreisringe von $0,75d$ aneinander grenzende Kreisringflächen entstehen. Dadurch werden alle entsprechend ihrer Neigung wirksamen Streben anrechenbar. Dieser Ansatz war notwendig, da aufgrund der parallelen Anordnung der Bewehrungselemente in Kombination mit einem festen Abstand der Streben von 20 cm

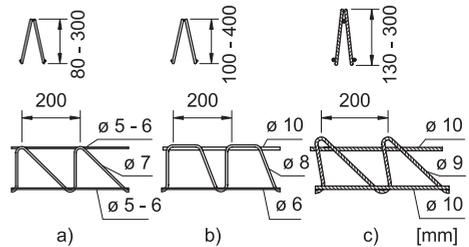


Bild 109. Zugelassene Gitterträger als Durchstanzbewehrung

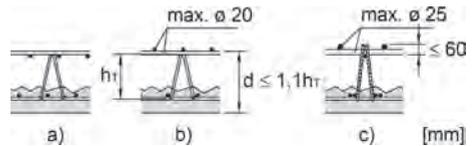


Bild 110. Anordnung der Biegezugbewehrung am Oberrand der Gitterträger als Durchstanzbewehrung

die engen Toleranzen wie für Bügel nicht einhaltbar waren. Andererseits zeigten im Versuch gemessene Dehnungen der Gitterträger, dass auch Streben außerhalb der nach Norm definierten Kreisringe sich am Lastabtrag beteiligen.

Anders als nach Gl. (26) ist nach den Zulassungen [33, 34] nur der Querkraftanteil durch Bewehrung abzudecken, welcher den Betontraganteil überschreitet. Anrechenbar sind allerdings auch nur die annähernd senkrechten Streben und die geneigten Streben derjenigen Bewehrungselemente, deren verlängerte Achse in der Aufsicht durch den Stützenquerschnitt verläuft. Diese geneigten Stäbe werden mit dem Faktor $1,3 \cdot \sin \alpha$ berücksichtigt. Die annähernd senkrechten Streben sind bei üblichen Plattendicken mit statischer Höhe unter 40 cm mit dem Abminderungsfaktor $\kappa_S = 0,7$ zu berücksichtigen.

Für die Anordnung der oberen Biegezugbewehrung gilt bei Einsatz dieser Durchstanzbewehrung, dass nur Bewehrungsstäbe einer Richtung oberhalb der Gitterträgerobergurte liegen dürfen. Stäbe der zweiten Richtung müssen auf gleicher Höhe wie die Gurte oder darunter liegen (Bild 110a). Die Regelung gilt am Untergurt sinngemäß.

Auch für Sonderträger nach Bild 109b nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung [38] gilt das Nachweisformat nach Gl. (25). Die zugelassene maximale Lasterhöhung von 50% übertrifft jene für Bügel nach Eurocode 2. Nach Zulassung [38] sind die ersten Stäbe in einem Abstand von $0,35 d$ bis $0,5 d$ von der Stütze anzuordnen. Für den ersten Nachweisschnitt in einer Entfernung von $1,0 d$ vom

Tabelle 33. Anwendungsbedingungen für unterschiedliche Gitterträger als Durchstanzbewehrungen im Vergleich zu Bügeln und Doppelkopfbolzen

System	Regelung	Erhöhungsfaktor α_{\max}	Betontraganteil ¹⁾	Mindestplattendicke	maximale Trägerhöhe h_T	Abstand 1. Stab vom Stützenrand	Mögliche Anordnung der Biegezugbewehrung auf dem Obergurt
Schubträger	[33, 34]	1,2	$1,0 V_{Rd,c}$	200 mm	300 mm	0,3 d – 0,5 d	Bewehrung einer Richtung
Bügel	[23]	1,4	$0,75 V_{Rd,c}$	200 mm	–	0,3 d – 0,5 d	Bügel müssen mind. 50 % der Längsbewehrung umschließen
Durchstanzgitterträger	[38]	1,5	$\sim 0,5 V_{Rd,c}$ ²⁾	180 mm	400 mm	0,35 d – 0,5 d	Bewehrung einer Richtung oder beider Richtungen für max \varnothing 20 mm und $d \leq 1,1 h_T$
Doppelkopfbolzen	[127]	1,96	0	180 mm	– ³⁾	0,35 d – 0,5 d	–
Filigran-Durchstanzbewehrung	[39]	2,09	0	180 mm	320 mm	$\leq 0,35 d$	mehrlagig in beiden Richtungen bis 60 mm Lagendicke max \varnothing 25 mm

¹⁾ beim Nachweis der Stahltragfähigkeit

²⁾ nach Übertragung auf den 1. Bemessungsschnitt bei 1 d

³⁾ bei glattem Schaft 300 mm

Stützenrand können alle Stäbe berücksichtigt werden, deren Schwerpunkt innerhalb dieses Bereiches vom Stützenrand liegen. Für die weiteren Ringe gelten bezüglich der Lage der anrechenbaren Streben die Vorgaben entsprechend Eurocode 2.

Ähnlich wie nach Gl. (26) ist in der Zulassung [38] nur der Querkraftanteil durch Bewehrung abzudecken, welcher 75 % des Betontraganteils überschreitet. Allerdings ist der Betontraganteil im Verhältnis der Rundschnittlänge in einem Abstand von 0,5 d zum Umfang im Bemessungsschnitt abzumindern. Für den ersten Bemessungsschnitt in einer Entfernung von 1,0 d reduziert sich der Betontraganteil z. B. für eine Rundstütze mit einem Stützendurchmesser entsprechend der statischen Höhe auf 50 %.

Anrechenbar sind nach [38] – im Gegensatz zu [33, 34] – alle Streben. Es werden auch die an der Stütze vorbeiziehenden Diagonalen mit dem Faktor $\kappa_S \cdot \sin \alpha$ berücksichtigt. Der Abminderungsbeiwert für die Stahltragfähigkeit ist in [38] jedoch mit $\kappa_S = 0,7 + 0,3 (d - 200)/150$ innerhalb der Grenzen 0,7 und 1,0 festgelegt. Diese Regelung weicht sowohl von der Festlegung in der Zulassung [33, 34] als auch vom Eurocode 2 ab. Bereits bei statischen Höhen über 200 mm wird der Abminderungsfaktor

größer als 0,7 und ist somit höher als nach vorgenannten Regelungen. Dadurch wird eine steifere Verankerung berücksichtigt und es resultiert daraus eine im Vergleich geringere erforderliche Menge an Durchstanzbewehrung.

Für die Anordnung der oberen Biegezugbewehrung gilt zunächst die gleiche Regelung wie für Schubgitterträger [33, 34] nach Bild 110a. Hiervon darf nach [38] abgewichen werden und die Stäbe beider Bewehrungsrichtungen auf die Obergurte gelegt werden, wenn je Bewehrungsrichtung nur eine Lage verlegt wird, der Durchmesser der Biegebewehrung 20 mm nicht überschreitet und die statische Höhe die 1,1-fache Höhe der verwendeten Durchstanzgitterträger nicht überschreitet. Die letztgenannte Bedingung lässt sich jedoch nur bei dicken Platten mit dünner Biegezugbewehrung und geringer Betonüberdeckung einhalten.

Tabelle 33 zeigt die Anwendungsbedingungen für die drei als Durchstanzbewehrung zugelassenen Gitterträger. Verglichen werden diese mit Bügeln und Doppelkopfbolzen als Durchstanzbewehrung. Während Bügel als Durchstanzbewehrung in Elementdecken praktisch nicht eingesetzt werden, werden Doppelkopfbolzen auch in Fertigteilplatten ein-

gebaut. Zulassungen wie [127] erlauben den Einsatz auch in Elementdecken ohne jedoch Regelungen für diese Anwendung zu spezifizieren.

Flachdecken in Elementbauweise erfordern einen Nachweis der horizontalen Verbundfuge nach Abschnitt 3.2.3.2. Die Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II darf nach [39] als Verbundbewehrung angedeutet werden. Der erste Nachweis wird in einer Entfernung von $1,5 d$ von der Stütze geführt [135]. Aufgrund der Durchstanzbemessung ohne Ansatz eines Betontraganteils ist näher an der Stütze ausreichend Verbundbewehrung vorhanden. Weitere Nachweise können weiter außen geführt werden, um eine Staffelung der Elemente als Verbundbewehrung zu ermöglichen. Die ermittelte Verbundbewehrung braucht nicht zusätzlich zur Durchstanzbewehrung eingebaut zu werden.

Die Oberfläche der Fertigteilplatte muss nach [39] mindestens glatt sein, d.h. sie darf unbehandelt bleiben. Dieses entspricht den Bedingungen der Durchstanzversuche nach Abschnitt 3.2.5.3, in denen kein Versagen der Verbundfuge festgestellt wurde. Bereits nach früherer nationaler Zulassung [132] für die Filigran-Durchstanzbewehrung war ein Verbundnachweis im Bereich bis zu einer Entfernung von $1,0 d$ von der Stütze entbehrlich, da die gesamte Deckenquerkraft von den Diagonalstreben aufzunehmen ist und die Querkraftbewehrung auf die Verbundbewehrung angerechnet werden darf. Der stütznächste Verbundnachweis wurde daher im kritischen Rundschnitt bei $1,5 d$ geführt. Für den Nachweis nach aktueller Zulassung [39] entspricht dieser Abstand der Ausdehnung des Bereiches C zuzüglich der halben Breite des ersten Bemessungsringes im Bereich D ($1,125 d + 0,75 d/2$). Der Nachweis in diesem Schnitt wurde anhand der neu durchgeführten Versuche überprüft. Die einwirkende Schubspannung lag in den drei Versuchen mit niedriger Betondruckfestigkeit über der rechnerischen Obergrenze nach Gl. (12) für die glatte Verbundfuge, ohne dass ein Verbundversagen beobachtet wurde.

Schubgitterträger (Bild 109a) und Durchstanzgitterträger (Bild 109b) werden nach Zulassung unter Anrechnung eines Betontraganteils bemessen. Daraus resultiert eine geringere erforderliche Durchstanzbewehrung. Nach diesen Zulassungen ist die Schubkraftübertragung in Fugen jedoch für die gesamte einwirkende Schubkraft in den jeweiligen Nachweisschnitten nachzuweisen. Wie beim Nachweis der Durchstanzbewehrung liegt der erste Nachweisschnitt in einer Entfernung von $0,5 d$ von der Stütze. Bei den Durchstanzsystemen mit begrenzter Lasterhöhung (Bild 109a) kann nach Zulassung [33, 34] der Verbundfugennachweis im Stützenbereich bis zu einer Entfernung von $1,5 d$ entfallen, wenn die Durchstanzbewehrung ohne Abzug des Betontraganteils bemessen wurde.

Eurocode 2 fordert zur Vermeidung eines fortschreitenden Versagens von punktförmig gestützten Platten, einen Teil der Feldbewehrung über die Stützstreifen im Bereich von Innen- und Randstützen hinwegzuführen. Diese Regelung gilt unabhängig vom verwendeten Durchstanzsystem. Die geforderte Bewehrung muss mindestens die Querschnittsfläche nach Gl. (29) aufweisen. Diese Abreißbewehrung ist mit mindestens zwei Stäben je orthogonaler Richtung über die Lasteinleitungsfläche hinwegzuführen. Sie soll nach DAfStb-Heft 600 [95] nach einem lokalen Durchstanzversagen als Zugband eine Seilnetzwerk sicherstellen und ist hierzu mit der Feldbewehrung zu stoßen. In Elementdecken kann diese untere Bewehrung auf den Fertigteilplatten verlegt werden.

$$A_S = V_{Ed}/f_{yk} \quad (29)$$

A_S erforderliche Querschnittsfläche

V_{Ed} mit $\gamma_F = 1,0$

3.2.6 Nicht vorwiegend ruhende Einwirkung

3.2.6.1 Grundlagen

Bauteile erfahren während ihrer Nutzungsdauer unterschiedlich hohe Belastungen. Treten solche Lastwechsel häufig auf, kann eine Schädigung auch dann eintreten, wenn die maximale Belastung unterhalb der statischen Festigkeit des Bauteils liegt. Treten große Lastwechselzahlen insbesondere in Verbindung mit gleichzeitig hoher Belastung auf, ist daher ein Nachweis gegen Ermüdung zu führen. Nach Eurocode 2 [22] in Verbindung mit dem Nationalen Anhang [23] liegt eine „nicht vorwiegend ruhende Einwirkung“ z. B. bei Gabelstaplerbelastung und Verkehrslasten auf Brücken vor. Für Stahlbetonbauteile nach Eurocode 2 ist der Ermüdungsnachweis für die Komponenten Beton und Bewehrungsstahl getrennt zu führen. Die Ermittlung der Bauteilwiderstände erfolgt im Allgemeinen in Einstufenversuchen, in denen eine konstante Spannungsschwingbreite über die Lastwechsel aufgebracht wird (Bild 111). Für den Nachweis nach Eurocode 2 darf für den Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite $\gamma_{fat} = 1,0$ gesetzt werden.

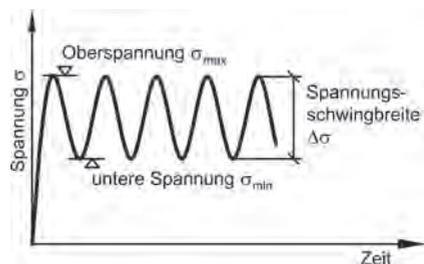


Bild 111. Bezeichnungen beim Ermüdungsnachweis

Für Bauteile ohne erforderliche Querkraftbewehrung gilt für den Fall der vorwiegend ruhenden Belastung der maximale Querkraftwiderstand $V_{Rd,c}$ nach Gl. (16). Im Fall einer Ermüdungsbeanspruchung wird darüber hinaus abhängig von der aufgetragenen Schwingbreite bzw. der Unterspannung eine reduzierte Obergrenze angegeben. Ein ausreichender Widerstand gegen Ermüdung schubunbewehrter Bauteile bei Querkraftbeanspruchung darf als gegeben angesehen werden, wenn Gl. (6.78) bzw. (6.79) aus Eurocode 2 [22] eingehalten sind. Für Betondruckfestigkeiten f_{ck} bis 50 N/mm^2 und einwirkende Querkräfte mit jeweils positivem Vorzeichen ergibt sich die maximal einwirkende Querkraft $V_{Ed,max}$ abhängig von der minimal einwirkenden Querkraft $V_{Ed,min}$ nach Ungleichung (30).

$$\begin{aligned} V_{Ed,max} &\leq 0,5 \cdot V_{Rd,c} + 0,45 \cdot V_{Ed,min} \\ &\leq 0,9 \cdot V_{Rd,c} \end{aligned} \quad (30)$$

Der vorgenannte Nachweis erfasst nach *Zilch* und *Zehetmaier* [139] etwa die empirisch ermittelte Wöhlerlinie für Bauteile ohne Querkraftbewehrung bei 10^7 Lastwechseln.

Für Bauteile mit erforderlicher Querkraftbewehrung sind nach Eurocode 2 [22, 23] die Nachweise gegen Ermüdung für die Schubbewehrung und die Betondruckstreben getrennt zu führen. Im Fall geneigter Schubbewehrung gelten die Gln. (17) und (18). Auch im Fall einer Ermüdungsbeanspruchung darf in bestimmten Grenzen ein flacherer Neigungswinkel der Druckstrebe als 45° angesetzt werden. Allerdings gilt bei einer Ermüdungsbeanspruchung für die Grenzneigung θ nicht die Gl. (19), sondern es gilt θ_{fat} nach Gl. (31).

$$\tan\theta_{fat} = \sqrt{\tan\theta} \leq 1,0 \quad (31)$$

Im Vergleich zum Nachweis bei vorwiegend ruhender Belastung ergibt sich nach Gl. (31) eine steilere Druckstrebe und eine höhere Beanspruchung der Schubbewehrung. Daraus resultiert eine größere Menge an erforderlicher Querkraftbewehrung.

Für den Nachweis der Betondruckstrebe ist nach DAFStb-Heft 600 [95] auch im Fall einer Ermüdungsbeanspruchung die flache Betondruckstrebe θ für ruhende Belastung anstelle der steileren Neigung θ_{fat} nach Gl. (31) anzusetzen. Dadurch wird die Querkraftobergrenze auf das Niveau wie bei vorwiegend ruhender Belastung begrenzt.

Im Fall einer Ermüdungsbeanspruchung ist die Betondruckstrebe gesondert nachzuweisen. Für Betondruckfestigkeiten $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$ und reine Druckschwellbeanspruchung gilt für die maximal einwirkende Druckspannung $\sigma_{c,max}$ in Abhängigkeit von der minimal einwirkenden Druckspannung $\sigma_{c,min}$ die Ungleichung (32). Für höhere Betongüte oder Wechselbeanspruchung stellt der Eurocode 2 weitere Ansätze zur Verfügung.

$$\begin{aligned} \sigma_{c,max} &\leq 0,5 \cdot f_{cd,fat} + 0,45 \cdot \sigma_{c,min} \\ &\leq 0,9 \cdot f_{cd,fat} \end{aligned} \quad (32)$$

Für Verbundbauteile sind nach Eurocode 2 zusätzlich Ermüdungsnachweise der Verbundfuge zu führen. Im Fall einer Ermüdungsbeanspruchung darf der Haftverbund in Gl. (12) nach Eurocode 2 [22] nur zur Hälfte und nach Nationalem Anhang [23] gar nicht angerechnet werden. Das heißt, dass in Gl. (12) $c = 0$ gilt.

Elementdecken mit Gitterträgern wurden bereits vor Jahren in Bauteilversuchen unter Ermüdungsbeanspruchung geprüft. Diese Versuche dienten der Herleitung von Bemessungsregeln. Spezielle Gitterträger z. B. nach Bild 17 wurden für diesen Anwendungsfall zugelassen. Die Zulassungen legen konstruktive Randbedingungen fest und regeln die erforderlichen Nachweise. Das Nachweisformat weicht in einzelnen Punkten vom Eurocode 2 ab.

Standardgitterträger dürfen nach aktuellen Zulassungen im Endzustand bei nicht vorwiegend ruhenden Einwirkungen und in Fabriken mit schwerem Betrieb nicht angerechnet werden. Dieses ist den dafür zugelassenen Gitterträgern vorbehalten (vgl. Tabelle 1). Zur Abgrenzung des „schweren Betriebs“ gegenüber anderen Beanspruchungen dient eine Klarstellung des Deutschen Institutes für Bautechnik (DIBt) [140], welche bereits bei Anwendung der DIN 1045-1 galt. Danach beträgt die maximal zulässige Verkehrs- bzw. Nutzlast einer Decke $q_k = 10 \text{ kN/m}^2$, um nicht als „schwerer Betrieb“ zu gelten. Bei höheren Lasten sind Gitterträger einzusetzen, bei denen dieser Anwendungsfall nicht ausgeschlossen ist. Der „schwere Betrieb“ allein sagt nichts darüber aus, ob auch ein zusätzlicher Ermüdungsnachweis zu führen ist. Hierfür gelten oben genannte Kriterien.

3.2.6.2 Erste Versuche mit Gitterträgern

In den 1980er- und 1990er-Jahren wurden zur Herleitung von Anwendungs- und Bemessungsregeln Versuche an Verbundbauteilen mit Gitterträgern sowie Dauerschwingversuche an Gitterträgerauschnitten durchgeführt. Diese Untersuchungen waren auch Basis späterer Zulassungen auf der Grundlage von DIN 1045-1 und Eurocode 2. Hinweise aus [2, 141] auf typische Versuche [142, 143] werden hier zum Verständnis der aktuellen Regelung kurz wiedergegeben.

Die Bauteilversuche nach [142] wurden als Vier-Punkt-Biegeversuch durchgeführt (Bild 112). Als Schubbewehrung wurden Filigran-EQ-Gitterträger mit Bauhöhe 10 cm, Gurtdurchmesser 5 mm und Diagonaldurchmesser 7 mm (vgl. Bild 17) verwendet. Diese Abmessungen sind auch in der gültigen Zulassung [33] erfasst und die Durchmesserkombination entspricht der heute üblichen Anwendung. Die damaligen Anforderungen an die

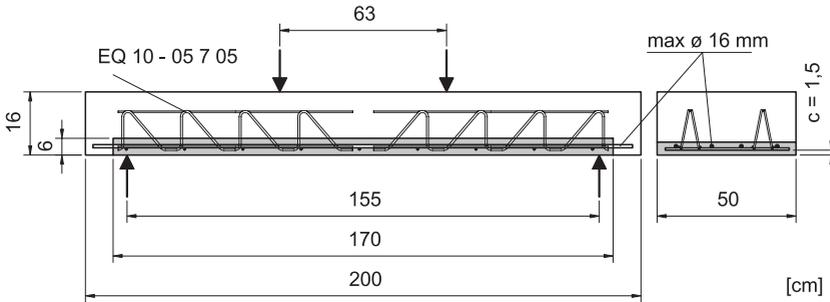


Bild 112. Bauteilversuch [142] mit EQ-Gitterträgern unter Ermüdungsbeanspruchung

mechanischen Kennwerte der verwendeten glatten Bewehrungsdrähte entsprechen praktisch denen heutiger Zulassungen.

Die zwei Versuchskörper nach [142] wurden in Einstufenversuchen zwei Millionen Lastwechsel unterworfen. Die Schubspannung bei Oberlast entsprach etwa 50% der zulässigen Querkraftobergrenze bei vorwiegend ruhender Belastung für schubbewehrte Biegebauteile nach damaliger Bemessungsnorm DIN 1045:88 [19].

Die Fertigteilplatten der Versuchskörper wurden mit einem weichen Beton (Ausbreitmaß 45 cm) hergestellt und deren Oberfläche wurde nicht aufgeraut. Durch den Verzicht auf eine mechanische Aufrauung lag nach Zulassung bereits eine nicht bedingungsgemäße Fugenrauheit vor. Zudem wurde in einem Versuch die Fertigteilplatte vor dem Aufbringen der Ortbetonschicht mit Schalöl ($0,2 \text{ l/m}^2$) eingepinselt. Hierdurch sollte eine Prüfung bei gestörtem bzw. aufgelöstem Fugenverbund erfolgen. Die Versuche waren so konzipiert, dass bei gestörtem Fugenverbund eine rechnerische Spannungsschwingbreite in den Gitterträgerdiagonalen von $2 \sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$ einwirkte. In dem zweiten Versuch ohne Schalöl als Verbundstörer betrug die rechnerische Spannungsschwingbreite $2 \sigma_a = 230 \text{ N/mm}^2$. Trotz teilweise aufgelöstem Fugenverbund versagten beide Bauteile während der Ermüdungsbeanspruchung nicht. Im Anschluss an die Versuche zur Ermittlung der Resttragfähigkeit wurden die Versuchskörper aufgebrochen. Es zeigten sich Ermüdungsbrüche der Gitterträgeruntergurte in der Nähe der Schweißpunkte. Die Diagonalen selbst versagten nicht.

Zusätzlich zu den Bauteilversuchen wurden Ermüdungsversuche an Gitterträgerdiagonalen durchgeführt. Hierzu wurden Diagonalen mit angeschweißten Gurtstücken aus Gitterträgern herausgetrennt und in Betonwürfel verankert (Bild 113). An den freien Enden wurden wechselnde Zugspannungen aufgebracht, um die Ermüdungsfestigkeiten

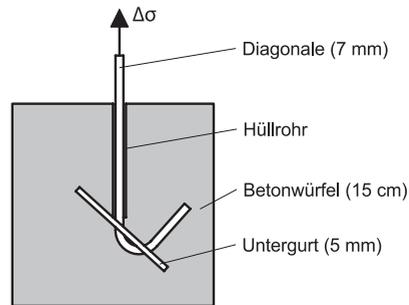


Bild 113. Dauerschwingversuche an Gitterträgerdiagonalen nach [142]

der Diagonalen zu ermitteln. In 17 Versuchen wurden unterschiedliche Schwingbreiten zwischen 170 N/mm^2 und 130 N/mm^2 in Einstufenversuchen geprüft. Dabei traten in 15 Versuchen Ermüdungsbrüche der Diagonalen in der Nähe der Schweißpunkte auf. Von *Schießl* [143] wurde hieraus für zwei Millionen Lastwechsel eine ertragbare Schwingbreite der Diagonalen im Sinne einer 10%-Quantile von 80 N/mm^2 abgeleitet. Später wurde mit Einführung von Teilsicherheitsfaktoren der 1,15-fache Wert als Widerstand für die Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{\text{Rsk}} = 92 \text{ N/mm}^2$ bei $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln in der Zulassung [33] festgelegt.

3.2.6.3 Aktuelle Regelungen

In den Zulassungsversuchen [142] erfolgte kein Aufrauen der Fertigteiloberfläche. Auf der sicheren Seite wird dennoch im Fall einer nicht vorwiegend ruhenden Belastung die Ausführung einer rauen Verbundfuge gefordert [33]. Aufgrund der Ergebnisse und der geprüften Parameter in den Zulassungsversuchen wurden folgende Anwendungsbedingungen festgeschrieben:

- Einsatz gesondert zugelassener Gitterträger (z. B. EQ nach [33]),
- Verbundfuge rau,
- Mindestdicke der Fertigteilplatte 6 cm,
- Mindesthöhe der Gitterträger 10 cm,
- Maximaler Durchmesser der Biegezugbewehrung 16 mm,
- Biegezugbewehrung nicht gestaffelt,
- Gitterträger nicht als Biegezugbewehrung anrechenbar.

In Bauteilversuchen ertrugen die Diagonalen deutlich höhere rechnerische Spannungsschwingbreiten als jene, welche in den Materialprüfungen zum Versagen führten. Daraus wurde geschlossen, dass die Querkraftbewehrung im Verbundbauteil nur einen Bruchteil dessen erfährt, was sich rechnerisch aus einem Fachwerkmodell mit einem Neigungswinkel der Druckstrebe von 45° ergibt. Frühere Bemessungsansätze reduzierten daher die ermüdungswirksame Einwirkung mit dem Faktor 0,6 (vgl. [2, 141]).

In der Zulassung [33] wird für den Widerstand ΔV_{Rdi} der Spannungsschwingbreite der Verbundbewehrung Gl. (33) angegeben:

$$\Delta V_{Rdi} = \rho \cdot \Delta \sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat} \cdot (1,4 \cdot \sin \alpha + 1,67 \cdot \cos \alpha) \quad (33)$$

mit

ρ Verbundbewehrungsgrad

$$\Delta \sigma_{Rsk} = 92 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{s,fat} = 1,15$$

Gleichung (33) kann aus Gl. (12) hergeleitet werden. Hierzu ist die Adhäsion und die Normalspannung zu null, der Reibungsbeiwert für eine raue Fuge ($\mu = 0,7$) anzusetzen und anstelle der Bemessungsstreckgrenze f_{vd} ist $\Delta \sigma_{Rsk} / \gamma_{s,fat}$ einzusetzen sowie der gesamte Widerstand mit dem reziproken Faktor von 0,6 zu erhöhen. Dieser Ansatz kann interpretiert werden als Ermüdungsnachweis der Verbundbewehrung für 60% der ermüdungswirksamen Schubspannung.

Werden die Gitterträgerdiagonalen als Querkraftbewehrung erforderlich, ist zusätzlich der Ermüdungsnachweis wie für monolithische Bauteile entsprechend Abschnitt 3.2.6.1 zu führen. Die aus beiden Nachweisen maximal resultierende Bewehrungsmenge ist einzubauen, eine Addition ist nicht erforderlich.

Die nach Zulassung geltende maximale Querkraftbeanspruchung nach Tabelle 22 ist im Fall einer nicht vorwiegend ruhenden Belastung auf 50% zu reduzieren. Diese Reduktion entspricht als Näherung der relativen Obergrenze in den Bauteilversuchen und erübrigt im Falle einer Ermüdungsbean-

spruchung einen zusätzlichen Nachweis der Betondruckstrebe.

3.2.6.4 Bemessungsbeispiele und Bemessungshilfen

Zur Erläuterung der Nachweisformate nach geltender Zulassung wird nachfolgend die Verbund- und Querkraftbemessung am Beispiel dargelegt. Als Parameter werden gewählt:

Betongüte: C20/25

Betondeckung: $c_u = c_o = 2 \text{ cm}$

Plattendicke: $h = 22 \text{ cm}$

Statische Höhe: $d = 18 \text{ cm}$

Längsbewehrungsgrad: $\rho_l = 0,002$ (0,2%)

Einwirkende Entwurfsquerkraft:

$$V_{Ed} = 1,35 \cdot 17,8 \text{ kN} + 1,5 \cdot 64 \text{ kN} = 120 \text{ kN}$$

Nachweise für vorwiegend ruhende Belastung

Nach Eurocode 2 ist Schubbewehrung erforderlich, wenn die einwirkende Querkraft über dem Querkraftwiderstand schubunbewehrter Platten nach Gl. (16) liegt.

$$V_{Rd,c} = 0,10 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d = 0,1 \cdot 2 \cdot (0,2 \cdot 20)^{1/3} \cdot 1000 \cdot 180 \quad \text{nach Gl. (16a)}$$

$$V_{Rd,c} = 57,146 \text{ [N]}$$

bzw. mindestens

$$V_{Rd,c} = 0,0525/1,5 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_w \cdot d = 0,0525/1,5 \cdot 2^{3/2} \cdot 20^{1/2} \cdot 1000 \cdot 180 \quad \text{nach Gl. (16b)}$$

$$V_{Rd,c} = 79,689 \text{ [N]}$$

$$V_{Ed} = 120 \text{ kN} > V_{Rd,c} = 79,7 \text{ kN}$$

Es gilt für die Verbundbemessung ein Hebelarm von $z = 180 \text{ mm} - 2 \cdot 20 \text{ mm} = 140 \text{ mm}$ und es folgt für die einwirkende Bemessungsschubspannung

$$v_{Ed} = V_{Ed}/z = 120/140 = 0,86 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad \text{nach Gl. (11)}$$

Nachweis der Verbund- und Querkraftbewehrung für die maximale Querkraft:

EQ-Träger mit $\alpha_1 = 64^\circ$ (auf der sicheren Seite und zum Vergleich mit Tabelle 20b) und Diagonalenabstand 200 mm. Der rechnerische Trägerabstand wird zunächst zu 33 cm gewählt.

$$A_s = 2 \cdot 7^2 \cdot \pi/4 = 77 \text{ mm}^2$$

$$\rho = 77 \text{ mm}^2 / (330 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm})$$

$$\rho = 0,117\%$$

Nachweis als Verbundbewehrung:

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \rho \cdot f_{yd} \cdot (1,2 \cdot \mu \cdot \sin \alpha_1 + \cos \alpha_1 + 1,2 \cdot \mu \cdot \sin 90^\circ) \leq 0,5 \cdot \nu \cdot f_{ctd}$$

nach Gl. (12)

$$v_{Rdi} = 0 + 0,00117 \cdot 420/1,15 \cdot (1,2 \cdot 0,7 \cdot \sin 64^\circ + \cos 64^\circ + 1,2 \cdot 0,7 \cdot \sin 90^\circ) \leq 0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,85 \cdot 20/1,5$$

(hier mit Streckgrenze $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$ für glatte Diagonalen)

$$v_{Rdi} = 0,87 \text{ N/mm}^2 \leq 2,4 \text{ N/mm}^2$$

= $v_{Rdi,max}$ nach Tabelle 22

$$v_{Ed} = 0,86 \text{ N/mm}^2 \leq v_{Rdi} = 0,87 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis als Schubbewehrung

Ermittlung der Druckstrebenneigung nach Gl. (19) und (31):

$$\cot \theta \leq 1,2 / (1 - v_{Rd,cc}/v_{Ed}) = 1,2 / (1 - 0,5 \cdot 0,48 \cdot 20^{1/3} / 0,86) = 4,95$$

$$\cot \theta \leq 3$$

$$\cot \theta_{fat} = \sqrt{\cot \theta} = \sqrt{3} = 1,73$$

Für EQ-Gitterträger [33] mit zwei unterschiedlich geneigten Streben $\alpha_1 < 90^\circ$ und $\alpha_2 = 90^\circ$ wird hier Gl. (17) modifiziert dargestellt:

$$v_{Rd,s} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ((\cot \theta + \cot \alpha_1) \cdot \sin \alpha_1 + \cot \theta)$$

$$v_{Rd,s} = ((77/0,33) / 200) \cdot 140 \cdot 420/1,15 \cdot ((1,73 + \cot 64^\circ) \cdot \sin 64^\circ + 1,73)$$

$$v_{Rd,s} = 1,166 \cdot 51130 \cdot (1,99 + 1,73) = 221.777 \text{ [N]}$$

Hieraus ergibt sich ein maximaler rechnerischer Trägerabstand von:

$$\max s_{GT} = 222 \text{ kN} / 120 \text{ kN} \cdot 33 \text{ cm} = 61 \text{ cm}$$

Für erforderliche Schubbewehrung gilt jedoch ein maximaler Trägerabstand von 40 cm.

Der Nachweis der Obergrenze für 50% der Werte nach Tabelle 22 ist erfüllt:

$$v_{Ed} = 0,86 \text{ N/mm}^2 \leq 1,2 \text{ N/mm}^2 = 0,5 v_{Rdi,max}$$

Ein zusätzlicher Nachweis der Betondruckstrebe erübrigt sich.

Ermüdungsnachweis

Der Ermüdungsnachweis wird auf der Einwirkungsseite mit $\gamma_{F,fat} = 1,0$ geführt.

Nachweis der Verbundbewehrung:

$$v_{Ed,fat} = 1,0 \cdot 64.000 \text{ N} / 140 \text{ mm} / 1000 \text{ mm} = 0,46 \text{ N/mm}^2$$

Maximaler Gitterträgerabstand s_{GT} abgeschätzt aus Bemessung für vorwiegend ruhende Belastung:

$$\max s_{GT} = v_{Rdi}/v_{Ed,fat} \cdot \Delta \sigma_{Rsk}/f_{yk} \cdot 1/0,6 \cdot s_{GT,ruhend}$$

$$\max s_{GT} = 0,87/0,46 \cdot 92/420 \cdot 1/0,6 \cdot 33 \text{ cm}$$

$$\max s_{GT} = 22,7 \text{ cm}$$

$$\rho' = 77 \text{ mm}^2 / (200 \text{ mm} \cdot 227 \text{ mm}) = 0,00170$$

Nachweis des Widerstandes (Schwingbreite der Diagonalen) hier mit $\rho' = \rho/2$ und modifizierter Gl. (33) für die Kombination von geneigten und senkrechten Streben:

$$\Delta v_{Rd,fat} = \rho \cdot \Delta \sigma_{Rsk}/\gamma_{S,fat} \cdot (1,4 \cdot \sin \alpha + 1,67 \cdot \cos \alpha + 1,4)$$

$$\Delta v_{Rd,fat} = 0,00170 \cdot 92/1,15 \cdot (1,4 \cdot \sin 64^\circ + 1,67 \cdot \cos 64^\circ + 1,4) = 0,46 \text{ N/mm}^2$$

$$v_{Ed,fat} = 0,46 \text{ N/mm}^2 \leq \Delta v_{Rd,fat} = 0,46 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis der Schubbewehrung:

$$v_{Ed,fat} = 1,0 \cdot 64.000 \text{ N}$$

Bemessungswert (Widerstand) der Stahltragfähigkeit analog Gl. (17):

$$v_{Rd,s,fat} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{y,fat} \cdot ((\cot \theta + \cot \alpha_1) \cdot \sin \alpha_1 + \cot \theta)$$

Die Druckstrebenneigung θ_{fat} aus dem Grenz-zustand der Tragfähigkeit:

$$\tan \theta_{fat} = \sqrt{\tan \theta} = \sqrt{1/3} = 0,58$$

oder entsprechend $\cot \theta_{fat} = 1,73$

$$v_{Rd,s,fat} = ((77/0,23) / 200) \cdot 140 \cdot 92/1,15 \cdot ((1,73 + \cot 64^\circ) \cdot \sin 64^\circ + 1,73)$$

$$v_{Rd,s,fat} = 1,674 \cdot 11200 \cdot (1,99 + 1,73) = 69.746 \text{ [N]}$$

$$v_{Ed,fat} = 64,0 \text{ kN} \leq v_{Rd,s,fat} = 69,7 \text{ kN}$$

Fazit:

Maßgebend für den Gitterträgerabstand wird hier der Schwingbreitennachweis als Verbundbewehrung!

Zur Vereinfachung der Verbund- und Querkraftbemessung von Elementdecken bei nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung auf der Grundlage der Zulassung [33] kann Tabelle 34 dienen. Für den Fall einer Ermüdungsbeanspruchung gibt sie die maximalen Gitterträgerabstände abhängig von der einwirkenden Schubspannung v_{Ed} und dem Verhältnis $\Delta v_{Ed}/v_{Ed}$ aus der nicht ruhenden Belastung zur Gesamtlast an. Diese Werte sind als Eingangswerte für die Tabelle 34 jeweils mit den Teilsicherheitsbeiwerten für ruhende Lasten anzusetzen. Als Ergebnis wird jeweils der kleinste Trägerabstand aus dem Nachweis der Verbundfuge und einer ggf. erforderlichen Querkraftbewehrung angegeben.

Die Gitterträgerabstände wurden für eine Neigung der EQ-Diagonalen $\alpha_1 = 64^\circ$ (Gitterträgerhöhe

30 cm) ermittelt. Im Hinblick auf die erforderliche Bewehrung bzw. im Hinblick auf den maximal zulässigen Gitterträgerabstand liegt dieser Ansatz für niedrigere Gitterträger bis zu maximal 5 % auf der sicheren Seite.

In Tabelle 34 wurde die Mindestbetongüte zur Einhaltung der Querkraftobergrenze (50 % der Werte nach Tabelle 22) eingetragen. Damit lässt sich die erforderliche Betongüte in Abhängigkeit von der einwirkenden Schubspannung ablesen. Die Betongüte hat nach Gl. (33) keinen Einfluss auf die erforderliche Menge an Verbundbewehrung. Sie hat aber einen Einfluss auf die erforderliche Schubbewehrung. Der Nachweis der Schubbewehrung wird jedoch nur bei höherer Schubspannung (bei C30/37 ab $1,5 \text{ N/mm}^2$) maßgebend (markierter Bereich in Tabelle 34). Dieser Nachweis wurde mit der jeweils geringsten zulässigen Betongüte geführt. Dieser Ansatz liegt gegenüber der Anwendung höherer Betonfestigkeitsklassen geringfügig auf der sicheren Seite.

In Tabelle 34 sind Gitterträgerabstände größer als 40 cm durch Hinterlegung markiert. Sollen diese großen Abstände ausgenutzt werden, ist zusätzlich nachzuweisen, dass keine Querkraftbewehrung (Schubbewehrung) erforderlich ist. Die Anwendung der Tabelle 34 wird anhand des Eingangsbeispiels erläutert.

Einwirkende Entwurfsquerkraft:

$$V_{Ed} = 1,35 \cdot 17,8 \text{ kN} + 1,5 \cdot 64 \text{ kN} = 120 \text{ kN}$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{z} = 120 / (180 - 2 \cdot 20) = 0,857 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Anteil aus nicht ruhender Last:

$$\Delta V_{Ed} = 1,5 \cdot 64 \text{ kN} = 96 \text{ kN (als Eingangswert für Tabelle 34 hier mit } \gamma_F = 1,5)$$

$$\Delta V_{Ed}/V_{Ed} = 96/120 = 0,8$$

Aus Tabelle 34 ergibt sich der maximale EQ-Trägerabstand zu etwa 23 cm. Die maximale Obergrenze ist für alle Tabellenwerte eingehalten. Im Beispiel beträgt $v_{Ed} = 0,857 \text{ N/mm}^2 \leq 1,2 \text{ N/mm}^2$ (Obergrenze für C20/25).

Der Verbundnachweis nach geltenden Zulassungen für Gitterträger weist Unterschiede zur Bemessung nach Eurocode 2 auf. Der in den Zulassungen geforderte Ermüdungsnachweis der Gitterträgerdiagonalen als Verbundbewehrung entstammt Zulassungsversuchen, in denen der Verbund zwischen Fertigteilplatte und Aufbeton teilweise bewusst gestört wurde. Das Bemessungskonzept liegt insofern auf der sicheren Seite, als das in den Bauteilversuchen trotzdem keine Ermüdungsbrüche der Diagonalen beobachtet wurden.

Der Ermüdungsnachweis der Gitterträgerdiagonalen gilt nach Zulassung [33] ausdrücklich für zwei

Millionen Lastwechsel. Nur für diese Lastwechselzahl ist eine Spannungsschwingbreite für die Gitterträgerdiagonalen festgelegt. Eine Wöhlerlinie, wie sie in Eurocode 2 [22, 23] für verschiedene Arten von Bewehrungen genormt sind, wird in Zulassungen für Gitterträger nicht angegeben.

Nachweise bei anderen Lastwechselzahlen oder explizite Betriebsfestigkeitsnachweise bei unterschiedlichen Schwingbreiten über die Nutzungsdauer erfordern die Kenntnis von Wöhlerlinien. In [144] wird die Wöhlerlinie nach Nationalem Anhang zum Eurocode 2 [23] für Betonstahlmatten nach Gl. (34) mit den Versuchen an Gitterträgerdiagonalen [143] verglichen.

$$\Delta \sigma_{Rsk} = \Delta \sigma_{Rsk}(N^*) \cdot (N^*/N)^{1/k} \leq f_{yk} \quad (34)$$

$$\Delta \sigma_{Rsk}(N^*) = 85 \text{ N/mm}^2$$

$$N^* = 10^6$$

$$k_1 = 4 \text{ für } N < N^* \text{ (Zeitfestigkeitsbereich)}$$

$$k_2 = 5 \text{ für } N \geq N^* \text{ („Dauerfestigkeitsbereich“)}$$

Die Ermüdungsversuche an Gitterträgerausschnitten [142, 143] wurden in Einstufenversuchen bei unterschiedlichen Spannungsschwingbreiten durchgeführt und die Lastwechselzahlen beim Bruch der verschweißten Diagonalen ermittelt. 15 Proben versagten durch Ermüdung im Bereich des Schweißpunktes, zwei weitere Versuche wurden ohne Bruch beendet (Durchläufer). Bild 114 zeigt einen Vergleich der erreichten Spannungsschwingbreiten mit der Wöhlerlinie nach Gl. (34). Alle Einzelwerte liegen oberhalb dieser Wöhlerlinie. Im Hinblick auf die Bemessung ist der Abstand der erreichten Spannungen zur Bemessungslinie entscheidend. Der Mittelwert aus den Spannungsschwingbreiten zum jeweiligen Wert der Wöhlerlinie liegt bei $x = 1,24$ bei einer Standardabweichung von $s = 0,14$. Werden die zwei Durchläufer in diese Betrachtung einbezogen, ergibt sich $x = 1,26$ und $s = 0,16$. Die Wöhlerlinie nach Gl. (34) für geschweißte Matten begrenzt die hier ausgewerteten Dauerschwingversuche an Gitterträgerdiagonalen etwa im Sinne einer 10%-Quantile bei 90 % Aussagewahrscheinlichkeit.

Die Anzahl der ausgewerteten Dauerschwingversuche an Gitterträgerdiagonalen ist für die Festlegung einer Wöhlerlinie gering. Da jedoch die Neigung der Wöhlerlinie nach Gl. (34) im „Dauerfestigkeitsbereich“ mit $k_2 = 5$ sehr steil gewählt wurde, kann dieser Ansatz auch für Gitterträgerdiagonalen eine konservative Abschätzung darstellen.

Tabelle 34. Maximalabstände von EQ-Gitterträgern [33] bei Ermüdungsbeanspruchung

V_{Ed} N/mm ²	Mindest- betongüte	maximaler Gitterträgerabstand (cm)					
		für $\Delta V_{Ed} / V_{Ed}$					
		bis 0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,05	C20/25	75	75	75	75	75	75
0,1		75	75	75	75	75	75
0,15		75	75	75	75	75	75
0,2		75	75	75	75	75	75
0,25		75	75	75	75	69,5	62,6
0,3		75	75	74,5	65,2	57,9	52,1
0,35		75	74,5	63,8	55,9	49,7	44,7
0,4		71,4	65,2	55,9	48,9	43,5	39,1
0,45		63,5	57,9	49,7	43,5	38,6	34,8
0,5		57,1	52,1	44,7	39,1	34,8	31,3
0,55		51,9	47,4	40,6	35,6	31,6	28,4
0,6		47,6	43,5	37,2	32,6	29,0	26,1
0,65		43,9	40,1	34,4	30,1	26,7	24,1
0,7		40,8	37,2	31,9	27,9	24,8	22,3
0,75		38,1	34,8	29,8	26,1	23,2	20,9
0,8		35,7	32,6	27,9	24,4	21,7	19,6
0,85		33,6	30,7	26,3	23,0	20,4	18,4
0,9		31,7	29,0	24,8	21,7	19,3	17,4
0,95		30,1	27,4	23,5	20,6	18,3	16,5
1		28,6	26,1	22,3	19,6	17,4	15,6
1,05	27,2	24,8	21,3	18,6	16,6	14,9	
1,1	26,0	23,7	20,3	17,8	15,8	14,2	
1,15	24,8	22,7	19,4	17,0	15,1	13,6	
1,2	23,8	21,7	18,6	16,3	14,5	13,0	
1,25	C 25/30	22,9	20,9	17,9	15,6	13,9	12,5
1,3		22,0	20,1	17,2	15,0	13,4	12,0
1,35		21,2	19,3	16,6	14,5	12,9	11,6
1,4		20,4	18,6	15,9	13,9	12,4	11,2
1,45	C 30/37	19,7	18,0	15,4	13,5	12,0	10,8
1,5		19,0	17,3	14,8	13,0	11,5	10,4
1,55		18,4	16,5	14,1	12,4	11,0	9,9
1,6		17,9	15,8	13,5	11,8	10,5	9,5
1,65		17,3	15,1	13,0	11,4	10,1	9,1
1,7		16,8	14,8	12,7	11,1	9,9	8,9
1,75	C 35/40	16,3	14,2	12,2	10,7	9,5	8,5
1,8		15,9	13,7	11,8	10,3	9,1	8,2
1,85		15,4	13,4	11,5	10,1	8,9	8,1
1,9	C 40/50	15,0	12,9	11,1	9,7	8,6	7,8
1,95	C 45/55	14,6	12,7	10,9	9,5	8,4	7,6
2		14,3	12,3	10,5	9,2	8,2	7,4
2,05	C 50/60	13,9	12,0	10,3	9,0	8,0	7,2

Abstände über 40 cm
nur bei gesondertem
Nachweis möglich

Querkraftbemessung (Ortbeton) maßgebend.

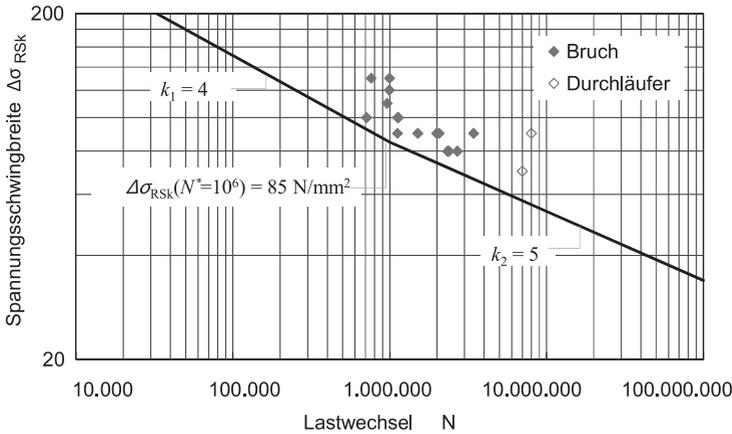


Bild 114. Ergebnisse von Dauerschwingversuchen an Gitterträgerdiagonalen im Vergleich mit der Wöhlerlinie nach Gl. (34), nach [144]

3.2.7 Elementdecken mit integrierten Leitungen

3.2.7.1 Stahlbetonplatten ohne Schubbewehrung

Rohrleitungen für Elektroinstallationen oder zur Klimatisierung von Gebäuden werden auch in Decken integriert. Abhängig von der Größe und Anordnung der Öffnungen ist ggf. eine reduzierte Tragfähigkeit der Platten durch die Querschnittsschwächung zu berücksichtigen.

Die Klimatisierung von modernen Büro- und Verwaltungsgebäuden erfolgt zunehmend mittels Betonkerntemperierung. Dabei werden Rohrsysteme, welche insbesondere mit Kühlwasser durchströmt werden, in Massivdecken eingebaut, um diese als Wärmespeicher zu nutzen. Üblich ist der Einbau von vorkonfektionierten Modulen in der Größe von Betonstahlmatten. Auf der Baustelle werden diese Rohrsysteme etwa in Mittelebene der Decken eingebaut. In Elementdecken werden diese Rohrmodule auf den Gitterträgerobergurten abgelegt. Hierzu sind die Gitterträgerhöhen entsprechend niedrig zu wählen. Dieses ist nur in Platten ohne erforderliche Schubbewehrung möglich. Außerdem ergeben sich durch den Einsatz niedriger Gitterträger geringere Montagestützweiten. Diese Nachteile können vermieden und ein erhöhter Vorfertigungsgrad erreicht werden, wenn die Module für eine Betontemperierung direkt in die Fertigteilplatte eingebaut werden. Ansätze hierzu wurden in [145] vorgestellt. Bild 115 zeigt ein solches Modul in der Schalung einer Fertigteilplatte. Andere marktgängige Systeme ohne vorherige Modulfertigung werden in der Schalung durch Steckleisten fixiert.

Üblich für die Kerntemperierung ist der Einsatz dünner Rohrleitungen mit regelmäßigen Achsabständen bei Anordnung in einer Ebene. Thiele [146] hat den Einfluss solcher Öffnungen auf die Querkrafttragfähigkeit von Platten ohne Schubbewehrung untersucht. Bei einem Verhältnis von Öffnungsdurchmesser zu statischer Höhe von $d_o/d = 0,115$ und Anordnung der Rohre parallel zum Auflager wurden verschiedene Achsabstände von $2 d_o$, $3 d_o$ und $4 d_o$ getestet. Bei geringen Abständen versagten die Versuchskörper bei 60% bzw. 76% der Bruchlast der Vergleichskörper ohne Öffnungen. Im Versuch mit einem großen Achsabstand von $4 d_o$ versagte die ungeschwächte Bauteilseite, d.h. dass keine Traglastabminderung durch die Öffnungen mit weitem Abstand beobachtet wurde. Nach dem Vorschlag von Schnell und Thiele [147] ist daher bei einem Verhältnis $d_o/d \leq 0,1$ und einem Mindestachsabstand von $4 d_o$ keine Reduzierung der Querkrafttragfähigkeit zu berücksichtigen. Diese

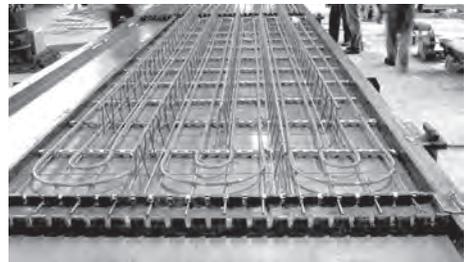


Bild 115. Rohrmodul für eine integrierte Betontemperierung in der Schalung einer Fertigteilplatte nach [145]

Empfehlung wurde in DAFStb-Heft 600 [95] übernommen.

Bei Installations- und Lüftungsleitungen kommen größere bezogene Rohrdurchmesser zum Einsatz. In [146] wurde daher auch der Tragwiderstand von Stahlbetonplatten mit einzelnen Öffnungen und Gruppen bei bezogenen Durchmessern von $0,2 < d_o/d \leq 0,5$ geprüft. Die getesteten 40 cm breiten Plattenstreifen hatten Bauteildicken von 20 cm bis 35 cm. Die Öffnungsdurchmesser variierten zwischen 40 mm und 125 mm.

Die Querkrafttragfähigkeit der Stahlbetonplatten wird durch die Öffnungen gegenüber derjenigen nach Gl. (16) für Platten ohne Querkraftbewehrung abgemindert. Dieser Einfluss von kreisrunden Öffnungen kann nach [148] mit dem zusätzlichen Abminderungsfaktor k_o nach Gl. (35) erfasst werden. Nach *Schnell* und *Thiele* [148] ist diese Gleichung anwendbar für bezogene Öffnungsdurchmesser $0,2 \leq d_o/d \leq 0,5$. In DAFStb-Heft 600 wird demgegenüber ein reduzierter Anwendungsbereich von $0,2 \leq d_o/d \leq 0,35$ angegeben.

$$k_o = 1 - d_o/d \quad (35)$$

für $0,2 \leq d_o/d \leq 0,35$

k_o Abminderungsfaktor zum Querkraftwiderstand nach Gl. (16) bei kreisrunden Öffnungen

d_o Durchmesser der Rohrleitung

Das Querkraftversagen wird durch Risse im Bereich der Öffnungen initiiert und entwickelt sich nicht aus Biegerissen. Eine Verschiebung der Öffnung in die Zugzone hat deshalb einen ungünstigen Einfluss auf die Traglast des Bauteils. Umgekehrt kann für Einzelöffnungen, deren Mittelachse mindestens $0,2 d_o$ zum gedrückten Rand verschoben liegt, der Faktor nach Gl. (35) um 0,1 erhöht werden [95, 147]. Bei Anordnung der Öffnungen im gedrückten Querschnittsbereich ist durch die Bemessung eine ausreichende Druckzonenhöhe zum Abtrag des Biegemomentes sicherzustellen.

Mehrere dicht nebeneinander liegende Rohre können die Querkrafttragfähigkeit gegenüber Gl. (35) weiter abmindern. Tendenziell ist jedoch erkennbar, dass bei einem Achsabstand der Öffnungen entsprechend dem dreifachen Öffnungsdurchmesser die Tragfähigkeit wie bei Anordnung einer Einzelöffnung erreicht wird. Nach [148] ist daher bei Anwendung der Gl. (35) ein Achsabstand der Öffnungen von mindestens dem dreifachen Öffnungsdurchmesser $3 d_o$ zu wählen. Bei einer Verringerung des Achsabstandes bis $2 d_o$ wird in [149] eine zusätzliche Reduzierung des Faktors nach Gl. (35) um eine Differenz von 0,2 empfohlen.

Für mittlere Rohrdurchmesser $0,1 d \leq d_o < 0,2 d$ wurde in [147] die Gl. (36) vorgeschlagen und in DAFStb-Heft 600 [95] übernommen. Diese Gleichung

schafft einen Übergang zwischen dem Tragwiderstand nach Gl. (35) für dickere Rohre und dem vollen Tragwiderstand für dünne Rohre mit $d_o \leq 0,1 d$. Sie gilt für Achsabstände der Öffnungen von mindestens dem vierfachen Öffnungsdurchmesser $4 d_o$.

$$k_o = 1,2 - 2 d_o/d \quad (36)$$

für $0,1 \leq d_o/d \leq 0,2$

k_o Abminderungsfaktor zum Querkraftwiderstand nach Gl. (16) bei kreisrunden Öffnungen

d_o Durchmesser der Rohrleitung

In [146] wurden auch rechteckige Öffnungen untersucht. Hierfür wurde Gl. (37) vorgeschlagen und in DAFStb-Heft 600 übernommen. Während in [147] der Anwendungsbereich dieser Gleichung auf $b_o/d_o \leq 5$ und $d_o \leq d/4$ begrenzt wird, reduziert DAFStb-Heft 600 [95] die bezogene Breite auf $b_o/d_o \leq 4$. Eine quadratische Öffnung führt zu einer etwas stärkeren Reduktion als eine kreisrunde Öffnung mit gleicher Öffnungshöhe. Dieses entspricht den Ergebnissen in [146].

$$k_o = 0,95 - d_o/d - (d_o/d - 0,03) \ln(b_o/d_o) \quad (37)$$

für $b_o/d_o \leq 4$ und $d_o \leq d/4$

k_o Abminderungsfaktor zum Querkraftwiderstand nach Gl. (16)

d_o Höhe der quadratischen Öffnung

b_o Breite der quadratischen Öffnung

Grundlage für die vorgenannten Abminderungsfaktoren waren Versuche an monolithischen Plattenstreifen ohne Querkraftbewehrung und ergänzende FE-Simulationen. Von *Thiele* [146] wurden zusätzlich Elementplatten mit Gitterträgern geprüft. Bei den sechs durchgeführten Versuchen trat jeweils ein Biegeversagen auf. Zwar waren Schubrisse ausgehend von den Öffnungen zu erkennen, doch die Rauigkeit der Fuge mit $0,8 \text{ mm} \leq R_t \leq 2,3 \text{ mm}$ und die vorhandenen Gitterträger verhinderten ein vorzeitiges Querkraftversagen. Wenn die Verbundfuge ausreichend nachgewiesen ist, sind vorgenannte Faktoren auch für Elementdecken mit Verbundfuge anwendbar. Dies gilt insbesondere auch deshalb, weil in den Versuchen nach [146] die Bruchinitiation von der Querschnittschwächung und nicht von den Biegerissen ausging.

Die Anordnung von Rohrleitungen mit größeren Querschnitten direkt auf der Fertigteilplatte sollte im Bereich hoch beanspruchter Verbundfugen jedoch vermieden werden. Auch im Durchstanzbereich sollte ohne weiteren Nachweis auf eine Anordnung von Leitungen verzichtet werden. Nach DAFStb-Heft 600 [95] ist bei Leitungsdurchmessern $d_o > 0,1 d$ der Durchstanzwiderstand abzumindern. Nach dem dort beschriebenen Nachweiskonzept ist

bei Rohrleitungen im Durchstanzbereich sowohl der Bemessungsquerschnitt als auch die Nutzhöhe abhängig von der Rohranordnung zu reduzieren. Das Nachweiskonzept gilt für Rohrdurchmesser bis maximal $d_o = d/3$. Bei ungünstiger Rohranordnung reduziert sich der Durchstanzwiderstand bei diesem Grenzdurchmesser auf null.

3.2.7.2 Gitterträger als örtliche Querkraftzulage

Die Ausführungen in Abschnitt 3.2.7.1 und die genannten Abminderungsfaktoren gelten für Platten ohne Schubbewehrung. Günstige Verhältnisse liegen vor, wenn in Platten ohne erforderliche Schubbewehrung Gitterträger aus anderen Gründen vorhanden sind oder in Nähe der Öffnungen zur Erhöhung des Querkraftwiderstandes zugelegt werden. Hierzu hat *Keil* [150] Untersuchungen durchgeführt. Er testete 25 cm dicke Plattenstreifen mit einer statischen Höhe von 22 cm. In Versuchen mit kreisrunden Öffnungen parallel zum Auflager und Durchmessern von 75 mm ergab sich ein bezogener Durchmesser von $d_o/d = 0,34$. Nach Gl. (35) lässt dies bei Platten ohne Schubbewehrung eine Abminderung des Querkrafttragwiderstandes auf 66% erwarten.

In einer Serie wurde die Anordnung von Gitterträgern parallel zur Spannrichtung geprüft (vgl. Skizze in Bild 116) geprüft. In diesen Versuchen wurden drei parallele Öffnungen im Abstand von 20 cm angeordnet. Diese wurden durch die Diagonalen von 19 cm hohen Gitterträgern (E19-06712) geführt.

Die Plattenstreifen der Versuchsserie nach Bild 116 versagten durch Biegeschubbruch wobei der Schubriss durch die Öffnungen verlief. Die Traglasten nahmen mit zunehmendem Gitterträgerabstand bzw. zunehmender Plattenbreite ab. Bild 116, rechts zeigt die auf den ungestörten Querschnitt bezogene Traglast abhängig vom Gitterträgerabstand. Bei einem Trägerabstand von 30 cm wird die Tragfähigkeit des Querschnittes ohne Öffnungen erreicht. Für einen Trägerabstand größer als 45 cm nähert sich die Abminderung derjenigen von Bauteilen mit Öffnungen ohne Gitterträger für $k_o = 0,66$.

Die Abhängigkeit nach Bild 116, rechts gilt quantitativ für die hier getesteten Plattenstreifen und Gitterträger mit 7 mm Diagonalendurchmesser. Zum Vergleich mit veränderter Tragfähigkeit der Platten oder der Gitterträger wird von *Keil* [150] ein Schubkonzentrationsfaktor nach Gl. (38) eingeführt. Danach wird die Tragfähigkeit der Diagonalen neben der Öffnung auf die Schubtragfähigkeit der schubunbewehrten Platte bezogen.

$$S_k = A_{sw} \cdot f_{wyk} / V_{Rm,c} \tag{38}$$

- S_k Schubkonzentrationsfaktor
- A_{sw} Bewehrungsquerschnitt der örtlichen Querkraftzulage
- f_{wyk} charakteristische Streckgrenze der örtlichen Querkraftzulage
- $V_{Rm,c}$ Mittelwert der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit ohne Öffnungen

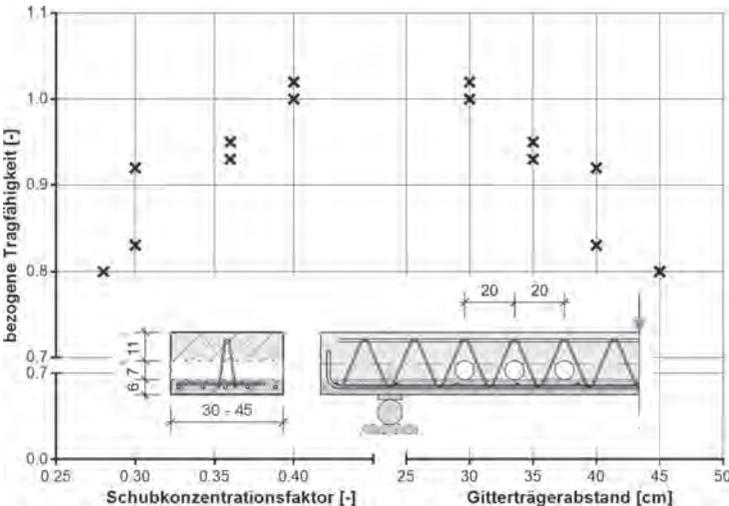


Bild 116. Bezogene Querkrafttragfähigkeit von Versuchskörpern mit Rohröffnungen und Gitterträgern parallel zur Spannrichtung nach [150]

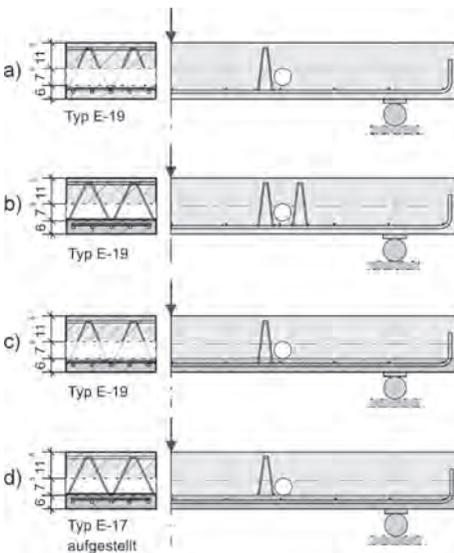


Bild 117. Versuchskörper mit Rohröffnungen und Gitterträgern senkrecht zur Spannrichtung nach Keil [150]

Für den Bewehrungsquerschnitt der örtlichen Querkraftzulage werden nach [150] nur die Diagonalen an einer Seite der Öffnungen angesetzt. Als charakteristische Streckgrenze wurde in [150] beim Einsatz glatter Diagonalen eine charakteristische Streckgrenze von $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ angerechnet. Für die mittlere Querkrafttragfähigkeit wurde nach Aussage von Keil wie auch von Thiele [146] als mittlerer Tragwiderstand schubunbewehrter Platten der zweifache Wert der charakteristischen Tragfähigkeit nach Gl. (16) angesetzt.

Die Abminderung der Tragfähigkeit durch Öffnungen kann durch den Einsatz von Gitterträgern reduziert bzw. kompensiert werden. In der beschriebenen Versuchsserie mit $d_o/d = 0,34$ entspricht die Querkrafttragfähigkeit der Plattenstreifen ab einem Schubkonzentrationsfaktor von $S_k = 0,4$ derjenigen von Platten ohne Öffnungen.

In einer weiteren Serie wurden die Gitterträger parallel zur Öffnung und somit senkrecht zur Spannrichtung angeordnet (Bild 117). In 25 cm dicken Platten wurden 19 cm hohe Gitterträger ausschließlich an der lastzugewandten Seite der Öffnung (Bild 117a) und beidseitig an der Öffnung (Bild 117b) angeordnet. Bild 117c zeigt analog zu Bild 117a einen Versuchskörper mit einseitiger Anordnung, jedoch zusätzlich mit horizontaler Verbundfuge. Bild 117d zeigt eine Ausführung mit einem niedrigen 17 cm hohen Gitterträger, welcher auf die vorbetonierte Fertigteilplatte gestellt wurde.

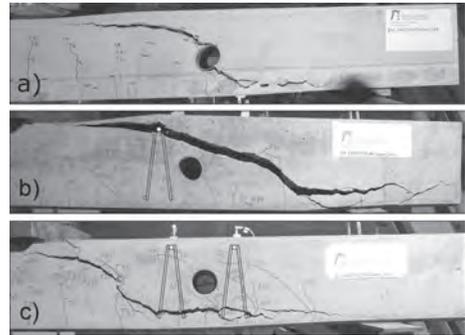


Bild 118. Rissbilder der Versuchskörper mit Rohröffnungen und Gitterträgern, Keil [150]

In Vergleichsversuchen ohne Gitterträger trat ein Biegeschubbruch auf, bei dem der Schubriss durch die Öffnung verlief (Bild 118a). Die Bilder 118b und c mit 19 cm hohen Gitterträgern (E19-06712) zeigen die umgelenteten Schubrisse in den Versuchen mit 19 cm hohen Gitterträgern (E19-06712) neben der Öffnung.

Die Querkrafttragfähigkeit der Versuche nach Bild 117 lag auf dem Niveau des Vollquerschnittes ohne Öffnungen. Die eingesetzten Gitterträger waren in der Lage die Traglastabminderung durch die Öffnungen zu kompensieren. Der Schubkonzentrationsfaktor lag in dieser Versuchsserie bei $S_k = 0,60$. Zur Berechnung dieses Faktors wurde nur der Gitterträger auf der lastzugewandten Seite mit nur einer Diagonalebene angesetzt.

Auch die Anordnung von Gitterträgern mit geringerer Bauhöhe von 17 cm auf den Fertigteilplatten allein im Aufbeton (Bild 117d) konnte nach [150] eine Abminderung der Querkrafttragfähigkeit der Platte durch die Öffnung kompensieren. Somit können Gitterträger auch als nachträgliche Zulagen auf der Baustelle neben den Rohren angeordnet werden, um als örtliche Querkraftbewehrung die Tragfähigkeit der Platte trotz Öffnungen sicherzustellen. In [150] wird ein abgesichertes, zuverlässiges Bemessungskonzept für Gitterträger als örtliche Querkraftzulagen angekündigt.

4 Balken-, Rippen- und Plattenbalkendecken

4.1 System

Für die Anwendung in Balken-, Rippen oder Plattendecken liegen für unterschiedliche Gitterträgertypen bauaufsichtliche Zulassungen vor (vgl. Tabelle 1). Die Gitterträger dürfen danach verwendet werden als Biegezug-, Verbund- und Schub- bzw.

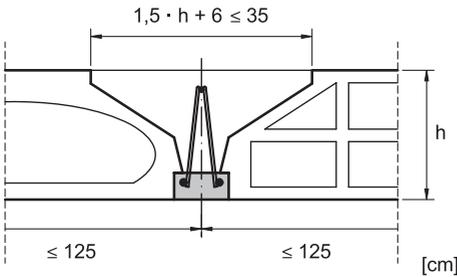


Bild 119. Balkendecke mit Zwischenbauteilen

Querkraftbewehrung und für die Aufnahme von Deckenlasten im Montagezustand in Balken-, Rippen- und Plattenbalkendecken mit Betonfußleisten oder Fertigplatten sowie in Ortbeton- und Fertigteilstützen.

Die vorgenannten Deckentypen unterscheiden sich durch die erforderlichen Plattendicken und den maximalen Abstand der Rippen. Ihnen werden unterschiedliche Belastungsgrenzen und Bemessungsregelungen zugeordnet. Die Unterscheidung war ursprünglich in der Bemessungsnorm DIN 1045:1988 [19] enthalten. Da diese in nachfolgende Normen nicht übernommen wurden, wurden die Definitionen und Regelungen in jeweils gleichlautenden Anlagen der Zulassungen für Gitterträger übernommen.

Balkendecken sind Decken aus ganz oder teilweise vorgefertigten Balken im Achsabstand von höchstens 1,25 m mit Zwischenbauteilen, die in der Längsrichtung der Balken nicht mittragen oder Decken aus Balken ohne solche Zwischenbauteile, z. B. aus unmittelbar nebeneinander verlegten Stahlbetonfertigteilen. Ortbeton zur seitlichen Vergrößerung der Druckzone der Balken darf bis zu einer Breite gleich der 1,5-fachen Deckendicke zusätzlich 6 cm und nicht mehr als 35 cm als statisch mitwirkend in Rechnung gestellt werden (Bild 119). Auch eine gegebenenfalls durchgehende Ortbetonschicht über den Zwischenbauteilen kann bis zur vorgenannten Breite angerechnet werden.

Stahlbetonrippendecken sind Plattenbalkendecken mit einem lichten Abstand der Rippen von höchstens 70 cm, bei denen kein statischer Nachweis für die Platten erforderlich ist. Zwischen den Rippen können unterhalb der Platte statisch nicht mitwirkende Zwischenbauteile nach DIN EN 15037-2 bzw. DIN EN 15037-3 angeordnet sein. An die Stelle der Platte können ganz oder teilweise statisch mitwirkende Zwischenbauteile aus Beton nach DIN EN 15037-2 bzw. aus Deckenziegel nach DIN EN 15037-3 treten, die in Richtung der Rippen mittragen.

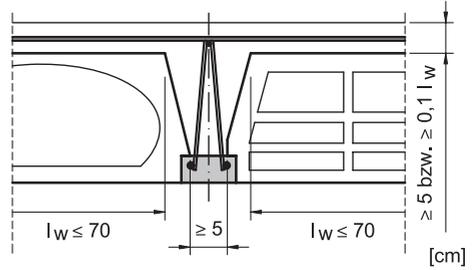


Bild 120. Rippendecke mit Zwischenbauteilen

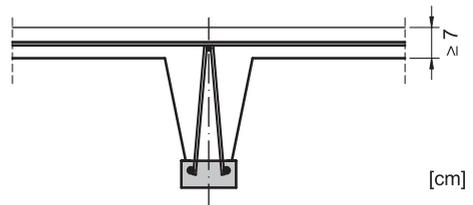


Bild 121. Plattenbalkendecke mit Gitterträgern

Die Plattendicke muss mindestens $1/10$ des lichten Rippenabstandes, mindestens aber 5 cm betragen. Als Querbewehrung sind bei einzelnen Stäben aus Betonstahl B500A oder B500B mindestens drei Stäbe mit Durchmesser $d_s = 6$ mm und bei Betonstahlmatten B500 mindestens drei Stäbe mit Durchmesser $d_s = 4,5$ mm je Meter anzuordnen. Die Längsrippen müssen mindestens 5 cm breit sein (Bild 120).

Für die Anordnung von Querrippen in Balken- und Rippendecken gelten die gesonderten Regelungen in den Abschnitten 4.3.4 und 4.3.5.

Plattenbalken sind stabförmige, vorwiegend auf Biegung beanspruchte Bauteile, bei denen Platten und Balken (Rippen) kraftschlüssig miteinander verbunden sind und bei der Aufnahme der Schnittgrößen zusammenwirken. Sie können als einzelne Träger oder als Plattenbalkendecken ausgeführt werden. Ihre Stützweite beträgt mindestens die zweifache Querschnittshöhe und die Querschnitts- bzw. Stegbreite beträgt höchstens das Vierfache der Querschnittshöhe. Die Mindestdicke der Platten beträgt nach Zulassungen 7 cm (Bild 121). Bei der Ausführung mit Gitterträgern können zwischen den Rippen auch verlorene Schalungen oder Zwischenbauteile eingesetzt werden.

Bei den Varianten nach den Bildern 119 bis 121 werden die Gitterträger im Fertigteilwerk mit den Untergurten in Betonleisten einbetoniert. Auf diese Betonfußleisten werden bei vorgenannten Ausführungen die Zwischenbauteile aufgelegt.

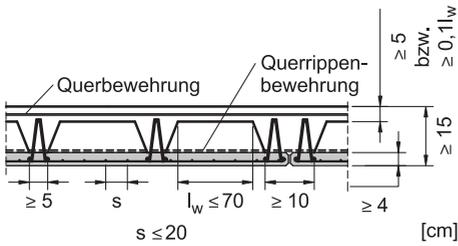


Bild 122. Elementrippendecke mit Gitterträgern

Zwischenbauteile sind statisch mitwirkende oder nicht mitwirkende Fertigteile aus bewehrtem oder unbewehrtem Normal- oder Leichtbeton oder Bauteile aus gebranntem Ton. Auch Porenbetonsteine wurden bereits verwendet. Statisch mitwirkende Zwischenbauteile müssen mit Beton verfüllbare Stoßfugenaussparungen zur Sicherstellung der Druckübertragung in Balken- oder Rippenlängsrichtung und gegebenenfalls zur Aufnahme der Querbewehrung haben. Sie können über die volle Dicke der Rohdecke oder nur über einen Teil dieser Dicke reichen.

Zusätzlich zu den vorgenannten Decken mit einzelnen Betonfußleisten sind in einigen Zulassungen auch Deckensysteme mit vorgefertigten Elementen unter Einbeziehung mehrerer Rippen beschrieben. Auch Elementrippendecken mit geschlossener unterer Platte nach Bild 122 sind nach bestimmten Zulassungen (z. B. [31]) möglich.

4.2 Montagezustand

Für den Montagezustand gelten dieselben Grundlagen wie für Elementdecken. Die Montagestützweiten sind durch Montageunterstützungen so zu begrenzen, dass unter der Eigenlast der Rohdecke und einer Nutzlast von $1,5 \text{ kN/m}^2$ bzw. einer Einzellast von $1,5 \text{ kN}$ mit Ansatz eines Teilsicherheitsbeiwertes von $\gamma_F = 1,0$ (vgl. Abschnitt 3.1.1) die in Zulassungen angegebenen zulässigen Momente und Querkräfte nicht überschritten werden. Für den Nachweis ist ein Einfeldträger zu berechnen. Die nachzuweisenden Schnittgrößen sind in Abhängigkeit vom Gitterträgerstyp, der Gitterträgerhöhe und den Stabdimensionen festgelegt und im Allgemeinen etwas geringer als bei Anwendung der gleichen Gitterträger in Elementdecken. Je Gitterträger steht bei Anwendung in Betonfußleisten mit etwa 12 cm bis 14 cm Breite ein geringerer Betontraganteil als in Elementdecken je Gitterträger zur Verfügung. Bei Gitterträgern mit Obergurt $d_s = 16 \text{ mm}$ überwiegt jedoch der Traganteil der Gitterträger gegenüber dem Betontraganteil, sodass für den Gitterträger D-06716 bzw. E-06716 nach Zulassung [31] für die Momente und Biegesteifigkeiten der Gitterträger mit diesen Obergurten die gleichen Werte je

Tabelle 35. Richtwerte für Montagestützweiten von Gitterträgerdecken mit Betonfußleisten

Obergurt	Richtwerte der Montagestützweite	Zulassung
1 \varnothing 8 mm	$\approx 1,6 \text{ m}$	[31, 151, 152]
1 \varnothing 10 mm	$\approx 2,2 \text{ m}$	
2 \times 40 mm	$\approx 2,2 \text{ m}$	[51]
1 \varnothing 16 mm	$\approx 3,5 \text{ m}^1)$	[31]
2 \varnothing 16 mm	$\approx 5,0 \text{ m}^2)$	[153]

¹⁾ nur in Verbindung mit Untergurtdurchmessern ab 10 mm und Diagonalendurchmesser 7 mm

²⁾ nur in Verbindung mit Untergurtdurchmessern ab 12 mm und Diagonalendurchmesser 8 mm und gezielter Überhöhung der Balken bei der Vorfertigung

Gitterträger wie bei Anwendung in Elementdecken [55] angesetzt werden dürfen.

Die maximalen Montagestützweiten sind außer von den Gitterträgern auch von der Roheigenlast der Decke sowie von den Trägerabständen abhängig und sind daher für jede Deckenvariante gesondert zu bestimmen. Aufgrund der zahlreichen Parameterkombinationen sollen an dieser Stelle nur Richtwerte mitgeteilt werden. Für Betonsteindecken mit Trägerabständen von $62,5 \text{ cm}$ und Gesamtdicken von 20 cm bis 25 cm ergeben sich Deckenrohgewichte von etwa $2,5 \text{ kN/m}^2$ bis $3,75 \text{ kN/m}^2$. Für Gitterträgerhöhen, welche etwa 5 cm niedriger als die Gesamtdeckenstärken sind, ergeben sich damit die Richtwerte für mögliche Montagestützweiten nach Tabelle 35.

Die Richtwerte nach Tabelle 35 dienen zur Vordimensionierung. Maßgebend ist der Nachweis auf Grundlage der jeweiligen Zulassung. Errechnete Montagestützweiten für ausgewählte Systemparameter sind unter anderem auch in später vorgestellten Bemessungstabellen für den Endzustand angegeben.

Bei der Anwendung von Gitterträgern mit Obergurtdurchmesser 16 mm nach Zulassung [31] und grundsätzlich bei Anwendung der Gitterträger mit zwei Obergurten nach Zulassung [153] ist eine maximale Durchbiegung bzw. ein maximaler Durchhang von 1 cm nachzuweisen. In der Zulassung [31] sind tabellierte Montagestützweiten von $2,13 \text{ m}$ bis $4,12 \text{ m}$ angegeben, die eine Durchbiegung von maximal 1 cm ohne zusätzlichen Nachweis sicherstellen.

Für die mittels Metall-Aktivgas-Schweißen hergestellten Gitterträger nach Zulassung [153] sind ef-

fektive Biegesteifigkeiten je Gitterträger mit Betonfußleiste angegeben, mit denen der Durchbiegungsnachweis zu führen ist. Dabei ist der Durchhang zwischen der Verbindungslinie der Auflager auf 1 cm bzw. bei Stützweiten l über 5 m auf $l/500$ und die gesamte Durchbiegung auf $l/250$ zu begrenzen. Die Fertigteilbalken sind in diesem Fall mit einer entsprechenden planmäßigen Überhöhung herzustellen. Diese Überhöhung der Balken mit den Gitterträgern stellt hohe Anforderungen an die Herstellungsgenauigkeit. Der in Tabelle 35 genannte Richtwert der Montagestützweite ist zum einen nur in Verbindung mit vorgenannter Überhöhung ausführbar. Zum anderen nehmen die möglichen Montagestützweiten mit zunehmender Deckenstärke auf etwa 4,4 m für Deckenstärken von 30 cm ab, sodass unterstützungsfreie Montagen auch mit diesen materialintensiven Gitterträgern [153] nicht in allen Fällen ausführbar sind.

Montageunterstützungen in der Nähe des Auflagers sind nicht erforderlich bei Betonfußleisten, wenn die Auflagertiefe mindestens 10 cm beträgt und ein Untergurtnoten des Gitterträgers über dem Auflager liegt.

4.3 Endzustand

4.3.1 Grundlagen

Für Balken-, Rippen- und Plattenbalkendecken gelten die Bestimmungen von Eurocode 2 [22] zusammen mit dem Nationalen Anhang [23], soweit in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen nichts anderes festgelegt ist. In diesem Beitrag werden die wesentlichen Regelungen zusammenfassend beschrieben und erläutert.

Für die Ermittlung der Schnittgrößen dürfen nach geltenden Zulassungen Verfahren nach der Plastizitätstheorie und nichtlineare Verfahren nicht angewendet werden. Bei der Biegebemessung darf so vorgegangen werden, als ob der Gesamtquerschnitt von Anfang an einheitlich hergestellt worden wäre. Voraussetzung hierfür ist, dass die unter dieser Annahme in der Fuge wirkenden Schubkräfte durch Bewehrungen aufgenommen und die Fuge zwischen dem ursprünglichen Querschnitt und der Ergänzung ausreichend rau ausgeführt wird. Der Nachweis der Verbundfuge entspricht demjenigen für Elementdecken nach Abschnitt 3.2.3.2. Ergänzende Querkraft- bzw. Schubspannungsgrenzen sind zu beachten, wenn die Gitterträger nicht über die gesamte Höhe geführt werden oder zusätzlich zu den Gitterträgergurten einzelne Bewehrungsstäbe als Biegezugbewehrung zugelegt werden (s. Abschnitt 4.3.3).

Werden im gleichen Querschnitt Fertigteile und Ortbeton oder auch Zwischenbauteile unterschiedlicher Festigkeit verwendet, so ist für die Bemessung des gesamten Querschnitts die geringste Festigkeit

dieser Teile in Rechnung zu stellen, sofern nicht das unterschiedliche Tragverhalten der einzelnen Teile rechnerisch berücksichtigt wird. Für die Anrechnung von statisch mitwirkenden Zwischenbauteilen in Stahlbetonrippendecken gelten gesonderte Regelungen (s. Abschnitt 4.3.5).

4.3.2 Bewehrung und Konstruktion

Betonfußleisten (Bilder 119 bis 121) sowie Fertigplatten (Bild 122) sind aus Beton der Festigkeitsklasse C20/25 bis C50/60 oder LC25/28 bis LC50/55 mindestens der Rohdichteklasse D 1,2 herzustellen. Für den Ortbeton ist Beton C16/20 bis C50/60 zu verwenden. Die Mindestfestigkeitsklasse C16/20 für den Ortbeton wurde aus den ursprünglichen Zulassungen sinngemäß übernommen. Die Verwendung von Leichtbeton ist nur für die Anwendung im Fertigteil benannt. Eine inhaltliche Begründung für diese Einschränkung ist den Verfassern nicht bekannt. In einer älteren Version der Zulassung [31] aus dem Jahr 1979 [9] war auch als Ortbeton ein Leichtbeton mindestens der Festigkeitsklasse LB 15 zugelassen.

Die Auflagertiefe von Balken, Plattenbalken und Stahlbetonlängsrippen ist so zu wählen, dass die zulässigen Pressungen in der Auflagerfläche nicht überschritten werden und die erforderlichen Verankerungslängen der Bewehrung untergebracht werden können. Gerippte Gurte dürfen wie Betonstahlmatten verankert werden. Die Zulassungen enthalten darüber hinaus Regelungen für die Verankerung glatter Gurte. Die Ausführung glatter Untergurte ist jedoch nicht mehr üblich, sodass sich eine Erläuterung an dieser Stelle erübrigt.

Die Abmessungen der Betonfußleisten müssen auch bei Anordnung von Zulagebewehrungen die erforderliche Betondeckung nach Eurocode 2 gewährleisten. Diese ist auch gegenüber den Zwischenbauteilen einzuhalten.

Rechnerisch nicht erfasste Einspannwirkung an Endauflagern von Balken und Plattenbalken müssen nach Eurocode 2, 9.2.1.2 bei der baulichen Durchbildung berücksichtigt werden. Nach den Zulassungen ist abweichend von der Bemessungsregelung [23] im zitierten Normenabschnitt, wonach eine Bemessung für 25% des benachbarten Feldmomentes zu führen ist, eine Bewehrung von etwa $1/3$ der Feldbewehrung anzuordnen.

In angrenzenden Platten sollte eine Abreibbewehrung angeordnet werden. Liegt bei einachsiger gespannten Decken die Hauptbewehrung parallel zu einer nicht berücksichtigten Einspannung (z. B. Balken, Wand), sind die dort auftretenden Zugspannungen durch eine rechtwinklig zu dieser Stützung verlaufende obere Querbewehrung aufzunehmen, die das Abreißen verhindert. Wird diese Bewehrung nicht besonders ermittelt, so ist je Meter Stützung

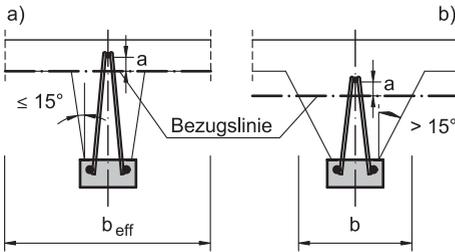


Bild 123. Verankerung niedriger Gitterträger in der Druckzone von Balken- und Rippendecken

60% der Hauptbewehrung der Decke in Feldmitte anzuordnen. Mindestens sind fünf Bewehrungsstäbe mit Durchmesser $d_s = 6$ mm je Meter oder eine größere Anzahl von dünneren Stäben mit gleichem Gesamtquerschnitt anzuordnen. Diese Bewehrung muss mindestens um ein Viertel der in der Berechnung zugrunde gelegten Deckenstützweite über die Stützung hinausreichen.

Gitterträger müssen als Querkraft- und Verbundbewehrung unter Berücksichtigung der Betondeckung über die ganze Querschnittshöhe reichen. Die Gitterträgerhöhe darf bis zur 0,6-fachen Deckendicke (einschließlich der unteren Betondeckung) reduziert werden, wenn die Gitterträger in der Druckzone oberhalb einer definierten „Bezugslinie“ mit einem Mindestabstand a zwischen der Unterkante des Gitterträgerobergurtes und der Bezugslinie verankert werden (Bild 123).

In Rippendecken können unabhängig von dieser Regelung in bestimmten Fällen auch niedrige Gitterträger als reine Verbundbewehrung angeordnet werden. Dieses gilt nach Zulassung, wenn die Nutzlast $2,8 \text{ kN/m}^2$ und die Durchmesser der Längsbewehrung 16 mm nicht überschreiten, die Feldbewehrung von Auflager zu Auflager durchgeführt wird und die einwirkende Schubkraft V_{Ed} den Bemessungswert für schubunbewehrte Bauteile $V_{Rd,c}$ nach Gl. (16) nicht überschreitet.

Als Bezugslinie für die Festlegung zur erforderlichen Gitterträgerhöhe gilt

- bei Rippen- oder Plattenbalkendecken ohne Vouten, deren seitliche Stegflächen höchstens um 15° gegenüber der Senkrechten geneigt sind und die Schubspannung $V_{Ed}/(b_{eff} \cdot z)$ in der Platte den Höchstwert nach Tabelle 36 nicht überschreitet, die Unterkante der Platte oder
- bei Balkendecken und Rippen- oder Plattenbalkendecken mit oder ohne Vouten, deren seitliche Stegflächen um mehr als 15° gegenüber der Senkrechten geneigt sind, die Linie, für die der

Tabelle 36. Schubspannungen zur Bestimmung der Bezugslinie bei Verwendung niedriger Gitterträger in Balken- und Rippendecken und Plattenbalkendecken

Betonfestigkeitsklasse	$V_{Ed}/(b_{eff} \cdot z)$ bzw. $V_{Ed}/(b \cdot z)$ [N/mm^2]	
	gestaffelte Bewehrung	nicht gestaffelte Bewehrung
C16/20	0,43	0,60
C20/25	0,50	0,70
C25/30	0,53	0,77
C30/37	0,56	0,84

b_{eff} effektive Querschnittsbreite (der Platte)
 b Querschnittsbreite auf Höhe der Bezugslinie (bei geneigten Stegflächen)

Tabelle 37. Mindestabstand a bei Verankerung von Gitterträgerobergurten in der Druckzone nach Bild 123

Bereich	Schubspannungsgrenzen [N/mm^2]	Abstand a für	
		C16/20	\geq C20/25
1	$V_{Ed}/(b_w \cdot z) \leq 1,4$	3,5 cm	2,5 cm
2	$1,4 < V_{Ed}/(b_w \cdot z) < 2,0$	4,5 cm ¹⁾	3,5 cm
3	$2,0 \leq V_{Ed}/(b_w \cdot z) \leq 2,5$	–	4,5 cm

¹⁾ nur zulässig bis $V_{Ed}/(b_w \cdot z) \leq 1,7 \text{ N/mm}^2$

Rechenwert $V_{Ed}/(b \cdot z)$ dem Wert nach Tabelle 36 entspricht.

Für den Mindestabstand a zwischen Unterkante des Obergurtes und der Bezugslinie gelten in Abhängigkeit von der Schubspannung auf Höhe der wirklichen Stegbreite b_w die Werte der Tabelle 37.

Ist bei Rippendecken die Plattendicke geringer als der Wert nach Tabelle 37 unter Berücksichtigung der erforderlichen Betondeckung, so genügt es, dass der Gitterträger wie üblich über die ganze Querschnittshöhe reicht. Im Bereich von Zwischenauflägern von Durchlaufträgern ist eine Reduzierung der Gitterträgerhöhe nicht zulässig.

Die Zulassungsregelung zur Anwendung niedriger Gitterträger war bereits 1974 in Zulassungen enthalten und wurde von *Manleitner* [25] erläutert.

Grundlage sind Versuche mit nicht über die ganze Querschnittshöhe reichenden Gitterträgern.

Bei Plattenbalken ohne Vouten und mit etwa rechteckförmigem Stegquerschnitt reichen die Schubrisse im Allgemeinen nur bis zur Plattenunterkante. Die Querkraftbewehrung muss daher nur ein bestimmtes Maß in die Platte reichen. Voraussetzung ist, dass die Schubspannung in der Platte den für unbewehrten Beton zulässigen Grenzwert nicht überschreitet. Bei Balken und Plattenbalken mit und ohne Vouten mit zur Druckzone stark zunehmender Stegbreite reichen die Schubrisse nur bis zu der Stelle, an der die Schubspannungen senkrecht zur Querschnittsachse bemessen, etwa dem für unbewehrten Beton geltenden Wert entspricht. Dieser Wert wurde seinerzeit entsprechend der damals genormten Schubspannungsgrenze für Platten ohne Querkraftbewehrung festgelegt. Die Werte der aktuellen Zulassungen nach Tabelle 36 basieren auf diesen Grenzen nach DIN 1045:1988 [19] und wurden zur Anpassung an das Sicherheitskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten mit dem pauschalen Teilsicherheitsbeiwert von 1,4 für die Belastung multipliziert. Aus dem ursprünglichen Bezug ergibt sich auch bei den in Tabelle 36 genannten Grenzwerten die Unterscheidung zwischen nicht gestaffelter und gestaffelter Biegezugbewehrung. Die erforderliche Mindestneigung der Stegseiten von 15° , um als geneigte Stege betrachtet zu werden, ergibt sich aus den damaligen Versuchsparametern.

Die Querkraftbewehrung muss oberhalb des gerissenen Bereiches ausreichend weit im nicht gerissenen Beton verankert werden. Bei der Festlegung der erforderlichen Verankerung der Gitterträger oberhalb der maßgebenden Bezugslinie wurde eine globale Sicherheit von $\gamma = 2,5$ gegen das Herausreißen der Querkraftbewehrung aus der Druckplatte nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit für erforderlich gehalten. Untersucht wurden damals niedrige Betonfestigkeitsklassen. Dementsprechend sind in Tabelle 37 Grenzwerte nur für die aktuellen Klassen C16/20 und C20/25 angegeben. Untersuchungen zur möglichen Abminderung dieser Werte bei Anwendung höherer Betonfestigkeitsklassen sind den Verfassern nicht bekannt.

Die Angabe einer Mindestgitterträgerhöhe erfolgte zur Berücksichtigung des Einflusses eines durchgehenden Risses im Steg infolge von Zwangskräften. Die in [25] erläuterte Mindesthöhe von 70 % der Gesamtdicke wurde seit etwa 1979 reduziert und ist in aktuellen Zulassungen auf 60 % der Gesamtdicke festgelegt.

Die erläuterte Regelung betrifft Verankerungen von Gitterträgern in der ungerissenen Druckzone. Bei Durchlaufträgern muss die Querkraftbewehrung im Bereich negativer Momente in der Zugzone verankert werden und über die ganze Querschnittshöhe reichen. Da in der Praxis üblicherweise Einfeldträ-

ger ausgeführt werden, ist dieser Anwendungsfall die Ausnahme.

4.3.3 Zulagebewehrung

In den Betonfußleisten und Fertigteilplatten können zusätzlich zu den Gitterträgeruntergurten Betonstähle als Biegezugbewehrung zugelegt werden. Dabei dürfen alle genormten Betonstähle nach DIN 488 [43] und alle bauaufsichtlich zugelassenen Betonstähle verwendet werden.

Bei der Anordnung von Zulagebewehrungen sind Mindestabstände und in Abhängigkeit von den Schubbeanspruchungen konstruktive Regelungen einzuhalten. Bild 124 zeigt Mindestabstände nach Zulassungen für zwei unterschiedliche Gitterträger. Für die lichten Abstände zwischen Zulagestäben gilt mit einigen Ausnahmeregelungen ein Maß von 20 mm. Wird ein Größtkorn d_g größer 16 mm verwendet, ist ein Mindestabstand von $d_g + 5$ mm einzuhalten ist. Diese Regelung wird bei üblicherweise verwendeten Betonen für Fußleisten nicht relevant.

Einzelne Zulagen dürfen auch direkt an einen Untergurt bzw. an eine Diagonale angelegt werden. Zusätzlich können Zulagen auch oberhalb der Fußleiste im Ortbeton angeordnet werden (Bild 124). Für die maximalen Stabdurchmesser und gegebenenfalls erforderliche Umbügelung dieser Zulagen im Ortbeton gelten die Regelungen der Zulassung.

Anzahl und maximaler Durchmesser von Zulagebewehrungen sind in den einzelnen Zulassungen festgelegt. Nach Zulassung [31] dürfen bei Verwendung von Gitterträgern nach den Bildern 14 und 15 in der Betonfußleiste ein bis zwei Stäbe mit einem maximalen Stabdurchmesser von 20 mm zugelegt werden, wenn der Untergurtdurchmesser maximal 12 mm beträgt. Bei Untergurtdurchmessern von 14 mm reduziert sich der mögliche Durchmesser der Zulagen auf maximal 14 mm. Im Ortbeton über der Fußleiste dürfen zwei Stäbe bis Durchmesser 12 mm oder ein Stab bis 16 mm Durchmesser ohne Umbügelung angeordnet werden.

Zusätzlich zur Festlegung maximaler Stabdurchmesser können in Abhängigkeit von der Querkraftbelastung und den Durchmessern der zugelegten

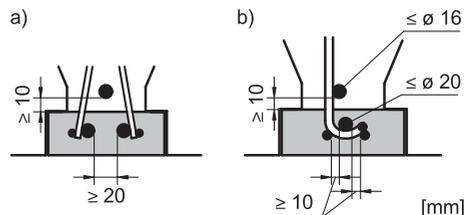


Bild 124. Stababstände in Betonfußleisten bei Anordnung von Zulagen

Tabelle 38. Bedingungen für die Anordnung einer Querbewehrung bei Zulage einer Biegezugbewehrung in der Fußleiste

Bereich	Max $V_{Ed} / (b_w \cdot z)$ [N/mm ²]			Durchmesser der Zulagestäbe (Biegezugbewehrung)	
	C20/25	C25/30	\geq C30/37	\leq 16 mm	$>$ 16 mm
1	\leq 1,0 (\leq 1,4)	\leq 1,2 (\leq 1,6)	\leq 1,4 (\leq 1,8)	keine Querbewehrung erforderlich	Querbewehrung im Bereich der End- und Zwischenaufleger jeweils auf 1 m Länge ¹⁾
2	$>$ 1,0 ($>$ 1,4) \leq 2,0	$>$ 1,2 ($>$ 1,6) \leq 2,3	$>$ 1,4 ($>$ 1,8) \leq 2,6	Querbewehrung im Bereich 2, mindestens aber auf 1 m Länge ¹⁾	Querbewehrung im Bereich 2 und auf 1 m Länge über diesen Bereich hinaus ¹⁾
3	$>$ 2,0 \leq 2,4 ²⁾	$>$ 2,3 \leq 2,8 ²⁾	$>$ 2,6 \leq 3,3 ²⁾	Bügel, die die gesamte Zugbewehrung umschließen. Bei Bügeln, die nur die Zulagestäbe umschließen, sind zusätzliche Querbügel jedem Untergurtnotenpunkt zuzuordnen	

¹⁾ Bei Einzellasten, deren Querkraftanteil mindestens 60% beträgt, sind die Querbügel vom Auflager bis zur Einzellast anzuordnen.

²⁾ Zulassungen geben an dieser Stelle keine Obergrenze an. Es gilt die Obergrenze nach Tabelle 22, hier wieder gegeben für raue Verbundfuge.

(-)Werte nur bei voller Schub sicherung im Steg (Querkraftbemessung für $\cot \theta = 1,0$).

Stäbe unterschiedliche Querbewehrungen erforderlich werden. Hierzu enthalten die Zulassungen in Abhängigkeit vom Gitterträgertyp gesonderte Regelungen, die nachfolgend erläutert werden.

Querbewehrungen können erforderlich werden, um Querkzugspannungen im Betonfuß aufzunehmen. Diese resultieren nach *Manleitner* [25]

- aus Sprengkräften aus der Veränderung der Spannung der Längsbewehrung,
- aus Kräften, die aus dem Anschluss der Zulagestäbe an die Querkraftbewehrung und durch Abstützung eines Teils der schiefen Druckkraft auf die Längsbewehrung entstehen,
- aus Querkzugkräften aus der Verankerung der Querkraftbewehrung mit in Längsrichtung des Balkens verlaufenden Verankerungselementen, z. B. bei Verankerung der Diagonalen durch angeschweißte Untergurte oder aus quergerichteten Kräften aus einer Spreizung der schiefen Druckstreben im Querschnitt.

Für Zulassungsregelungen wurde festgelegt, auf eine Querbewehrung zu verzichten, wenn eine erhöhte globale Sicherheit von $\gamma = 2,5$ zu erwarten ist. Aufgrund theoretischer Untersuchungen sowie Versuchen mit zwei unterschiedlichen Gitterträgertypen wurden Bedingungen für die erforderliche Anordnung von Querbewehrung formuliert. Eine Querbewehrung ist danach grundsätzlich nur bei Anordnung einer Zulagebewehrung erforderlich.

Für Standardgitterträger [151, 152] bzw. für Gitterträger nach [31] ergibt sich eine erforderliche Querbewehrung in Abhängigkeit vom Durchmesser der Zulagen, von der Betongüte und der Schubbeanspruchung. Die ursprünglich festgelegten Schubspannungsgrenzen auf der Grundlage des globalen Sicherheitskonzeptes wurden für die aktuellen Zulassungen durch eine Erhöhung mit dem Teilsicherheitsbeiwert für die Lasten von $\gamma = 1,4$ an das aktuelle Konzept mit Teilsicherheitsfaktoren angepasst.

Die aktuellen Regelungen der vorgenannten Zulassungen sind in Tabelle 38 zusammengestellt. In Abhängigkeit von der Schubspannung sind drei Bereiche definiert, woraus sich unterschiedliche Anforderungen an eine Querbewehrung ergeben. Höhere Schubspannungsgrenzen ergeben sich für den Bereich 1 bei voller Schubdeckung, d.h. bei einer Querkraftbemessung mit Betondruckstrebenneigung von 45° ($\cot \theta = 1,0$). Nur bei voller Schubdeckung ist eine Staffelung der Biegezugbewehrung zulässig. Bei gestaffelter Bewehrung müssen stets im Bereich der Verankerung von Stäben mit $d_s \geq 12$ mm mindestens 6 Querbügel im Abstand von 10 cm angeordnet werden.

Für Bereich 3 wird in den entsprechenden Tabellen nach Zulassung keine explizite Spannungsobergrenze angegeben. Hier gelten die Obergrenzen aus den Verbund- und Querkraftnachweisen. In Tabelle 38 wurde an dieser Stelle die Obergrenze für raue Verbundfugen nach Tabelle 22 ergänzt.

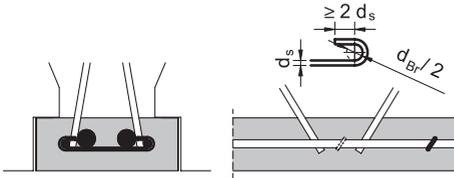


Bild 125. Betonfußleiste mit Zulagebewehrung und Querbügeln nach [31]

Als Querbewehrung kommen unterschiedliche Bewehrungsformen zur Anwendung. Bild 125 zeigt eine Ausführung mit Querbügeln. Der Minstdurchmesser der Querbewehrung beträgt 5 mm. Der maximale Abstand beträgt 20 cm für die Betonfestigkeitsklasse C20/25, 17,5 cm für die Klasse C25/30 und 15 cm für Betonfestigkeitsklassen ab C30/37. Bei einem erhöhten Stabdurchmesser von 6 mm kann im zuletzt genannten Fall der Abstand auf 20 cm erhöht werden (vgl. [31]).

Als Querbewehrung können nach den Zulassungen [31, 151] auch andere Bewehrungsformen wie Querbügelleitern (Bild 126a) oder einschnittige Bügel eingesetzt werden. Diese können auch als zusätzliche Verbund- bzw. Querkraftbewehrung angerechnet werden, wenn die Konstruktionsvorgaben der jeweiligen Zulassungen eingehalten sind und die Querkraftbeanspruchung festgelegte Schubspannungen nicht überschreitet. Diese Grenzen, bis zu denen Querbügelleitern oder einschnittige Bügel als zusätzliche Querkraftbewehrung eingesetzt werden können, entsprechen nach [31] den Obergrenzen vom Bereich 2 nach Tabelle 38. Für die nicht in Tabelle 38 enthaltene Betonfestigkeitsklasse C16/20 ist zusätzlich ein Wert von $V_{Ed}/(b_w \cdot z) \leq 1,8 \text{ N/mm}^2$ festgelegt.

Gitterträger nach Bild 21 enthalten am Fußpunkt (Bild 124b) bereits konstruktionsbedingt eine Querbewehrung in Form einer aus den Diagonalen geformten Schlaufe. Diese Schlaufe kann Querkraftspannungen infolge von Bewehrungszulagen aufnehmen. Nach geltender Zulassung [51] ist unabhängig von der vorhandenen Querkraftbeanspruchung die Zulage eines Stabes bis Durchmesser 20 mm innerhalb dieser Schlaufe ohne zusätzliche Querbewehrung möglich. Der Einsatz dieser Gitterträger bietet sich daher bei Decken mit großen Spannweiten und entsprechend großer Biegezugbewehrung an.

4.3.4 Balkendecken

Bei Balkendecken aus ganz oder teilweise vorgefertigten Balken mit Nutzlasten $q_k \leq 5 \text{ kN/m}^2$ darf ohne Nachweis eine ausreichende Querverteilung der Nutzlasten vorausgesetzt werden, wenn Querrippen entsprechend nachfolgenden Regelungen an-

Tabelle 39. Bedingungen für den maximalen Abstand von Querrippen

Nutzlast q_k [kN/m ²]	Maximaler Abstand der Querrippen bei	
	$s_L \leq l_{eff}/8$	$s_L > l_{eff}/8$
$\leq 2,8$	–	12 h
$> 2,8$	10 h	8 h

geordnet und ausgeführt werden. Der vorgenannte Grenzwert der Nutzlast sowie auch nachfolgende Werte für Nutzlasten wurden als charakteristische Lasten definiert. Sie wurden aus früheren Regelungen auf der Grundlage des Konzeptes mit globalen Sicherheitsbeiwerten übernommen. Bei der aktuellen Bemessung mit Teilsicherheitsbeiwerten dürfen die Entwurfslasten dementsprechend höher liegen.

Die maximalen Abstände der Querrippen ergeben sich in Abhängigkeit von der Nutzlast, dem Achsabstand s_L und der Stützweite l_{eff} der Längsrippen nach Tabelle 39 als ein Vielfaches der Gesamtdicke h . Bei Stützweiten über 4 m ist jedoch mindestens eine Querrippe anzuordnen.

Die Querrippen sind bei Nutzlasten über $3,5 \text{ kN/m}^2$ für die vollen, sonst für die halben Schnittgrößen der Balken zu bemessen. Sie sind etwa so hoch wie die Längsrippen auszubilden und es ist eine Verbund- bzw. Querkraftbewehrung anzuordnen.

4.3.5 Stahlbetonrippendecken

Bei Stahlbetonrippendecken nach Definition in Abschnitt 4.1 ist kein statischer Nachweis für die Platten erforderlich. Sie sind für Nutzlasten bis $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ zulässig. Dies gilt auch in Fabriken und Werkstätten mit leichtem Betrieb, aber nicht bei Decken, die von Fahrzeugen befahren werden, die schwerer als Personenkraftwagen sind. Einzellasten über $7,5 \text{ kN}$ sind durch bauliche Maßnahmen (z. B. Querrippen) unmittelbar auf die Längsrippen zu übertragen.

In Rippendecken sind Querrippen anzuordnen, deren Mittenabstände bzw. deren Abstände vom Rand der Vollbetonstreifen die Werte der Tabelle 39 nicht überschreiten. Bei Decken in Wohngebäuden ($q_k \leq 2,8 \text{ kN/m}^2$) mit einer Stützweite bzw. einer lichten Weite zwischen den Rändern der Vollbetonstreifen bis zu 6 m sind Querrippen entbehrlich. Bei anderen Gebäuden oder bei Stützweiten bzw. lichten Weiten über 6 m ist mindestens eine Querrippe erforderlich. Die Querrippen sind bei Nutzlasten über $3,5 \text{ kN/m}^2$ für die vollen, sonst für die halben Schnittgrößen der Längsrippen zu bemessen. Diese Bewehrung ist unten, besser unten und oben anzuordnen. Querrippen sind etwa so hoch wie Längsrippen auszubilden

und es ist eine Verbund- bzw. Querkraftbewehrung anzuordnen.

Bei Anordnung von Querrippen nach vorgenannten Regelungen darf in Stahlbetonrippendecken mit ganz oder teilweise vorgefertigten Rippen und Ort-betonplatte oder mit statisch mitwirkenden Zwischenbauteilen ohne Nachweis eine ausreichende Querverteilung der Nutzlasten vorausgesetzt werden.

Wird die Decke am Auflager durch darauf stehende Wände (mit Ausnahme von leichten Trennwänden) belastet, ist am Auflager zwischen den Rippen ein Vollbetonstreifen anzuordnen, dessen Breite gleich der Auflagertiefe und dessen Höhe gleich der Rippenhöhe ist. Soweit Rippen zur Aufnahme negativer Momente unten verbreitert werden, darf die Zunahme der Rippenbreite nur mit einer Neigung von 1:3 in Rechnung gestellt werden. Über den Innenstützen von durchlaufenden Rippendecken darf nur die durchgeführte Feldbewehrung als Druckbewehrung mit maximal 1% des Betonquerschnitts in Rechnung gestellt werden.

Die Längsbewehrung ist möglichst gleichmäßig auf die einzelnen Rippen zu verteilen. Am Auflager darf jeder zweite Bewehrungsstab aufgebogen werden, wenn in jeder Rippe mindestens zwei Stäbe liegen. Weitere Regelungen zu Stahlbetonrippendecken und insbesondere bei Ausföhrung mit ganz oder teilweise statisch mitwirkenden Zwischenbauteilen enthalten die Zulassungen für Gitterträger.

4.3.6 Plattenbalkendecken

Bei Nutzlasten über 5 kN/m² gelten die Vereinfachungen bezüglich der Querverteilung der Lasten und der damit verbundenen konstruktiven Querbewehrung, wie sie bei Rippendecken angewendet werden können, nicht mehr. In diesem Fall ist die Platte mit einer Mindestdicke von 7 cm auszuführen und deren Momenten- und Querkrafttragfähigkeit quer zur Haupttragrichtung nachzuweisen. Zusätzlich ist der Anschluss der Platte als Druckgurt oder gegebenenfalls als Zuggurt an den Steg nach Eurocode 2 [22, 23] nachzuweisen.

4.3.7 Bemessungshilfen

Balken- und Rippendecken werden in unterschiedlichen Dimensionen ausgeführt. Die Deckenstärken bei Verwendung von Zwischenbauteilen variieren etwa zwischen 16 cm und 37 cm. Aufgrund unterschiedlicher Abmessungen der Zwischenbauteile ergeben sich verschiedene Formen der Betondruckzonen und unterschiedliche Rippenabstände. Typische Achsabstände für Balken- und Rippendecken liegen bei 50 cm, 62,5 cm und 64 cm. Dabei ist dieses Maß zusätzlich abhängig von der Breite des vorgefertigten Betonfußes, welcher in Abhängigkeit von der erforderlichen Betondecke unterschied-

lich gewählt werden kann. Typische Breiten liegen zwischen 13 cm und 14 cm. Die Mindestdicke beträgt 5 cm.

Für die Bemessung von Balken- und Rippendecken liegen verschiedene Bemessungstabellen vor. Im Folgenden werden Bemessungstabellen für einige gebräuchliche Abmessungen vorgestellt. Weitere Bemessungstabellen werden von Zulassungsinhabern und Anbietern der Ziegelstein- oder Betondecke zur Verfügung gestellt.

Die Bezeichnung der Tabellen 40 bis 45 ergibt sich aus einem Buchstaben für das Material des Zwischenbauteils (B = Betonstein, Z = Ziegelstein) und der nachfolgenden insgesamt vierstelligen Zahlenangabe für die Steinhöhe und Dicke der Aufbetonschicht in Zentimeter. Nach dem Bindestrich folgt der Achsabstand der Balken bzw. Rippen in Millimeter. Danach folgt eine Kennung für die Expositions-klasse und die Kurzbezeichnung des Gitterträger-typs sowie ergänzende Kennungen zur Unterscheidung von Tabellen für verschiedene Parameter.

Die Tabellen 40 bis 42 gelten für Betondecke mit D-Gitterträgern nach Bild 14 bzw. E-Gitterträgern nach Bild 15, welche in [31] geregt sind. Sie gelten für Beton C25/30 und die Verwendung von 20 cm hohen Betonsteinen mit typischen Abmessungen. Die Betondecke wurde entsprechend der Expositions-klasse XC1 zu 2 cm festgelegt. Der Achsabstand der Gitterträger beträgt 62,5 cm. Tabelle 40 gilt ohne zusätzliche Aufbetonschicht für eine Balkendecke mit Deckenstärke von 20 cm und Tabelle 41 mit einer 3 cm dicken Aufbetonschicht für eine 23 cm starke Balkendecke. Tabelle 42 gilt mit einer Aufbetonschicht von 5,5 cm für eine Rippendecke. Jeweils in den Tabellen a) sind die möglichen Stützweiten in Abhängigkeit von der Nutzlast und der Biegebewehrung in der Fußleiste angegeben. Diese Biegebewehrung besteht aus den Gitterträgeruntergurten und den Bewehrungszulagen.

Ergänzend zur Verbundbemessung erfolgt der Nachweis der Gitterträger als Schubbewehrung in den Tabellen 40 bis 42 für volle Schubsicherung im Steg, das heißt mit einem Druckstrebenneigungswinkel von $\theta = 45^\circ$. Nach den Grenzwerten in Tabelle 38 wird in diesem Fall für C25/30 erst ab Schubspannungen von 1,6 N/mm² eine zusätzliche Querbewehrung in der Fußleiste erforderlich. Die Überschreitung dieses Grenzwertes ist in den Tabellen durch Stufenlinien mit „QB“ gekennzeichnet. Eine gegebenenfalls erforderliche Querbewehrung kann beispielsweise nach Bild 125 ausgeführt werden.

Stufenlinien zeigen den erforderlichen Diagonaldurchmesser aus der Querkraftbemessung an. Die Tabellen wurden für Diagonaldurchmesser 5 mm und 6 mm erstellt. Bei hoher Querkraftbelastung

Tabelle 40. Bemessungstabelle für 20 cm dicke Betonsteindecke mit D- bzw. E-Gitterträgern [31],
a) Momenten- und Stützweitentabelle

FILIGRAN - Betonsteindecke (DIN EN 1992-1-1 mit NA für Deutschland)					Seite 1 von 2												
Momenten- und Stützweitentabelle					B 2000-625-1D-2S												
					Ortbeton: C25/30 Zulagener Betonstahl B 500 A/B Deckendicke $h = 20 + 0 = 20$ cm Trägerabstand = 62,5 cm Betondeckung $c_{nom} = 2,0$ cm Expositionsklasse: XC 1 FILIGRAN D-Träger $h = 16$ cm Zulassungsbescheid Nr. Z-15.1-148 vom 1. Januar 2014												
Nr.	Statik Pos.	Bewehrung			M_{Ed}	Stützweiten Einzelträger (Mindestbewehrung)											
		Unter- gurt 2 Stäbe	Zulage Stäbe	vari- ant A_s		1. Zeile: Verkehrslast Q [kN/m ²], Nutzlast-Kategorie 2. Zeile: Bemessungslast $E_s = 1,0 \cdot G_s + 1,0 \cdot Q_s$ [kN/m ²] (Deckenröhrgewicht: 2,75 kN/m ² , Putz und Belag: 1,5 kN/m ²) 1,50 A/B 2,00 A/B 2,80 A/B 3,00 A/B 3,20 A/B 4,00 A/B 5,00 C,D 7,99 8,74 9,94 10,24 10,54 11,74 13,24											
		mm	mm	cm ²	kNm/H	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12				
Diagonale ø5 mm																	
1		6		0,57	4,3	2,61 (0,0)	2,50 (0,0)	2,34 (0,0)	2,31 (0,0)	2,27 (0,0)	2,15 (0,0)	2,03 (0,0)					
2		6	6	0,85	6,3	3,18 (0,0)	3,04 (0,0)	2,86 (0,0)	2,81 (0,0)	2,77 (0,0)	2,63 (0,0)	2,47 (0,0)					
3		6	8	1,07	7,9	3,56 (0,3)	3,40 (0,1)	3,19 (0,2)	3,14 (0,0)	3,10 (0,0)	2,93 (0,0)	2,76 (0,0)					
4		6	10	1,35	9,9	3,97 (0,6)	3,80 (0,4)	3,56 (0,2)	3,51 (0,1)	3,46 (0,0)	3,28 (0,0)	3,09 (0,0)					
5		6	12	1,70	12,2	4,41 (1,1)	4,22 (0,8)	3,96 (0,6)	3,90 (0,5)	3,84 (0,4)	3,64 (0,2)	3,43 (0,3)					
6		6	14	2,10	14,8	4,87 (1,8)	4,65 (1,4)	4,36 (0,9)	4,30 (0,9)	4,24 (0,8)	4,01 (0,5)	3,78 (0,6)					
7		6	16	2,58	17,6	5,13 (2,0)	5,08 (2,0)	4,77 (1,5)	4,70 (1,4)	4,63 (1,2)	4,39 (0,9)	4,13 (1,0)					
8		6	12 + 12	2,83	19,3	5,26 (2,1)	5,21 (2,1)	4,99 (1,7)	4,92 (1,6)	4,85 (1,6)	4,59 (1,1)	4,33 (1,2)					
9		6	14 + 12	3,24	21,7	5,39 (2,2)	5,33 (2,1)	5,25 (2,1)	5,21 (2,0)	5,13 (1,9)	4,86 (1,4)	4,58 (1,6)					
10		6	14 + 14	3,64	23,9	5,50 (2,7)	5,44 (2,6)	5,26 (2,2)	5,24 (2,1)	5,22 (2,1)	5,11 (1,8)	4,81 (1,8)					
11		6	16 + 14	4,12	26,3	5,60 (2,2)	5,55 (2,2)	5,46 (2,2)	5,44 (2,2)	5,42 (2,2)	5,35 (2,2)	4,90 (2,0)					
12		6	16 + 16	4,59	28,6	5,69 (2,3)	5,64 (2,3)	5,55 (2,2)	5,53 (2,2)	5,51 (2,2)	5,44 (2,2)	4,99 (2,0)					
erforderliche Schubbewehrung						Diagonale Ø5mm			Diagonale Ø6mm			Schubzulage ³⁾ +QB ¹⁾					
13		12		2,26	15,8	5,02 (2,0)	4,81 (1,8)	4,51 (1,3)	4,44 (1,0)	4,38 (0,9)	4,15 (0,6)	3,91 (0,7)					
14		12	6	2,54	17,6	5,15 (2,1)	5,08 (2,0)	4,76 (1,4)	4,69 (1,3)	4,62 (1,2)	4,38 (0,8)	4,12 (1,0)					
15		12	8	2,76	18,9	5,24 (2,1)	5,18 (2,1)	4,94 (1,7)	4,87 (1,6)	4,80 (1,4)	4,54 (1,0)	4,28 (1,2)					
16		12	10	3,05	20,6	5,33 (2,1)	5,28 (2,1)	5,15 (2,0)	5,08 (1,8)	5,00 (1,7)	4,74 (1,3)	4,46 (1,4)					
17		12	12	3,39	22,6	5,44 (2,2)	5,38 (2,2)	5,30 (2,1)	5,28 (2,1)	5,24 (2,1)	4,96 (1,6)	4,67 (1,7)					
18		12	14	3,80	24,8	5,54 (2,2)	5,48 (2,2)	5,40 (2,2)	5,38 (2,2)	5,36 (2,1)	5,20 (1,8)	4,85 (2,0)					
19		12	16	4,27	27,1	5,64 (2,3)	5,56 (2,2)	5,50 (2,2)	5,48 (2,2)	5,46 (2,2)	5,38 (2,2)	4,94 (2,0)					
20		12	12 + 12	4,52	28,6	5,71 (2,3)	5,66 (2,3)	5,57 (2,2)	5,55 (2,2)	5,53 (2,2)	5,46 (2,2)	5,00 (2,0)					
21		12	14 + 12	4,93	30,4	5,79 (2,3)	5,73 (2,3)	5,65 (2,3)	5,63 (2,3)	5,60 (2,3)	5,52 (2,2)	5,07 (2,0)					
22		12	14 + 14	5,34	32,2	5,85 (2,3)	5,80 (2,3)	5,71 (2,3)	5,69 (2,3)	5,67 (2,3)	5,59 (2,2)	5,13 (2,1)					
erforderliche Schubbewehrung						Diagonale Ø6mm			Schubzulage ³⁾ +QB ¹⁾								
Kursiv gedruckte Stützweiten überschreiten die zulässige Schlankheit für verformungsempfindliche Bauteile ($l_0/d_s \leq 150$) Der Durchhang wurde auf $l/250$ begrenzt. Klammerwerte geben die Mindestüberhöhung h [cm] an - maximale Überhöhung = $h/250$																	
Rechenwerte: Stahl Untergurte $f_{yk} = 500$ N/mm ² Diagonalen $f_{yk} = 420$ N/mm ² Betonstahl $f_{yk} = 500$ N/mm ² Beton C25/30 Fuge $f_{ctd} = 25$ N/mm ²										Montagestützweiten ø 8 mm Obergurte 1,82 m ø 10 mm Obergurte 2,25 m ø 16 mm Obergurte 3,59 m (bei ø16 min $A_s = 1,32$ cm ² , Diagonale ø7 mm)							
Betonsteine (s. Skizze): statisch nicht mitwirkend Diagonalenabstand, 20 cm Querschnittswerte: Fußleiste (C25/30) Höhe / Breite = 6,0 cm / 13,5 cm Schubbreite Einzel- / Doppelträger: bo = 8,5 cm / 22 cm										Querkraftbemessung mit $\cot(\alpha) = 1,0$ 1) Fußleisten-Querbewehrung: vgl. Bild 125 —Querbewehrung (ø 5 mm, ø = 17,5 cm) 2) Querbewehrung als Schubzulage ausbilden z.B. Querbügelstiler, vgl. Bild 126a							

Tabelle 40. Bemessungstabelle für 20 cm dicke Betonsteindecke mit D- bzw. E-Gitterträgern [31],
b) Momenten- und Querkrafttabelle

FILIGRAN - Betonsteindecke (DIN EN 1992-1-1 mit NA für Deutschland)													Seite 2 von 2			
Momenten- und Querkrafttabelle													B 2000-825-1D-2S			
													Ort beton: C25/30			
Zulagene Betonstahl B 500 A/B													Deckendicke $h = 20 + 0 = 20$ cm			
Trägerabstand = 62,5 cm													Betondeckung $a_{\text{beton}} = 2,0$ cm			
Expositionsklasse: XC 1													FILIGRAN D-Träger $h = 16$ cm			
Zulassungsbescheid Nr. Z-15.1-148 vom 1. Januar 2014																
Bewehrung / Fußleiste				Einzelträger							Doppelträger					
Nr	Unter- gurt 2 Stäbe	Zulage Stäbe	v _{st} A _s	a	Feldmoment			Querkraft			Feldmoment			Querkraft		
					M _{Ed}	z	E _s	V _{Ed} Diagonale	V _{Ed} Stab	V _{Ed} Stab	M _{Ed}	z	E _s	V _{Ed} Diagonale	V _{Ed} Stab	V _{Ed} Stab
mm	mm	mm	cm ²	cm	kNm/R	cm	N/mm ²	kN/R	kN/R	kN/R	kNm/R	cm	N/mm ²	kN/R	kN/R	kN/R
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	16
1	6		0,57	17,7	4,3	17,3	1,6	13,3	19,1	32,6	8,4	17,2	2,2	26,6	38,3	84,4
2	6	6	0,85	17,7	6,3	17,2	2,2	13,3	19,1	32,6	12,5	16,9	3,0	26,6	38,3	84,4
3	6	8	1,07	17,7	7,9	17,0	2,6	13,2	19,1	32,5	15,5	16,7	23,2	26,5	38,1	84,1
4	6	10	1,35	17,6	9,9	16,8	3,2	13,2	19,0	32,3	19,2	16,4	17,5	26,3	37,9	83,7
5	6	12	1,70	17,5	12,2	16,5	21,2	13,1	18,9	32,1	23,6	16,0	13,2	26,2	37,7	83,2
6	6	14	2,10	17,4	14,8	16,1	16,0	13,0	18,7	31,9	28,4	15,5	9,8	26,0	37,4	82,6
7	6	16	2,58	17,3	17,6	15,7	12,0	12,9	18,6	31,7	33,5	15,0	7,3	25,8	37,2	82,0
8	6	12 + 12	2,83	17,5	19,3	15,7	10,6	13,1	18,8	32,0	36,6	14,9	6,3	26,1	37,6	82,9
9	6	14 + 12	3,24	17,4	21,7	15,4	8,6	13,0	18,7	31,9	40,5	14,4	5,0	26,0	37,4	82,6
10	6	14 + 14	3,64	17,4	23,9	15,1	7,0	13,0	18,7	31,8	44,2	13,9	3,9	25,9	37,3	82,3
11	6	16 + 14	4,12	17,3	26,3	14,7	5,5	12,9	18,6	31,7	47,8	13,4	2,9	25,8	37,2	82,0
12	6	16 + 16	4,59	17,3	28,6	14,3	4,3	12,9	18,5	31,6	50,1	13,0	2,3	25,1	36,2	79,8
13	12		2,28	17,4	15,8	16,0	14,5	13,0	18,7	31,9	30,2	15,4	8,9	26,0	37,4	82,5
14	12	6	2,54	17,4	17,6	15,9	12,4	13,0	18,8	32,0	33,5	15,1	7,5	26,1	37,5	82,7
15	12	8	2,76	17,4	18,9	15,8	11,0	13,0	18,8	32,0	35,8	14,9	6,6	26,1	37,5	82,8
16	12	10	3,05	17,4	20,6	15,6	9,4	13,0	18,7	32,0	38,7	14,8	5,5	26,0	37,5	82,7
17	12	12	3,39	17,4	22,6	15,3	7,9	13,0	18,7	31,9	42,0	14,2	4,5	26,0	37,4	82,5
18	12	14	3,80	17,4	24,8	15,0	6,5	13,0	18,7	31,8	45,5	13,8	3,5	25,9	37,3	82,3
19	12	16	4,27	17,3	27,1	14,6	5,1	12,9	18,6	31,7	49,0	13,2	2,6	25,6	36,9	81,3
20	12	12 + 12	4,52	17,4	28,6	14,5	4,5	13,0	18,7	31,9	50,6	13,1	2,3	25,4	36,6	80,6
21	12	14 + 12	4,93	17,4	30,4	14,2	3,7	13,0	18,7	31,8	51,1	13,0	2,2	25,1	36,2	79,8
22	12	14 + 14	5,34	17,3	32,2	13,9	2,9	12,9	18,6	31,8	51,6	12,8	2,1	24,9	35,9	79,1
$V_{Ed} = 1,6 \text{ N/mm}^2$ ($V_{Ed} = 18,0 \text{ kN}$) Querbewehrung erforderlich (a5 mm; a=17,5 cm)																
Rechenwerte:		Stahl	Untergurte	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$	Querkraftbemessung mit $\cot \theta = 1,0$											
			Diagonalen	$f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$	* Kleinstwert aus $V_{Ed,TRAB}$ und $\% V_{Ed,TRAB}$ (mit $\cot \theta = 1,0$)											
		Beton	C25/30	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$												
			Fuge	$f_{yk} = 25 \text{ N/mm}^2$												
			rau													
Betonsteine (s. Skizze) statisch nicht mitwirkend																
Direktes Auflager mit Auflageriefe ≥ 12 cm																
Querschnittswerte																
Fußleiste (C25/30):																
Höhe / Breite = 6,0 cm / 13,5 cm																
Schubbreite Einzel- / Doppelträger																
bo = 8,5 cm / 22 cm																

Tabelle 41. Bemessungstabelle für 23 cm dicke Betonsteindecke mit D- bzw. E-Gitterträgern [31],
a) Momenten- und Stützweitentabelle

FILIGRAN - Betonsteindecke (DIN EN 1992-1-1 mit NA für Deutschland)					Seite 1 von 2																																					
Momenten- und Stützweitentabelle					B 2003-625-1D-2S																																					
					Ort beton: C25/30 Zulagen Betonstahl B.500 A/B Deckendicke $h = 20 + 3 = 23 \text{ cm}$ Trägerabstand = 62,5 cm Betondeckung $a_{\text{bet}} = 2,0 \text{ cm}$ Expositionsklasse: XC 1 FILIGRAN D- / E-Träger $h = 19 \text{ cm}$ Zulassungsbescheid Nr. Z-15 1-148 vom 1. Januar 2014																																					
Nr.	Stahl Pos.	Bewehrung			M_{Ed}	Stützweiten Einzelträger (Mindestüberhöhung)																																				
		Unter- gurt 2 Stäbe	Zulage Stäbe	vorn A_s cm ²		1. Zeile Verkehrslast Q_k [kN/m ²] Nutzfest-Kategorie 2. Zeile Bemessungslast $E_d = \{0 \cdot G_k + 1,0 \cdot Q_k\}$ [kN/m ²] (Deckenrohgewicht 3,5 kN/m ² , Putz und Belag 1,5 kN/m ²) $g_k = G_k$ 1,50 A,B 2,00 A,B 2,80 A,B 3,00 A,B 3,20 A,B 4,00 A,B 5,00 C,D 9,00 9,75 10,85 11,25 11,35 12,75 14,25 m (cm) m (cm) m (cm) m (cm) m (cm) m (cm) m (cm)																																				
		mm	mm	cm ²	kNm/m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12																									
Diagonale ø5 mm																																										
1		6		0,57	5,0	2,67 (0,0)	2,56 (0,0)	2,42 (0,0)	2,39 (0,0)	2,35 (0,0)	2,24 (0,0)	2,12 (0,0)																														
2		6	6	0,85	7,5	3,26 (0,0)	3,13 (0,0)	2,95 (0,0)	2,91 (0,0)	2,88 (0,0)	2,74 (0,0)	2,59 (0,0)																														
3		6	8	1,07	9,3	3,64 (0,0)	3,50 (0,0)	3,30 (0,0)	3,26 (0,0)	3,22 (0,0)	3,06 (0,0)	2,90 (0,0)																														
4		6	10	1,35	11,7	4,08 (0,3)	3,92 (0,1)	3,70 (0,0)	3,65 (0,0)	3,60 (0,0)	3,43 (0,0)	3,24 (0,0)																														
5		6	12	1,70	14,5	4,55 (0,7)	4,37 (0,3)	4,12 (0,2)	4,07 (0,2)	4,01 (0,1)	3,82 (0,0)	3,61 (0,1)																														
6		6	14	2,10	17,8	5,03 (1,1)	4,83 (0,7)	4,56 (0,8)	4,50 (0,6)	4,44 (0,5)	4,23 (0,3)	4,00 (0,4)																														
7		6	16	2,58	21,4	5,52 (2,0)	5,31 (1,6)	5,01 (1,1)	4,94 (1,0)	4,88 (0,9)	4,64 (0,6)	4,39 (0,7)																														
8		6	12 + 12	2,83	23,6	5,76 (2,3)	5,56 (1,9)	5,25 (1,4)	5,18 (1,3)	5,11 (1,2)	4,87 (0,9)	4,60 (0,9)																														
9		6	14 + 12	3,24	26,7	5,89 (2,3)	5,65 (2,1)	5,38 (1,9)	5,31 (1,7)	5,24 (1,6)	5,17 (1,2)	4,89 (1,3)																														
10		6	14 + 14	3,64	29,7	6,02 (2,4)	5,97 (2,4)	5,89 (2,4)	5,87 (2,2)	5,72 (2,0)	5,46 (1,6)	5,16 (1,7)																														
11		6	16 + 14	4,12	33,0	6,14 (2,5)	6,09 (2,4)	6,01 (2,4)	5,99 (2,4)	5,97 (2,4)	5,76 (2,0)	5,44 (2,2)																														
12		6	16 + 16	4,59	36,2	6,25 (2,5)	6,19 (2,5)	6,11 (2,4)	6,09 (2,4)	6,07 (2,4)	6,00 (2,4)	5,55 (2,3)																														
erforderliche Schubbewehrung						Diagonale ø5mm			Diagonale ø6mm			Schubzulage ^{d)}																														
13		12		2,26	19,1	5,21 (1,5)	5,00 (1,2)	4,72 (0,8)	4,66 (0,7)	4,60 (0,7)	4,37 (0,4)	4,14 (0,6)																														
14		12	6	2,54	21,3	5,51 (2,0)	5,29 (1,5)	4,99 (1,1)	4,93 (1,0)	4,86 (0,9)	4,63 (0,6)	4,38 (0,7)																														
15		12	8	2,76	23,1	5,73 (2,3)	5,50 (1,9)	5,19 (1,3)	5,12 (1,2)	5,06 (1,1)	4,81 (0,8)	4,55 (0,9)																														
16		12	10	3,05	25,3	5,84 (2,3)	5,76 (2,3)	5,43 (1,8)	5,36 (1,6)	5,29 (1,4)	5,04 (1,0)	4,76 (1,1)																														
17		12	12	3,39	27,9	5,95 (2,4)	5,90 (2,4)	5,71 (2,1)	5,62 (1,9)	5,56 (1,8)	5,29 (1,3)	5,00 (1,5)																														
18		12	14	3,80	30,8	6,07 (2,4)	6,02 (2,4)	5,84 (2,4)	5,92 (2,4)	5,84 (2,2)	5,56 (1,7)	5,26 (1,6)																														
19		12	16	4,27	34,1	6,18 (2,5)	6,13 (2,5)	6,05 (2,4)	6,03 (2,4)	6,01 (2,4)	5,85 (2,2)	5,49 (2,2)																														
20		12	12 + 12	4,52	36,1	6,26 (2,5)	6,21 (2,5)	6,13 (2,5)	6,11 (2,4)	6,09 (2,4)	6,01 (2,4)	5,56 (2,2)																														
21		12	14 + 12	4,93	38,8	6,35 (2,6)	6,29 (2,5)	6,21 (2,5)	6,19 (2,5)	6,17 (2,5)	6,10 (2,5)	5,64 (2,3)																														
22		12	14 + 14	5,34	41,4	6,42 (2,6)	6,37 (2,6)	6,29 (2,5)	6,26 (2,5)	6,24 (2,5)	6,17 (2,5)	5,71 (2,3)																														
erforderliche Schubbewehrung						Diagonale ø6mm			Schubzulage ^{e)} +QB ^{f)}																																	
Kursiv gedruckte Stützweiten überschreiten die zulässige Schlankheit für verformungsempfindliche Bauteile ($\lambda_{\text{St}} \leq 150$) Der Durchhang wurde auf $l/250$ begrenzt; Klammerwerte geben die Mindestüberhöhung in [cm] an - maximale Überhöhung = $l/250$																																										
<table border="0" style="width:100%"> <tr> <td>Rechenwerte:</td> <td>Stahl</td> <td>Untergurte</td> <td>$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$</td> <td rowspan="2">Montagestützweiten</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Diagonalen</td> <td>$f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$</td> <td>ø 8 mm Obergurte 1,82 m</td> </tr> <tr> <td></td> <td>Betonstahl</td> <td></td> <td>$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$</td> <td>ø 10 mm Obergurte 2,25 m</td> </tr> <tr> <td></td> <td>Beton</td> <td>C25/30</td> <td>$f_{ctd} = 25 \text{ N/mm}^2$</td> <td>ø 16 mm Obergurte 3,59 m</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Fuge</td> <td>rau</td> <td>(bei ø16 mini $A_s = 1,32 \text{ cm}^2$ Diagonale ø7mm)</td> </tr> </table>																		Rechenwerte:	Stahl	Untergurte	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$	Montagestützweiten			Diagonalen	$f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$	ø 8 mm Obergurte 1,82 m		Betonstahl		$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$	ø 10 mm Obergurte 2,25 m		Beton	C25/30	$f_{ctd} = 25 \text{ N/mm}^2$	ø 16 mm Obergurte 3,59 m			Fuge	rau	(bei ø16 mini $A_s = 1,32 \text{ cm}^2$ Diagonale ø7mm)
Rechenwerte:	Stahl	Untergurte	$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$	Montagestützweiten																																						
		Diagonalen	$f_{yk} = 420 \text{ N/mm}^2$		ø 8 mm Obergurte 1,82 m																																					
	Betonstahl		$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$	ø 10 mm Obergurte 2,25 m																																						
	Beton	C25/30	$f_{ctd} = 25 \text{ N/mm}^2$	ø 16 mm Obergurte 3,59 m																																						
		Fuge	rau	(bei ø16 mini $A_s = 1,32 \text{ cm}^2$ Diagonale ø7mm)																																						
Betonsteine (s. Skizze): statisch nicht mitwirkend Diagonalenabstand 20 cm Querschnittswerte: Fußleiste (C25/30): Höhe / Breite = 6,0 cm / 13,5 cm Schubbreite Einzel- / Doppelträger: $b_0 = 6,5 \text{ cm} / 22 \text{ cm}$																																										
Querkräftbemessung mit $\cot \theta = 1,0$ ^{d)} Fußleisten-Querbewehrung: vgl. Bild 125 — Querbewehrung (ø 5 mm $e = 17,5 \text{ cm}$) ^{e)} Querbewehrung als Schubzulage ausblenden, z.B. Querbügelreihe, vgl. Bild 126 a																																										

Filigran – Sonderdruck aus Beton-Kalender 2016

Tabelle 41. Bemessungstabelle für 23 cm dicke Betonsteindecke mit D- bzw. E-Gitterträgern [31],
b) Momenten- und Querkrafttabelle

FILIGRAN - Betonsteindecke (DIN EN 1992-1-1 mit NA für Deutschland)														Seite 2 von 2				
Momenten- und Querkrafttabelle														B 2003-625-1D-2S				
														Ortbeton: C25/30				
Zulagene Betonstahl B 500 A/B														Deckendicke $h = 20 + 3 = 23$ cm				
Trägerabstand = 62,5 cm														Befondeckung $c_{min} = 2,0$ cm				
Expositionsklasse: XC 1														FILIGRAN D- / E-Träger $h = 19$ cm				
Zulassungsbescheid Nr. Z-15.1-148 vom 1. Januar 2014																		
Bewehrung / Fußläste				Einzelträger							Doppelträger							
Nr	Unter- gurt ? Stäbe	Zulage Stäbe	vorh. A_s	d	Feldmoment			Querkraft				Feldmoment			Querkraft			
					M_{Ed}	z	ϵ_{Ed}	V_{Ed}	$V_{Ed}^{Diagonal}$	V_{Ed}^{min}	M_{Ed}	z	ϵ_{Ed}	V_{Ed}	$V_{Ed}^{Diagonal}$	V_{Ed}^{min}		
mm	mm	mm ²	cm	kNm/m	cm	‰	kN/m	kN/m	kN/m	kNm/m	cm	‰	kN/m	kN/m	kN/m			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17		
1	6		0,57	20,7	5,0	20,3	1,3	15,8	22,8	39,7	9,9	20,1	2,0	31,8	45,5	102,9		
2	6	6	0,85	20,7	7,5	20,2	1,6	15,8	22,8	39,7	14,7	19,9	2,7	31,6	45,5	102,9		
3	6	8	1,07	20,7	9,3	20,1	1,9	15,8	22,7	39,6	18,3	19,7	3,2	31,5	45,4	102,6		
4	6	10	1,35	20,6	11,7	19,9	2,2	15,7	22,6	39,5	22,7	19,4	21,1	31,4	45,2	102,2		
5	6	12	1,70	20,5	14,5	19,7	2,7	15,6	22,5	39,3	28,0	19,0	18,0	31,2	45,0	101,6		
6	6	14	2,10	20,4	17,8	19,5	3,2	15,5	22,4	39,0	33,9	18,5	12,2	31,1	44,7	101,1		
7	6	16	2,58	20,3	21,4	19,1	22,0	15,4	22,2	38,8	40,3	18,0	9,2	30,9	44,5	100,5		
8	6	12 + 12	2,83	20,5	23,6	19,2	19,7	15,6	22,4	39,2	44,0	17,9	8,2	31,2	44,9	101,4		
9	6	14 + 12	3,24	20,4	26,7	19,0	16,0	15,5	22,4	39,0	49,2	17,5	6,7	31,1	44,7	101,1		
10	6	14 + 14	3,64	20,4	29,7	18,7	13,2	15,5	22,3	38,9	54,1	17,1	5,5	31,0	44,6	100,8		
11	6	16 + 14	4,12	20,3	33,0	18,4	10,9	15,4	22,2	38,8	59,3	16,6	4,4	30,9	44,5	100,4		
12	6	16 + 16	4,59	20,3	36,2	18,2	9,0	15,4	22,2	38,7	64,1	16,1	3,5	30,4	43,8	99,0		
13	12		2,26	20,4	19,1	19,4	3,4	15,5	22,4	39,0	36,1	18,4	11,1	31,1	44,7	101,0		
14	12	6	2,54	20,4	21,3	19,3	22,4	15,6	22,4	39,1	40,1	18,1	9,5	31,1	44,8	101,2		
15	12	8	2,76	20,4	23,1	19,2	20,4	15,6	22,4	39,1	43,1	17,9	8,4	31,1	44,8	101,2		
16	12	10	3,05	20,4	25,3	19,1	17,5	15,6	22,4	39,1	46,6	17,7	7,3	31,1	44,8	101,2		
17	12	12	3,39	20,4	27,9	18,9	14,8	15,5	22,4	39,0	51,2	17,3	6,2	31,1	44,7	101,0		
18	12	14	3,80	20,4	30,8	18,6	12,4	15,5	22,3	38,9	55,9	16,9	5,1	31,0	44,6	100,8		
19	12	16	4,27	20,3	34,1	18,4	10,2	15,4	22,2	38,8	61,0	16,4	4,1	30,9	44,5	100,4		
20	12	12 + 12	4,52	20,4	36,1	18,3	9,3	15,5	22,4	39,0	64,0	16,3	3,7	30,8	44,4	100,3		
21	12	14 + 12	4,93	20,4	38,8	18,1	8,0	15,5	22,3	39,0	68,0	15,8	3,0	30,0	43,2	97,6		
22	12	14 + 14	5,34	20,3	41,4	17,8	6,8	15,5	22,3	38,9	71,5	15,4	2,4	29,2	42,0	94,9		
$V_{Ed} > 1,8N/mm^2$ ($V_{Ed} = 22,1kN$) Querbewehrung erforderlich (a_5 mm; $a = 17,5$ cm)																		
Rechenwerte: Stahl Untergurte $f_{yk} = 500$ N/mm ² Querkraftbemessung mit $\cot \theta = 1,0$ Diagonalen $f_{yk} = 420$ N/mm ² *) Kleinstwert aus $V_{Ed,max}$ und $V_{Ed,min}$ (mit $\cot \theta = 1,0$) Betonstahl $f_{yk} = 500$ N/mm ² C25/30 $f_{yk} = 25$ N/mm ² Fuge τ_{Rd}																		
Betonsfuge (s. Skizze) statisch nicht mitwirkend Direktes Auflager mit Auflagertiefe ≥ 12 cm Querschnittswerte: Fußläste (C25/30): Höhe / Breite = 6,0 cm / 13,5 cm Schubbreite Einzel- / Doppelträger $b_0 = 8,5$ cm / 22 cm																		

Filigran – Sonderdruck aus Beton-Kalender 2016

Tabelle 42. Bemessungstabelle für 25,5 cm dicke Betonsteindecke mit D- bzw. E-Gitterträgern [31], a) Momenten- und Stützweitentabelle

FILIGRAN - Betonsteindecke (DIN EN 1992-1-1 mit NA für Deutschland)										Seite 1 von 2																
Momenten- und Stützweitentabelle										B 2005-625-1D-2S																
										Ortbeton: C25/30																
Zulagen Betonstahl B 500 A/B										Deckendicke $h = 20 + 5,5 = 25,5$ cm																
Trägerabstand = 62,5 cm										Betondeckung $c_{\text{bet}} = 2,0$ cm																
Expositionsklasse: XC 1										FILIGRAN D-Träger $h = 20$ cm																
Zulassungsbescheid Nr. Z-15 1-148 vom 1. Januar 2014										Zulassungsbescheid Nr. Z-15 1-148 vom 1. Januar 2014																
Nr.	Stärke Pkw	Bewehrung			M_{Ed}	Stützweiten Einzelträger (Mindestüberhöhung)																				
		Untergurt 2 Stäbe	Zulage Stäbe	vorh. A_s		1. Zeile: Verkehrslast Q [kN/m], Nutzlaster-Kategorie 2. Zeile: Bemessungslast $S_k = S_{k1} + G_k + q_k + Q_k$ [kN/m] (Deckeneingewicht: 4,13 kN/m ² , Putz und Belag: 1,5 kN/m ²) $G_k =$ 1,50 A/B, 2,00 A/B, 2,80 A/B, 3,00 A/B, 3,20 A/B, 4,00 A/B, 5,00 C/D 9,65 m (cm), 10,60 m (cm), 11,80 m (cm), 12,10 m (cm), 12,40 m (cm), 13,60 m (cm), 15,10 m (cm)																				
		mm	mm	cm ²	kn/m ²	6	7	8	9	10	11	12														
Diagonale $\varnothing 5$ mm																										
1		6		0,57	5,6	2,71 (0,0)	2,61 (0,0)	2,47 (0,0)	2,44 (0,0)	2,41 (0,0)	2,30 (0,0)	2,19 (0,0)														
2		6	6	0,85	8,4	3,31 (0,0)	3,19 (0,0)	3,02 (0,0)	2,99 (0,0)	2,95 (0,0)	2,82 (0,0)	2,67 (0,0)														
3		6	8	1,07	10,6	3,71 (0,0)	3,57 (0,0)	3,39 (0,0)	3,34 (0,0)	3,30 (0,0)	3,15 (0,0)	2,99 (0,0)														
4		6	10	1,35	13,3	4,16 (0,0)	4,01 (0,0)	3,80 (0,0)	3,75 (0,0)	3,70 (0,0)	3,54 (0,0)	3,36 (0,0)														
5		6	12	1,70	16,6	4,64 (0,3)	4,48 (0,2)	4,24 (0,0)	4,19 (0,0)	4,14 (0,0)	3,95 (0,0)	3,75 (0,0)														
6		6	14	2,10	20,4	5,15 (0,6)	4,97 (0,5)	4,71 (0,5)	4,65 (0,2)	4,59 (0,2)	4,38 (0,0)	4,16 (0,1)														
7		6	16	2,58	24,8	5,67 (1,3)	5,47 (1,0)	5,18 (0,8)	5,12 (0,6)	5,06 (0,5)	4,83 (0,3)	4,58 (0,3)														
8		6	12 + 12	2,83	27,3	5,96 (1,6)	5,74 (1,3)	5,44 (0,8)	5,37 (0,8)	5,31 (0,7)	5,07 (0,4)	4,81 (0,5)														
9		6	14 + 12	3,24	31,0	6,35 (2,1)	6,12 (1,7)	5,80 (1,2)	5,73 (1,1)	5,66 (1,0)	5,40 (0,7)	5,13 (0,6)														
10		6	14 + 14	3,64	34,7	6,72 (2,8)	6,48 (2,2)	6,14 (1,6)	6,06 (1,6)	5,99 (1,6)	5,72 (1,0)	5,43 (1,1)														
11		6	16 + 14	4,12	38,9	6,93 (2,8)	6,66 (2,7)	6,50 (2,0)	6,42 (1,9)	6,34 (1,8)	6,05 (1,3)	5,74 (1,4)	QB ¹⁾													
12		6	16 + 16	4,59	43,1	7,09 (2,8)	7,04 (2,8)	6,84 (2,8)	6,75 (2,4)	6,67 (2,2)	6,27 (1,7)	6,04 (1,8)	QB ¹⁾													
erforderliche Schubbewehrung						Diagonale $\varnothing 5$ mm			Diagonale $\varnothing 6$ mm			Schubzulage ²⁾ +QB ³⁾														
13		12		2,26	21,9	5,34 (0,9)	5,14 (0,7)	4,87 (0,4)	4,81 (0,3)	4,75 (0,3)	4,54 (0,1)	4,31 (0,1)														
14		12	6	2,54	24,6	5,66 (1,3)	5,45 (1,0)	5,17 (0,4)	5,10 (0,5)	5,04 (0,5)	4,81 (0,3)	4,57 (0,3)														
15		12	8	2,76	26,7	5,89 (1,5)	5,68 (1,2)	5,38 (0,6)	5,31 (0,7)	5,25 (0,6)	5,01 (0,4)	4,76 (0,5)														
16		12	10	3,05	29,3	6,17 (1,9)	5,95 (1,5)	5,64 (1,0)	5,57 (0,9)	5,50 (0,9)	5,25 (0,6)	4,98 (0,5)														
17		12	12	3,39	32,5	6,50 (2,3)	6,26 (1,8)	5,94 (1,4)	5,86 (1,2)	5,79 (1,1)	5,53 (0,8)	5,25 (0,8)														
18		12	14	3,80	36,2	6,82 (2,7)	6,61 (2,3)	6,26 (1,7)	6,19 (1,6)	6,11 (1,5)	5,83 (1,1)	5,54 (1,2)														
19		12	16	4,27	40,4	6,99 (2,8)	6,94 (2,8)	6,62 (2,2)	6,53 (2,0)	6,45 (1,9)	6,16 (1,6)	5,85 (1,6)	QB ¹⁾													
20		12	12 + 12	4,52	42,8	7,10 (2,8)	7,05 (2,8)	6,81 (2,4)	6,73 (2,3)	6,65 (2,1)	6,35 (1,7)	6,02 (1,7)														
21		12	14 + 12	4,93	46,4	7,23 (2,8)	7,17 (2,8)	7,09 (2,8)	7,00 (2,8)	6,92 (2,8)	6,61 (2,0)	6,27 (2,1)														
22		12	14 + 14	5,34	49,9	7,35 (3,0)	7,29 (2,8)	7,20 (2,8)	7,18 (2,8)	7,16 (2,8)	6,85 (2,3)	6,50 (2,4)														
erforderliche Schubbewehrung						Diagonale $\varnothing 6$ mm			Schubzulage ²⁾ +QB ³⁾																	
Kursiv gedruckte Stützweiten überschreiten die zulässige Schlankheit für verformungsempfindliche Bauteile ($l/d \leq 150/l$)																										
Der Durchhang wurde auf $l/250$ begrenzt, Klammerwerte geben die Mindestüberhöhung in [cm] an - maximale Überhöhung = $l/250$																										
Montagestützweiten																										
Rechenwerte:		Stahl	Untergurte	$f_{yk} = 500$ N/mm ²		<table border="1"> <thead> <tr> <th>Diagonalen</th> <th>$\varnothing 5$ mm</th> <th>$\varnothing 6$ mm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\varnothing 8$ mm Obergurte</td> <td>1,16 m</td> <td>1,58 m</td> </tr> <tr> <td>$\varnothing 10$ mm Obergurte</td> <td>1,16 m</td> <td>2,04 m</td> </tr> <tr> <td>$\varnothing 16$ mm Obergurte (min $A_s = 1,32$ cm²)</td> <td>$\varnothing 7$ mm</td> <td>3,10 m</td> </tr> </tbody> </table>									Diagonalen	$\varnothing 5$ mm	$\varnothing 6$ mm	$\varnothing 8$ mm Obergurte	1,16 m	1,58 m	$\varnothing 10$ mm Obergurte	1,16 m	2,04 m	$\varnothing 16$ mm Obergurte (min $A_s = 1,32$ cm ²)	$\varnothing 7$ mm	3,10 m
Diagonalen	$\varnothing 5$ mm	$\varnothing 6$ mm																								
$\varnothing 8$ mm Obergurte	1,16 m	1,58 m																								
$\varnothing 10$ mm Obergurte	1,16 m	2,04 m																								
$\varnothing 16$ mm Obergurte (min $A_s = 1,32$ cm ²)	$\varnothing 7$ mm	3,10 m																								
		Betonstahl	Diagonalen	$f_{yk} = 420$ N/mm ²																						
		Beton	Betonstahl	$f_{yk} = 500$ N/mm ²																						
		Beton	C25/30	$f_{ck} = 25$ N/mm ²																						
		Fuge	τ_{ik}																							
Betonsteine (s. Skizze): statisch nicht mitwirkend																										
Diagonalenabstand, 20 cm																										
Querschnittswerte:																										
Fußleiste (C25/30):																										
Höhe / Breite = 6,0 cm / 13,5 cm																										
Schubbreite Einzel- / Doppelträger:																										
bo = 8,5 cm / 22 cm																										
Querkraftbemessung mit $\cot(\alpha) = 1,0$																										
1) Fußleisten-Querbewehrung, vgl. Bild 125																										
2) Querbewehrung ($\varnothing 5$ mm $e = 17,5$ cm)																										
3) Querbewehrung als Schubzulage ausbilden, z.B. Querbügelstreifer, vgl. Bild 126a																										

Filigran – Sonderdruck aus Beton-Kalender 2016

Tabelle 42. Bemessungstabelle für 25,5 cm dicke Betonsteindecke mit D- bzw. E-Gitterträgern [31],
b) Momenten- und Querkrafttabelle

FILIGRAN - Betonsteindecke (DIN EN 1992-1-1 mit NA für Deutschland)												Seite 2 von 2				
Momenten- und Querkrafttabelle												B 2005-625-1D-2S				
												Ortbeton: C25/30				
Zulagen Betonstahl B 500 A/B Deckendicke $h = 20 + 5,5 = 25,5$ cm Trägerabstand = 62,5 cm Betondeckung $c_{\text{beton}} = 2,0$ cm Expositionsklasse: XC 1 FILIGRAN D-Träger $h = 20$ cm Zulassungsbescheid Nr. Z-15.1-148 vom 1. Januar 2014																
Nr	Bewehrung / Fußleiste				Einzelträger						Doppelträger					
	Unger- gurt 2 Stäbe	Zulage Stäbe	vorh A_s	d	Feldmoment			Querkraft			Feldmoment			Querkraft		
					M_{Ed}	z	ξ_{Ed}	$V_{\text{Ed,Ed}}$ Diagonale $\phi 6$ mm	$V_{\text{Ed,Ed}}^{-1}$	M_{Ed}	z	ξ_{Ed}	$V_{\text{Ed,Ed}}$ Diagonale $\phi 6$ mm	$V_{\text{Ed,Ed}}^{-1}$		
mm	mm	cm ²	cm	kNm/m	cm	η_{Ed}	kN/R	kN/R	kN/R	kNm/R	cm	η_{Ed}	kN/R	kN/R	kN/R	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	6		0,57	23,2	5,6	22,9	0,8	17,9	25,8	45,7	11,2	22,8	1,1	35,8	51,6	118,3
2	6	6	0,85	23,2	8,4	22,9	1,1	17,9	25,8	45,7	16,8	22,7	1,4	35,8	51,6	118,3
3	6	8	1,07	23,2	10,6	22,8	1,2	17,9	25,7	45,6	21,0	22,6	1,7	35,8	51,5	118,0
4	6	10	1,35	23,1	13,3	22,6	1,4	17,8	25,7	45,4	26,4	22,5	1,9	35,6	51,3	117,6
5	6	12	1,70	23,0	16,6	22,5	1,6	17,7	25,5	45,2	32,8	22,3	2,3	35,5	51,1	117,0
6	6	14	2,10	22,9	20,4	22,3	1,9	17,7	25,4	45,0	40,3	22,0	2,7	35,3	50,8	116,5
7	6	16	2,58	22,8	24,8	22,1	2,2	17,6	25,3	44,8	48,7	21,7	3,2	35,1	50,6	115,9
8	6	12 + 12	2,83	22,8	27,3	22,2	2,3	17,7	25,5	45,1	53,6	21,8	25,0	35,4	51,0	116,8
9	6	14 + 12	3,24	22,9	31,0	22,1	2,6	17,6	25,4	45,0	60,7	21,6	21,3	35,3	50,8	116,5
10	6	14 + 14	3,64	22,9	34,7	21,9	2,8	17,6	25,4	44,9	67,7	21,3	18,5	35,2	50,7	116,2
11	6	16 + 14	4,12	22,8	38,9	21,8	3,2	17,6	25,3	44,8	75,5	21,1	15,9	35,1	50,6	115,8
12	6	16 + 16	4,59	22,8	43,1	21,6	3,5	17,5	25,2	44,7	83,2	20,9	13,9	35,0	50,4	115,6
13	12		2,26	22,9	21,9	22,3	2,0	17,6	25,4	45,0	43,2	21,9	2,9	35,3	50,8	116,4
14	12	6	2,54	22,9	24,6	22,2	2,1	17,7	25,5	45,1	48,4	21,9	3,2	35,3	50,9	116,6
15	12	8	2,76	22,9	26,7	22,2	2,3	17,7	25,5	45,1	52,4	21,8	3,4	35,4	50,9	116,6
16	12	10	3,05	22,9	29,3	22,1	2,5	17,7	25,4	45,0	57,4	21,7	22,9	35,3	50,9	116,6
17	12	12	3,39	22,9	32,5	22,0	2,7	17,6	25,4	45,0	63,4	21,5	20,2	35,3	50,8	116,4
18	12	14	3,80	22,9	36,2	21,9	2,9	17,6	25,4	44,9	70,3	21,3	17,6	35,2	50,7	116,2
19	12	16	4,27	22,8	40,4	21,7	3,3	17,6	25,3	44,8	78,1	21,0	15,2	35,1	50,6	115,8
20	12	12 + 12	4,52	22,9	42,8	21,8	3,4	17,6	25,4	45,0	82,7	21,0	14,2	35,3	50,8	116,4
21	12	14 + 12	4,93	22,9	46,4	21,6	3,7	17,6	25,4	44,9	89,3	20,8	12,8	35,2	50,7	116,2
22	12	14 + 14	5,34	22,8	49,9	21,5	4,0	17,6	25,3	44,8	95,8	20,6	11,5	35,2	50,7	116,1

Rechenwerte:	Stahl	Untergurte	$f_{yk} = 500$ N/mm ²	Querkraftbemessung mit $\cot(\theta) = 1,0$
		Diagonalen	$f_{yk} = 420$ N/mm ²	*1) Kleinstwert aus $V_{\text{Ed,max}}$ und $1/2 V_{\text{Ed,max}}$ (mit $\cot(\theta) = 1,0$)
	Beton	Betonstahl	$f_{yk} = 500$ N/mm ²	
		C25/30	$f_{ck} = 25$ N/mm ²	Biegebemessung als Rippendecke (Z-15.1-145, Anlage B beachten)
		Fuge	rau	

Betonsteine (s. Skizze): statisch nicht mitwirkend
 Direktes Auflager mit Auflagertiefe $z \geq 12$ cm
 Querschnittswerte
 Fußleiste (C25/30)
 Höhe / Breite = 5,0 cm / 13,5 cm
 Schubbreite Einzel- / Doppelträger
 $b_0 = 8,5$ cm / 22 cm

Tabelle 43. Bemessungstabelle für 21 cm dicke Ziegelsteindecke mit S-Gitterträgern [51],
a) Momenten- und Stützweitentabelle

FILIGRAN - Ziegeldecke (DIN EN 1992-1-1 mit NA für Deutschland)										Seite 1 von 2			
Momenten- und Stützweitentabelle										Z 1803-640-1S-2W			
										Ortbeton: C25/30			
										Zulagen Betonstahl B 500 A/B			
										Deckendicke $h = 18 + 3 = 21$ cm			
										Trägerabstand = 64,0 cm			
										Betondeckung $c_{nom} = 2,0$ cm			
										Expositionsklasse: XC 1			
										FILIGRAN S-Träger $h = 15$ cm			
										Zulassungsbescheid Nr. Z-15.1-145 vom 1. Januar 2014			
Nr.	Stabli Pos.	Bewehrung			M_{ed}	Stützweiten Einzelträger (Mindestüberhöhung)							
		Untergurt	Zulage	vorf. A_s		1. Zeile: Verkehrslast Q_k [kN/m ²], Nutzlast-Kategorie							
		2 Stäbe	1 Stab	cm ²		2. Zeile: Bemessungslast $E_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$ [kN/m ²] (Deckenrohgewicht: 2,8 kN/m ² , Putz und Belag: 1,5 kN/m ²) = G_k							
	mm	mm	cm ²	kNm/R	m (cm)	m (cm)	m (cm)	m (cm)	m (cm)	m (cm)	m (cm)	m (cm)	
1		2	3	4		5	6	7	8	9	10	11	12
Diagonale ø7 mm													
1		10		1,57	11,3	4,19 (0,8)	4,01 (0,6)	3,76 (0,3)	3,71 (0,3)	3,65 (0,2)	3,46 (0,0)	3,26 (0,1)	
2		12		2,26	15,9	4,97 (1,8)	4,75 (1,5)	4,46 (1,0)	4,39 (0,9)	4,33 (0,8)	4,10 (0,6)	3,87 (0,7)	
3		10	10	2,36	16,3	5,00 (2,0)	4,81 (1,6)	4,51 (1,1)	4,45 (1,0)	4,38 (0,9)	4,15 (0,6)	3,91 (0,7)	
4		10	12	2,70	18,4	5,12 (2,1)	5,06 (2,0)	4,79 (1,5)	4,72 (1,4)	4,65 (1,3)	4,41 (0,9)	4,15 (1,1)	
5		10	14	3,11	20,7	5,23 (2,1)	5,17 (2,1)	5,09 (2,0)	5,01 (1,9)	4,94 (1,7)	4,68 (1,3)	4,41 (1,4)	
6		14		3,08	21,1	5,31 (2,1)	5,25 (2,1)	5,13 (2,0)	5,05 (1,8)	4,98 (1,7)	4,72 (1,3)	4,45 (1,4)	
7		12	12	3,39	22,7	5,35 (2,1)	5,30 (2,1)	5,22 (2,1)	5,20 (2,1)	5,17 (2,1)	4,90 (1,6)	4,61 (1,7)	
8		12	14	3,80	24,9	5,44 (2,2)	5,38 (2,1)	5,30 (2,1)	5,26 (2,1)	5,26 (2,1)	5,14 (2,0)	4,76 (1,9)	
9		16		4,02	26,6	5,55 (2,2)	5,50 (2,2)	5,41 (2,2)	5,40 (2,2)	5,38 (2,2)	5,30 (2,1)	4,86 (1,9)	
10		12	16	4,27	27,3	5,52 (2,3)	5,46 (2,2)	5,38 (2,2)	5,36 (2,1)	5,34 (2,1)	5,27 (2,1)	4,84 (2,0)	
11		14	14	4,62	29,3	5,63 (2,3)	5,57 (2,2)	5,49 (2,2)	5,47 (2,2)	5,45 (2,2)	5,37 (2,2)	4,93 (2,0)	
12		14	16	5,09	31,3	5,69 (2,3)	5,63 (2,2)	5,55 (2,2)	5,53 (2,2)	5,51 (2,2)	5,43 (2,2)	4,99 (2,0)	
13		16	16	6,03	33,5	5,83 (2,3)	5,79 (2,3)	5,70 (2,3)	5,68 (2,3)	5,66 (2,3)	5,58 (2,2)	5,12 (2,0)	
erforderliche Schubbewehrung						ø7mm	ø8mm	Diagonale ø9 mm		Diagonale ø10mm			
Kursiv gedruckte Stützweiten überschreiten die zulässige Schlankheit für verformungsempfindliche Bauteile ($l/d \leq 150$)													
Der Durchhang wurde auf $l/250$ begrenzt; Klammerwerte geben die Mindestüberhöhung in [cm] an - maximale Überhöhung = $l/250$													
Rechenwerte:		Stahl	Untergurte	$f_{yk} = 500$ N/mm ²								Montagestützweite:	
		Diagonalen		$f_{yk} = 420$ N/mm ²								2,12 m bei Obergurt 40x2	
		Betonstahl		$f_{yk} = 500$ N/mm ²									
		Beton	C25/30	$f_{ck} = 25$ N/mm ²									
			Fuge	rau									
Deckenziege) (s. Skizze): statisch nicht mitwirkend.													
Querschnittswerte:													
Fußleiste (C25/30):		Höhe / Breite = 7,5 cm / 16 cm											
Schubbreite Einzel- / Doppelträger		bo = 11 cm / 27 cm											

Tabelle 43. Bemessungstabelle für 21 cm dicke Ziegelsteindecke mit S-Gitterträgern [51],
b) Momenten- und Querkrafttabelle

FILIGRAN - Ziegeldecke (DIN EN 1992-1-1 mit NA für Deutschland)														Seite 2 von 2						
Momenten- und Querkrafttabelle														Z 1803-640-1S-2W						
														Ortbeton: C25/30						
Zulagen Betonstahl B 500 A/B														Deckendicke $h = 18 + 3 = 21$ cm						
Trägerabstand = 64,0 cm														Betondeckung $c_{\text{reinf}} = 2,0$ cm						
Expositionsklasse: XC 1														FILIGRAN S-Träger $h = 15$ cm						
Zulassungsbescheid Nr. Z-15.1-145 vom 1. Januar 2014																				
Bewehrung / Fußleiste				Einzelträger							Doppelträger									
Nr.	Untergurt 2 Stäbe	Zulage 1 Stab	vorh. A_s	d	Feldmoment			Querkraft					Feldmoment			Querkraft				
					M_{red}	z	ξ_{rel}	$V_{\text{Rd,max}}$				$V_{\text{Rd,max}}$	M_{red}	z	ξ_{rel}	$V_{\text{Rd,max}}$				
				kNm/R	cm	%	e7mm	e8mm	e9mm	e10mm	kN/R	kNm/R	cm	%	e7mm	e8mm	e9mm	e10mm	kN/R	
				mm	mm	cm ²	cm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1	10		1,57	17,3	11,3	16,6	2,9	15,3	18,2	21,4	25,1	41,0	21,7	15,9	14,3	33,3	39,1	45,6	52,8	100,5
2	12		2,26	17,2	15,9	16,2	21,1	15,2	18,0	21,3	24,9	40,7	29,8	15,1	8,5	33,1	38,8	45,2	52,4	99,8
3	10	10	2,36	17,0	16,3	15,9	19,8	14,9	17,7	20,9	24,4	39,9	30,4	14,8	7,8	32,5	38,1	44,4	51,5	98,0
4	10	12	2,70	16,8	18,4	15,6	16,6	14,8	17,6	20,7	24,2	39,5	33,7	14,3	6,0	32,2	37,7	44,0	51,0	97,1
5	10	14	3,11	16,7	20,7	15,3	13,0	14,6	17,4	20,5	23,9	39,1	37,2	13,7	4,5	31,9	37,3	43,5	50,5	96,1
6	14		3,08	17,1	21,1	15,7	13,7	15,1	17,9	21,1	24,7	40,3	37,9	14,2	4,8	32,8	38,5	44,9	52,0	99,0
7	12	12	3,39	16,9	22,7	15,4	11,1	14,8	17,6	20,7	24,2	39,6	40,0	13,6	3,9	32,3	37,8	44,1	51,1	97,3
8	12	14	3,80	16,8	24,9	15,1	8,3	14,7	17,4	20,6	24,0	39,3	42,8	12,9	2,9	32,0	37,5	43,7	50,7	96,4
9	16		4,02	17,0	26,6	15,2	7,2	15,0	17,8	21,0	24,5	40,0	45,1	12,9	2,6	32,4	37,9	44,2	51,3	97,6
10	12	16	4,27	16,6	27,3	14,7	5,8	14,6	17,3	20,4	23,8	38,9	44,6	12,4	2,3	31,1	36,4	42,5	49,2	93,7
11	14	14	4,62	16,8	29,3	14,6	4,6	14,7	17,5	20,6	24,1	39,3	45,8	12,4	2,2	31,1	36,4	42,4	49,2	93,6
12	14	16	5,09	16,7	31,3	14,2	3,3	14,6	17,3	20,4	23,9	39,0	45,9	12,2	2,0	30,5	35,8	41,7	48,4	92,0
13	16	16	6,03	16,7	33,5	13,7	2,3	14,6	17,3	20,4	23,9	39,0	46,9	11,9	1,8	29,9	35,1	40,9	47,4	90,2
Querkraftwiderstände mit Schubzulagen ¹⁾							22,6	25,3	28,3	31,7					44,2	49,1	54,8	61,1		
Rechenwerte: Stahl Untergurte $f_{yk} = 500$ N/mm ² Diagonale $f_{yk} = 420$ N/mm ² Betonstahl $f_{yk} = 500$ N/mm ² Beton C25/30 $f_{ck} = 25$ N/mm ² Fuge rau														¹⁾ Diagonale der jeweiligen Spalte mit DH-Zulage eine Diagonale ø6mm alle 20 cm. $V_{\text{Rd,max}}$ ist immer einzuhalten!						
Deckenziegel (s. Skizze): statisch nicht mitwirkend. Direktes Auflager mit Auflagertiefe ≥ 12 cm Querschnittswerte:																				
Fußleiste (C25/30):				Höhe / Breite = 7,5 cm / 16 cm																
Schubbreite Einzel- / Doppelträger				bo = 11 cm / 27 cm																
Ziegelschale = 1,2 cm																				
														¹⁾ Obergrenze für den Querkraft- bzw. Verbundnachweis						

Tabelle 44. Bemessungstabelle für 25 cm dicke Ziegelsteindecke mit S-Gitterträgern [51],
a) Momenten- und Stützweitentabelle

FILIGRAN - Ziegeldecke (DIN EN 1992-1-1 mit NA für Deutschland)					Seite 1 von 2																	
Momenten- und Stützweitentabelle					Z 1807-640-1S-2W																	
Einzelträger 					Ortbeton: C25/30 Zulagen Betonstahl B 500 A/B Deckendicke $h = 18 + 7 = 25$ cm Trägerabstand = 64,0 cm Betondeckung $c_{\text{nom}} = 2,0$ cm Expositionsklasse: XC 1 FILIGRAN S-Träger $h = 16$ cm Zulassungsbescheid Nr. Z-15,1-145 vom 1. Januar 2014																	
Nr	Statik Pos.	Bewehrung			M_{Ed}	Stützweiten Einzelträger (Mindestüberhöhung)																
		Untergurte 2 Stäbe	Zulage 1 Stab	vorh. A_s		1. Zeile: Verkehrslast Q_k [kN/m ²], Nutzlast-Kategorie 2. Zeile: Bemessungslast $E_k = Q_k + G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$ [kN/m ²] (Deckengewicht: 3,8 kN/m ² , Putz und Belag: 1,5 kN/m ²) = G_k 1,50 A,B 2,00 A,B 2,80 A,B 3,00 A,B 3,20 A,B = Q_k 8,41 10,16 11,36 11,66 11,98 13,16 14,96 m (cm) m (cm)																
						Diagonale ø7 mm																
1		10		1,57	14,2	4,35 (0,2)	4,18 (0,0)	3,96 (0,0)	3,91 (0,0)	3,86 (0,0)	3,68 (0,0)	3,48 (0,0)										
2		12		2,26	20,3	5,19 (1,0)	4,99 (0,7)	4,72 (0,4)	4,66 (0,4)	4,60 (0,3)	4,39 (0,3)	4,16 (0,2)										
3		10	10	2,36	20,8	5,26 (1,1)	5,06 (0,8)	4,79 (0,5)	4,73 (0,4)	4,67 (0,4)	4,45 (0,2)	4,22 (0,2)										
4		10	12	2,70	23,7	5,67 (1,6)	5,40 (1,2)	5,10 (0,8)	5,04 (0,7)	4,97 (0,7)	4,74 (0,4)	4,49 (0,5)										
5		10	14	3,11	26,9	5,98 (2,1)	5,76 (1,7)	5,45 (1,2)	5,37 (1,1)	5,31 (1,0)	5,06 (0,7)	4,79 (0,8)										
6		14		3,08	27,2	6,07 (2,0)	5,79 (1,6)	5,47 (1,1)	5,40 (1,1)	5,33 (1,0)	5,08 (0,6)	4,82 (0,7)										
7		12	12	3,39	29,5	6,26 (2,5)	6,03 (2,0)	5,70 (1,5)	5,63 (1,5)	5,56 (1,2)	5,30 (0,9)	5,02 (1,0)										
8		12	14	3,80	32,7	6,42 (2,8)	6,35 (2,5)	6,00 (1,8)	5,93 (1,7)	5,85 (1,6)	5,58 (1,2)	5,28 (1,3)										
9		16		4,02	35,0	6,56 (2,6)	6,51 (2,6)	6,20 (2,1)	6,12 (1,9)	6,05 (1,8)	5,76 (1,3)	5,46 (1,4)										
10		12	16	4,27	36,4	6,56 (2,6)	6,51 (2,6)	6,33 (2,3)	6,25 (2,2)	6,17 (2,1)	5,88 (1,6)	5,57 (1,7)										
11		14	14	4,62	39,4	6,71 (2,7)	6,65 (2,7)	6,57 (2,6)	6,50 (2,5)	6,42 (2,4)	6,12 (1,8)	5,80 (1,8)										
12		14	16	5,09	43,0	6,82 (2,7)	6,77 (2,7)	6,68 (2,7)	6,66 (2,7)	6,64 (2,7)	6,39 (2,2)	6,05 (2,3)										
13		16	16	6,03	50,3	7,07 (2,8)	7,07 (2,8)	6,93 (2,8)	6,90 (2,8)	6,89 (2,8)	6,60 (2,7)	6,33 (2,9)										
14		16	20	7,16	58,3	7,17 (2,7)	7,17 (2,8)	7,12 (2,9)	7,10 (2,9)	7,08 (2,8)	6,99 (2,8)	6,51 (2,8)										
erforderliche Schubbewehrung:						ø8mm	Diagonale ø9 mm	Diagonale ø10mm														
Kursiv gedruckte Stützweiten überschreiten die zulässige Schlankheit für verformungsempfindliche Bauteile ($l/d \leq 150$) Der Durchhang wurde auf $l/250$ begrenzt; Klammerwerte geben die Mindestüberhöhung in [cm] an - maximale Überhöhung = $l/250$																						
Rechenwerte:		Stahl	Untergurte	$f_{yk} = 500$ N/mm ²		Montagestützweite:																
			Diagonalen	$f_{yk} = 420$ N/mm ²		2,02 m bei Obergurte 40x2 & Dia. \geq ø8mm																
			Betonstahl	$f_{yk} = 500$ N/mm ²																		
			Beton	C25/30	$f_{cm} = 25$ N/mm ²																	
			Fuge	rau																		
Deckenziegel (s. Skizze): statisch nicht mitwirkend.																						
Querschnittswerte:																						
Fußleiste (C25/30):			Höhe / Breite = 7,5 cm / 16 cm																			
Schubbreite Einzel- / Doppelträger			bo = 11 cm / 27 cm																			

Tabelle 44. Bemessungstabelle für 25 cm dicke Ziegelsteindecke mit S-Gitterträgern [51],
b) Momenten- und Querkrafttabelle

FILIGRAN - Ziegeldecke (DIN EN 1992-1-1 mit NA für Deutschland)													Seite 2 von 2								
Momenten- und Querkrafttabelle													Z 1807-640-1S-2W								
													Ortbeton: C25/30								
Zulagen Betonstahl B 500 A/B Deckendicke $h = 18 + 7 = 25$ cm Trägerabstand = 64,0 cm Betondeckung $c_{nom} = 2,0$ cm Expositionsklasse: XC 1 FILIGRAN S-Träger $h = 18$ cm Zulassungsbescheid Nr. Z-15.1-145 vom 1. Januar 2014																					
Nr.	Unter- gurt 2 Stabe	Zulage 1 Stab	vorh. A _c	d	Einzelträger						Doppelträger										
					Feldmoment			Querkraft			Feldmoment			Querkraft							
					M_{Ed}	z	$\frac{E_c}{E_s}$	V_{Ed} Diagonale	σ_{Ed}	σ_{Ed}	M_{Ed}	z	$\frac{E_c}{E_s}$	V_{Ed} Diagonale	σ_{Ed}	σ_{Ed}					
mm	mm	cm ³	cm	kNm/R	cm	%	kN/R	kN/R	kN/R	kN/R	kN/R	mm	mm	cm ³	cm	%	kN/R	kN/R	kN/R	kN/R	kN/R
1	10		1,57	21,3	14,2	20,8	1,6	19,4	22,9	26,9	31,4	50,1	28,2	20,6	2,2	42,2	49,3	57,4	66,4	123,1	
2	12		2,26	21,2	20,3	20,6	2,1	19,2	22,8	26,8	31,3	49,8	39,9	20,3	3,0	42,0	49,0	57,1	66,0	122,3	
3	10	10	2,36	21,0	20,8	20,3	2,1	19,0	22,5	26,4	30,8	49,2	41,0	20,0	3,1	41,4	48,4	56,3	65,1	120,7	
4	10	12	2,70	20,8	23,7	20,1	2,4	18,8	22,3	26,2	30,6	48,8	46,5	19,8	<u>25,0</u>	41,1	48,0	55,9	64,6	119,8	
5	10	14	3,11	20,7	26,9	19,9	2,7	18,7	22,1	26,0	30,4	48,4	52,7	19,5	<u>21,1</u>	40,8	47,6	55,4	64,1	118,8	
6	14		3,08	21,1	27,2	20,3	2,6	19,1	22,6	26,6	31,1	49,6	53,2	19,9	<u>21,8</u>	41,7	48,8	56,7	65,6	121,6	
7	12	12	3,39	20,9	29,5	20,0	2,8	18,9	22,3	26,3	30,6	48,9	57,6	19,5	<u>19,2</u>	41,2	48,1	55,9	64,7	120,0	
8	12	14	3,80	20,8	32,7	19,8	3,1	18,7	22,2	26,1	30,4	48,6	63,6	19,3	<u>16,6</u>	40,9	47,8	55,6	64,3	119,2	
9	16		4,02	21,0	35,0	20,0	3,3	19,0	22,5	26,5	30,9	49,3	67,9	19,4	<u>15,8</u>	41,5	48,5	56,4	65,2	120,9	
10	12	16	4,27	20,6	36,4	19,6	3,5	18,6	22,0	25,9	30,2	48,2	70,4	18,9	<u>14,3</u>	40,6	47,4	55,2	63,8	118,3	
11	14	14	4,62	20,8	39,4	19,6	<u>23,1</u>	18,8	22,2	26,1	30,5	48,6	76,1	18,9	<u>13,1</u>	40,9	47,8	55,6	64,3	119,3	
12	14	16	5,09	20,7	43,0	19,4	<u>20,5</u>	18,6	22,1	25,9	30,3	48,3	82,6	18,7	<u>11,5</u>	40,7	47,5	55,3	63,9	118,5	
13	16	16	6,03	20,7	50,3	19,2	<u>16,7</u>	18,6	22,1	25,9	30,3	48,3	95,9	18,3	<u>9,1</u>	40,7	47,5	55,3	64,0	118,6	
14	16	20	7,16	20,5	58,3	18,7	<u>13,4</u>	18,4	21,8	25,6	29,9	47,7	109,9	17,6	<u>7,0</u>	40,2	47,0	54,6	63,2	117,2	
Querkraftwiderstände mit Schubzulagen ¹⁾								28,9	32,3	36,1	40,4						61,1	67,9	75,5	84,1	
Rechenwerte: Stahl Untergurte $f_{yk} = 500$ N/mm ² Diagonalen $f_{yk} = 420$ N/mm ² Betonstahl $f_{yk} = 500$ N/mm ² Beton C25/30 $f_{ck} = 25$ N/mm ² Fuge rau													¹⁾ Diagonale, der jeweiligen Spalte mit DH-Zulage eine Diagonale σ_{Ed} alle 20 cm. $V_{Ed, max}$ ist immer einzuhalten!								
Deckenziegel (s. Skizze): statisch nicht mitwirkend. Direktes Auflager mit Auflagertiefe ≥ 12 cm Querschnittswerte: Fußeiste (C25/30): Höhe / Breite = 7,5 cm / 16 cm Schubbreite Einzel- / Doppelträger: $b_0 = 11$ cm / 27 cm Ziegelschale = 1,2 cm													Biegebemessung als Rippendecke (Z-15.1-145, Anlage 9 beachten) .. Obergrenze für den Querkraft- bzw. Verbundnachweis								

Tabelle 45. Bemessungstabelle für 32 cm dicke Ziegelsteindecke mit S-Gitterträgern [51],
a) Momenten- und Stützweitentabelle

FILIGRAN - Ziegeldecke (DIN EN 1992-1-1 mit NA für Deutschland)						Seite 1 von 2															
Momenten- und Stützweitentabelle						Z 2507-640-1S-2W															
						Ort beton: C25/30 Zulagen Betonstahl B 500 A/B Deckendicke $h = 26 + 7 = 32$ cm Trägerabstand = 64,0 cm Betondeckung $c_{nom} = 2,0$ cm Expositionsklasse: XC 1 FILIGRAN S-Träger $h = 25$ cm Zulassungsbescheid Nr. Z-15.1-145 vom 1. Januar 2014															
Nr.	Statik	Bewehrung			M_{Ed}	Stützweiten Einzelträger (Mindestüberhöhung)															
		Untergurt	Zulage	vorn		1. Zelle: Verkehrslast Q_k [kN/m ²], Nutzlast-Kategorie 2. Zelle: Bemessungslast $E_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$ [kN/m ²] (Deckenongewicht: 4,75 kN/m ² ; Putz und Belag: 1,5 kN/m ²)															
		2 Stäbe	1 Stab	A_s		1,50 A,B	2,00 A,B	2,80 A,B	3,00 A,B	3,20 A,B	4,00 A,B	5,00 C,D									
		mm	mm	cm ²	kNm/R	m (cm)	m (cm)	m (cm)	m (cm)	m (cm)	m (cm)	m (cm)	m (cm)	m (cm)	m (cm)	m (cm)	m (cm)	m (cm)	m (cm)	m (cm)	
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12								
Diagonale ø7 mm																					
1		10		1,57	19,0	4,71 (0,0)	4,55 (0,0)	4,33 (0,0)	4,28 (0,0)	4,23 (0,0)	4,05 (0,0)	3,86 (0,0)									
2		12		2,26	27,1	5,63 (0,4)	5,44 (0,2)	5,18 (0,0)	5,12 (0,0)	5,06 (0,0)	4,84 (0,0)	4,61 (0,0)									
3		10	10	2,36	28,0	5,72 (0,5)	5,53 (0,3)	5,26 (0,0)	5,20 (0,0)	5,14 (0,0)	4,92 (0,0)	4,68 (0,0)									
4		10	12	2,70	31,8	6,10 (0,6)	5,90 (0,6)	5,61 (0,3)	5,55 (0,2)	5,48 (0,1)	5,25 (0,0)	5,00 (0,0)									
5		10	14	3,11	36,4	6,52 (1,2)	6,30 (0,8)	6,00 (0,6)	5,93 (0,5)	5,86 (0,4)	5,61 (0,2)	5,34 (0,3)									
6		14		3,08	36,5	6,54 (1,2)	6,32 (0,9)	6,01 (0,5)	5,94 (0,5)	5,87 (0,4)	5,62 (0,2)	5,35 (0,2)									
7		12	12	3,39	39,8	6,82 (1,5)	6,60 (1,2)	6,27 (0,8)	6,20 (0,7)	6,13 (0,6)	5,87 (0,4)	5,59 (0,4)									
8		12	14	3,80	44,3	7,20 (2,0)	6,96 (1,6)	6,62 (1,1)	6,54 (1,0)	6,46 (0,9)	6,19 (0,6)	5,89 (0,7)									
9		16		4,02	47,2	7,43 (2,2)	7,18 (1,8)	6,83 (1,3)	6,75 (1,2)	6,67 (1,1)	6,39 (0,7)	6,08 (0,8)									
10		12	16	4,27	49,3	7,60 (2,5)	7,34 (2,1)	6,99 (1,5)	6,90 (1,4)	6,83 (1,3)	6,54 (0,9)	6,22 (1,0)									
11		14	14	4,62	53,4	7,91 (2,9)	7,64 (2,4)	7,27 (1,8)	7,18 (1,7)	7,10 (1,6)	6,80 (1,2)	6,47 (1,2)									
12		14	16	5,09	58,4	8,18 (3,3)	7,99 (2,9)	7,60 (2,2)	7,51 (2,1)	7,43 (1,9)	7,11 (1,5)	6,77 (1,6)									
13		14	20	6,22	70,1	8,50 (3,4)	8,44 (3,4)	8,33 (3,3)	8,23 (3,1)	8,13 (2,9)	7,79 (2,3)	7,41 (2,4)									
14		16	20	7,16	80,1	8,76 (3,5)	8,70 (3,5)	8,61 (3,5)	8,59 (3,5)	8,56 (3,4)	8,33 (3,0)	7,92 (3,1)									
erforderliche Schubbewehrung:						ø8mm		Diagonale ø9 mm				Diagonale Ø10mm									
Kursiv gedruckte Stützweiten überschreiten die zulässige Schlankheit für verformungsempfindliche Bauteile ($l/d \leq 150/l$) Der Durchhang wurde auf $l/250$ begrenzt; Klammerwerte geben die Mindestüberhöhung in [cm] an - maximale Überhöhung = $l/250$																					
Rechenwerte:						Stahl	Untergurte	$f_{yk} = 500$ N/mm ²	Montagestützweite:												
							Diagonalen	$f_{yk} = 420$ N/mm ²	2,07 m bei Obergurt 40x2 & Dia. \geq ø8mm												
							Betonstahl	$f_{yk} = 500$ N/mm ²													
						Beton	C25/30	$f_{yk} = 25$ N/mm ²													
						Fuge		rau													
Deckenziegel (s. Skizze): statisch nicht mitwirkend.																					
Querschnittswerte:																					
Fußleiste (C25/30):						Höhe / Breite = 7,5 cm / 16 cm															
Schubbreite Einzel- / Doppelträger:						bo = 11 cm / 27 cm															

Tabelle 45. Bemessungstabelle für 32 cm dicke Ziegelsteindecke mit S-Gitterträgern [51],
b) Momenten- und Querkrafttabelle

FILIGRAN - Ziegeldecke (DIN EN 1992-1-1 mit NA für Deutschland)														Seite 2 von 2						
Momenten- und Querkrafttabelle														Z 2507-640-1S-2W						
														Ortbeton: C25/30						
Zulagen Betonstahl B 500 A/B														Deckendicke $h = 25 + 7 = 32$ cm						
Trägerabstand = 64,0 cm														Betondeckung $c_{\text{min}} = 2,0$ cm						
Expositionsklasse: XC 1														FILIGRAN S-Träger $h = 25$ cm						
Zulassungsbescheid Nr. Z-15.1-145 vom 1. Januar 2014																				
Bewehrung / Fußeiste				Einzelträger							Doppelträger									
Nr.	Untergurt 2 Stäbe	Zulage 1 Stab	vorh. A_s	d	Feldmoment			Querkraft				$V_{\text{res,max}}^{**}$	Feldmoment			Querkraft				$V_{\text{res,max}}^{**}$
					M_{Ed}	z	ϵ_{St}	$V_{\text{Ed,Diagonale}}$ Ø7mm	$V_{\text{Ed,Diagonale}}$ Ø8mm	$V_{\text{Ed,Diagonale}}$ Ø9mm	$V_{\text{Ed,Diagonale}}$ Ø10mm		M_{Ed}	z	ϵ_{St}	$V_{\text{Ed,Diagonale}}$ Ø7mm	$V_{\text{Ed,Diagonale}}$ Ø8mm	$V_{\text{Ed,Diagonale}}$ Ø9mm	$V_{\text{Ed,Diagonale}}$ Ø10mm	
	mm	mm	cm ²	cm	kNm/R	cm	‰	kN/R	kN/R	kN/R	kN/R	kN/R	kNm/R	cm	‰	kN/R	kN/R	kN/R	kN/R	kN/R
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	11	12	13	14	15	16	17	18	18
1	10		1,57	28,3	19,0	27,8	1,3	26,3	31,0	36,4	42,4	64,4	37,7	27,6	1,8	57,6	67,0	77,7	89,7	158,0
2	12		2,26	28,2	27,1	27,5	1,7	26,2	30,9	36,2	42,2	64,1	53,6	27,3	2,3	57,3	66,7	77,4	89,3	157,4
3	10	10	2,36	28,0	28,0	27,3	1,7	25,9	30,6	35,9	41,8	63,5	55,3	27,0	2,4	56,8	66,1	76,6	88,4	155,8
4	10	12	2,70	27,8	31,8	27,1	1,9	25,8	30,4	35,7	41,6	63,2	62,8	26,7	2,7	56,5	65,7	76,2	88,0	155,0
5	10	14	3,11	27,7	36,4	26,9	2,1	25,7	30,3	35,5	41,3	62,8	71,6	26,5	3,1	56,1	65,4	75,8	87,5	154,2
6	14		3,08	28,1	36,5	27,3	2,1	26,1	30,8	36,1	42,0	63,8	71,9	26,9	3,0	57,1	66,4	77,1	88,9	156,7
7	12	12	3,39	27,9	39,8	27,0	2,3	25,8	30,5	35,7	41,6	63,2	78,3	26,5	3,3	56,5	65,8	76,3	88,1	155,2
8	12	14	3,80	27,8	44,3	26,8	2,5	25,7	30,3	35,6	41,4	62,9	86,8	26,3	<u>23,4</u>	56,3	65,5	76,0	87,6	154,5
9	16		4,02	28,0	47,2	27,0	2,6	26,0	30,6	35,9	41,8	63,6	92,4	26,4	<u>22,2</u>	56,8	66,2	76,7	88,6	156,1
10	12	16	4,27	27,6	49,3	26,6	2,7	25,6	30,2	35,4	41,2	62,6	96,4	25,9	<u>20,4</u>	56,0	65,2	75,6	87,2	153,7
11	14	14	4,62	27,8	53,4	26,6	2,9	25,7	30,3	35,6	41,4	63,0	104,2	25,9	<u>18,7</u>	56,3	65,5	76,0	87,7	154,5
12	14	16	5,09	27,7	58,4	26,4	3,1	25,6	30,2	35,4	41,3	62,7	113,5	25,7	<u>16,6</u>	56,0	65,2	75,7	87,3	153,9
13	14	20	6,22	27,4	70,1	25,9	<u>22,6</u>	25,4	29,9	35,1	40,9	62,1	135,2	25,0	<u>12,8</u>	55,5	64,6	75,0	86,5	152,4
14	16	20	7,16	27,5	80,1	25,7	<u>19,1</u>	25,4	30,0	35,1	40,9	62,2	153,5	24,6	<u>10,7</u>	55,6	64,7	75,1	86,6	152,6
Querkraftwiderstände mit Schubzulagen ^{†)}								39,3	43,9	49,1	54,8					83,4	92,6	102,9	114,4	
Rechenwerte: Stahl Untergurte $f_{yk} = 500$ N/mm ²																				
Diagonalen $f_{yk} = 420$ N/mm ²																				
Betonstahl $f_{yk} = 500$ N/mm ²																				
Beton C25/30 $f_{ck} = 25$ N/mm ²																				
Fuge rau																				
Deckenziegel (§ Skizze): statisch nicht mitwirkend.																				
Direktes Auflager mit Auflagertiefe ≥ 12 cm														Biegebemessung als Rippendecke (Z-15.1-145, Anlage 9 beachten)						
Querschnittswerte:																				
Fußeiste (C25/30):				Höhe / Breite = 7,5 cm / 16 cm																
Schubbreite Einzel- / Doppelträger:				bo = 11 cm / 27 cm																
Ziegelschale = 1,2 cm														; Obergrenze für den Querkraft- bzw. Verbundnachweis						

Filigran – Sonderdruck aus Beton-Kalender 2016

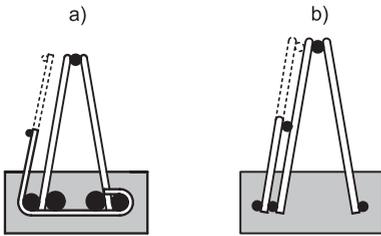


Bild 126. Betonfußleiste mit Verbund- bzw. Schubzulagen; a) Querbügelleiter, b) DH-Gitterträger / EH-Gitterträger [31]

wird in den Tabellen eine „Schubzulage“ ausgewiesen. In diesen Fällen kann ein stärkerer Diagonalenquerschnitt von z. B. 7 mm gewählt werden oder eine Zulage in Form von Bügelleitern oder Gitterträgern.

Ist keine Querbewehrung (QB) erforderlich oder wird diese durch Querbügel nach Bild 125 ausgeführt, kann die Schubzulage auch aus DH- oder EH-Gitterträgern nach [31] bestehen (vgl. Bild 126b). Soll gleichzeitig die Funktion der Verbund- bzw. Schubzulage und der Querbewehrung abgedeckt werden, können Querbügelleitern (Bild 126a) eingesetzt werden. Die Zulage von Verbund- oder Querkraftbewehrungen war bereits in früheren Zulassungen enthalten. Für die zusätzliche Verbundbewehrung sollten nach *Manleiner* [25] die zusätzlichen Bewehrungselemente annähernd das gleiche Schlupfverhalten wie die verwendeten Gitterträger aufweisen. Das ist bei Verwendung von Gitterträgern als Verbundzulage gegeben. Bei der erforderlichen Bauhöhe der Zulagen ist zwischen einer erforderlichen Querkraftbewehrung und der erforderlichen Verbundbewehrung zu unterscheiden. Eine zusätzlich zur Querkraftbewehrung erforderliche Verbundbewehrung kann auch mit verminderter Bauhöhe zugelegt werden.

In den jeweiligen Tabellenteilen b) sind die Entwurfs widerstände der Biegemomente und Querkraften nach Eurocode 2 bzw. Zulassung angegeben. Weitere Hinweise sind den Erläuterungen in den Tabellen selbst zu entnehmen.

Die Tabellen 43 bis 45 gelten für Beton C25/30 und für S-Gitterträger [51] nach Bild 21 unter Verwendung von Ziegelsteinen mit typischen Abmessungen. Für die Tragrichtung der Balken gelten die Ziegel als nicht mittragend. Die Betondeckung wurde entsprechend der Expositionsklasse XC1 zu 2 cm festgelegt. Der Achsabstand der Gitterträger beträgt 64 cm. Die Betonfußleisten sind mit einer U-förmigen Ziegelschale dargestellt. Diese Ziegel bilden die Schalung für die Fußleiste und stellen einen geschlossenen Abschluss der Deckenunterseite mit Ziegeln sicher. Sie wirken statisch nicht mit und

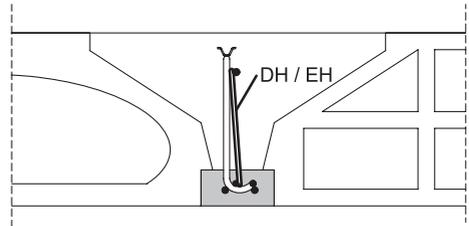


Bild 127. Gitterträger [31] als zusätzliche Verbund- bzw. Querkraftbewehrung in Balken mit S-Gitterträgern [51]

werden nicht auf die Betondeckung der Bewehrung angerechnet. Tabelle 43 gilt für eine Balkendecke mit Steinhöhe von 18 cm und 3 cm Aufbeton. Die Decken nach Tabelle 44 und Tabelle 45 mit 7 cm dicker Aufbetonschicht wurden als Rippendecke bemessen. Die in den Tabellen für diese Anwendung angegebene Nutzlast von 5 kN/m^2 kann überschritten werden, wenn ein gesonderter Nachweis der Platte geführt wird. Dieses ist möglich, da die Plattendicke die Anforderung für eine Plattenbalkendecke erfüllt.

Die erforderlichen Diagonalquerschnitte ergeben sich aus der Querkraftbemessung für den Endzustand. Eine zusätzliche Querbewehrung wird beim Einsatz dieser S-Gitterträger nicht erforderlich. Erforderliche Diagonalendurchmesser von 10 mm werden in der Praxis auch durch 9 mm dicke Diagonalen in Kombination mit zusätzlichen kurzen Gitterträgern abgedeckt (Bild 127).

In den Tabellen 40 bis 45 wurde auch der Gebrauchszustand über einen Verformungsnachweis berücksichtigt. Zur Vermeidung von Beeinträchtigungen des Erscheinungsbildes und der Gebrauchstauglichkeit wird im Eurocode 2, 7.4.1(4) [22] ein Grenzwert für den berechneten Durchhang angegeben. Der Durchhang eines Balkens bezogen auf die Verbindungslinie der Unterstützungspunkte ist danach auf $1/250$ zu begrenzen. Überhöhungen dürfen eingebaut werden, um einen Teil oder die gesamte Durchbiegung auszugleichen. Die Überhöhung darf in der Regel $1/250$ der Stützweite nicht überschreiten. Bild 128 erläutert die Begriffe.

Der Grenzzustand der Verformung darf nach Eurocode 2 [22] nachgewiesen werden durch eine Begrenzung der Biegeschlankheit nach Abschnitt 7.4.2 der Norm oder durch den Vergleich einer berechneten Verformung gemäß 7.4.3 mit einem Grenzwert.

Die einzuhaltende Biegeschlankheit wird in Eurocode 2, 7.4.2 in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit und dem Längsbewehrungsgrad in der dortigen Gl. (16) angegeben. Zusätzlich wird ein Schlankheitskriterium ergänzt bei Bauteilen, die

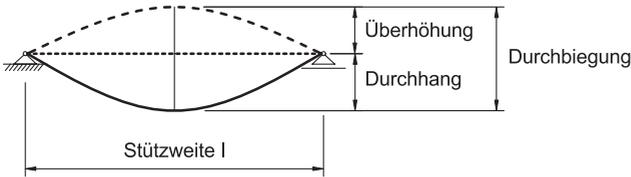


Bild 128. Durchbiegung und Durchhang von Balken

verformungsempfindliche Ausbauelemente beeinträchtigen können [23]. Für diese Bauteile gilt bei gelenkig gelagerten Einfeldträgern eine maximale Schlankheit von $l/d \leq 150/l$.

Die nach Eurocode 2, 7.4.2 einzuhaltende Grenzschlankheit nimmt mit zunehmendem Längsbewehrungsgrad stark ab. Für Balkendecken mit üblichen Längsbewehrungsgraden sinkt der Wert deutlich unter $1/35$. Eine Druckbewehrung z. B. in Form eines Gitterträgerobergurtes führt zu einer höheren Grenzschlankheit. Dieses gilt auch für eine größere Biegezugbewehrung über der erforderlichen Biegezugbewehrung für den Nachweis der Biegung. Jedoch ist der rechnerische Einfluss auf die zulässige Schlankheit klein und im Hinblick auf die Biegezugbewehrung auf 10 % begrenzt (vgl. DAFStb-Heft 600 [95]). Die zulässigen Schlankheiten bleiben somit unterhalb der nach DIN 1045-1:2008 ausnutzbaren Schlankheit von $1/35$. Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit der Balken- und Rippendecken über die Begrenzung der Biegeschlankheit fordert somit größere Balkenhöhen bzw. Deckenstärken, als bisher nach DIN 1045-1:2008 [21] möglich waren und dem bisherigen Anwendungsbereich entspricht (vgl. [2]). Daher wurde für die Bemessungstabellen 40 bis 45 der Nachweis über eine direkte Durchbiegungsberechnung geführt.

Für die direkte Durchbiegungsberechnung fordert Eurocode 2, 7.4.3 ein Berechnungsverfahren, welches das Verhalten des Tragwerks unter den maßgebenden Einwirkungen wirklichkeitsnah mit einer Genauigkeit beschreibt, die auf den Nachweiszweck abgestimmt ist. In DAFStb-Heft 600 [95] werden unterschiedliche Verfahren angegeben. Für den Nachweis der Balkendecken wurde hier das Verfahren nach *Litzner* [154] gewählt, welches bereits im Kommentar [155] zum Eurocode 2 in Tabellenform aufbereitet ist. Für alle Balken- und Rippendecken nach den Tabellen 40 bis 45 wurden die Durchbiegungen berechnet. Erläuterungen zu den Berechnungsansätzen wurden von *Fiedler* [156] aufbereitet. Ist die Durchbiegung größer als der zulässige Durchhang von $1/250$, wird die Überschreitung dieses Wertes als Überhöhung der Balken vorgeschlagen (vgl. (-)Werte in Tabellen 40 bis 45). Ist die maximal zulässige Überhöhung von $1/250$ erreicht, beträgt die rechnerische Durchbiegung

$1/125$. Ab diesem Grenzwert steigen die Stützweiten mit zunehmender Bewehrung nicht mehr so stark an, da die rechnerische Durchbiegung auf $1/125$ begrenzt wird. Zusätzlich zu diesen Bemessungswerten werden dem Planer informativ die Stützweiten kursiv angezeigt, bei denen das Schlankheitskriterium für Decken mit verformungsempfindlichen Ausbauteilen überschritten ist.

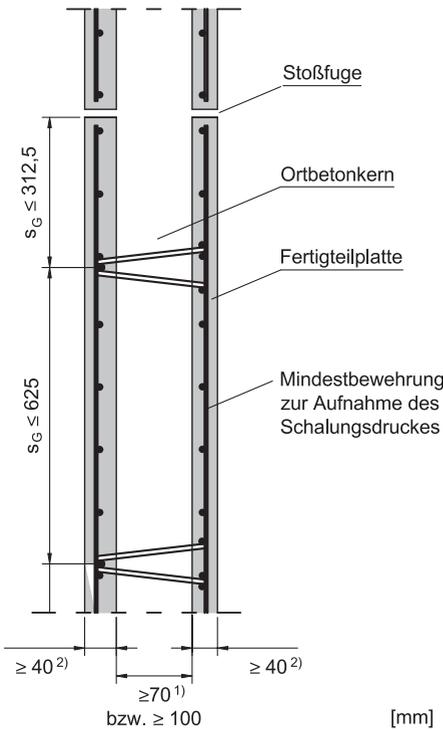
5 Elementwände

5.1 System

Elementwände werden aus Fertigteilen und Ortbeton erstellt. Bei dieser Wandbauart werden zwei durch Gitterträger beabstandete Fertigteilplatten im Werk vorgefertigt. Der Raum zwischen den Fertigteilplatten wird auf der Baustelle mit Ortbeton verfüllt und so das Fertigteil zur fertigen Wand ergänzt.

Die Elementwand [41, 157] bzw. Plattenwand [158–160] ist eine durch allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen geregelte Wandbauart. In den Zulassungen für unterschiedliche Gitterträgertypen können verschiedene Anwendungsbedingungen festgelegt sein. Für den Anwender sind grundsätzlich die Zulassungsregelungen des jeweils verwendeten Gitterträgers zu beachten.

Die Fertigteildicken der Elementwände betragen mindestens 4 cm bzw. 5 cm. Die Ortbetondicke beträgt mindestens 10 cm und bei Verwendung von Fließbeton mindestens 7 cm. Diese Mindestangaben sind in bauaufsichtlichen Zulassungen festgelegt (Bild 129). Da jedoch zusätzlich die erforderliche Betonüberdeckung der Bewehrung an der Außenfläche entsprechend der jeweiligen Expositionsklasse einzuhalten ist, sind in der Praxis Plattendicken von etwa 5 cm bis 8 cm üblich. Dadurch ergeben sich im allgemeinen Fall Mindestwanddicken von 20 cm. Geringere Wandstärken sind bei Verwendung von fließfähigem Ortbeton möglich. Die maximalen Wanddicken sind in den verschiedenen Zulassungen nicht direkt angegeben. Sie ergeben sich aufgrund der jeweils größten zugelassenen Gitterträgerhöhe (vgl. Tabelle 1) zuzüglich eventuell außen liegender Bewehrungsstäbe und der Betondeckung bis zu etwa 46 cm.



1) nur bei Verwendung von Fließbeton

2) für bestimmte Gitterträger mindestens 50 mm bzw. 60 mm

Bild 129. Typischer Elementwandquerschnitt

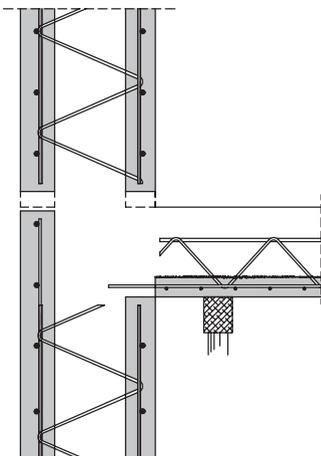


Bild 130. Elementwand in Kombination mit Elementdecken

Der maximale Achsabstand der Gitterträger beträgt 62,5 cm. Für den Abstand zum Fertigteilrand gilt der halbe Wert. Dieser Gitterträgerabstand basiert auf der ursprünglich üblichen Fertigungsbreite der Fertigteilplatten von 2,5 m beim Einbau von vier Gitterträgern. Er ist Grundlage zur Festlegung von Anwendungsbedingungen zum Betonierzustand und sichert auch die üblichen Transportzustände.

Elementwände werden als unbewehrte und bewehrte Wände ausgeführt. Diese Unterscheidung im festgelegten Anwendungsbereich der Zulassungen bezieht sich allein auf den Bemessungsansatz für den Nachweis im Endzustand der Wand. Tatsächlich enthält auch die als statisch unbewehrt nachgewiesene Wand eine Mindestbewehrung zur Sicherung des Transport- und insbesondere des Betonierzustandes (vgl. Abschnitt 5.2). Der Nachweis als unbewehrte Wand ist im Ein- und Zweifamilienhausbau übliche Praxis und spiegelt somit einen häufigen Anwendungsfall wider. Die Kombination mit Elementdecken zeigt Bild 130 im Querschnitt.

Die vorliegenden Zulassungen gelten für Wände ohne Vorspannung. Die Wände dürfen als unbewehrte und bewehrte Außen- und Innenwände bei vorwiegend ruhenden Nutzlasten eingesetzt werden. Der Einsatz auch bei nicht vorwiegend ruhender Einwirkung ist nur bei Verwendung bestimmter Gitterträger zugelassen [41, 160]. Grundlage dieser besonderen Anwendung ist der Nachweis der Gitterträger gegen Ermüdung in entsprechenden Zulassungsversuchen (vgl. auch Abschnitt 3.2.6) und der Ausarbeitung und Festlegung gesonderter Anwendungsbedingungen und Nachweise. Auch die Anwendung als wandartiger Träger oder als eingespannte Wand ist nur in bestimmten Zulassungen geregelt.

Wände mit einer Wärmedämmung zwischen Fertigteilplatte und Ortbeton sind nicht Gegenstand der vorgenannten Zulassungen. Diese Wandbauart wird in gesonderten Zulassungen behandelt (s. Abschnitt 5.5).

5.2 Montagezustand

Für den Einbau der Fertigplatten verweisen die Zulassungen auf DIN 1045-3:2013 [161] in Verbindung mit DIN EN 13670:2011 [162]. Darin sind für das Bauen mit Betonfertigteilen prinzipielle Anforderungen an die Handhabung, Transport, Lagerung und Montage festgelegt. Die Wandelemente sind so zu lagern und zu transportieren, dass sie dabei nicht überbeansprucht oder beschädigt werden. Vom Hersteller der Fertigteile ist eine Montageanleitung zur Verfügung zu stellen.

Betoniert werden die Wände auf der Baustelle häufig vor der Herstellung der Decken bzw. vor dem Auflegen der Elementdeckenplatten. Erfolgt jedoch der Einbau der Deckenelemente vor dem Ausbeton-

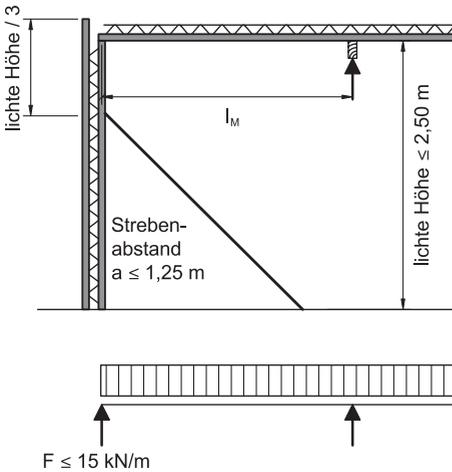


Bild 131. Montagebedingungen der Elementwand bei direkter Auflagerung der Elementdeckenplatten

nieren der Wandelemente, sind besondere Montagemaßnahmen zu treffen. Beim Einbau der Deckenelemente sind unmittelbar am Auflager Montageunterstützungen anzuordnen, damit die Fertigteilplatten der Wände im Montagezustand nicht belastet werden. Eine Montageunterstützung am Auflager ist nicht erforderlich (Bild 131), wenn:

- die Deckenlasten im Montagezustand (Eigenlast der Rohdecke und Nutzlast $1,5\text{ kN/m}^2$ mit $\gamma_F = 1,0$) bis zum Erhärten des Kernbetons der Wand 15 kN/m nicht überschreiten,
- die lichte Geschosshöhe nicht größer als $2,5\text{ m}$ ist,
- die Betondruckfestigkeit der Wand-Fertigplatten mindestens 20 N/mm^2 beträgt,
- die belastete Plattenwandseite im oberen Drittel im Abstand von $1,25\text{ m}$ gegen seitliches Ausweichen gehalten wird. Die Aussteifung ist zusätzlich zur Windbeanspruchung für die Horizontallast von $1/100$ der Deckenlast im Montagezustand zu bemessen.

Die vorgenannten Bedingungen entstammen der bauaufsichtlichen Zulassung [41] und sind in anderen Zulassungen sinngemäß zu finden. Die Begrenzung der Auflagerkraft auf 15 kN/m wird im Allgemeinen nicht maßgebend. Durch die maximalen Montagestützweiten der Decken nach den Tabellen 7 bis 9 wird die Vertikalbelastung auf die Elementwand begrenzt. Die Auflagerkraft von 15 kN/m wird nur bei Verwendung von Gitterträgern mit ausbetoniertem Obergrurt [52] oder bei Einsatz von Gitterträgern mit Obergrurtdurchmesser 16 mm und

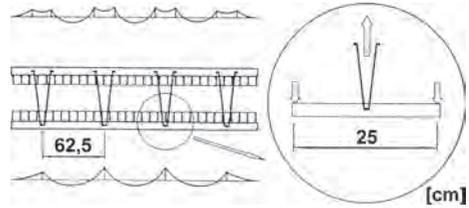


Bild 132. Horizontalschnitt eines Wandelementes mit qualitativer Momentenlinie infolge Frischbetondruck nach [164]

Trägerabständen unter 44 cm in Kombination mit Deckendicken größer 26 cm überschritten.

Vor dem Betonieren des Ortbetons sind die Innenseiten der Fertigteilplatten vorzunässen. Diese Regelung stellt in Verbindung mit sauberen und rauen Fertigteiloberflächen sicher, dass keine Ablösung des Ortbetons von den Fertigteilplatten infolge unterschiedlicher Schwindvorgänge erfolgt. Obgleich in numerischen Untersuchungen von Müller und Foes [163] gezeigt wurde, dass auf mittlerer Wandhöhe von Elementwänden auch ohne Vornässen keine Ablösung stattfindet, wird in [163] die klare Empfehlung gegeben, die Fertigteiloberflächen grundsätzlich vorzunässen. Dieses entspricht den Anforderungen der Zulassungen.

Der Betonierzustand der Elementwand ist gesondert nachzuweisen. Die zulässige Betoniergeschwindigkeit wird dabei bestimmt von der auftretenden Belastung und dem Bauteilwiderstand. Die Belastung ergibt sich durch den Frischbetondruck des Ortbetons, der auf die Innenseiten der Fertigteilplatten wirkt. Dadurch werden Momente in den Fertigteilplatten erzeugt. Bild 132 zeigt einen Horizontalschnitt eines Wandelementes mit qualitativen Momentenlinien. Im Bereich der Gitterträgergurte treten Biegezugspannungen auf der Platteninnenseite auf. Gleichzeitig werden Zugkräfte der Gitterträgerdiagonalen durch die verankerten Gitterträgergurte eingeleitet.

Der Tragwiderstand gegenüber dem Betonierdruck und die mögliche Versagensart und -last hängt von den geometrischen Randbedingungen ab und lässt sich an Kleinkörpern studieren. Bei einem 25 cm breiten Probekörper nach Bild 132 entspricht das Verhältnis von Gitterträgerzugbelastung und Biegespannung demjenigen einer Wandplatte mit dem maximal zulässigen Gitterträgerabstand von $62,5\text{ cm}$ unter Gleichlast. Mit solchen Probekörpern wurde der Einfluss verschiedener Parameter auf den Bruchwiderstand ermittelt [164]. In den Versuchen traten im Allgemeinen Biegebrüche (Bild 133) der Fertigteilplatten im Bereich der Lasteinleitung auf. Nur in Versuchen mit Betondeckungen der Gurte in



Bild 133. Biegebruch der Fertigteilelemente in Versuchen [164]

Richtung der Zugkraft von 6 mm bis 11 mm rissen die Gitterträgergurte aus der Platte aus (Bild 134).

Die Bilder 135 und 136 zeigen die Ergebnisse einer Versuchsreihe mit 40 cm langen Gitterträgern mit Verankerung der zwei Untergurte in der Platte. Variiert wurde die Betondeckung der Gurte in Richtung der eingeleiteten Zugkraft (Betondeckung c_o nach oben). Zusätzlich wurde die Plattendicke durch zwei unterschiedliche Betondeckungen von 15 mm und 30 mm auf der lastabgewandten Plattenseite variiert. Bei gleicher Betondeckung der Untergurte in Lastrichtung zeigen sich höhere Bruchlasten (F_u) bei dickeren Platten (Bild 135). Bei Auftragung der Bruchlasten in Abhängigkeit von der Plattendicke nach Bild 136 zeigt sich ein einheitlicher Zusammenhang zwischen der Plattendicke und der Höchstlast. Der Widerstand wird bei Einhaltung einer Mindestbetondeckung von etwa 12 mm allein vom Biegetragvermögen und damit von der Plattendicke bestimmt.

Weitere Ergebnisse der Untersuchungen [164] zum Bauteilwiderstand können wie folgt zusammengefasst werden. Bei der Verankerung von zwei Untergurten mit Achsabstand von ca. 8 cm ergeben sich im Vergleich mit der Verankerung eines Obergurtes um $1/3$ geringere Biegespannungen in der Platte (vgl. Bild 132). Dementsprechend sind die Bruch-



Bild 134. Herausreißen der Gitterträgeruntergurte bei Betondeckungen unter 12 mm in Versuchen [164]

lasten von Verankerungen einzelner Gurte um etwa 33 % geringer als diejenigen von Verankerungen von zwei Gurten. Dieses wurde in den Versuchen bestätigt.

Eine zusätzliche Querbewehrung in den Fertigteilplatten wirkt sich laststeigernd aus, wenn sie auf der Innenseite der Fertigteilplatte, d. h. zwischen Gitterträgergurt und späterem Ortbeton, angeordnet wird. In Tastversuchen zeigten sich zwar unterschiedliche Lasterhöhungen von 7 % bis 46 % durch zusätzliche Anordnung von zwei Bewehrungsstäben $\varnothing 6$ mm / 40 cm. Eine genaue Quantifizierung kann jedoch aufgrund der begrenzten Versuchsanzahl und -parameter nicht angegeben werden.

Der Einfluss des Gitterträgartyps auf den Bruchwiderstand ist untergeordnet, da das Versagen bei Einhaltung einer Mindestbetondeckung durch das Biegetragverhalten der Fertigteilplatten bestimmt wird. Allein der höhere Widerstand bei Verankerungen von zwei Untergurten im Vergleich mit der Verankerung eines Untergurtes bleibt bei verschiedenen Gitterträgern signifikant. Auch Gitterträger mit Diagonalschlaufen (vgl. laufende Nummer 10, 11 und 17 in Tabelle 1) im Bereich der verankerten Gurte zeigten in den Versuchen nach [164] keine höheren Bruchlasten. Last-Verschiebungskurven, welche

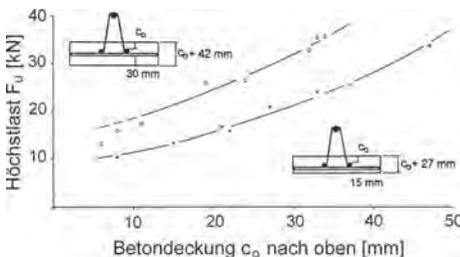


Bild 135. Höchstlasten in Abhängigkeit von der Betondeckung der Gitterträgergurte in Zugrichtung (Versuche nach [164])

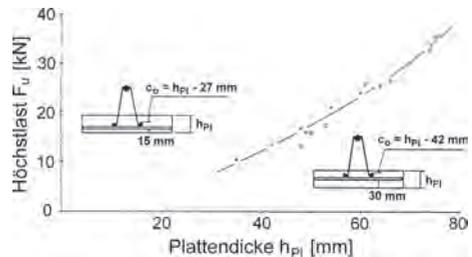


Bild 136. Höchstlasten in Abhängigkeit von der Plattendicke (Versuche nach [164])

Aussagen zum Nachbruchverhalten geben, wurden nicht ermittelt.

Die Widerstände der Gitterträger gegenüber Herausreißen bzw. Biegebruch lassen sich aus Versuchen ableiten und als zulässige Kraft je Meter Gitterträger festlegen. Diese zulässigen Werte wurden in früheren Zulassungen auf der Grundlage von globalen Sicherheitsbeiwerten festgelegt. Mit Einführung der DIN 18218:2010 „Frischbetondruck auf lotrechte Schalung“ [165] wurde auch für den Nachweis des Betonierzustandes das Teilsicherheitskonzept eingeführt. Mit Bezugnahme der aktuellen Zulassungen für Elementwände mit Gitterträgern auf diese Norm wurden die bisherigen zulässigen Schalungsdrücke als Bemessungswiderstände übernommen. Um das gleiche Sicherheitsniveau wie nach früheren Zulassungen zu erreichen, wäre auf der Beanspruchungsseite die Einführung eines Teilsicherheitsbeiwertes von $\gamma_F = 1,0$ denkbar gewesen, wie es beim Montagezustand für Elementdecken umgesetzt wurde. Demgegenüber stand die Forderung der DIN 18218:2010 [165] nach einem Teilsicherheitsbeiwert für die Lastseite von $\gamma_F = 1,5$. Eine Sichtung früherer Untersuchungen an Kleinkörpern ähnlich denen nach den Bildern 133 und 134 ergab für eine Versuchsserie mit einbetonierten einzelnen Obergurten und vier Zentimeter dicke Platten einen globalen Sicherheitsbeiwert von $\gamma_{\text{global}} \approx 1,4$. In den bauaufsichtlichen Zulassungen für Elementwände wurde für den Nachweis des Betonierzustandes als Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_F = 1,15$ festgelegt [41, 157–159]. In Verbindung mit den in der Zulassung festgelegten Bemessungswiderständen führt diese Regelung gegenüber den bisherigen Zulassungen zu einer höheren Sicherheit. Der festgelegte Wert lässt sich interpretieren als Anhebung des globalen Sicherheitsniveaus über den Wert $\gamma_{\text{global}} = 1,5$ auch für ungünstige Randbedingungen.

Die Widerstände der Gitterträgerplatten gegen ein Versagen infolge Betonierdruck sind abhängig von der Betonfestigkeitsklasse, der Plattendicke und der Betondeckung in Lastrichtung. Es wurde bei der Festlegung nicht unterschieden zwischen Verankerungen einzelner Obergurte und Paaren von Untergurten. Tabelle 46 zeigt zugelassene Betonierdrücke je Gitterträger für die Betonfestigkeitsklasse C20/25 bzw. LC25/28. In der Zulassung, in der auch die Anwendung weiterer Betonfestigkeitsklassen geregelt ist, werden bei Verwendung geringerer Betonfestigkeiten dickere Platten und größere Betondeckungen gefordert. Die Mindestbetondeckungen beziehen sich in den meisten Fällen auf die Gitterträgergurte. Bei bestimmten Gitterträgern werden Tragstäbe mit Schlaufen umschlossenen. Hier bezieht sich die erforderliche Betondeckung auf diese Tragstäbe anstelle der Gurte [41].

Ergänzend zur Tabelle 46 wird für Gitterträger mit überstehenden Schlaufen (Tabelle 1, Zeile 7) eine

Tabelle 46. Zugelassene Widerstände bei Belastung durch Betonierdruck für die Mindestbetonfestigkeitsklasse C20/25 bzw. LC25/28 und vorgegebene Abmessungen nach Zulassungen [41]

Mindestplattendicke	Mindestbetondeckung der Gitterträgergurte gegenüber Kernbeton	Bemessungswert Tragwiderstand je Gitterträger
4 cm	15 mm ¹⁾	15,6 kN/m
4,5 cm	15 mm	17,8 kN/m
5 cm	17 mm	18,4 kN/m

¹⁾ bei Beton C30/37 auch 12 mm möglich

reduzierte Betondeckung von 10 mm bei einem Betonierwiderstand von 15,6 kN/m zugestanden [41, 158, 159]. Die Zulassung [159] für Gitterträger nach Tabelle 1, Zeile 12 lässt bei einer erhöhten Betondeckung von mindestens 20 mm und Mindestplattendicke von 6 cm einen Betonierwiderstand von 19,3 kN/m bzw. 23,0 kN/m zu. Der erstgenannte Wert gilt für C20/25, der zweitgenannte Wert für mindestens C25/30 und einen Diagonaldurchmesser von mindestens 7 mm.

Bei üblicher Produktion der Fertigteilelemente wird die Außenschale einer Elementwand als zweite Schale gefertigt und es werden darin einzelne Gitterträgerobergurte verankert. Somit liegen hinsichtlich des Betonalters und der Momentenverteilung in dieser Schale ungünstige Randbedingungen vor. Bei der Herstellung sollte daher besonders auf die Einhaltung der Mindestabmessungen für die Plattendicke und Betondeckung dieser Außenschale geachtet werden.

Nach Zulassung [41] sollte beim Betonieren eine Steiggeschwindigkeit von 0,80 m/h nicht überschritten werden. Dieses entspricht der in früheren Zulassungen angegebenen Betoniergeschwindigkeit bei mindestens 5 cm dicken Platten und einer Betondeckung von mindestens 17 mm in Ausreißrichtung der Gitterträger (vgl. Tabelle 46). Andererseits ermöglichen die zugelassenen Widerstände einen Nachweis der Betoniersicherheit für höhere Geschwindigkeiten bei reduzierten Gitterträgerabständen. Hierzu sind die Widerstände in Abhängigkeit vom Gitterträgerabstand den Belastungen aus dem Betonierdruck gegenüberzustellen.

Die Belastungen aus dem Frischbetondruck ergeben sich nach DIN 18218:2010 [165]. Diese Norm gilt für lotrechte Schalungen, welche um nicht mehr als 5° von der Lotrechten abweichen. Sie ist nach geltenden Zulassungen auch für Elementwände anwendbar. Der Betonierdruck ist danach abhängig von der Betonkonsistenz, der Betoniergeschwindig-

keit, der Erstarrungszeit, der Frischbetonrohichte, der Verdichtungsart, möglicher Erschütterungen und der Bewehrung. Einen wesentlichen Einfluss hat auch die Temperatur, welche die Erstarrungszeit und das rheologische Verhalten des Frischbetons beeinflusst.

Der Bemessungswert des Frischbetondrucks nach DIN 18218:2010 [165] ergibt sich nach Gl. (39).

$$\sigma_{\text{hd}} = \gamma_{\text{F}} \cdot \sigma_{\text{hk}} \quad (39)$$

σ_{hd} Bemessungswert des horizontalen Frischbetondrucks

σ_{hk} charakteristischer Wert des horizontalen Frischbetondrucks

γ_{F} Teilsicherheitsbeiwert für die Einwirkung

$\gamma_{\text{F}} = 1,15$ nach Zulassung [41]

Unter den Annahmen einer Frischbetonrohichte von 25 kN/m^3 , Verdichtung mit Innenrüttlern, einer dichten Schalung, einer Steiggeschwindigkeit von höchstens 7 m/h für Betone der Konsistenzklassen F1 bis F4 und einer Betoneinbringung von oben wird in DIN 18218:2010 der maximale horizontale Frischbetondruck $\sigma_{\text{hk,max}}$ angegeben. Zur Erläuterung zweier nachfolgender Bemessungsdiagramme werden hier ausgewählte Gleichungen zitiert. Für einen Beton der Konsistenzklasse F3 gilt Gl. (40), für die Konsistenz F6 gilt Gl. (41). Beton mit der weichen Regelkonsistenz F3 entspricht der üblichen Anwendung auch in Elementwänden. Gleichung (41) wird hier ergänzend angegeben, da diese auf der sicheren Seite für alle fließfähigen Betone bis zum selbstverdichtenden Beton (SVB) gilt.

$$\sigma_{\text{hk,max}} = (14 v + 18) \cdot K1 \geq 25 \quad (40)$$

für Konsistenzklasse F3

$$\sigma_{\text{hk,max}} = 25 + 38 v \cdot K1 \geq 30 \quad (41)$$

für Konsistenzklasse F6

$\sigma_{\text{hk,max}}$ maximaler horizontaler Frischbetondruck (kN/m^2)

v Steiggeschwindigkeit (m/h)

$K1$ Faktor zur Berücksichtigung des Erstarrungsverhaltens nach Tabelle 47

Die Erstarrungszeiten des eingesetzten Betons sind nach DIN 18218:2010 durch Prüfung nach dem Vicat-Penetrationsverfahren oder nach dem Knetbeuteltest zu bestimmen. Unabhängig davon werden in der Norm Hinweise zu Erwartungswerten des Erstarrungsendes für Betone mit einer Festigkeitsklasse von mindestens C20/25 angegeben. Danach kann bei Betonen mit schneller Festigkeitsentwicklung und Betontemperaturen über $+15^\circ\text{C}$ sowie Betonen mit mittlerer Festigkeitsentwicklung und Betontemperaturen über $+20^\circ\text{C}$ von einem Erstarrungsende von fünf Stunden ($t_{\text{E}} = 5 \text{ h}$) ausgegangen

Tabelle 47. Erhöhungsfaktoren zum Betonierdruck nach Gln. (40) und (41) bei längeren Erstarrungszeiten

Konsistenzklasse	Faktoren K1		
	$t_{\text{E}} = 5 \text{ h}$	$t_{\text{E}} = 10 \text{ h}$	$t_{\text{E}} = 20 \text{ h}$
F3	1,00	1,40	2,15
F6	1,00	2,00	4,00

t_{E} Erstarrungsende

werden. Für die vorgenannten Betone erhöht sich der Erwartungswert der Erstarrungszeit auf sieben Stunden ($t_{\text{E}} = 7 \text{ h}$) für niedrigere Temperaturen von $+10^\circ\text{C}$ bzw. $+15^\circ\text{C}$. Von einer Erstarrungszeit von sieben Stunden darf auch für Beton mit langsamer Festigkeitsentwicklung bei Temperaturen über $+20^\circ\text{C}$ ausgegangen werden.

Ist die Frischbetontemperatur beim Einbau niedriger als die Referenztemperatur zur angesetzten Erstarrungszeit, so ist der maximal einwirkende Betondruck zu vergrößern. Bei den Konsistenzklassen F1 bis F4 gilt eine Erhöhung um 3% je 1 K Temperaturdifferenz, bei den Klassen F5, F6 und SVB eine um 5% je 1 K Temperaturdifferenz.

In Bild 137 sind zulässige Betoniergeschwindigkeiten in Abhängigkeit vom Gitterträgerabstand angegeben. Ausgewertet wurde Gl. (40) für die Betonkonsistenz F3 und Erstarrungszeiten von fünf Stunden und zehn Stunden. Die erstgenannte Erstarrungszeit stellt den Regelfall dar. Wird dagegen langsam erhärtender Beton oder Fließmittel verwendet, können demgegenüber längere Erhärtungszeiten auftreten. Dieses gilt auch beim Betonieren unter niedrigen Temperaturen. Die Auswertung für die längere Erstarrungszeit von 10 Stunden berücksichtigt einen um 40% höheren Betonierdruck (vgl. Tabelle 47) gegenüber einer Erstarrungszeit von 5 Stunden. Eine solche Erhöhung entspricht dem vorgenannten Näherungsansatz bei einer um etwa 13 K niedrigeren Betontemperatur. Diese Angabe dient nur der Orientierung. Nach DIN 18218:2010 ist bei einem Temperaturunterschied über 10 K das Erstarrungsende neu zu bestimmen.

Bild 137 zeigt Kurven sowohl für den Regelfall eines Widerstandes von $18,4 \text{ kN/m}$ als auch für $15,6 \text{ kN/m}$ (vgl. Tabelle 46). Für den Regelfall steigt die zulässige Betoniergeschwindigkeit bei einem maximal zulässigen Gitterträgerabstand von $62,5 \text{ cm}$ von $0,54 \text{ m}$ je Stunde überproportional auf $4,79 \text{ m}$ je Stunde bei einem Gitterträgerabstand von $18,8 \text{ cm}$ an. Bei verlängerten Erstarrungszeiten reduzieren sich die zulässigen Betoniergeschwindigkeiten.

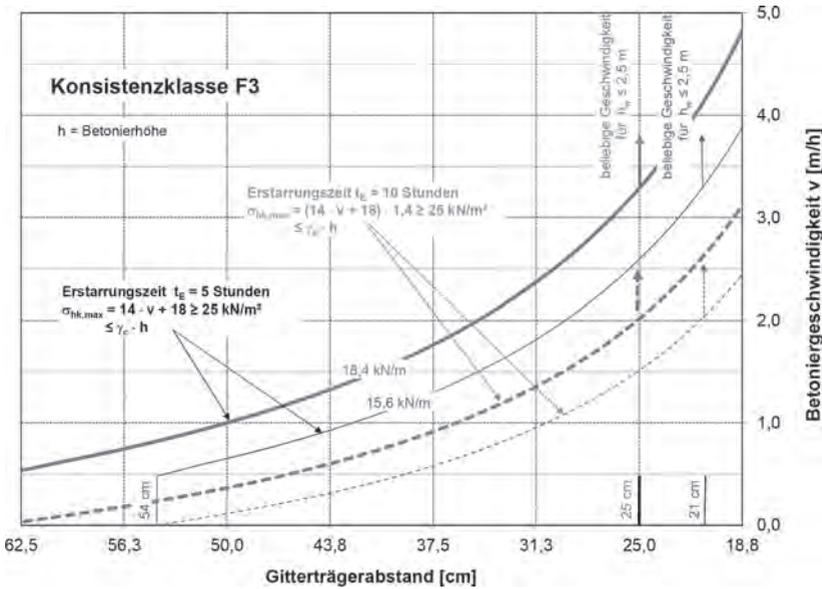


Bild 137. Zulässige Betoniergeschwindigkeit von Elementwänden bei Verwendung weicher Betone mit Konsistenz F3

Bei einem Gitterträgerabstand von 25,6 cm ist ein Widerstand von $71,9 \text{ kN/m}^2$ ($18,4 \text{ kN/m} / 0,256 \text{ m}$) erreicht. Dieser Wert entspricht dem hydrostatischen Bemessungsdruck für eine Höhe von 2,5 m ($1,15 \cdot 2,5 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 = 71,9 \text{ kN/m}^2$). Da nach DIN 18218:2010 kein höherer Betonierdruck als der hydrostatische Druck anzusetzen ist, kann eine Elementwand mit einer Höhe bis 2,5 m und Gitterträgerabständen von maximal 25 cm beliebig schnell betoniert werden. Für den geringeren Widerstand von $15,6 \text{ kN/m}$ gilt ein entsprechender Grenzwert von 21 cm. Diese Werte sind in Bild 137 eingetragen. Für andere Wandhöhen lassen sich die jeweiligen Grenzwerte analog ermitteln.

Nach DIN 18218:2010 wirkt mindestens ein charakteristischer Betonierdruck von 25 kN/m^2 . Bei einem reduzierten Widerstand von $15,6 \text{ kN/m}$ (vgl. Tabelle 46) ist hierzu ein maximaler Gitterträgerabstand von 54 cm erforderlich (Bild 137).

Der Betonierdruck nimmt vom Wandfuß zum Wandkopf ab. Nach dem Bemessungsansatz der DIN 18218:2010 steigt der Betonierdruck von der Wandkrone linear entsprechend dem hydrostatischen Druck an bis der maximale Betonierdruck nach Norm erreicht ist. Bis zum Wandfuß bleibt er bei üblichen Elementwandhöhen konstant. Da Bild 137 für den maximalen Betonierdruck ermittelt wurde, kann im oberen Wandbereich der Gitterträgerabstand vergrößert werden. Für Wandhöhen bis

2,5 m und maximalen Gitterträgerabständen bis 32 cm halbiert sich der Betonierdruck spätestens auf 60% der Wandhöhe. Im oberen Bereich der Wand können dementsprechend die Gitterträgerabstände durch Kürzung jedes zweiten Trägers verdoppelt werden. Bei höheren Wänden ist die bezogene Höhe größer, an welcher der Betonierdruck nur halbiert einwirkt und somit der Gitterträgerabstand verdoppelt werden kann. Bei hohen Wänden bringt daher eine Staffelung der Gitterträger wenig Einsparung. Bei Gitterträgerabständen über 32 cm ist eine Staffelung durch Kürzung bestimmter Gitterträger nicht möglich, da der maximale Gitterträgerabstand $62,5 \text{ cm}$ beträgt.

Beim Betonieren ist besonders auf die freien Ränder der außen liegenden Fertigteilplatten zu achten. Ergeben sich im Bereich z. B. von Bauteilecken längere Kragarme der Fertigteilplatten, sind diese gegen den Betonierdruck zusätzlich durch Abstützung von außen oder durch Verspannungen zu sichern.

Die Mindestbewehrung zur Sicherung des Betonierzustandes einer Elementwand besteht aus Gitterträgern und einer Flächenbewehrung der Platten. Die Gitterträger werden im allgemeinen Fall im Endzustand senkrecht angeordnet mit maximal zulässigem Achsabstand von $62,5 \text{ cm}$. Die Mindestplattenbewehrung besteht aus horizontal angeordneten Mattenstäben Durchmesser 5 mm im Abstand von 15 cm ($1,31 \text{ cm}^2/\text{m}$), die somit senkrecht zur Gitterträger-

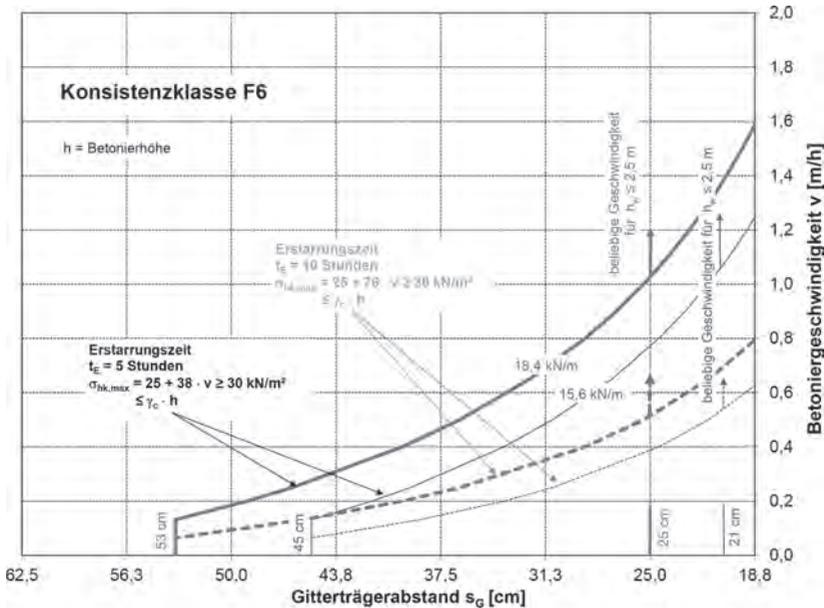


Bild 138. Zulässige Betoniergeschwindigkeit von Elementwänden bei Verwendung fließfähiger Betone

längsrichtung verlaufen. Als Querbewehrung zu diesen Stäben sind mindestens Stäbe Durchmesser 4 mm im Abstand von 25 cm anzuordnen. Grundsätzlich darf auch eine entsprechende Bewehrung aus Einzelstäben angeordnet werden. Für bewehrte Wände gelten gesonderte Regelungen (s. Abschn. 5.3).

Der Frischbetondruck erhöht sich bei Einsatz fließfähiger oder selbstverdichtender Betone. *Alfes* [166] ermittelte an 2,3 m hohen Elementwänden Frischbetondrucke infolge des Betonierens mit Betonen verschiedener Konsistenzen. Bei kurzen Füllzeiten der Wände von einer Minute bis 15 Minuten ermittelte er maximale Betonierdrücke von 66% bis 94% des hydrostatischen Betondrucks bei Einsatz von SVB, leichtverdichtbarem Beton und bei Fließbeton der Konsistenz F4. Dabei ergab sich der höchste Druck beim Verdichten des Fließbetons durch Rütteln. Nach den Messungen fällt der Betonierdruck am Wandfuß bereits nach 6 bis 26 Minuten auf etwa 50% des Maximalwertes ab. Aufgrund der durchgeführten Untersuchungen wären nach [166] für die Ermittlung maximaler Gitterträgerabstände Betonierdrücke bezogen auf den hydrostatischen Druck von etwa 80% bei selbstverdichtendem Beton und 85% bei leichtverdichtbarem Beton anzusetzen. Demgegenüber liegt der Ansatz des vollen hydrostatischen Druckes auf der sicheren Seite.

Die DIN 18218:2010 gibt für den Betonierdruck von Fließbeton der Konsistenz F6 Gl. (41) an. Diese

Gleichung liegt für den Einsatz von selbstverdichtendem Beton geringfügig auf der sicheren Seite. Die etwas geringere Belastung durch SVB entspricht den Untersuchungsergebnissen von *Alfes* [166]. Die Auswertung nach Bild 138 zeigt die zulässige Betoniergeschwindigkeit abhängig vom Gitterträgerabstand. Im Vergleich zum Einsatz weicher Betone (vgl. Bild 137) sind geringere Betoniergeschwindigkeiten einzuhalten.

Nach DIN 18218:2010 ist bei fließfähigem Beton der Konsistenz F6 mindestens ein Betonierdruck von 30 kN/m^2 anzusetzen. Hierzu sind maximale Gitterträgerabstände von 53 cm bzw. 45 cm erforderlich.

Da kein höherer Betonierdruck als der hydrostatische Druck anzusetzen ist, kann eine Elementwand mit einer Höhe bis 2,5 m und Gitterträgerabständen von maximal 25 cm beliebig schnell betoniert werden. Für den geringeren Widerstand von $15,6 \text{ kN/m}$ gilt ein entsprechender Abstand von 21 cm. Diese Werte sind in Bild 138 eingetragen.

Die Möglichkeit einer unbegrenzten Betoniergeschwindigkeit für eine gegebene Bauteilhöhe bei begrenztem Gitterträgerabstand wird durch die Untersuchungen von *Alfes* [166] gestützt. Bei einer Wandhöhe von 2,30 m erreichte er bei einem Gitterträgerabstand von 30 cm in fünf Versuchen Betoniergeschwindigkeiten von 132 m/h bis 9 m/h .

Nach dem Normenansatz errechnet sich für diese Wandhöhe ein maximaler Gitterträgerabstand von 28 cm, um eine unbegrenzte Steiggeschwindigkeit zu ermöglichen.

5.3 Endzustand

5.3.1 Bemessungsgrundlagen

Im Endzustand der Elementwand wirken die Fertigteile und der Ortbeton als Verbundbauteil. In der Zulassung [41] erfolgt dazu die nachfolgende Festlegung: „Bei der Bemessung der Wand darf so vorgegangen werden, als ob der Gesamtquerschnitt von Anfang an einheitlich hergestellt worden wäre. Für die Bemessung und den Nachweis der Knicksicherheit unbewehrter und bewehrter Wände gilt ... DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA, Abschnitt 5.8 für bewehrte und Abschnitt 12.6 zusätzlich für unbewehrte Wände. Bei Innenwänden, die beidseitig durch Decken belastet werden, aber mit diesen biegesteif verbunden sind, darf die Ausmitte von Deckenlasten bei der Bemessung in der Regel unberücksichtigt bleiben. Bei Wänden, die einseitig durch Decken belastet werden, ist am Wandkopf eine dreiecksförmige Spannungsverteilung unter der Auflagenfläche der Decke in Rechnung zu stellen, falls nicht durch geeignete Maßnahmen eine zentrische Lastenleitung sichergestellt ist. Am Wandfuß darf ein Gelenk in der Mitte der Aufstandsfläche angenommen werden.“

Danach erfolgt die Bemessung der Elementwand analog derjenigen einer Ortbetonwand. In der Praxis werden Bemessungsergebnisse und ermittelte Bewehrungsquerschnitte für Ortbetonwände in der Regel übernommen. Ergänzend sind konstruktive Regelungen einzuhalten und es ist gegebenenfalls ein Verbundnachweis zu führen sowie Anschlusspunkte gesondert nachzuweisen.

Der Verbundnachweis ist grundsätzlich wie bei einer Elementdecke zu führen. Jedoch treten Querkräfte und damit Verbundspannungen nur infolge horizontaler Lasten (z. B. Windlast oder Erddruck) oder infolge ausmittiger Normalkräfte oder Einspannungen auf. Bei unbewehrten Wänden wirken nur geringe Querkräfte, die in der Regel einen Verbundnachweis entbehrlich machen. Ein beispielhafter Nachweis soll dies verdeutlichen.

Für eine unbewehrte Kellerwand in einem zweigeschossigen Wohnhaus mit Erddruckbelastung werden folgende Systemwerte (Bild 139) angesetzt:

Bemessungsbeispiel Wand

Wandstärke:	$h = 20 \text{ cm}$
Ortbetondicke:	$h_{\text{Ort}} = 10 \text{ cm}$
Wandhöhe:	$l = 2,50 \text{ m}$
Gitterträger:	E14-05508 (Abstand: 62,5 cm)

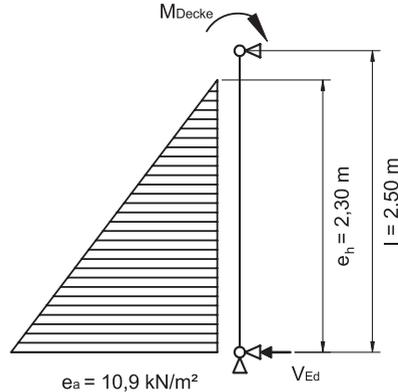


Bild 139. Statisches System zum Bemessungsbeispiel Wand

Anschütthöhe: $e_h = 2,30 \text{ m}$ ($e_a = 10,9 \text{ kN/m}^2$)

Normalkraft: $N_G = 104 \text{ kN/m}$

$N_Q = 30 \text{ kN/m}$

Moment aus Decke über Kellergeschoss:

$$M_{\text{Gd}} = 1,0 \cdot 15,7 \text{ kN/m} \cdot 0,2 \text{ m} / 6 = 0,5 \text{ kNm/m}$$

(hier mit $\gamma_F = 1,0$, da entlastend für Querkraftnachweis)

Die maximale Querkraftbelastung am Wandfuß errechnet sich für 1 m Breite zu:

$$V_{\text{Ed}} = (\gamma_F \cdot e_a \cdot e_h / 2 \cdot (l - e_h / 3) - M_{\text{Gd}}) / l$$

$$V_{\text{Ed}} = (1,35 \cdot 10,9 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,3 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} / 2 \cdot (2,5 \text{ m} - 2,3 \text{ m} / 3) - 0,5 \text{ kNm}) / 2,5 \text{ m}$$

$$V_{\text{Ed}} = 11,5 \text{ kN}$$

$$v_{\text{Ed}} = V_{\text{Ed}} / (b \cdot z)$$

mit $z = 0,9 d$ (unbewehrte Wand)

$$z = 0,9 \cdot 170 = 153 \text{ mm}$$

$$v_{\text{Ed}} = 11500 \text{ N} / (1000 \text{ mm} \cdot 153 \text{ mm})$$

$$v_{\text{Ed}} = 0,075 \text{ N/mm}^2$$

Widerstände

– für unbewehrte Fuge:

$$v_{\text{Rdi}} = c \cdot f_{\text{ctd}} \quad (\text{vgl. Gl. (12)})$$

$$v_{\text{Rdi}} = 0,170 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Tabelle 18, C20/25 und glatte Fuge})$$

Es gilt bereits für unbewehrte glatte Fugen

$$v_{\text{Ed}} = 0,075 \text{ N/mm}^2 \leq v_{\text{Rdi}} = 0,170 \text{ N/mm}^2$$

– für bewehrte Fuge:

mit Mindestbewehrung E14-05508, Abstand 62,5 cm

$$v_{Rd, syi} = 0,129 \quad (\text{Tabelle 19a})$$

$$v_{Rdi} = 0,170 \text{ N/mm}^2 + 0,129 \text{ N/mm}^2 \\ = 0,299 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{vgl. Gl. (15)})$$

$$v_{Ed} = 0,075 \text{ N/mm}^2 \leq v_{Rdi} = 0,299 \text{ N/mm}^2$$

Spannungsnachweis am Wandfuß:

(hier für nicht ausbetonierte Fuge zwischen Bodenplatte und Fertigteilplatte)

$$\sigma_{Nd} = (1,5 \cdot 30000 \text{ N} + 1,35 \cdot 104000 \text{ N}) / \\ (1000 \text{ mm} \cdot 100 \text{ mm})$$

$$\sigma_{Nd} = 1,85 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{Nd} \leq \sigma_{Rd, max} = 0,85 \cdot 20 \text{ N/mm}^2 / 1,5 \\ = 11,33 \text{ N/mm}^2$$

(vgl. Eurocode 2 [22], 6.5.2)

Das Beispiel zeigt, dass für unbewehrt gerechnete Wände im Allgemeinen ein Verbundnachweis entbehrlich ist. Dieses kann auch für gering belastete bewehrte Wände zutreffen.

Sollen Fertigteilplatten zur Druckübertragung in der Fuge mit herangezogen werden, muss beim Einbau zwischen der Oberfläche z. B. einer Bodenplatte und der Unterkante der Fertigteilplatte ein mindestens 3 cm breiter Zwischenraum zum einwandfreien Einbringen des Ortbetons verbleiben. Diese Forderung der Zulassungen bezieht sich grundsätzlich auf den Nachweisschnitt am Fußpunkt und gegebenenfalls auch auf den am Kopfpunkt der Wand. Für den Knicknachweis, der im mittleren Drittel der Wand maßgebend wird, kann in jedem Fall der Gesamtquerschnitt angesetzt werden. Für den Wandfuß lässt sich häufig mit einem einfachen Spannungsnachweis die Tragfähigkeit allein des Ortbetonquerschnitts nachweisen (s. Bemessungsbeispiel) und das Ausbetonieren der Fuge zwischen Bodenplatte und Fertigteil ist nicht notwendig. Bei Elementwänden als WU-Konstruktion (vgl. Abschnitt 5.4.3) sind jedoch grundsätzlich mindestens 3 cm breite Fugen auszubetonieren.

5.3.2 Gelenkig gelagerte Wände

Am Fußpunkt der Wand sind Horizontalkräfte z. B. aus Erddruck in die Bodenplatte bzw. ins Fundament zu übertragen. Für die horizontale Betonierfuge zwischen Wand und Bodenplatte ist daher die Schubkraftübertragung nachzuweisen. Dieses gilt grundsätzlich auch für Ortbetonwände, die auf eine vorher erstellte Bodenplatte betoniert werden. Bei Elementwänden ohne ausbetonierte Fuge zwischen den Fertigteilplatten und der Bodenplatte steht für die Übertragung der Schubspannungen jedoch nur der Ortbe-

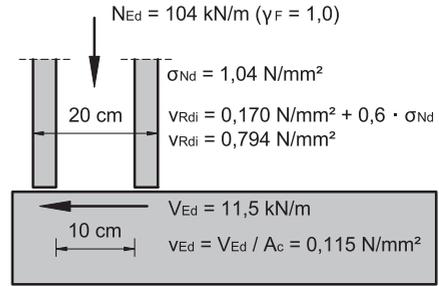


Bild 140. Verbundfuge am Wandfuß (Bemessungsbeispiel)

tonquerschnitt zur Verfügung. Der Nachweis kann bei Anwendung der gültigen Zulassungen für die vorwiegend auf Druck beanspruchten Fugen nach Gl. (12) erfolgen. Ein Nachweis, wie er für überwiegend auf Biegung beanspruchte Bauteile mit Verbundfuge senkrecht zur Bauteilachse im Nationalen Anhang zum Eurocode 2, [23] 6.2.5 (NA.6) gefordert wird, ist hier nicht erforderlich. Die Wände wirken nicht als Biegebauteil, sondern sind vorwiegend überdrückt [167]. Mit der genannten Gl. (12) lässt sich auch für den unbewehrten Ortbetonquerschnitt die Schubspannungsübertragung nachweisen, wie im Beispiel nach Bild 140, welches auf dem Beispiel nach Bild 139 aufbaut, gezeigt wird.

Beim Nachweis der Anschlussfuge zwischen unbewehrter Wand und Bodenplatte analog Bild 140 kann auf eine Anschlussbewehrung zwischen diesen Bauteilen verzichtet werden. Bei bewehrten Elementwänden, welche gelenkig gelagert sind, ist dieses gegebenenfalls auch möglich. Da eine erforderliche lotrechte Bewehrung der Wand jedoch nicht in der als Auflager dienenden Bodenplatte verankert wird, ist in diesem Fall ein zusätzlicher Nachweis erforderlich. Analog einem indirekten (ausgeklinkten) Auflager bei einem Biegebauteil

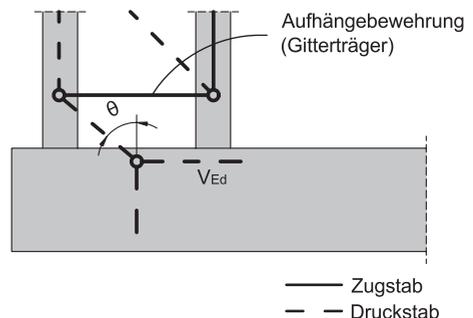


Bild 141. Modell des indirekten Auflagers beim Wandfuß (Bemessungsbeispiel)

kann die Bewehrung der Wand vor dem Auflager enden, wenn die Querkraft über eine Aufhängebewehrung in eine Druckstrebe geleitet und dann ins Auflager abgeführt wird. Diese Aufhängebewehrung kann durch Gitterträgerdiagonalen gebildet werden. Die vertikale Druckkraft aus der Wandbelastung erübrigt im Gegensatz zu einem indirekten Auflager bei Biegebalken eine zusätzliche Bewehrung parallel zur Biegezugbewehrung (vgl. T4 in Bild 87). Bild 141 zeigt das Modell für den Nachweis eines solchen Anschlusses. Es dient zur Ermittlung der Gitterträger als Aufhängebewehrung, wie im nachfolgenden Beispiel gezeigt wird.

Bemessungsbeispiel zu Bild 141

Erforderliche Aufhängebewehrung:

$$\text{erf } A_s = \frac{V_{\text{Ed}}}{f_{\text{yd}}} = 11500 \text{ N/m} / \left(\frac{420 \text{ N/mm}^2}{1,15} \right) = 31,5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

gewählt:

2 Gitterträgerdiagonalen $\varnothing 5 \text{ mm}$ ($\alpha = 60^\circ$), Gitterträgerabstand: 62,5 cm

$$\text{vorh } A_s = 2 \cdot 5 \text{ mm}^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \sin 60^\circ / 0,625 \text{ m} = 54,4 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\text{vorh } A_s \geq \text{erf } A_s$$

Das Bemessungsbeispiel zeigt, dass auch bei bewehrten Wänden mit gelenkigem Anschluss in bestimmten Fällen auf eine Anschlussbewehrung verzichtet werden kann. Voraussetzung für den Verzicht von Anschlussbewehrung bei gelenkig gelagerten Wänden ist, dass

- die Übertragung der Horizontallasten allein durch die Fugenrauheit, d. h. ohne Fugenbewehrung sichergestellt ist und
- bei bewehrten Wänden zusätzlich die Verankerung der senkrechten Biegezugbewehrung wie für ein indirektes Auflager nachgewiesen wurde.

Die vorgenannten Nachweise wurden von *Eligehausen, Asmus und Mayer* [167] für bestimmte Parameter überprüft. Es wurden am Fußpunkt gelenkig gelagerte Kellerwände in der Betongüte C25/30 mit Höhen bis zu 3 m betrachtet. Als Schüttmaterial dienten verschiedene Böden, wobei sich die höchsten Horizontallasten bei Ton einstellen. Zusätzlich wurden Nutzlasten auf dem Boden von 5 kN/m^2 berücksichtigt. Ergänzend wurde eine Belastung aus Wasserdruck untersucht. Die auftretenden horizontalen Bemessungskräfte am Wandfuß wurden ermittelt und den Widerständen für unbewehrte Verbundfugen nach damals gültiger DIN 1045-1 [20] unter Ausnutzung des Spannungsanteils aus Normalkraft gegenübergestellt. Dabei wurde von einer rauen Fuge zwischen Bodenplatte und dem Ort beton der Wand und einer glatten Fuge zwischen der ausbetonierten Fuge und der Fertigteilplatte ausgegangen. Die Randbedingungen, bei denen die auftretenden Horizontalkräfte allein durch die unbewehrte Verbundfuge aufgenommen werden können, sind in Tabelle 48 zusammengefasst. Danach können bei Wänden ohne Wasserdruck bereits ab Gesamtwanddicken von 15 cm die auftretenden Horizontallasten allein durch die Fugenrauheit übertragen werden. Tritt zusätzlich zum Erddruck Wasserdruck auf, sind Mindestwanddicken von 25 cm erforderlich und die Fugen zwischen Bodenplatten und Fertigteilen sind auszubetonieren, um die maximalen Horizontallasten ohne Verbundbewehrung in der Anschlussfuge aufzunehmen. Diese Mindestwanddicke ist geringfügig höher als die nach der WU-Richtlinie [106] erforderliche Mindestdicke von 24 cm. Es wird darauf hingewiesen, dass bei geringeren Wandhöhen oder höheren Betonfestigkeitsklassen günstigere Bedingungen gelten. Dieses gilt auch, wenn geringere Nutzlasten, geringere Anschütthöhen oder geringere Bemessungswasserstände vorliegen. Es ist daher in vielen Fällen möglich, auch bei 24 cm dicken Wänden auf eine Anschlussbewehrung zu verzichten.

Tabelle 48. Empfehlungen für einachsrig tragende und am Wandfuß gelenkig gelagerte Wände bei Verzicht auf Anschlussbewehrung nach [168]

Randbedingungen	Wandhöhe	$\leq 3 \text{ m}$	
	Mindestbetongüte	C25/30	
	Wasserdruck	ohne	mit
Unbewehrte Wand	Wanddicke	$d \geq 15 \text{ cm}$	$d \geq 25 \text{ cm}^1$
Bewehrte Wand	Wanddicke	$d \geq 15 \text{ cm}$	$d \geq 25 \text{ cm}^1$
	Bewehrungsdurchmesser	$d_s \leq 6 \text{ mm}$	$d_s \leq 8 \text{ mm}$
	Aufhängebewehrung durch Gitterträger erforderlich		

¹⁾ mit ausbetonierter Zwischenfuge zwischen Fertigteil und Bodenplatte

Tabelle 49. Maximale Gitterträgerabstände bei Anordnung nach Bild 142 zur Sicherstellung der Aufhängebewehrung bei bewehrten Wänden ohne Anschlussbewehrung nach [168]

Wanddicke	Wasserdruck	Maximaler Gitterträgerabstand für Diagonalendurchmesser ¹⁾		
		5 mm	6 mm	7 mm
15 cm	ohne	0,23 m	0,32 m	0,44 m
25 cm		0,55 m	0,79 m ²⁾	1,07 m ²⁾
35 cm		keine Aufhängebewehrung erforderlich		
25 cm	mit	0,20 m	0,29 m	0,39 m
35 cm		0,42 m	0,60 m	0,82 m ²⁾

¹⁾ für Standardgitterträger nach Bildern 14 und 15 mit Knotenpunktabstand 20 cm

²⁾ maximalen Gitterträgerabstand von 62,5 cm nach Zulassung beachten

Für bewehrte Wände wird in Tabelle 48 zusätzlich ein maximaler Durchmesser der erforderlichen Tragbewehrung von 6 mm bzw. 8 mm angegeben und der Nachweis einer Aufhängebewehrung gefordert. Die Begrenzung der Bewehrungsdurchmesser stellt sicher, dass diese Stäbe hinter einem möglichen fußpunktnahen Riss ausreichend verankert werden. Die Lage der möglichen Risse wurde in [167] rechnerisch ermittelt und die Verankerungslängen für die gegebenen Parameter nachgewiesen. Im Bereich dieser Verankerungslänge ist eine Aufhängebewehrung für die einwirkende Horizontallast anzuordnen. Dabei sind grundsätzlich nur Gitterträgerdiagonalen als Aufhängebewehrung anrechenbar, wenn sie nahe an der Bodenplatte angeordnet sind und von der geeigneten Auflagerdruckstrebe erfasst werden. Der maximale Abstand von der Bodenplatte wird in [167] nach Gl. (42) berechnet. Die erforderliche Aufhängebewehrung ermittelt sich nach Gl. (43).

$$l_A = z/2 \cdot \cot \theta + z \cdot \cot \alpha \quad (42)$$

$$\text{erf } A_s = V_{Ed} / (f_{yd} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha) \quad (43)$$

l_A maximale Entfernung der anrechenbaren Aufhängebewehrung von der Bodenplatte

θ Druckstrebenneigungswinkel aus der Querkraftbemessung

In [168] wurden die Gln. (42) und (43) ausgewertet. Für die Lage der anrechenbaren Aufhängebewehrung wurde dabei berücksichtigt, dass gegebenenfalls vorhandene Rissbleche die Anordnung von Gitterträgern unmittelbar am Fußpunkt behindern. Für die praktische Anwendung ist die Lage der Gitterträgerdiagonalen als Aufhängebewehrung sicherzustellen. Eine Möglichkeit besteht im Einsatz von speziell im Knotenpunkt geschnittenen Gitterträgern nach Bild 142. Wirkt die Horizontallast als Erddruck von außen und die Gitterträgeruntergurte

sind – wie üblich – in der Innenschale der Elementwand verankert, erfordert dies ein Ablängen der Gitterträger am Obergurtnoten. Dieses stellt einen Sonderfall dar. Für die in Bild 142 gezeigten Varianten gewährleisten die Gitterträgerabstände nach Tabelle 49 eine ausreichende Aufhängebewehrung.

Eine andere Möglichkeit besteht in der Anordnung eines Gitterträgers am Fußpunkt parallel zur Bodenplatte. Die in Bild 143 eingezeichnete Druckstrebe weist den Bereich aus, in dem die Aufhängebewehrung angeordnet sein darf. Die Anordnung eines randnahen Gitterträgers am Fußpunkt der Wand ergibt bei Berücksichtigung der Randbedingungen nach Tabelle 48 für Wanddicken von 25 cm bis 35 cm bereits bei Einsatz von Diagonalendurchmesser 5 mm eine ausreichende Aufhängebewehrung [168]. In dünneren Wänden können sich Biegerisse

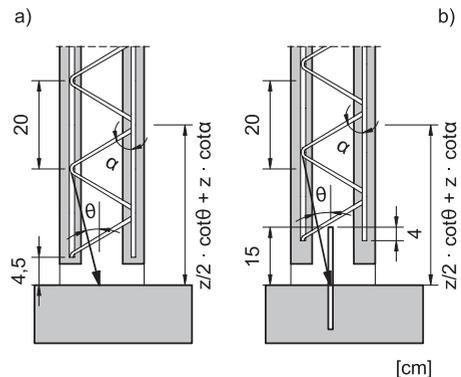


Bild 142. Anordnung speziell im Obergurt geschnittener Gitterträger mit Enddiagonalen als Aufhängebewehrung nach [168]; a) Variante ohne Fugenblech, b) Variante mit Fugenblech

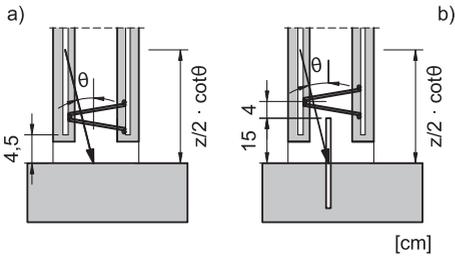


Bild 143. Anordnung eines Gitterträgers am Fußpunkt der Wand als Aufhängebewehrung nach [168]; a) Variante ohne Fugenblech, b) Variante mit Fugenblech

nahe der Bodenplatte bilden. Die Länge hinter diesem Riss reicht zur Verankerung der lotrechten Bewehrung nicht aus und das Modell nach Bild 143 ist nicht anwendbar.

5.3.3 Biegesteife Anschlüsse

Elementwände können auch als eingespannte Konstruktionen bemessen und ausgeführt werden. Bei biegesteifen Anschlüssen ist die statisch erforderliche Bewehrung der Wand kraftschlüssig mit einer in den Kernbeton geführten Anschlussbewehrung zu stoßen. Bild 144 zeigt beispielhaft einen biegesteifen Anschluss von Wand und Decke. Analog hierzu kann auch Anschlussbewehrung aus einer Bodenplatte angeschlossen werden.

Der Übergreifungsstoß entspricht dem in Elementdecken nach Bild 89b bzw. Bild 91. Ein Unterschied hierzu ergibt sich allerdings im Fall der nicht vorwiegend ruhenden Einwirkung der Elementwand (s. dort).

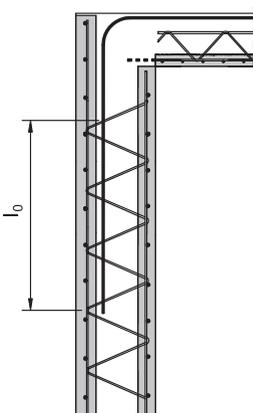


Bild 144. Beispiel für einen biegesteifen Anschluss zwischen Elementwand und Decke

5.3.4 Nicht vorwiegend ruhende Einwirkung

Elementwände dürfen auch bei nicht vorwiegend ruhender Belastung eingesetzt werden, wenn diese Anwendung in der Zulassung geregelt ist und für diese Anwendung nachgewiesene Gitterträger eingesetzt werden. In diesem Fall gelten zusätzliche Regelungen der Zulassungen [41, 160].

Nicht vorwiegend ruhende Einwirkungen treten üblicherweise als vertikale Verkehrslasten auf. Solche Lasten erzeugen nur Querkräfte in den Wänden, wenn die befahrenen Decken biegesteif an die Wand angeschlossen werden. Auch bei ausmittiger Lasteneinleitung in die Wand oder bei rechnerisch nicht berücksichtigter Einspannung können geringe Querkräfte eingeleitet werden.

Der erstgenannte Fall führte zu detaillierten Festlegungen zum Übergreifungsstoß bei nicht vorwiegend ruhender Belastung. Bei einer solchen Beanspruchung sind nach Zulassung [41] zur Stoßsicherung für nicht ruhende Belastung zugelassene Schubgitterträger nach Bild 17 einzusetzen. Für Bauteile mit hoher Querkraftbeanspruchung ($V_{Ed} \geq V_{Rd,c}$) ist der Durchmesser der gestoßenen Längsbewehrung auf 12 mm anstelle von 14 mm zu begrenzen. In anderen Zulassungen (z. B. [160]) sind teilweise abweichende Regelungen zur Tragstoßausbildung festgeschrieben, die bei Anwendung der entsprechenden Gitterträger zu beachten sind.

Für den Nachweis der Gitterträgerdiagonalen gilt das gleiche Nachweisformat wie bei Elementdecken, das für eine Lastwechsellzahl bis zwei Millionen gilt. Für Wände ohne erforderliche Querkraftbewehrung gilt die gleiche Spannungsschwingbreite von $\Delta\sigma_{Rsk} = 92 \text{ N/mm}^2$ wie bei Elementdecken. Für Wände mit einer Schubbeanspruchung über $V_{Rd,c}$ ist nach Zulassung [41] eine verminderte Schwingbreite von $\Delta\sigma_{Rsk} = 46 \text{ N/mm}^2$ nachzuweisen. Der Unterschied wurde begründet mit der Tatsache, dass bei Elementwänden keine mechanische Aufrauung beider Innenflächen erfolgen kann. Eine solche wurde in früheren Zulassung für Elementdecken bei Ermüdungsbeanspruchung gefordert. Nach [169] ist bei geringer Schubbeanspruchung die gleiche zulässige Spannungsschwingbreite wie bei Elementdecken mit aufgerauter Oberfläche vertretbar, da in diesem Fall auch bei rüttelrauer Fuge von einem quasi-monolithischen Tragverhalten ausgegangen werden kann. Für hohe Schubspannungen wird durch die geringere Spannungsschwingbreite mehr Verbundbewehrung als in Decken mit mechanisch aufgerauten Fertigteilplatten erforderlich. Eine Zusammenstellung der wesentlichen Regelungen zeigt Tabelle 50.

Bei biegesteifen Anschlüssen ergeben sich die Gitterträgerabstände aus dem Nachweis der Gitterträgerdiagonalen als Querbewehrung zum Stoß oder aus dem Nachweis der Verbundfuge. Werden Wän-

Tabelle 50. Regelungen für Elementwände bei nicht vorwiegend ruhender Einwirkung

Zulassung	[41]	[160]
Gitterträger	Schubgitterträger Tabelle 1, Zeile 6	nach Tabelle 1, Zeilen 10 und 11, Diagonalen- durchmesser maximal 7 mm
Obergrenze	$0,5 V_{Rdi,max}$ ($V_{Rdi,max}$ n. Tabelle 22)	$V_{Rd,c}$
Spannungsschwingbreite	$\Delta\sigma_{Rsk} = 46 \text{ N/mm}^2$ ¹⁾	$\Delta\sigma_{Rsk} = 92 \text{ N/mm}^2$
maximaler Stabdurchmesser	16 mm	14 mm
maximaler Stabdurchmesser einer gestoßenen Bewehrung	12 mm ¹⁾ max $a_s = 10 \text{ cm}^2/\text{m}$ ¹⁾	14 mm

¹⁾ gilt bei Beanspruchung über $V_{Rd,c}$

de gelenkig gelagert, sind im Fall der nicht vorwiegend ruhenden Einwirkung an den Wandenden konstruktiv Gitterträger anzuordnen. Nach Zulassung [41] sind mindestens 80 cm lange Schubgitterträger in einem Abstand von höchstens 75 cm einzubauen. Nach Zulassung [160] gilt bei gleicher Mindestlänge ein maximaler Abstand von 60 cm. Es ist zu berücksichtigen, dass in der Zulassung [160] ausschließlich Gitterträger erfasst werden, welche zur Anwendung bei nicht vorwiegend ruhender Einwirkung zugelassen sind. Diese werden üblicherweise durchgehend angeordnet. Eine zusätzliche Anordnung von Zulageträgern ist daher im Allgemeinen nicht erforderlich. In der Zulassung [41] werden unterschiedliche Gitterträger geregelt. Die durchgehenden Gitterträger, die auch den Montagezustand der Wand sichern, dürfen bei nicht vorwiegend ruhender Einwirkung im Endzustand nicht angerechnet werden. Hier sind die zugelassenen Schubgitterträger ergänzend anzuordnen.

5.3.5 Konstruktion

Unbewehrte Wände erfordern über die Mindestbewehrung von $1,3 \text{ cm}^2/\text{m}$ und die erforderlichen Gitterträger für Transport- und Betonierbeanspruchung hinaus keine zusätzliche Bewehrung. Auch in den Stoßfugen zwischen den Fertigteilelementen ist keine Bewehrung erforderlich.

Für bewehrte Wände gelten besondere Regelungen. Bewehrte Wände sind solche, bei denen die Bewehrung beim Nachweis der Tragfähigkeit berücksichtigt wird. Bei bewehrten Elementwänden darf die statisch erforderliche Bewehrung ganz oder teilweise in den Fertigteilplatten angeordnet werden, wobei die erforderliche Mindestbewehrung zur Aufnahme des Schalungsdruckes hierauf angerechnet werden darf. Die Durchmesser der Tragstäbe müssen mindestens 6 mm und bei Verwendung von Be-

tonstahlmatten mindestens 5 mm betragen. Der Abstand dieser Stäbe darf nach Zulassung höchstens 20 cm betragen. Bei Verwendung von Einzelstäben ergibt sich dadurch ein Mindestquerschnitt für die lotrechte Bewehrung von $1,41 \text{ cm}^2/\text{m}$ je Seite. Werden diese Stäbe zusätzlich zu den anrechenbaren Gitterträgergurten eingebaut, ergibt sich eine Bewehrung von etwa $2 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Eurocode 2 [22, 23] fordert in Abschnitt 9.6.2 (1) eine Mindestbewehrung von 0,15 % vom Betonquerschnitt, wenn nicht dort genannte strengere Regelungen greifen. Die Hälfte dieser Bewehrung sollte an jeder Außenseite der Wand liegen. Diese Normenregelung resultiert bei Wandstärken von 20 cm Mindestbewehrungen zu $1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ je Seite und entsprechend mehr Bewehrung bei dickeren Wänden.

Nach dem Wortlaut der Zulassungen (z. B. [41]) sind auf jeder Seite der Wand je Meter Wandhöhe mindestens drei Stäbe mit Durchmesser 6 mm bzw. bei Verwendung von Betonstahlmatten drei Stäbe mit Durchmesser 5 mm anzuordnen. Der dadurch geforderte Querschnitt für die horizontale Bewehrung ist geringer als derjenige von $1,31 \text{ cm}^2/\text{m}$ für den Montagezustand, sodass die vorgenannte Regelung nicht maßgebend wird.

Die Festlegung des minimalen Stabdurchmessers von 6 mm in der Zulassung erfolgte während der Geltungsdauer der DIN 1045:1988 [19] und stellte gegenüber dem dort genannten Mindestdurchmesser von 8 mm eine Vergünstigung dar. Die frühere Normenregelung stellte für Ortbetonwände eine Mindeststeifigkeit der Bewehrung sicher, welche beim Betonieren ein Ausknicken der einzelnen Bewehrungsstäbe verhindern sollte, weshalb bei verschweißten Matten auch geringere Durchmesser zulässig waren. Dieses war bei Elementwänden nicht erforderlich, da die Bewehrung im Fertigteil-

element beim Betonieren des Ortbetons nicht beansprucht wird.

Die horizontale Bewehrung im Fertigteilelement der Elementwand wird in vielen Fällen im Bereich der vertikalen Stoßfuge gestoßen. Diese Bewehrung der Fuge darf nach Zulassung (z. B. [41]) entfallen, wenn beim Standsicherheitsnachweis des Wandabschnittes beidseitig gelenkige Lagerung angenommen wird und auf die Berücksichtigung günstig wirkender Momente verzichtet wird.

In einachsig tragenden Wänden ist nach Eurocode 2, 9.6.3 eine Querbewehrung anzuordnen, welche im Querschnitt mindestens 20% der lotrechten Tragbewehrung entspricht. Diese Querbewehrung hat nach *Eligehausen, Asmus und Mayer* [167] im Wesentlichen folgende Funktionen:

- Verteilung von Einzellasten.
- Begrenzung von Rissen, falls der Beton z. B. infolge von Zwangskräften reißt.
- Aufnahme des Quermomentes aus der Querdehnung ($\mu = 0,2$).

Die Verteilung von Einzellasten ist bei durch Erd- und Druck beanspruchten Kellerwänden nicht erforderlich. Dies gilt im Allgemeinen auch für Geschosswände. Eine Begrenzung von Rissbreiten im Bereich der Stoßfugen ist durch die üblichen Bewehrungsgrade nicht möglich, da die Risskraft des Betonquerschnittes insbesondere bei großer Wandstärke größer ist als die aufnehmbare Zugkraft der Bewehrung. Dies haben Vergleichsrechnungen in [167] bestätigt.

Eine Berücksichtigung von Quermomenten wird bei Verzicht auf Stoßfugenbewehrung mit der zitierten Zulassungsregelung ausgeschlossen. Danach ist der Ansatz von drei- oder vierseitig gehaltenen Wänden bei der Ermittlung von Knicklängen wie im Eurocode 2, 12.6.5.1 für monolithische Wände beschrieben ist, bei Verzicht auf die Stoßfugenbewehrung nicht zulässig.

Der Verzicht auf eine Bewehrung in der Stoßfuge wird nach den Zulassungen [41, 160] auf den Fall beidseitig gelenkig gelagerter Wände beschränkt. Eine Begründung für diese Einschränkung auf gelenkig gelagerte Wände ist nicht bekannt. Nach [167] wird der mögliche Verzicht auf die Fugenbewehrung grundsätzlich für einachsig gespannte Wände unabhängig von einer möglichen Einspannung aufgezeigt.

Bei einem Verzicht auf eine Fugenbewehrung können Gitterträger unmittelbar am Rand der Fertigteilplatte angeordnet werden. Dieses ist im Hinblick auf den Betonierzustand vorteilhaft, da der Widerstand der freien Plattenränder gegen den Betonierdruck erhöht wird. Im Endzustand ergibt sich dadurch eine vorteilhafte Verbundsicherung direkt in Stoßfugennähe.

Nach Zulassung [61] kann die Sicherung der Bewehrungsstäbe nach Eurocode 2 [23], Abschnitt 9.6.4 unter Beachtung der zulässigen Knotenscherkräfte durch die angeschweißten Gitterträgerdiagonalen gewährleistet werden. Die Anordnung erforderlicher Querbewehrung in Form von Bügeln erfolgt nach Eurocode 2 jedoch nicht aufgrund einer Bemessung, sondern aufgrund festgelegter Konstruktionsregeln. Daher ist die Umsetzung der Zulassungsregelung für jede Anforderung gesondert zu betrachten.

Die in den Zulassungen geforderten Knotenscherkräfte der Gitterträger erreichen nicht die Zugfestigkeit der Diagonalen (vgl. Abschnitt 2.2.3.1). Die Beachtung der zulässigen Knotenscherkräfte bedeutet danach eine rechnerische Reduzierung der Diagonalkraft auf den Bemessungswert der Knotenscherkraft. Hierzu ist festzuhalten, dass ein solcher Ansatz ausschließlich in Verbindung mit dem genannten Normenabschnitt 9.6.4 gefordert wird. Falls eine Bemessung erforderlich wird, sind aus der Knotenscherkraft nach Zulassung unter Berücksichtigung der Diagonalenneigung äquivalente Querschnitte zu ermitteln. Für die Krafrichtung senkrecht zur Trägerachse werden alle Stäbe mit ihrer Kraftkomponente berücksichtigt. Für Standardgitterträger mit erforderlichen Knotenscherkräften nach Zulassung [41] von 6 kN und Diagonalenneigung von $\alpha = 53^\circ$ errechnet sich nach diesem Ansatz beispielsweise ein äquivalenter Bügelquerschnitt von $6 \text{ kN} \cdot 4 \cdot \sin 53^\circ / 0,2 \text{ m} / 500 \text{ N/mm}^2 \cdot 10^1 = 1,92 \text{ cm}^2/\text{m}$. Nach diesem Ansatz ergibt sich bei einem maximalen Gitterträgerabstand von 62,5 cm eine äquivalente Mindestquerbewehrung der Gitterträgerdiagonalen von $3,1 \text{ cm}^2/\text{m}^2$.

Nach Eurocode 2, 9.6.4 ist bei lotrechter Bewehrung über 2% vom Betonquerschnitt diese Bewehrung in der Regel durch Bügel zu umschließen. Für geringere Bewehrungsquerschnitte ist dieses nicht erforderlich. Bei Unterschreitung dieser Grenze ist eine außenliegende Hauptbewehrung durch Querbewehrung mit mindestens 4 Bügelschenkeln je m^2 Wandfläche zu verbinden. S-Haken dürfen bei Tragstäben mit $d_s \leq 16 \text{ mm}$ entfallen, wenn deren Betondeckung mindestens 2 d_s beträgt. In diesem Fall und stets bei Betonstahlmatten dürfen die druckbeanspruchten Stäbe außen liegen.

Vier S-Haken mit z. B. $d_s = 10 \text{ mm}$ entsprechen $3,1 \text{ cm}^2/\text{m}^2$. Dieser Querschnitt wird in Elementwänden bereits durch die Diagonalen der Mindestbewehrung an Gitterträgern sichergestellt. Zudem wird bei Elementwänden üblicherweise die horizontale Wandbewehrung außen verlegt, wodurch sich die Forderung nach der vorgenannten Querbewehrung erübrigen würde. Dadurch ist die Forderung der Norm nach einer Querbewehrung für Bewehrungsgrade unter 2% erfüllt. Für eine 20 cm dicke Wand entspricht dieser Bewehrungsgrad

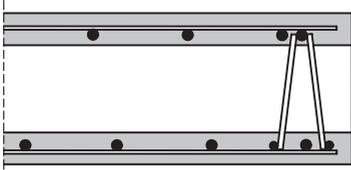


Bild 145. Gitterträger zur Randsicherung in Elementwänden

20 cm²/m je Seite, was z. B. $d_s = 16 \text{ mm} / 10 \text{ cm}$ entspricht.

Bei größeren Bewehrungsgraden müssen die Diagonalenquerschnitte und Gitterträgerabstände im Hinblick auf die in der Norm geforderte Querbewehrung gesondert überprüft werden. Gegebenenfalls sind Bewehrungsstäbe bei größeren Bewehrungsgraden wie in Stützen zu umbügeln.

Nach Eurocode 2, Abschnitt 9.6.4 (2) [23] müssen an freien Rändern von Wänden mit einer Bewehrung $A_s \geq 0,003 A_c$ je Wandseite die Eckstäbe durch Steckbügel gesichert werden. Für geringere Bewehrungsgrade z. B. unter 6 cm² je Wandseite bei einer 20 cm dicken Wand sind danach keine Steckbügel erforderlich. In diesen Fällen ist die Ausführung der Elementwand mit Randgitterträgern nach Bild 145 auf der Grundlage der Normenregelung möglich.

Für größere Bewehrungsgrade über 0,3 % je Wandseite sind nach Eurocode 2 Steckbügel mit einer Schenkellänge von 2 h (h = Wanddicke) erforderlich. Diese Steckbügel sind nach dem Kommentar zum Eurocode 2 [155] erforderlich, da die Vertikalstäbe dort in zwei Richtungen ausknicken können. Wird der erforderliche Bewehrungsquerschnitt durch Gitterträgergurte gebildet, werden diese Druckstäbe durch die angeschweißten Gitterträgerdiagonalen gehalten. Bei Standardgitterträgern beträgt deren Abstand 20 cm und deren Durchmesser mindestens 25 % vom Gurtdurchmesser. Der genannte Prozentsatz entspricht dem erforderlichen

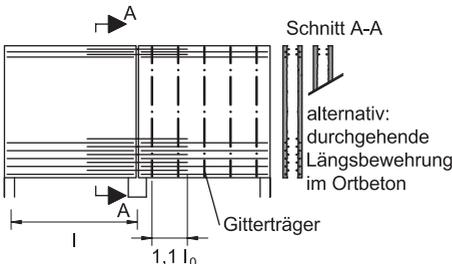


Bild 146. Beispiel (Skizze) für eine Elementwand als wandartige Träger

bezogenen Mindestdurchmesser der Querbewehrung in Stützen. Der Bewehrungsquerschnitt der Diagonalen kann auch unter Berücksichtigung der Knotenscherkräfte die Bewehrungsquerschnitte von Randbügeln abdecken. Sollen Randsicherungen nach Bild 145 ohne Randbügel auch bei größeren Bewehrungsgraden ausgeführt werden, sollten am Wandende allein Gitterträgergurte als Druckstäbe angerechnet werden und die äquivalenten Diagonalenquerschnitte entsprechend denen der sonst geforderten Randbügel entsprechen.

Elementwände nach den Zulassungen (z. B. [41, 160]) dürfen auch als wandartige Träger eingesetzt werden. Bild 146 zeigt für ein solches Bauteil eine Skizze, wie sie sinngemäß in Anlagen der vorgenannten Zulassungen zu finden sind. Die Bemessung erfolgt nach geltenden Normenregelungen. Die Zulassungen enthalten nur ergänzende Festlegungen zur möglichen Anordnung der Biegezugbewehrung und zur Ausbildung von Tragstößen.

Die Biegezugbewehrung darf im Ort beton oder im Fertigteil bzw. im Ort beton und im Fertigteil angeordnet werden. Dadurch kann nach Bild 146 alternativ zu einer Stoßausbildung auch eine durchgehende Biegezugbewehrung angeordnet werden.

Für die Ausbildung von Bewehrungsstößen sind die Regelungen nach Abschnitt 3.2.4.5 zu beachten. Allerdings fordern die Zulassungen [41, 160] beim wandartigen Träger eine Erhöhung der Übergreifungslänge um 10 %. Diese Erhöhung wird gefordert, da die zu stoßenden Stäbe einen größeren Abstand haben.

Bild 147 zeigt eine mögliche Ausbildung eines Übergreifungsstoßes bei einer Elementwand. Für den Einbau der erforderlichen Stoßbewehrung im Ort betonkern ist die Anordnung einer Montageöffnung üblich. Diese Öffnung wird später zusammen mit dem Ort betonkern ausbetoniert. Der ausbetonierte Bereich zwischen den Fertigteilplatten kann später zur Druckkraftübertragung genutzt werden. Andere Stoßfugen sind mindestens 4 cm breit aus-

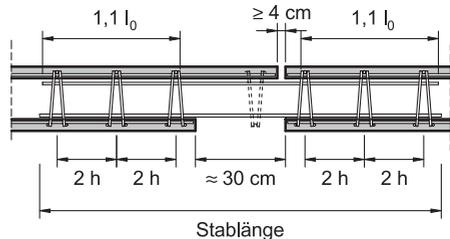


Bild 147. Übergreifungsstoß bei wandartigem Träger (Beispiel)

zuführen, wenn der Gesamtquerschnitt zur Druckkraftübertragung genutzt werden soll.

Nach Zulassung [160] soll bei wandartigen Trägern der Randabstand von Gitterträgern an lotrechten Fugen 20 cm nicht überschreiten. In der Zulassung [41] ist diese Regelung nicht enthalten. Grundsätzlich ist es sinnvoll, die Gitterträger nahe am Plattenrand anzuordnen. Im Beispiel nach Bild 147 sollte am freien Plattenende ein zusätzlicher Gitterträger angeordnet werden.

Nach Zulassung [41] muss im Fall der nicht vorwiegend ruhenden Einwirkung die Stoßsicherung mit den zugelassenen Schubgitterträgern erfolgen.

Die Bemessung und Konstruktion von wandartigen Trägern erfolgt nach den Regelungen von Eurocode 2 [22, 23], die hier nicht wiedergegeben werden. Bei der Anwendung von Elementbauteilen sind Bewehrungsstöße und der Verbund gesondert nachzuweisen. Für Belastungen in Wandebene ergeben sich keine Verbundspannungen in der Fuge, wenn die Zugbewehrung in den Fertigteilplatten und im Ort beton proportional zum jeweiligen Betonquerschnitt in der Druckzone verteilt ist. Anderenfalls kann der Verbund analog dem Anschluss von Gurten in Plattenbalken geführt werden.

5.4 Wasserundurchlässige Betonbauwerke

5.4.1 Elementwandlängen und Bewehrung

Beton kann zusätzlich zu tragenden auch abdichtende Funktionen übernehmen. Wasserundurchlässige Betonbauwerke, auch WU-Konstruktionen genannt, werden daher bereits seit Jahrzehnten ausgeführt. Von *Lohmeyer* liegt seit 1985 eine umfassende Ausarbeitung zu „Weißen Wannen“ aus Beton vor. Wände sind dabei zusammen mit Bodenplatten Teil des jeweiligen Gesamtkonzeptes. Während in früheren Ausgaben des vorgenannten Buches Elementwände als WU-Konstruktion noch kritisch betrachtet wurden, ist spätestens seit der Ausgabe von *Lohmeyer* und *Ebeling* im Jahr 2006 [170] das Bauen mit Elementwänden für wasserundurchlässige Bauwerke eine anerkannte Bauweise. 2003 wurde vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton die DAfStb-Richtlinie für wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie) [106] herausgegeben. Diese erfasst auch die Elementbauweise mit Gitterträgern. Diese Richtlinie wird im DAfStb-Heft 555 [171] aus dem Jahre 2006 ausführlich erläutert. Zusammen mit diesen Erläuterungen gilt die WU-Richtlinie als Grundlage für die Ausführung von Elementwänden bei Beanspruchung durch drückendes Wasser.

Anwendungsbedingungen für Elementwände in Kellern wurden bereits 1996 von *Lohmeyer* und *Ebeling* in [172] zusammengestellt. Hinweise zum damaligen Stand der Technik von Elementwänden

im drückenden Grundwasser werden auch von *Faoro* [173] gegeben. Dort wird auch der wirtschaftliche Vorteil gegenüber einer Ortbetonausführung herausgestellt und auf zusätzliche Vorteile bei Verwendung von Stahlfasern im Fertigteil eingegangen. Der wirtschaftliche Vorteil der Elementwand ergibt sich insbesondere durch den möglichen Verzicht auf rissbeschränkende Bewehrung in den Fertigteilplatten und im Ortbetonkern auch im Bereich der Stoßfugen.

Der mögliche Verzicht auf rissbeschränkende Bewehrung in den Fertigteilplatten und in den Stoßfugen der Elementwände ergibt sich aus dem Konzept, wonach Trennrisse nicht im Bereich der Fertigteile, sondern gezielt in den Stoßfugen zwischen den Fertigteilen auftreten und durch gesonderte Dichtungssysteme abgedichtet werden. Dieser Ansatz wurde bereits 1997 in [172] erläutert. Die Fertigteilplatten können im Werk zwangfrei erhärten und bleiben dadurch frei von Rissen. Der auf der Baustelle eingebrachte Ortbeton hat beim Abfließen der Hydratationswärme und beim Schwinden ein Verkürzungsbestreben, das durch den innigen Verbund zwischen Fertigteil und Ortbeton zu einer Zugbeanspruchung mit feinsten Rissverteilung im Ortbetonquerschnitt und zu einer geringen Druckbeanspruchung in den Fertigteilen führt. Wasserführende Risse können im Bereich der Wandelemente aufgrund des Verbundes nicht entstehen, auch nicht bei langen Wandelementen von 12 m Länge. Daraus ergibt sich nach [174] der mögliche Verzicht auf eine Bewehrung. Zusätzlich zur statisch erforderlichen Bewehrung oder zur Transport- und Montagebewehrung benötigen die Fertigteilplatten keine Längsbewehrung zur Beschränkung der Rissbreite für Zwang beim Abfließen der Hydratationswärme. Eine Zwangsbeanspruchung, gegen die bewehrt werden müsste, entsteht nicht. Da die Stöße der Fertigteile für den Ortbetonquerschnitt wie Scheinfugen wirken, wird der Ortbetonquerschnitt an dieser Stelle reißen, sofern Längszugspannungen auftreten. Daher wird auch keine Bewehrung im Ortbeton erforderlich. Die Fugen im Stoßbereich müssen entsprechend der Beanspruchung durch Wasser und der Nutzung abgedichtet werden.

Die vorgenannten Zusammenhänge wurden von *Kerkeni*, *Hegger* und *Kahmer* [175] mittels FE-Berechnungen quantifiziert. Es wurde die Überlagerung der Zwangs- und Eigenspannung untersucht, wobei Letztere einerseits aus der unterschiedlichen Temperaturverteilung in den Fertigteilplatten, im Ortbeton und im Fundament und andererseits aus unterschiedlicher Schwindverformung dieser Bauteile resultieren. Zunächst wurden in [175] die zeit- und ortsabhängigen Bauteiltemperaturen aus dem Abfließen der Hydratationswärme ermittelt. Untersucht wurden Wandlängen von 3 m, 6 m, 9 m und 12 m. Während die Dicken der zwei Fertigteilplatten mit 4 cm und 6 cm konstant waren, wurde die

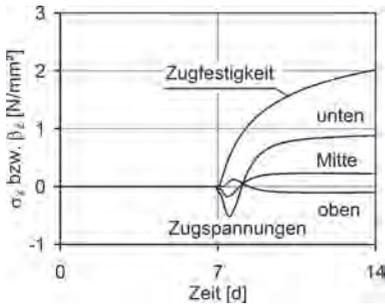


Bild 148. Entwicklung der Betonzugfestigkeit β_z und der Zwangsspannung σ_x im Ortbeton der Elementwand infolge abfließender Hydratationswärme unter Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden nach [175]

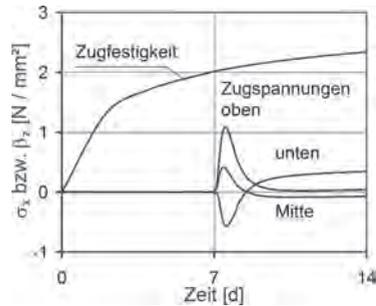


Bild 149. Entwicklung der Betonzugfestigkeit β_z und der Zwangsspannung σ_x in den Fertigteilplatten der Elementwand infolge abfließender Hydratationswärme unter Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden nach [175]

Gesamtwanddicke zwischen 24 cm und 40 cm variiert. Außerdem wurden verschiedene Zementarten und -mengen sowie unterschiedliche Umgebungs- und Frischbetontemperaturen untersucht.

Für eine 24 cm dicke und 3 m lange Wand wurden beispielhaft die Temperaturen für eine Ortbetonwand und eine Elementwand angegeben und verglichen. Während bei der Ortbetonwand ein Temperaturanstieg im Bauteilinnern von über 17 K zu verzeichnen war, erhöhte sich die Temperatur im Kernbeton der Elementwand nur um 6,6 K. Die Temperaturdifferenz zwischen dem Kern und der Außenfläche betrug bei der Ortbetonwand ca. 14 K, zwischen Ortbetonkern der Elementwand und den Fertigplatten wurde lediglich eine Differenz von ca. 3 K berechnet. Diese geringe Temperaturdifferenz führt zu niedriger Zwangsbeanspruchung und stellt somit einen großen Vorteil der Elementwände gegenüber der Ortbetonbauweise dar.

Von *Alfes* [176] wurden Temperaturmessungen an Elementwänden während des Betonierens des Ortbetonkerns durchgeführt, welche die vorgenannten Berechnungsergebnisse tendenziell bestätigen. In seinen Messungen an einer 36,5 cm dicken Wand betrug der Temperaturanstieg im Ortbetonkern gegenüber der gemessenen und während der Erhärtung geringfügig veränderlichen Umgebungstemperatur ca. 5,5°C. Die Differenz zwischen der Kerntemperatur und derjenigen in der Fertigteilschale betrug ca. 3°C.

Die rechnerisch ermittelten Temperaturverläufe wurden in [175] als Temperaturlasten mit dem Lastfall Kriechen und Schwinden überlagert, um die zeitliche Spannungsentwicklung der einzelnen Querschnittsteile zu bestimmen. Diese wurden der zeitlichen Entwicklung der Betonzugfestigkeit gegenübergestellt. Für reine Ortbetonwände errechnet sich danach eine hohe Wahrscheinlichkeit für eine

Rissbildung im oberen Wandbereich zu einem frühen Zeitpunkt von etwa acht Stunden nach dem Betonieren, da die rechnerische Zwangsspannung über der zum gleichen Zeitpunkt vorhandenen Betonzugfestigkeit liegt. Im unteren Wandbereich liegt der kritische Zeitpunkt etwa drei bis vier Tage nach dem Betonieren. Hier ist der Abstand zwischen Zugfestigkeit (im Rechenbeispiel ca. 1,5 N/mm²) und vorhandener Spannung (im Rechenbeispiel ca. 1,0 N/mm²) am kleinsten.

Für Elementwände stellen sich nach [175] günstigere Bedingungen ein. Die Längsspannungsentwicklung in der Ortbetonschicht (Bild 148) und in den Fertigteilplatten (Bild 149) verdeutlicht die Vorteile der Elementwand gegenüber der reinen Ortbetonbauweise. Die Spannungen in der Ortbetonschicht sind erheblich niedriger als bei Ortbetonwänden. Während der ersten 24 Stunden besteht praktisch keine Rissgefahr. Unten am Wandfuß entwickelt sich nach anfänglicher Druckbeanspruchung eine geringe Zwangsspannung, die jedoch weit unterhalb der zu erwartenden Zugfestigkeit bleibt. Aufgrund des unterschiedlichen Schwindverhaltens von Ortbeton und Fertigplatten entstehen zwar weitere Zwangsspannungen im Ortbeton und Druckspannungen in den Fertigplatten, sie werden jedoch durch Relaxation abgebaut. Für die Fertigplatten besteht nach Bild 149 zu keinem Zeitpunkt eine Rissgefahr. Auch die Zwangsspannungen im Ortbetonkern nach Bild 148 sind geringer als die Betonzugfestigkeit zum jeweiligen Zeitpunkt. Während in der reinen Ortbetonwand nach sieben Tagen noch Zwangsspannungen von etwa 1 N/mm² vorhanden sind, sind die Zwangsspannungen in der Elementwand geringer und im Fertigteil kleiner als 0,5 N/mm² [175].

Aufgrund der Untersuchungen in [175] ist keine Längsbewehrung zur Beschränkung der Rissbreite für Zwang aus Abfließen der Hydratationswärme im

Ortbeton erforderlich. Für die Fertigteilplatten wird in [175] eine Mindestbewehrung zur Beschränkung der Rissbreite für Zwang beim Abfließen der Hydratationswärme für entbehrlich gehalten bei Wandlängen bis 9 m. Für Wandlängen von 9 m bis 12 m wird eine Mindestbewehrung von $1,31 \text{ cm}^2/\text{m}$ (Q 131) empfohlen. Eine Begründung für diese Mindestbewehrung wird in [175] nicht genannt. Diese Bewehrung ist allein aufgrund der Transport- und Montagezustände immer vorhanden. Die maximalen Wandlängen von 9 m bzw. 12 m gelten nach [175] für Gesamtwandstärken bis 40 cm, was dem untersuchten Parameterbereich entspricht.

Anders als nach vorgenannter Empfehlung wird an anderen Stellen die maximale Wandlänge zwischen den Stoßfugen als ein bestimmtes Vielfaches von der Wandhöhe angegeben. Aufgrund von Erfahrungen wird in [170] für den „einfachen Normalfall“ empfohlen, bei Wanddicken bis 30 cm die Wandlänge auf das 2,5-Fache der Wandhöhe und auf maximal 6 m zu begrenzen. Bei Wanddicken bis 40 cm sollte die Wandlänge das Dreifache der Wandhöhe und 9 m nicht überschreiten. Nach den Erläuterungen [171] zur WU-Richtlinie kann für Elementwände auf üblichen bis zu ca. 30 cm dicken Bodenplatten ein Abstand der als Sollrissquerschnitte ausgebildeten Fugen bis zum Vierfachen der Wandhöhe gewählt werden. In diesem Fall sind die Wandabschnittslängen so gewählt, dass der Trennriss verursachende Spannungszustand zwischen diesen Fugen nicht zustande kommt. Die Fugen sind durch Fugenbänder oder andere Systeme abzudichten (vgl. Abschnitt 5.4.3).

5.4.2 Elementwände nach WU-Richtlinie

In der WU-Richtlinie [106] wird die Elementwand definiert als Wandbauteil, bestehend aus zwei miteinander verbundenen Fertigteilplatten, ergänzt durch einen Ortbetonkern. Im Folgenden werden die wesentlichen Aspekte der Anwendung von Elementwänden als WU-Konstruktion erläutert.

Bei der Planung von Konstruktionen nach der WU-Richtlinie sind Beanspruchungsklassen und Nutzungsklassen festzulegen sowie Entwurfsgrundsätze zu wählen. Die Beanspruchungsklassen wurden wie folgt festgelegt:

- Die Beanspruchungsklasse 1 gilt für drückendes Wasser und zeitweise aufstauendes Sickerwasser.
- Die Beanspruchungsklasse 2 gilt für Bodenfeuchte und nichtstauendes Sickerwasser. Erläuterungen zu den Beanspruchungsklassen finden sich in DAfStb-Heft 555 [171].

Die Nutzungsklasse ist in Abhängigkeit von der Funktion des Bauwerks und von den Nutzungsanforderungen an das Bauwerk oder Bauteil festzulegen. Für Bauwerke oder Bauteile der Nutzungsklas-

se A ist ein Feuchtettransport in flüssiger Form nicht zulässig, d. h. Feuchtestellen auf der Bauteiloberfläche als Folge von Wasserdurchtritt sind durch in der Planung vorgesehene Maßnahmen auszuschließen. Für Bauwerke oder Bauteile der Nutzungsklasse B sind Feuchtestellen auf der Bauteiloberfläche zulässig, d. h. dass im Gegensatz zur Nutzungsklasse A nur eine begrenzte Wasserundurchlässigkeit gefordert wird. Über die Nutzungsklassen A und B hinaus, können abweichende Anforderungen vereinbart werden.

Weitere Erläuterungen zu den Nutzungsklassen finden sich in der Richtlinie selbst und in den Erläuterungen [171] dazu. Unter anderem wird danach die Nutzungsklasse A als Standard für den Wohnungsbau angesehen. Dieses kann für die Anwendung von Elementwänden im Keller von Bedeutung sein. Nach dem in [171] beschriebenen Arbeitsmodell findet bei Wanddicken ab 20 cm kein Wasserdurchtritt statt. Studien zum Feuchtettransport in Bauteilen aus wasserundurchlässigem Beton [177] zeigen jedoch, dass bei wohnraumähnlicher Nutzung durch Menschen an ungedämmten Außenwänden zu bestimmten Jahreszeiten die Gefahr einer Tauwasserbildung an der Raumseite bestehen kann. Durch richtiges Lüften oder zusätzliche bauphysikalische Maßnahmen sind die entstehenden Kondenswassermengen abführbar.

Die Anforderungen der Nutzungsklassen können hinsichtlich Trennrissbildung oder Trennrissbreiten unter Zugrundelegung folgender Entwurfsgrundsätze erfüllt werden:

- a) Vermeidung von Trennrissen durch die Festlegung von konstruktiven, betontechnischen und ausführungstechnischen Maßnahmen.
- b) Festlegung von Trennrissbreiten, die abhängig von der Beanspruchungsklasse die Anforderungen erfüllen.
- c) Festlegung von Trennrissbreiten, die in Kombination mit im Entwurf vorgesehenen Dichtungsmaßnahmen die Anforderungen erfüllen. Hierbei sind die Mindestanforderungen der DIN 1045-1:2001 [20] zur Begrenzung der Rissbreiten (dort Abschnitt 11.2.1) einzuhalten. Es wird hier darauf hingewiesen, dass inzwischen die Begrenzung der Rissbreiten nach Eurocode 2 [22], Abschnitt 11.2 erfolgt.

Die Elementbauweise ist nach [106] besonders vorteilhaft, wenn der Entwurfsgrundsatz a) zur Anwendung kommen soll. Dieser ist – anders als der Entwurfsgrundsatz b) – bei Beanspruchungsklasse 1 in Kombination mit der Nutzungsklasse A (z. B. Wohnraumnutzung) anwendbar. Für Elementwände mit abgedichteten Sollrissquerschnitten gilt nach Abschnitt 8.5.3 der WU-Richtlinie [106] der Nachweis der Trennrissfreiheit als erbracht, wenn die Sollrissquerschnitte oder Fugenabstände so gewählt

Tabelle 51. Empfohlene Mindestdicken von Elementwänden nach WU-Richtlinie [106]

Beanspruchungsklasse nach [106]		Wanddicke	Voraussetzung
Kurzbeschreibung			
1	Drückendes Wasser	24 cm	$(w/z)_{eq} \leq 0,55$ Größtkorn 16 mm
		28 cm ¹⁾	Abweichungen von den o. g. Voraussetzungen möglich
2	Bodenfeuchte	24 cm	–
		20 cm ¹⁾	nur bei besonderen beton- und ausführungstechnischen Maßnahmen möglich, z. B. Verwendung der Konsistenzklasse F6 oder SVB

¹⁾ Diese Werte mit den zugehörigen Anmerkungen ergeben sich aus den Erläuterungen [171]

werden, dass Risse infolge von Lasten und Zwang in den dazwischen liegenden Bereichen vermieden werden. Für den maximalen Abstand der Fugen bzw. für maximale Wandlängen wurden die Hinweise bereits in Abschnitt 5.4.1 gegeben. Für den Sollrissquerschnitt ist nach [106] eine Schwächung des Betonquerschnittes um mindestens 1/3 der Bauteildicke erforderlich. Wenn statisch nicht erforderlich, sollte keine Bewehrung durch den Sollrissquerschnitt geführt werden. Die vorgenannte Querschnittschwächung ergibt sich bei Elementwänden im Allgemeinen allein aus der sich im Fugenbereich ergebenden Reduzierung auf den Ortbetonquerschnitt. Bei Elementwanddicken über 30 cm kann zur Querschnittreduzierung die Anordnung von Dichtrohren oder Sollrisselementen, wie sie in [178] beschrieben werden, sinnvoll sein.

Bei der Nutzungsklasse B, in der temporärer Wasserdurchtritt vertretbar ist, kann auch bei drückendem Wasser (Beanspruchungsklasse 1) der Entwurfsgrundsatz b) gewählt werden. Die Trennrissbreiten werden dabei in Abhängigkeit vom Druckgefälle, welches dem Verhältnis aus Druckhöhe des Wassers zur Wanddicke entspricht, auf Rechenwerte zwischen 0,1 mm und 0,2 mm so begrenzt, dass nach einer Selbstheilung der Risse der Wasserdurchtritt stark reduziert wird. Dieses Konzept, welches bisher häufig im Ortbetonbau Anwendung fand und große Bewehrungsgrade erfordern kann, bietet sich bei der Elementbauweise nicht an, da mit der Ausführung von abgedichteten Sollrissstellen in Kombination mit ungerissenen Wandelementen eine wirtschaftliche und qualitativ hochwertige Lösung zur Verfügung steht. Trotzdem kann auch bei Einsatz von Elementwänden mit der Begrenzung von Trennrissbreiten gearbeitet werden, wenn durch die Randbedingungen dieser Ansatz sinnvoll wird. Von *Ebeling, Lohmeyer und Stegink* [179] wird der Bau eines Wasserbehälters beschrieben. Neben dem engen Terminplan und dem geringen Arbeitsraum sprach das statische System, welches hohe Beweh-

rungsgrade auch im Bereich der Stoßfugen erforderte, gegen die Ausführung von abgedichteten und unbewehrten Sollrissfugen. Es wurde daher von der üblichen Ausführung mit Fugenabdichtung abgewichen. Bei einer Druckwasserhöhe von ca. 2,7 m und einer Wanddicke von 30 cm errechnete sich ein Druckgefälle von 9. Nach [179] wurde eine Bewehrung zur Begrenzung der rechnerischen Rissbreite auf $w_{cal} = 0,1$ mm ermittelt, was gegenüber der maximalen Rissbreite von 0,2 mm für das vorgenannte Druckgefälle nach der WU-Richtlinie auf der sicheren Seite liegt. Bezogen auf den Ortbetonquerschnitt im Bereich der Fugen errechneten sich 6,7 cm²/m je Seite. Diese Bewehrung wurde im Bereich der Stoßfugen im Ortbeton angeordnet und mit der erforderlichen Übergreifungslänge ausgeführt. Die Fuge zwischen Bodenplatte und Wand wurde mit einem Fugenblech abgedichtet. Weitere Ausführungsdetails werden in [179] beschrieben.

In der WU-Richtlinie werden empfohlene Mindestdicken der Bauteile in Abhängigkeit von der Beanspruchungsklasse und der Ausführungsart angegeben. In Tabelle 51 sind diese Werte für Elementwände zusammengestellt und durch Zusatzregelungen ergänzt, welche sich aus den Erläuterungen [171] ergeben. Bei Ausnutzung der Mindestwanddicke von 24 cm sollte stets eine Anschlussmischung verwendet werden. Die Mindesteinbauhöhe entspricht der Wanddicke, jedoch mindestens 30 cm. Die Anschlussmischung sollte nach [170] ein Größtkorn von 8 mm aufweisen und der Konsistenzklasse F4 entsprechen oder weicher sein.

Zusätzlich zur Mindestwanddicke wird bei innenliegenden Fugenabdichtungen ein Mindestabstand zwischen den Fertigteileplatten und damit eine Mindestdicke für den Ortbetonquerschnitt gefordert. Bei einem Größtkorn von 8 mm gilt eine Mindestdicke von 12 cm. Bei einem Größtkorn von 16 mm bzw. 36 mm werden Ortbetondicken von mindestens 14 cm bzw. 18 cm gefordert. Diese Anforderungen können größere Wandstärken als nach Tabelle 51

erforderlich machen. Bei Fertigteilplattenstärken von 6 cm in Verbindung mit einer Ortbetonmischung unter Verwendung eines Größtkorns von 16 mm errechnet sich beispielsweise eine Mindestwanddicke von 26 cm. Es wird in diesem Zusammenhang darauf hingewiesen, dass die Ausführungsqualität bei innenliegender Abdichtung mit größerer Wanddicke ansteigt und in [170] ein Zwischenraum von mindestens 14 cm und eine Mindestwandstärke von 30 cm empfohlen wird.

Im Merkblatt [180] wird für eine hochwertige Nutzung von Untergeschossen die Nutzungsklasse A der WU-Richtlinie [106] weiter differenziert. Mit steigendem Anspruch an die Raumnutzung von einfach (A^*) über normal (A^{**}) bis anspruchsvoll (A^{***}) werden Maßnahmen zur Wärmedämmung und Lüftung der Räume festgelegt. Ergänzende Anforderungen an die Mindestdicke der Wände finden sich in [180] nicht. Andererseits sollte mit den Anforderungen an die Nutzung auch die Wahrscheinlichkeit steigen, die Wasserdurchlässigkeit zielsicher zu erreichen. Diese steigt auch mit der Ausführungsqualität der Abdichtungssysteme im Bereich der Wandfußpunkte und der Sollrissquerschnitte (Stoßfugen der Elementwände). Hier sind günstigere Randbedingungen bei dickeren Wänden mit größeren lichten Abständen der Fertigteilplatten gegeben. Vor diesem Hintergrund lassen sich die Empfehlungen von *Hohmann* [181] einordnen. Er empfiehlt bei Nutzungsklasse A eine Mindestwanddicke von 30 cm und bei Nutzungsklasse A^{***} von 35 cm.

5.4.3 Ausführung als WU-Konstruktion

Die zunehmende und erfolgreiche Ausführung von WU-Konstruktionen unter Einbeziehung von Elementwänden belegen Erfahrungsberichte [105, 182], nach denen auch größere Bauvorhaben bei Wasserständen bis 9 m ausgeführt wurden. Für alle WU-Konstruktionen gilt nach [170]: Je gründlicher die Planung der Konstruktion abläuft und je sorgfältiger die Ausführung der Arbeiten erfolgt, umso besser wird das zu erwartende Ergebnis. Hierzu sind auch die Hinweise von *Hohmann* [181, 183] zur Planung und Ausführung insbesondere der Fugen von Elementwänden im drückendem Grundwasser hilfreich.

Auch die WU-Richtlinie [106] selbst enthält in Abschnitt 11.2.2 spezielle Ausführungshinweise zur Herstellung, Anlieferung und Montage von Elementwandplatten und zum Einbau des Ortbetons. Danach müssen die Innenseiten der Elementwandplatten so beschaffen sein, dass der Verbund und eine hohlraumfreie Verbindung zwischen Kernbeton und den Elementwänden sichergestellt sind und sich damit ein monolithisch wirkendes Bauteil bei Vermeidung eines Wasserdurchtritts zwischen Kernbeton und Elementplatten ergibt. Hierzu ist eine vollflächige korbraue Verbundfläche erforder-

lich. Die mittlere Rautiefe R_t muss mindestens 0,9 mm betragen. Der Nachweis erfolgt nach dem in Abschnitt 3.2.3.4 beschriebenen Sandflächenverfahren. In der Bemessungsnorm Eurocode 2 [22, 23] wird für eine raue Fuge eine mittlere Rautiefe von $R_t = 1,5$ mm gefordert. Diese erhöhte Anforderung gilt nur für den Nachweis der Verbundfugentragfähigkeit bei Ansatz einer rauhen Fuge [184]. Unabhängig von der geregelten Anforderung wird zur Qualitätssteigerung der WU-Konstruktion an verschiedenen Stellen (z. B. [185, 186]) der höhere Wert empfohlen. Diese Rauigkeit kann nach [187] bei Anwendung von Beton mit steiferer Frischbetonkonsistenz auch ohne zusätzliche Aufrauung erreicht werden (vgl. Bild 76).

Die Elementwandplatten sind so zu montieren, dass sie nicht beschädigt werden. Wenn bei der Montage Risse entstehen, sind sie durch in der WU-Richtlinie festgelegte Dichtmaßnahmen zu schließen. Empfehlenswert ist nach [171] die Anlieferung der Elemente in vertikaler oder etwas geneigter Anordnung, um Biegebeanspruchungen, verbunden mit der Gefahr einer Rissbildung in den Fertigteilen bei Transport und Montage, weitgehend zu vermeiden.

Vor der Montage der Elementwände sind die Arbeitsfugen Bodenplatte / Wand von Verunreinigungen zu befreien und vorzunässen. Die Qualität der Arbeitsfugen ist auf die verwendete Fugenabdichtung abzustimmen, erforderlichenfalls ist eine ebene korbraue Oberfläche herzustellen. Für die Arbeitsfuge zwischen Bodenplatte und Wand wird sowohl für Ortbeton- als auch Elementwände als Regelausführung der Einbau einer Fugenabdichtung empfohlen. Hierfür stehen bei Anwendung von Elementwänden sowohl innenliegende als auch außen angeordnete System zur Verfügung. Hinweise und Empfehlungen können u. a. [170, 171, 178, 183] entnommen werden. Bei dünnen Elementwänden bieten sich eher außenliegende Systeme an, um benetzte Platzverhältnisse am Fußpunkt zu vermeiden. Der mögliche Verzicht auf Anschlussbewehrung nach Tabelle 48 schafft jedoch verbesserte Randbedingungen und sollte insbesondere bei innenliegenden Abdichtungen genutzt werden. Bei der Auswahl eines Dichtungssystems müssen nach der Empfehlung in [170] die gewählten Abdichtungen der vertikalen und horizontalen Fugen grundsätzlich ein geschlossenes System ergeben und daher einheitlich in einer Ebene liegen.

Die Elementwandplatten müssen im Bereich der Arbeitsfuge zwischen Bodenplatte und Wand mindestens 30 mm hoch aufgeständert werden. Dadurch wird nach [171] erreicht, dass der Kernbeton die Elementwandplatten unterläuft, sodass im Bereich der Fuge der volle Betonquerschnitt zur Verfügung steht. Nach [183] sollten besser 50 mm gewählt werden. Zum Aufständern der Elemente sollen keine

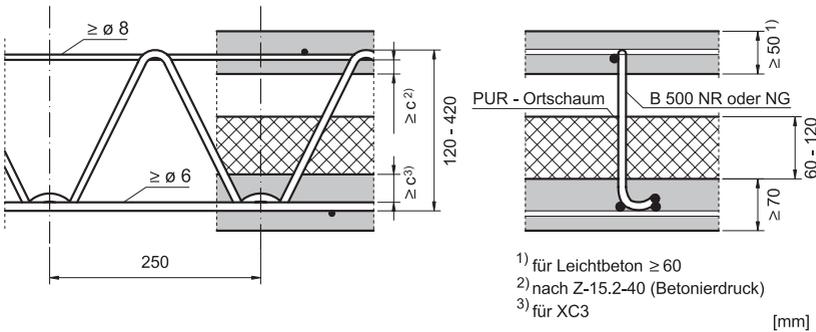


Bild 150. Kerngedämmte Elementwand nach [58]

Unterlagen aus Holz, sondern Elemente aus Faserzement verwendet werden [170, 183].

Grundsätzlich müssen Abstandhalter und Schalungsanker verwendet werden, welche die Wasserdurchlässigkeit des Bauwerkes örtlich nicht beeinträchtigen. In [171] wird hierzu ergänzt, dass Abstandhalter zur Sicherstellung der Gesamtwanddicke von Elementwänden und Schalungsanker mit einem Abdichtungselement, beispielsweise nach dem Prinzip der Wegverlängerung, ausgestattet sein sollten. Es wird an dieser Stelle ergänzend mitgeteilt, dass bei durchgehenden Distanzhaltern aus Metall auch zusätzliche Kunststoffabstandhalter an den Außenflächen als Abdichtungselement wirken und eine Wasserdurchdringung verhindern können. Gemessene Wassereindringtiefen zeigen allerdings eine Abhängigkeit von der Dimension der Abstandhalter und des verwendeten Betons.

Vor dem Einbau des Ortbetons sind die Innenflächen der Elementwände ausreichend lange vorzunässen. Die Oberflächentemperatur der Elementwände muss dabei über 0°C liegen. Zum Zeitpunkt des Betonierens müssen die Innenoberflächen und die Arbeitsfuge auf der Bodenplatte mattflecht sein.

Zum Einbringen des Kernbetons sind geeignete Geräte zu verwenden. Die freie Fallhöhe sollte nach [170] 50 cm nicht überschreiten. Nach [183] sind bei Einbauhöhen über 1,5 m Einbaurohre oder -schläuche zu verwenden. Der Durchmesser ist aufgrund des begrenzten Zwischenraums im Allgemeinen auf 10 cm begrenzt. Der Beton ist in gleichmäßigen in der Regel 50 cm hohen, waagerechten Lagen einzubringen, wobei der Beton im gesamten Betonierabschnitt bei sämtlichen Wänden stets gleichzeitig hochzuführen ist. Der Beton muss sorgfältig verdichtet werden. Der Einbau des Ortbetons hat nach den Regelungen der bauaufsichtlichen Zulassungen zu erfolgen. Die zulässige Betoniergeschwindigkeit ergibt sich nach Abschnitt 5.2 z. B. nach Bild 137.

5.5 Kerngedämmte Elementwände

5.5.1 System und Gitterträger

Fertigteile aus einer Trag- und einer Vorsatzschicht aus Stahlbeton mit einer dazwischen liegenden Wärmedämmschicht werden seit vielen Jahren ausgeführt. In solchen Sandwichtafeln sind nach Nationalem Anhang zum Eurocode 2 [23] ausschließlich bauaufsichtlich zugelassene korrosionsbeständige Werkstoffe für die Verbindung der einzelnen Schichten zu verwenden. Erste Ansätze, solche Sandwichelemente mit Gitterträgern als Verbindungselemente herzustellen, wurden z. B. 1998 von Orth [188] vorgestellt. Es wurden bereits die gleiche Produktionsmethode wie bei Elementwänden und der Einsatz von Gitterträgern mit Edelstahldiagonalen vorgeschlagen.

Eine Weiterentwicklung ist die Ausführung als Elementwand mit Ortbetonerfüllung. Bild 150 zeigt einen typischen Wandquerschnitt nach Zulassung [58]. Nach dieser Zulassung wird die Wärmedämmung aus PUR-Ortschaum auf die Innenseite der Außenschale der Wand aufgebracht. Die Gitterträgerdiagonalen durchdringen die Dämmung, ohne durch umgebenden Beton gegen Korrosion geschützt zu sein.

Die erste Version der vorgenannten Zulassung wurde bereits 1998 erteilt. Nach dieser frühen Zulassungsversion waren verschiedene Gitterträgertypen einsetzbar. Die Diagonalen der Gitterträger wurden aus Edelstahl gefertigt. Dabei war es möglich, wie von Schwarzkopf und Land [189] beschrieben, nur ein Teil der Diagonalen in Edelstahl auszuführen und andere Diagonalen aus normalem Stahl herzustellen, wenn diese im Endzustand statisch nicht erforderlich waren. In der Praxis wurde eine Diagonalenreihe in Edelstahl und eine in „schwarzem“ Stahl ausgeführt. Dieses wurde später als nicht vereinbar mit den erhöhten Anforderungen an die Dauerhaftigkeit angesehen. Das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) hat im Zuge der Zulassungsum-

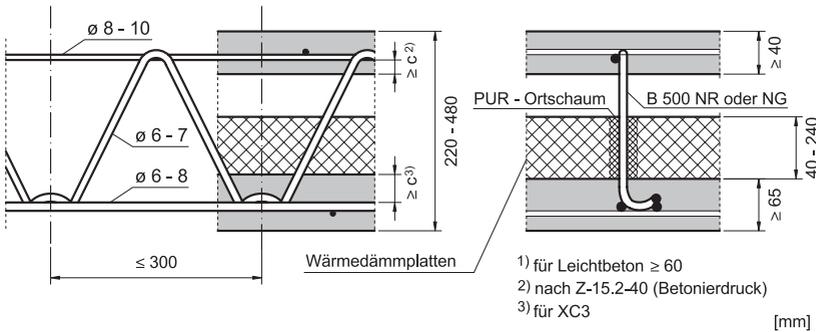


Bild 151. Aufbau einer kerngedämmten Elementwand nach [60]

stellung auf die neue DIN 1045-1:2001 [20] diese Möglichkeit nicht mehr zugelassen.

Aktuell liegen drei allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen [58–60] für kerngedämmte Elementwände vor. In allen Zulassungen ist der Einsatz der SE2-Gitterträger (vgl. Zeile 16 in Tabelle 1) mit Edelstahl diagonalen nach Zulassung [41] erlaubt. In [60] ist alternativ auch der KTE-Gitterträger (vgl. Zeile 12 in Tabelle 1) zugelassen. Bei beiden Gitterträgertypen ist nur eine Diagonalenreihe vorhanden. Durch diese Begrenzung der Edelstahlmenge ergibt sich ein wirtschaftlicher Vorteil gegenüber Standardgitterträgern mit zwei Diagonalenreihen. Außerdem durchdringen weniger Diagonalen die Wärmedämmung. Dadurch werden die Kältebrücken reduziert und größere Wärmedurchlasswiderstände erreicht. Bild 151 zeigt einen Wandaufbau nach [60]. In kerngedämmten Wänden dieser Zulassung und nach [59] sind auch Flachanker und Verbundnadeln zugelassen, wie sie auch in Sandwichelementen zum Einsatz kommen.

Für die Gitterträgerdiagonalen ist nach den drei genannten Zulassungen nicht rostender Betonstahl B500 NG mit glatter Oberfläche oder B500 NR mit gerippter Oberfläche zu verwenden. Die in den Fertigteileplatten einbetonierten Gurte der Gitterträger dürfen aus „schwarzem“ Betonstahl bestehen. Der verwendete Edelstahl für die Diagonalen muss mindestens der Korrosionswiderstandsklasse III nach der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für Erzeugnisse, Verbindungsmittel und Bauteile aus nicht rostenden Stählen entsprechen. Die Elementwand-Zulassung [59] bezieht sich noch auf die datierte Edelstahl-Zulassung aus dem Jahr 2009 bzw. 2011 [190], welche vier Korrosionswiderstandsklassen enthält. In der Edelstahl-Zulassung von 2014 [191] sind fünf Widerstandsklassen (I bis V) enthalten. Die Widerstandsklasse III ist in beiden Edelstahl-Zulassungen gleichermaßen enthalten. Eine typische Stahlsorte dieser Gruppe ist Edelstahl der Werkstoffnummer 1.4571. Die Klasse III wird ge-

fordert bei Außenbauteilen, bei denen Umgebungsluft Zutritt hat und die unzugänglich ist. Als unzugänglich werden nach [191] Konstruktionen eingestuft, deren Zustand nicht oder nur unter erschwerten Bedingungen kontrollierbar ist und die im Bedarfsfall nur mit sehr hohem Aufwand saniert werden können. Für z. B. witterungsgeschützte und zugängliche überdachte Konstruktionen im Außenbereich ist nach [191] die Korrosionswiderstandsklasse II ausreichend. Ein typischer Vertreter dieser Gruppe ist Edelstahl der Werkstoffnummer 1.4301. Bei hoher Chloridbeanspruchung (z. B. Spritzwasserbereich von Straßen mit Streusalz) oder hoher Belastung durch Schwefeldioxyde (z. B. Straßentunnel) werden Edelstähle der Widerstandsklassen IV bzw. V gefordert.

5.5.2 Konstruktion und Bemessung

Die kerngedämmten Elementwände nach den Zulassungen [58–60] dürfen als unbewehrte und bewehrte Keller- und Geschossaußenwände bei vorwiegend ruhenden Nutzlasten verwendet werden. Die Anwendung als WU-Konstruktion (vgl. Abschnitt 5.4) wird in den Zulassungen nicht ausdrücklich geregelt. Nach Auslegungen [184] zur WU-Richtlinie ist diese Anwendung möglich. Die Dicke von Ortbetonkern und Innenschale muss für die Beanspruchungsklassen 1 und 2 mindestens 200 mm betragen. Der lichte Abstand zwischen innenliegender Fertiglplatte und Dämmung muss die Anforderungen für der Ortbetondicke einer Elementwand ohne Kerndämmung entsprechen.

Für Planung, Bemessung, Ausführung und Überwachung gelten die Regelungen der jeweiligen Zulassung. Nachfolgend werden einige gemeinsame Grundzüge der Zulassungen dargelegt. Maßgebend bleibt die zugehörige Zulassung zum jeweiligen Bauprodukt.

Die Wandstärken der kerngedämmten Wände sind in den Zulassungen indirekt über die Gitterträgerhö-

hen festgelegt. Aufgrund der Gitterträgerhöhen sind Wandstärken von etwa 20 cm bis maximal 48 cm möglich (Bild 151). Die Wandaufbauten, für welche in Zulassungen Wärmedurchgangswiderstände festgelegt sind, beginnen ab 22 cm Dicke.

Für die Bemessung der Wand im Endzustand wird der aus Ortbeton und der inneren Fertigteilplatte zusammengesetzte Querschnitt als tragend angesehen werden. Die äußere Fertigteilplatte und die Wärmedämmschicht sind daran befestigt.

Soll bei Kelleraußen- und Erdgeschossaußenwänden von nicht unterkellerten Gebäuden die äußere Fertigplatte auf dem Fundament lagern, muss beim Einbau zwischen der Oberfläche der Decke und der Unterkante der Fertigplatte ein mindestens 3 cm breiter Zwischenraum zum einwandfreien Einbringen des Ortbetons verbleiben. Die dauerhafte horizontale Lagesicherung der äußeren Fertigplatte erfolgt dann durch die Gitterträgerdiagonalen aus nichtrostendem Stahl und bei Bedarf durch zusätzlich gleichmäßig über die Wand verteilte Verbundnadeln. Bei Geschosswänden werden das Eigengewicht der äußeren Fertigplatte und die darauf wirkenden Lasten aus Wind und Temperatur durch die Gitterträger selbst und eventuell zusätzlich erforderliche Flachanker und Verbundnadeln aufgenommen.

Die äußeren Fertigplatten für Geschosswände dürfen weder in Höhen- noch in Längsrichtung das Maß von 6 m überschreiten. Zwischen den Abschnitten der äußeren Fertigplatten und an Anschlussstellen zu anderen Bauteilen sind Dehnungsfugen anzuordnen, in denen die Temperaturdehnungen aufgenommen werden können.

Der Nachweis der Tragfähigkeit der Wände ist in jedem Einzelfall zu erbringen. Geprüfte Bemessungstabellen können verwendet werden. Bei der Bemessung der Wand darf so vorgegangen werden, als ob der Querschnitt aus Ortbeton und in der inneren Fertigteilplatte von Anfang an einheitlich hergestellt worden wäre. Damit gelten die gleichen Grundsätze wie für Elementwände ohne Kerndämmung.

Bei Geschosswänden und gegebenenfalls bei teilweise erdangeschütteten Kellerwänden ist die äußere Fertigteilplatte zur Aufnahme der Eigenlast der Platte, der Zwängung durch die Gitterträger bei Temperaturbeanspruchung und zur Aufnahme des Winddrucks und Windsogs zu bemessen. Die Temperaturbeanspruchung der Oberfläche im Sommer ist mit mindestens 65 °C und im Winter mit höchstens -20 °C anzunehmen. Der Temperaturgradient zwischen Innen- und Außenseite der Fertigplatte muss dabei mit mindestens 5 °C berücksichtigt werden. Weitere Randbedingungen ergeben sich aus den Zulassungen.

Die Fertigteilplatten müssen zur Aufnahme des Betonierdruckes bewehrt sein. Für den Nachweis des

Betonierzustandes gelten die Regelungen wie für Elementwände ohne Kerndämmung (vgl. Abschnitt 5.2). Dabei gilt die Zulassungen des eingesetzten Gitterträgers [41] bzw. [159].

Bemessungsansätze zu kerngedämmten Elementwänden und Bemessungsergebnisse hierzu wurden von *Gastmeyer* [192] vorgestellt. Danach muss die Stabilität der Gitterträgerdiagonalen unter der Plattentragwirkung der äußeren Fertigteilplatte und der Verbundtragwirkung der Wandkonstruktion in Vertikalrichtung sowie der Ermüdungswiderstand unter Wechselbiegebeanspruchung infolge der temperaturabhängigen Vorsatzschalenverformung rechtwinklig zur Gitterträgererebene nachgewiesen werden. Außerdem sind für die äußere Fertigteilplatte ein Tragsicherheitsnachweis und der Nachweis einer Rissbreitenbegrenzung zu führen.

Für bestimmte Systemparameter werden in [192] einzelne Bemessungsergebnisse zur Bemessung der Gitterträger und der Außenschale vorgestellt. Diese gelten für die SE2-Gitterträger [41] mit einem Knotenabstand von 25 cm. Die Zulassungen [59, 60] beinhalten diesen Trägertyp mit einem Knotenabstand bis zu 30 cm (vgl. Bild 151). Für Geschosswände mit Vorsatzschalendicke von 7 cm und Gitterträgerabständen von 62,5 cm werden in Abhängigkeit von der Wandhöhe erforderliche Diagonalendurchmesser angegeben [192]. Danach steigen für Wandhöhen von 3 m bis 6 m diese Durchmesser von 6 mm bis 9 mm an.

Für Kellerwände mit Gitterträgerabständen von 50 cm, einer Erddruckbelastung mit einem Erddruckbeiwert von 0,4 bei einer Bodeneigenlast von 20 kN/m³ und einer Nutzlast auf Geländeoberkante von 5 kN/m² sowie einer von oben auf die äußere Fertigteilplatte wirkenden Vertikallast von 5 kN/m wurden in [192] Diagonalendurchmesser von 5 mm bis 9 mm ermittelt. Die erforderlichen Durchmesser nehmen hier mit der Dämmschicht- bzw. Wanddicke und mit der Wandhöhe zu. Für Wandhöhen bis 2,5 m und Dämmschichtdicken von 60 mm sind Diagonalendurchmesser von 5 mm bzw. 6 mm ausreichend. Bei Wandhöhen von 3 m und Dämmschichtdicken von 120 mm werden Diagonalendurchmesser von 7 mm bzw. 9 mm erforderlich. Der jeweils größere Wert ergibt sich bei zusätzlicher Wandbelastung durch drückendes Wasser.

Die Rissbreiten in den äußeren Schalen können durch Bewehrung begrenzt werden. Zur Einhaltung maximaler Rissbreiten von 0,2 mm wurden erforderliche Bewehrungsquerschnitte in den äußeren Schalen von etwa 1,0 cm²/m bis 4,5 cm²/m ermittelt [192]. Der kleinere Wert gilt für Wandhöhe bis 3 m, der größere Wert für Wandhöhen bis 6 m.

Die maximal zulässigen Wandlängen für Anwendungen in Erd- und Obergeschossen sind abhängig vom Diagonalendurchmesser und der Dämm-

Tabelle 52. Maximale Wandlänge in Horizontalrichtung von kerngedämmten Elementwänden im Geschossbereich nach *Gastmeyer* [192]

Diagonalendurchmesser	Maximale Wandlängen in [m] bei Dämmschichtdicken von			
	60 mm	80 mm	100 mm	120 mm
5 mm	4,90	7,10	8,00	8,00
6 mm	4,20	6,00	7,80	8,00
7 mm	3,70	5,30	6,80	8,00
8 mm	3,30	4,70	6,00	7,80
9 mm	3,00	4,20	5,40	7,00

schichtdicke. Sie wurden für Fertigteilplattendicken von 7 cm berechnet. Die Wandlängen nach Tabelle 52 aus [192] gelten in Horizontalrichtung. Die rechnerisch möglichen Wandlängen liegen für dünne Diagonalendurchmesser und/oder dicken Dämmschichten über 6 m, was auf der Grundlage der geltenden Zulassung nicht ausgenutzt werden darf. Andererseits wird für dünne Diagonalen oder geringe Dämmschichtdicken die rechnerische Maximallänge durch die Bemessung auf Werte unter 6 m begrenzt. So errechnet sich beispielsweise für eine Dämmschichtdicke von 60 mm in Kombination mit einem Diagonalendurchmesser von 5 mm nach [192] eine Maximallänge von 4,90 m.

Die aktuellen Zulassungen [59, 60] ermöglichen ergänzend zu den Gitterträgern den Einsatz von Verbundnadeln und Tragankern. Bei der Bemessung dieser Wände sind die Zulassungsbedingungen dieser Elemente zu beachten.

5.5.3 Wärmedämmung und Wärmedurchlasswiderstände

Die Wärmedämmung der kerngedämmten Wände wird nach den verschiedenen Zulassungen [58–60] mit unterschiedlichen Dämmmaterialien erreicht. Für unterschiedliche Wandaufbauten ergeben sich unterschiedliche Wärmedurchlasswiderstände.

Nach Zulassung [58] erfolgt die Wärmedämmung durch eine Wärmedämmschicht aus Polyurethan-Ortschaum. Der Bemessungswert der Wärmeleitfähigkeit für den ausgewählten PUR-Ortschaum beträgt $\lambda = 0,030 \text{ W/(mK)}$. Der Ortschaum wird im Fertigteilwerk flächendeckend auf der Innenseite der Außenschale mit bestimmter Schichtdicke aufgebracht. Die Dämmung umschließt dabei die Gitterträgerdiagonalen. Für ausgewählte Wandaufbauten mit Wärmedämmschichten von 80 mm bis 120 mm sind in der Zulassung [58] Wärmedurchlasswiderstände angegeben. Diese berücksichtigen die Kältebrücken durch Edeldstahldiagonalen

mit Durchmesser 5 mm bei einem Gitterträgerabstand von 56 cm und einem Diagonalenraster in Gitterträgerlängsrichtung von 25 cm. Diese Wärmedurchgangswiderstände sind zusammen mit den Werten anderer Zulassungen in Tabelle 53 wiedergegeben.

Nach Zulassungen [59] und [60] werden Wärmedämmplatten aus genormten Wärmedämmstoffen wie expandiertem Polystyrol (EPS) oder extrudiertem Polystyrolschaum (XPS) eingesetzt. Die Bemessungswerte der Wärmeleitfähigkeiten der eingesetzten Platten liegen zwischen $\lambda = 0,040 \text{ W/(mK)}$ bis $\lambda = 0,024 \text{ W/(mK)}$. Die Hartschaumplatten werden werkseitig an der Innenseite der äußeren Fertigteilplatte in den verdichteten Frischbeton eingedrückt. Die Platten können entweder mit einem maximalen Fugenspalt 2 mm oder mit einem definierten Zwischenraum verlegt werden. Dieser Zwischenraum ergibt sich üblicherweise im Bereich der Gitterträgerdiagonalen nach Bild 151, beträgt zwischen 10 mm und 15 mm [60] bzw. 20 mm [59] und ist mit einem definierten PUR-Ortschaum auszuschaümen. Für bestimmte Wandaufbauten mit dieser Dämmung und Gitterträgerabständen von minimal 50 cm [60] bzw. 55 cm [59] und Diagonalenabstand in Gitterträgerlängsrichtung von 30 cm werden in den Zulassungen Wärmedurchlasswiderstände angegeben. Diese Werte sind in Tabelle 53 für die in den Zulassungen genannten Diagonalendurchmesser wiedergegeben. Die Wärmedurchlasswiderstände der kerngedämmten Elementwände können danach zwischen $R = 0,94 \text{ m}^2\text{K/W}$ für Bauteile mit geringer Dämmung und $R = 7,7 \text{ m}^2\text{K/W}$ für hochgedämmte Bauteile liegen. Die entsprechenden Wärmedurchgangskoeffizienten liegen zwischen $U = 1,06 \text{ W/m}^2\text{K}$ und $U = 0,13 \text{ W/m}^2\text{K}$.

6 Sonderkonstruktionen

Elementdecken, Balkendecken und Elementwände mit Gitterträgern sind seit Jahrzehnten bewährte Bauteile. Die Anwendung von Gitterträgern im konstruktiven Betonbau ist jedoch nicht auf diese Bauteile begrenzt. Eine umfassende Beschreibung weiterer Anwendungen von Gitterträgern würde den Rahmen dieser Ausarbeitung sprengen. Es soll daher an dieser Stelle auf den Beitrag im Beton-Kalender 2009 [2] hingewiesen werden. Dort werden verschiedene Deckenelemente beschrieben, welche im Querschnitt dem Aufbau von Elementwänden oder kerngedämmten Elementwänden ähneln. Auch Dach- und Deckenbauteile mit einer Tragwirkung ähnlich der von Elementdecken im Montagezustand werden dort erläutert. Ergänzend wird die Kombination von vorgefertigten Bauteilen mit Stahlfaser-aufbeton aufgezeigt.

Gitterträger werden zudem eingesetzt in Stahlverbunddecken mit Blechen als integrierte Schalung.

Tabelle 53. Wärmedurchlasswiderstände R für kerngedämmte Elementwände nach bauaufsichtlichen Zulassungen

Wanddicke ¹⁾	Dämmstärke	[60]		[59]			[58]	[60]		
		Wärmeleitfähigkeit λ (W/mK)								
		0,04		0,035			0,03		0,024	
		Diagonalendurchmesser								
		6 mm		5 mm ²⁾	5 mm ³⁾	7 mm	5 mm	6 mm		
		Wärmedurchlasswiderstand R (m ² K/W)								
220 mm	40 mm	0,94	1,0	1,10	1,05	1,00		1,2	1,5	
260 mm	80 mm	1,8	2,0	2,15	2,00	1,85		2,3	2,9	
300 mm							2,53			
280 mm	100 mm			2,65	2,45	2,25				
300 mm							3,13			
300 mm	120 mm	2,6	3,0					3,5	4,2	
365 mm							3,75			
340 mm	160 mm	3,5	3,9					4,5	5,6	
380 mm	200 mm		4,8						6,7	
420 mm	240 mm		5,7						7,7	

¹⁾ Die Angaben gelten für den jeweils in der Zulassung angegebenen Wandaufbau.

²⁾ ohne Fuge

³⁾ mit 2 mm Fuge

Sie werden im Ortbetonbau als Bewehrungs- und Rüstungselement eingesetzt. In Kombination mit Spritzbeton werden Gitterträger in unterschiedlichen Varianten auch im Tunnelbau verwendet. Gitterträger finden Anwendung in Betonstraßen sowie in Bahnschwellen für feste Fahrbahnen.

7 Zusammenfassung

Gitterträger aus Betonstahl werden als Bewehrungselemente in Ortbetonkonstruktionen und insbesondere in Fertigteilen eingesetzt und dienen für letztgenannte auch als tragende Struktur im Montagezustand. Typisch für den Einsatz von Gitterträgern ist die Kombination von Fertigteilen mit Ortbeton. Gitterträger sichern in diesen Verbundkonstruktionen auch den Verbund der Betonierabschnitte und deren gemeinsame monolithische Tragwirkung.

Im Beitrag wird die vor etwa 70 Jahren beginnende Entwicklung von der Balkendecke mit Gitterträgern hin zur Elementdecke beschrieben. Heutige Anwendungen von Elementdecken mit Ortbetonabschicht in zweiachsig gespannten Flachdecken mit speziellen Durchstanzbewehrungen basieren auf der Grundlage vorgestellter Untersuchungen. Für Balken- und Elementdecken werden die aktuellen Bemessungsregeln erläutert, auf deren Grundlage auch Bemessungs-

stabellen zur Verfügung gestellt werden. Die Konstruktion von Elementwänden in Massivbauart und Anwendungsbedingungen von kerngedämmten Wänden werden beschrieben.

Die Elementbauweise wird trotz jahrzehntelanger Anwendung und weiter Verbreitung immer noch über allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen geregelt. Die Einführung der Betonstahlnorm DIN 488 mit geregelten Eigenschaften für Gitterträger und auch die Einführung von europäischen Produktnormen für Fertigteile mit Gitterträgern haben daran bisher nichts geändert.

Abweichungen der Bemessungsnorm Eurocode 2 von der früheren DIN 1045-1 hatten auch Einfluss auf die Bemessung der Verbundbauteile mit Gitterträgern. Die in Zulassungen erfolgten Änderungen zur Bemessung waren häufig allein der Anpassung an europäisch abgestimmte Regelungen und weder einem offenbarem Sicherheitsdefizit noch einem entdeckten Optimierungspotenzial geschuldet. Vor diesem Hintergrund war es Anliegen der Autoren, neben der Ausarbeitung von Bemessungshilfen auch Hintergrundinformationen zu geben sowie Vergleiche mit früheren Regelungen anzustellen. Ergänzend hierzu gehen einzelne Hinweise zu Elementbauteilen mit Gitterträgern über genormte oder zugelassene Anwendungen hinaus.

8 Literatur

- [1] von Weiler, W.: Erfolgsgeschichte am Beispiel der Filigran-Trägersysteme. Betonwerk + Fertigteiltechnik (1999), Heft 12, S. 58–63.
- [2] Furche, J.; Bauermeister, U.: Elementbauweise mit Gitterträgern. Beton-Kalender 2009 Konstruktiver Hochbau – Aktuelle Massivbaunormen, S. 337–498. Ernst & Sohn, Berlin, 2009.
- [3] Furche, J.; Bauermeister, U.: Flachdecken in Elementbauweise mit Gitterträgern. Hinweise zur Anwendung nach Eurocode 2. Herrn Professor Dr.-Ing. Josef Hegger zu seinem 60. Geburtstag gewidmet. Beton- und Stahlbetonbau (2014), Heft 11, S. 783–792.
- [4] von Weiler, W.: 40 Jahre Filigran – 25 Jahre Filigran-Elemente. Die Entwicklung der Halbfertigteilbauweise. In: Kongress Dokumentation, Filigran Eigenverlag, 1989.
- [5] Schwarzkopf, M.; Land, H.: Erfolgsgeschichte am Beispiel Kaiser-Omnia. Betonwerk + Fertigteiltechnik (1999), Heft 12.
- [6] Bayerisches Staatsministerium des Innern: Zulassungsbescheid Nr. IVB5-9129 D 533 für die Voger-Ziegeldecke, 19. November 1956.
- [7] Bayerisches Staatsministerium des Innern: Zulassungsbescheid Nr. IVB6-9150/4-204 Filigran-Ziegeldecke, 1. August 1967.
- [8] Bayerisches Staatsministerium des Innern: Zulassungsbescheid Nr. IVB5-9129 D 345 S-Keller Decke, 24. August 1957.
- [9] Institut für Bautechnik (IfBt): Zulassungsbescheid Z-4.1-32 Filigran-D-Gitterträger für Balken-, Rippen- und Plattenbalkendecken mit Betonfußleisen oder Fertigplatten, 2. Januar 1979.
- [10] DIN 4158:1978-05: Zwischenbauteile aus Beton für Stahlbeton- und Spannbetondecken. Beuth Verlag, Köln und Berlin, Mai 1978.
- [11] DIN 4159:1999-10: Ziegel für Decken und Vergrüftafeln statisch mitwirkend. Beuth Verlag, Berlin, Oktober 1999.
- [12] DIN 4160:2000-04: Ziegel für Decken statisch nicht mitwirkend. Beuth Verlag, Berlin, April 2000.
- [13] Bayerisches Staatsministerium des Innern: Zulassungsbescheid Nr. IV B5-9150/4-202 Filigran-Rippendecke, 23. November 1960.
- [14] Institut für Bautechnik (IfBt): Zulassungsbescheid 1/2-1.4.1-7/74 Filigran-S-Gitterträger für Rippen- oder Plattenbalkendecken mit Holzfußleiste, 1. Januar 1974.
- [15] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-146 für Filigran-S-Gitterträger für Rippen- oder Plattenbalkendecken mit Holzfußleiste, 18. Dezember 1998.
- [16] Bayerisches Staatsministerium des Innern: Zulassungsbescheid Nr. IV B5-9150/4-106 Filigran-Elementdecke, 9. Juli 1965.
- [17] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-4.1-22 Filigran-D-Gitterträger für Fertigteilplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht, 10. Mai 1978.
- [18] DIN 1045:1978-12: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. Beuth Verlag, Berlin, Dezember 1978.
- [19] DIN 1045:1988-07: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. Beuth Verlag, Berlin, Juli 1988.
- [20] DIN 1045-1:2001-07: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag, Berlin, Juli 2001.
- [21] DIN 1045-1:2008-06: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Beuth Verlag, Berlin, Juni 2008.
- [22] DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004-AC:2010. Beuth Verlag, Berlin, Januar 2011.
- [23] DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau. Beuth Verlag, Berlin, April 2013.
- [24] Bayerisches Staatsministerium des Innern: Zulassungsbescheid Nr. IV B5-9150/4-416 Filigran-Elementdecke, 24. Mai 1967.
- [25] Manleitner, S.: Zulassungsbestimmungen für biegesteife Bewehrung (Gitterträger) zur Verwendung in Stahlbetondecken (Teil 1, 2/1974 S. 37–44 und Teil 2, 5/1975 S. 129–133), DIBt Mitteilungen, 1974, 1975.
- [26] Institut für Bautechnik (IfBt): Zulassungsbescheid Z-4.1-25 Filigran-DS-Gitterträger als biegesteife Bewehrung für Spaltenböden, 6. Februar 1978.
- [27] Institut für Bautechnik (IfBt): Entwurf Zulassungsrichtlinien für biegesteife Bewehrungen (Gitterträger) zur Verwendung in Stahlbetondecken unter Berücksichtigung von DIN 1045, Ausgabe 1978, Januar 1980.
- [28] Bayerisches Staatsministerium des Innern: Zulassungsbescheid Nr. IV B6-9150/5-19 Filigran-Elementwand, 29. Juli 1971.
- [29] Keller, K.: Vorrichtung zum Herstellen von Gitterträgern. Auslegeschrift 2349732, Deutsches Patentamt, 3. Oktober 1973.
- [30] Keller, S.: Als Deckenträger verwendbarer und in einem Arbeitsgang hergestellter Gitterträger sowie Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung dieses Gitterträgers, Schweizer Patentschrift Nr. 335837 vom 8.3.1955, Priorität: Deutschland 16.3.1954.
- [31] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-148 Filigran-D-Gitterträger, Filigran-DH-Gitterträger, Filigran-E-Gitterträger und Filigran-EH-Gitterträger für Balken-, Rippen- und Plattenbalkendecken mit Betonfußleisten oder Fertigplatten, 18. Dezember 2013.
- [32] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-147 Filigran-E-Gitterträger und Filigran-EV-Gitterträger für

- Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbeton-schicht, 1. Januar 2015.
- [33] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-93 Filigran-EQ-Gitterträger für Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbeton-schicht, 16. Juni 2014.
- [34] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-38 Kaiser-Omnia-Träger KTS für Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbeton-schicht, 7. Februar 2014.
- [35] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-303 Gitterträger St 2005 für Fertigdecken nach Eurocode 2, 24. Oktober 2013.
- [36] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-262 ALD-Gitterträger für Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbeton-schicht, 1. März 2013.
- [37] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-142 Inter-sig-Gitterträger für Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbeton-schicht, 1. Juni 2014.
- [38] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-289 Kaiser-Omnia-Träger KTP als Verbund-, Querkraft- und Durchstanzgitterträger, 27. Januar 2014.
- [39] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Europäische Technische Zulassung ETA-13/0521 Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II, 13. Juni 2013.
- [40] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-143 Inter-sig-EQ-Gitterträger, 25. November 2013.
- [41] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.2-40 Filigran-D-Gitterträger und/oder Filigran-E-Gitterträger und/oder Filigran-EW-Gitterträger und/oder Filigran-SE-Gitterträger und/oder Filigran-SE2-Gitterträger und/oder Filigran-SWE-Gitterträger und Filigran, 20. März 2014.
- [42] DIN 488-1:1984-09: Betonstahl – Teil 1: Sorten, Eigenschaften, Kennzeichnung. Beuth Verlag, Berlin, 1984.
- [43] DIN 488-1:2009-08: Betonstahl – Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung. Beuth Verlag, Berlin, 2009.
- [44] DIN 488-2:2009-08: Betonstahl – Teil 2: Betonstabstahl. Beuth Verlag, Berlin, 2009.
- [45] DIN 488-3:2009-08: Betonstahl – Teil 3: Betonstahl in Ringen, Bewehrungsdraht. Beuth Verlag, 2009.
- [46] DIN 488-4:2009-08: Betonstahl – Teil 4: Betonstahlmatten. Beuth Verlag, Berlin, 2009.
- [47] DIN 488-5:2009-08: Betonstahl – Teil 5: Gitterträger. Beuth Verlag, Berlin, 2009.
- [48] DIN 488-6:2010-01: Betonstahl – Teil 6: Übereinstimmungsnachweis. Beuth Verlag, Berlin, 2010.
- [49] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-2 SÜBA-Massivdach, 30. Oktober 2000.
- [50] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-4.1-140 Filigran-S-Gitterträger, Filigran-SE-Gitterträger und Filigran-SQ-Träger für Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbeton-schicht, 4. Januar 1989.
- [51] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-145 Filigran-S-Gitterträger und Filigran-SE-Gitterträger für Balken-, Rippen- und Plattenbalkendecken mit Betonfußleisten oder Fertigplatten, 18. Dezember 2013.
- [52] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-136 Kaiser-Omnia-Träger KT 100 für Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbeton-schicht (MONTA-QUICK-Fertigplatten), 19. Februar 2014.
- [53] Institut für Stahlbetonbewehrung e.V. ISB: Gewichtstabellen für Gitterträger. Zur Anwendung nach DIN 1045-1, www.isb-ev.de, April 2011.
- [54] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-1 Kaiser-Gitterträger KT 800 für Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbeton-schicht, 20. März 2014.
- [55] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-90 Filigran-D-Gitterträger für Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbeton-schicht, 1. Januar 2015.
- [56] DIN 1045-4:2012-02: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 4 Ergänzende Regeln für die Herstellung und Konformität von Fertigteilen. Beuth Verlag, Berlin, 2012.
- [57] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Bauregelliste A, Bauregelliste B und Liste C, Ausgabe 2014/2, STB-Sammlung Bauaufsichtlich eingeführte Technische Baubestimmungen, Dezember 2014.
- [58] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.2-140 ISO-TWIN-Wand. Wärmedämmte Keller- und Geschossaußenwände mit Gitterträgern, 25. November 2013.
- [59] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.2-259 HÖGERLE-SUPERDÄMMWAND, 31. Januar 2014.
- [60] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.2-162 SYSPRO-PART-THERMO-WÄNDE, 26. März 2014.
- [61] DIN EN 13369:2004-09: Allgemeine Regeln für Betonfertigteile; Deutsche Fassung EN 13369:2004 und DIN EN 13369/A1:2006 und DIN EN 13369 Berichtigungen zu DIN EN 13369:2004; Deutsche Fassung EN 13369:2004/AC:2006. Beuth Verlag, Berlin, 2007.
- [62] DIN V 20000-120:2006-04: Anwendung von Bauprodukten in Bauwerken – Teil 120: Anwendungsregeln zu DIN EN 13369:2004-09. Beuth Verlag, Berlin, 2006.
- [63] DIN EN 13747:2010-08: Betonfertigteile – Deckenplatten mit Ortbetonergänzung; Deutsche Fassung EN 13747:2005 + A2:2010. Beuth Verlag, Berlin, 2010.

- [64] DIN EN 14992:2012-09: Betonfertigteile – Wandelemente; Deutsche Fassung EN 14992: 2007+A1:2012. Beuth Verlag, Berlin, 2012.
- [65] DIN EN 15037-1:2008-07: Betonfertigteile – Balkendecken mit Zwischenbauteilen - Teil 1 Balken; Deutsche Fassung EN 15037-1:2008. Beuth Verlag, Berlin, 2008.
- [66] Furche, J.: Elementdecken im Montagezustand, Sachstand und rechnerische Erfassung. FI-Bericht Nr. E21/01-92/1, interner Bericht Filigran Trägersysteme, 5. Oktober 1992.
- [67] Müller, K. F.; Schrub, W.: Ermittlung der aufnehmbaren Biegemomente und Querkräfte an Filigran-Elementplatten im Montagezustand. Untersuchungsbericht Nr. 720/Sr/Lo der Materialprüfanstalt für das Bauwesen, TU München, 2. April 1981.
- [68] Manleitner, S.: Bauaufsichtliche Zulassungen für Elementdecken und -wände, Gitterträger. VDI Berichte 840. Betonverbund, Kraftschlüssige Ergänzung von Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktionen (Tagung Nürnberg), VDI Verlag Düsseldorf, 16./17. Oktober 1990.
- [69] Zelger, C.: Zulässige Schnittkräfte im Montagezustand. Gutachtliche Stellungnahme zum Filigran-D-Gitterträger mit dickem Obergurt, 20. Mai 1981.
- [70] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Heft 400 Erläuterungen zu DIN 1045 Beton- und Stahlbetonbau, Ausgabe 07.08. Beuth Verlag, Berlin, 1989.
- [71] Bertram, G.; Furche, J.; Hegger J.; Bauermeister, U.: Zulässige Montagestützweiten von Elementdecken mit verstärkten Gitterträgern. Beton- und Stahlbetonbau (2011), Heft 8.
- [72] Furche, J.; Bauermeister, U.: Große Montagestützweiten durch verstärkte Gitterträger. Betonwerk + Fertigerteiltechnik (2011), Heft 8.
- [73] Furche, J.: Montagestützweiten von Elementdecken bei Einsatz verstärkter Filigran-Gitterträger. In: Betonbau im Wandel, S. 59–80, Holschemacher, K. (Hrsg.), Bauwerk, Berlin, 2009.
- [74] Willers, K.; Hemmy, O.: Erstellung von Montagestützweitentabellen für Gitterträgerplatten auf der Basis der DIN EN 13747. Auftrag 11636/12, KDF Beratende Ingenieure im Bauwesen VBI, 10. September 2013.
- [75] Hayessen, H.: Versuchsbericht, Filigranelemente im Montagezustand. Aufnehmbare negative Momente, Filigran Trägersysteme (Interner Bericht), 26. Februar 1992.
- [76] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-242 M&A Massivdach, 8. Mai 2006.
- [77] Schießl, P.: Gutachterliche Stellungnahme zum Stoßen von Gitterträger-Obergurten mittels Stumpfstoß durch Abtrennstumpfschweißen (RA)-05/52, Ingenieurbüro Prof. Schießl, München, 8. März 2005.
- [78] Alfes, C.; Schießl, P.: Überlappstoß von Gitterträger-Obergurten in Elementdecken. Betonwerk + Fertigerteiltechnik (2007), Heft 2, S. 104–107.
- [79] Schießl, P.: Montaquick – Entwicklung und Anwendung einer montagesteifen Fertigplatte (Teil 1 und 2). Betonwerk + Fertigerteiltechnik (1981), Heft 4 und 5.
- [80] Furche, J.: Filigran-Decken mit großen Montagestützweiten. Tagungsband Filigran-Kongress Paris 9.–12.3.1995, 1995.
- [81] Weiße, D.: Höckerdecken nach DIN 1045-1. In: Betonbau im Wandel, S. 35–57, Holschemacher, K. (Hrsg.), Berlin, Bauwerk, 2009.
- [82] Droese, S.; Heumann G.; Empelmann, M.: Ein neuartiger Träger für Elementplatten mit großer Montagestützweite. In: Beton + Fertigerteil Jahrbuch 2007, Bauverlag, Gütersloh, 2006.
- [83] Rojek, R.; Keller, T.: Stegverbundplatten. Innovative Fertigerteile für Hochbaudecken. Betonwerk + Fertigerteiltechnik (2004), Heft 6, S. 34–43.
- [84] Golz; Steinwede: Bauteilversuche an Filigran-Halbfertigerteilelementen aus Stahlbeton, Prüfzeugnis Nr. 488/94-Go/Wz. Amtliche Materialprüfanstalt für das Bauwesen beim Institut für Baustoffkunde der Universität Hannover, 1994.
- [85] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Heft 240 Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. Beuth Verlag, Berlin, 1991.
- [86] Schießl, P.; Kutsch, W.: Nachweis der Drillsteifigkeit von vorgefertigten Plattendecken mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht, IBS-Forschungsbericht Nr. ME-671/79, 8. November 1979.
- [87] Schießl, P.: Drillsteifigkeit von Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht. Beton- und Stahlbetonbau (1996), Heft 3, S. 62–67, Heft 4, 86–89.
- [88] Gröning, M.: Zum Tragverhalten von Stahlbetonfertigerteilen mit Ortbetonerhöhungen – Dreidimensionale Modellierung, numerische Simulation und experimentelle Untersuchung. Dissertation TU Kaiserslautern, Kaiserslautern, 2012.
- [89] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Heft 599 Bewehren nach Eurocode 2, Beuth, Berlin, 2013.
- [90] Bechert, H.; Furche, J.: Bemessung von Elementdecken mit der Methode der Finite-Elemente. Betonwerk + Fertigerteiltechnik (1993), Heft 5, S. 47–51.
- [91] Bechert, H.: Anwendung von FEM-Berechnungsergebnisse auf die Bemessung von Filigran-Element-Decken mit Ortbeton-Ergänzung. Gutachten G/91 12B, 2. März 1992.
- [92] Goldberg, G.; Schmitz, M.; Land, H.: Zweiachsige Lastabtragung bei Elementdecken. Betonwerk + Fertigerteiltechnik (1993), Heft 7, S. 86–89.
- [93] Curbach, M.; Brückner, A.: FEM-Studie über Durchbiegung und Tragverhalten von Flachdecken aus Elementplatten. Zwischenberichte vom 24. Juli 2002 und 18. Dezember 2003 und Abschlussbericht vom Juli 2004, 2004.

- [94] Curbach, M.; Brückner, A.: Einfluss der Elementfugen auf die Durchbiegung von Flachdecken. Beton- und Stahlbetonbau(2006), Heft 3, S. 132–136.
- [95] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Heft 600 Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2), Beuth, Berlin, 2012.
- [96] Beutel, R.; Furche, J.; Hegger, J.; Häusler, F.: Zur Momentenumlagerung in Elementdecken mit Gitterträgern. Beton- und Stahlbetonbau (2006), Heft 12, S. 985–992.
- [97] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Heft 525 Erläuterungen zu DIN 1045-1, Beuth Verlag, Berlin, 2003.
- [98] Schäfer, H.-G.; Schmidt-Kehle, W.: Schubdeckung und Fugenverbund bei nachträglich durch Ortbeton ergänzten Fertigplatten und Balken. Beton- und Stahlbetonbau (1995), Heft 2, S. 49–53.
- [99] Tillmann, M.: Die Geschichte der Verbundfuge. In: Beton + Fertigteil Jahrbuch 2008. Bauverlag, Gütersloh, 2007.
- [100] Daschner, F.: Versuche zur notwendigen Schubbewehrung zwischen Betonfertigteilen und Ortbeton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 372, Beuth Verlag, Berlin, 1968.
- [101] Rاندl, N.; Zilch, K.; Müller, A.: Bemessung nachträglich ergänzter Betonbauteile mit längsbeanspruchter Fuge – Vergleichende Beurteilung aktueller Konzepte für die Baupraxis. Beton- und Stahlbetonbau (2008), Heft 7, S. 482–497.
- [102] Zilch, K.; Müller, A.: Querkrafttragfähigkeit von Elementdecken mit Gitterträgern. Forschungsbericht der TU München, Institut für Baustoffe und Konstruktion, Lehrstuhl für Massivbau, München, 2007.
- [103] Zilch, K.; Lenz, P.: Vorgespannte Bauteile, nachträglich ergänzte Querschnitte. In: Gemeinschaftstagung Eurocode 2 für Deutschland, S. 77–92. Beuth, Ernst & Sohn, Berlin, 2010.
- [104] Schäfer, H.-G.; Block, K.; Drell, R.: Oberflächenrauheit und Haftverbund. DAfStb Heft 456, S. 75–94. Beuth Verlag, Berlin, 1996.
- [105] Alfes, C.: Weiße Wannen mit Elementwänden – Erfahrungsbericht mit ausgeführten Beispielen. Broschüre Betonbauteile mit Gitterträgern. Fachvereinigung Betonbauteile mit Gitterträgern e. V. Großburgwedel, Oktober 2006.
- [106] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): DAfStb-Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie), Ausgabe 11/2003 mit Berichtigung von 2006. Beuth Verlag, Berlin, 2003.
- [107] Furche, J.; Klug, Y.: Gitterträger als Querkraft- und Verbundbewehrung. In: Neue Normen und Werkstoffe im Betonbau. Bauwerk Verlag, Berlin, 2011.
- [108] Zilch, K.; Lenz, P.; Müller, A.: Einfluss einer zum Auflager hin fallenden Verbundbewehrung auf die Schubkraftübertragung in Fugen. Forschungsbericht gefördert durch die Fachvereinigung mit Gitterträgern e. V. TU München, Institut für Baustoffe und Konstruktion, Lehrstuhl Massivbau, München, 2008.
- [109] Furche, J.: Verbundbauteile mit Gitterträgern nach Eurocode 2. In: Betonbauteile nach Eurocode 2. Bauwerk, Beuth Verlag, Berlin, 2013.
- [110] Beutel, R.; Hegger, J.; Doser, H.-P.; Guisa, W.: Umstellung der Zulassungs-Bemessungsregeln für Gitterträger von DIN 1045(88) auf DIN 1045-1. Gutachten G03-41 vom 22. Mai 2004 für das Deutsche Institut für Bautechnik. Hegger & Partner, Aachen, 2004.
- [111] Leonhardt, F.: Das Bewehren von Stahlbetontragwerken. Beton-Kalender 1979, S. 613–776. Ernst & Sohn, Berlin, 1979.
- [112] Bechert, H.: Element-Gitterträgerdecke mit Einbindung an die Ortbetonergänzung durch aufgekröpfte schlaaffe Bewehrung. Gutachten an Reymann Technik, Hockenheim, 16.7.1990.
- [113] Behrendt: Element-Gitterträgerdecken mit Einbindung an die Ortbetonergänzung durch aufgekröpfte Bewehrung. Schreiben an Filigran Trägersysteme, Getretsdorf, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 1. Juli 1991.
- [114] Fehling, E.; Röder, F.-K.: Niedrige Stahlbetonkonsolen und Aufhängebewehrung mit Gitterträgern. Betonwerk + Fertigteiltechnik (2002), Heft 2, S. 78–80.
- [115] Steinle, A.; Rostasy, F.S.: Zum Tragverhalten ausgeklinkter Trägerenden. Betonwerk + Fertigteiltechnik (1975), Heft 6, S. 270–277 und Heft 7, S. 337–341.
- [116] Leonhardt, F.; Mönnig, E.: Vorlesungen über Massivbau. Dritter Teil: Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau. Springer Verlag, Berlin, 1977.
- [117] Reineck, K.-H.: Modellierung der D-Bereiche von Fertigteilen. Beton-Kalender 2005, Teil 2, S. 241–296. Ernst & Sohn, Berlin, 2005.
- [118] Fingerloos, F.; Stenzel, G.: Konstruktion und Bemessung von Details nach DIN 1045. Beton-Kalender 2007, Teil 2, S. 323–374. Ernst & Sohn, Berlin, 2007.
- [119] Graubner, C.-A.; Hausmann, G.; Karasek, J.: Bemessung von Betonfertigteilen nach DIN 1045-1. Beton-Kalender 2005, Teil 2, S. 297–374. Ernst & Sohn, Berlin, 2005.
- [120] Mönnig, F.: Konstruktionshinweise für das Bauen mit Elementdecken. In: Beton + Fertigteil Jahrbuch 1995, S. 233–244. Bauverlag, Wiesbaden, 1995.
- [121] Schießl, P.: Gutachterliche Stellungnahme zur Tragstoßausbildung in Teifertigdecken. B 2202, BDB-Fachgruppe Betonbauteile mit Gitterträgern, 16. Oktober 1997.
- [122] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Heft 300 Erläuterungen der Bewehrungsrichtlinien DIN 1045, Abschnitt 18, Ausg. 12/78. Ernst & Sohn, Berlin, 1979.
- [123] Land, H.: Teifertigdecken nach DIN 1045-1: Wichtige Punkte der Bemessung und Konstruktion. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), Heft 1, S. 11–17.

- [124] Eligehausen, R.: DAfStb Heft 301. Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Enden. Ernst & Sohn, Berlin, 1997.
- [125] Hegger, J.; Walraven, J.C.; Häusler, F.: Zum Durchstanzen von Flachdecken nach Eurocode 2. Beton- und Stahlbetonbau (2010), Heft 4, S. 206–215.
- [126] Ricker, M.; Häusler, F.: Europäische Bemessungsregeln für Doppelkopfkanker als Durchstanzbewehrung. Beton- und Stahlbetonbau (2014), Heft 1, S. 30–42.
- [127] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Europäische Technische Zulassung ETA-12/0454 Halfen HDB Dübelleiste: Doppelkopfkanker als Durchstanzbewehrung. Berlin, Dezember 2012.
- [128] Siburg, C.; Häusler, F.; Hegger, J.: Durchstanzen von Flachdecken nach NA(D) zu Eurocode 2. Bauingenieur (2012), Heft 5, S. 216–225.
- [129] Furche, J.: Elementdecken im Durchstanzbereich von Flachdecken. Betonwerk + Fertigteiltechnik (1997), Heft 6, S. 96–104.
- [130] Eligehausen, R.; Vocke, H.; Clauss, A.; Furche, J., Bauermeister, U.: Neue Durchstanzbewehrung für Elementdecken. Beton- und Stahlbetonbau (2003), Heft 6, S. 334–344.
- [131] Furche, J.: Durchstanzbewehrung in Elementdecken. In: Neue Perspektiven im Betonbau, S. 141–175. Bauwerk Verlag, Berlin, 2003.
- [132] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Zulassung Z-15.1-217 vom 8. April 2004 für Filigran-Durchstanzbewehrung (FDB) nach DIN 1045-1:2001-07, Berlin, 2004.
- [133] Häusler, F.: Zum maximalen Durchstanzwiderstand von Flachdecken mit und ohne Vorspannung. Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule (RWTH), Fakultät für Bauwesen, Aachen, 2009.
- [134] Beutel, R.; Hegger, J.: The effect of anchorage on the effectiveness of the shear reinforcement in the punching zone. Cement & Concrete Composites (2002), pp. 539–549.
- [135] Siburg, C.; Hegger, J.; Furche, J.; Bauermeister, U.: Durchstanzbewehrung für Elementdecken nach Eurocode 2. Beton- und Stahlbetonbau (2014), Heft 3, S. 170–180.
- [136] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Supplement to Common Understanding of Assessment Procedure (CUAP) 03.01/05, Lattice-girders for the increase of punching resistance in flat slabs on column. Berlin, Januar 2013.
- [137] Hegger, J.; Kueres, D.; Siburg, C.: Versuchsbericht zu einem Durchstanzversuch (BMG01) zur Untersuchung des Abstandes der Elementplatte von der Stütze. Versuchsbericht 318/2013, IMB, RWTH Aachen, (unveröffentlicht), Aachen, 26.6.2013.
- [138] Hegger, J.; Häusler, F.; Siburg, C.: Aktuelle Bewehrungstechnik (Teil 1) – Durchstanzbewehrungen für Fachdecken im Vergleich. Betonwerk + Fertigteiltechnik (2008), Heft 8, S. 4–13.
- [139] Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau. Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2), 2. neu bearbeitete und erweiterte Auflage, Springer, Berlin Heidelberg, 2010.
- [140] Schlack, I.: Verwendung von Gitterträgern in Bauteilen nach DIN 1045-1. DIBt-Mitteilung, Juni 2005.
- [141] Furche, J.; Bauermeister, U.: Elementdecken bei nicht vorwiegend ruhender Belastung. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), Heft 9, S. 652–662.
- [142] Weber, J.W.; Schmidt, R.: Zulassungsversuche für den Filigran EQ-Träger unter dynamischer Beanspruchung. Prüfbericht Nr. A 2064, Institut für Bauforschung (ibac), Aachen, 20.6.1990.
- [143] Schießl, P.: Zulassungsversuche für den Filigran EQ-Träger unter dynamischer Beanspruchung. Gutachten W 1107, Aachen, 29.6.1990.
- [144] Furche, J.: Verbundbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Belastung. In: Betonbauwerke für die Zukunft, S. 59–75. Bauwerk Beuth, Berlin, 2015.
- [145] Furche, J.; Seeburg, A.; Kübler, R.: Betonkerntemperierung in Elementdecken. Optimierter Einsatz mit Fertigteilen. Betonwerk + Fertigteiltechnik (2004), Heft 12, S. 38–46.
- [146] Thiele, C.: Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung mit integrierten Leitungsführungen. Dissertation, TU Kaiserslautern, Kaiserslautern, 2010.
- [147] Schnell, J.; Thiele, C.: Bemessung von Stahlbetondecken ohne Querkraftbewehrung mit integrierten Leitungsführungen. DIBt-Mitteilungen April 2011, S. 119–123.
- [148] Schnell, J.; Thiele, C.: Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungsführungen. Bauingenieur (2007), Heft 4, S. 185–192.
- [149] Schnell, J.; Thiele, C.; Keil, C.: Tragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungen in Gruppenanordnung. In: Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser, München, Hochschule der Bundeswehr, 2012, Heft 12/4, S. 221–226.
- [150] Keil, C.; Thiele, C.; Schnell, J.: Zur Wirksamkeit von Gitterträgern als örtliche Querkraftzulage. In: Massivbau im Wandel, S. 295–305. Festschrift zum 60. Geburtstag von Josef Hegger, Aachen, Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2014.
- [151] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-98 Gitterträger BDW-GT 100 für Balken-, Rippen- und Plattenbalkendecken mit Betonfußleisten und Fertigplatten, 17. September 2014.
- [152] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-155 Fert-Gitterträger für Balken-, Rippen- und Plattenbalkendecken mit Betonfußleisten oder Fertigplatten, 19. März 2010.
- [153] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-21 V-Gitterträger System Racht für Balken-, Rippen- und Plattenbalkendecken mit Betonfußleisten, 24. Oktober 2013.

- [154] Litzner, H.-U.: Grundlagen der Bemessung nach Eurocode 2 – Vergleich mit DIN 1045 und DIN 4227. Beton-Kalender 1993, Teil I, S. 509–687. Ernst & Sohn, Berlin, 1993.
- [155] Fingerloos, F.; Hegger, J.; Zilch, K.: Kommentar. Eurocode 2 für Deutschland DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau mit Nationalem Anhang. Kommentierte Fassung, Ernst & Sohn Beuth, Berlin, 2012.
- [156] Fiedler, C.: Erläuterungen zu Filigran-Traglastta-bellen. Beispiel: Z1800-625-1S-2A, Filigran Träger-systeme (interner Bericht), Leese, 26.3.2014.
- [157] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBT): Allge-meine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.2-130 Inter-sig-Gitterträger für Elementwände, 25. November 2013.
- [158] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBT): Allge-meine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.2-261 Platten-wand mit Gitterträgern ALW oder ALD, 12. März 2013.
- [159] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBT): Allge-meine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.2-100 Kai-ser-Omnia-Plattenwand mit Kaiser-Gitterträger KT800 oder KT900 oder KTE, 10. April 2014.
- [160] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBT): Allge-meine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.2-9 Gitterträ-ger KTW 200 oder KTW 300 für Kaiser-Omnia-Plat-tenwände, 10. April 2014.
- [161] DIN 1045-3:2013-07: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung – Anwendungsregelungen zu DIN EN 13670. Beuth Verlag, Berlin, Juli 2013.
- [162] DIN EN 13670:2011-03: Ausführung von Trag-werken aus Beton. Beuth, Berlin, März 2011.
- [163] Müller, S.; Foos, S.: Schwindvorgänge bei Ele-mentwänden. Analyse der Beanspruchung – Empfeh-lung für die Praxis. Betonwerk + Fertigteiltechnik (2006), Heft 2.
- [164] Furche, J.: Filigran-Elementwand – Betonierge-schwindigkeit. Tagungsband Filigran-Kongress Paris, Filigran Eigenverlag, 1995.
- [165] DIN 18218:2010-01: Frischbetondruck auf lot-rechte Schalungen. Beuth Verlag, Berlin, Januar 2010.
- [166] Alfes, C.: Frischbetondruck von leichtverdichtb-arem Beton und selbstverdichtenden Beton in Element-wänden. Betonwerk + Fertigteiltechnik (2004), Heft 11, S. 6–16.
- [167] Elighausen, R.; Asmus, J.; Mayer, U.: Unters-uchungen zur Anschlussbewehrung, zur Verankerung der Biegezugbewehrung sowie Rissbreiten infolge Zwang bei Elementwänden. Bericht vom 5.5.2003 im Auftrag der Fachgruppe Betonbauteile mit Gitterträ-gern im BDB, Stuttgart, 2003.
- [168] Elighausen, R.; Asmus, J.; Mayer, U.: Erforderli-che Anschlussbewehrung bei Elementwänden. Zusammenfassung der Ergebnisse aus Bericht vom 5.5.2003, Stuttgart, 22.9.2004.
- [169] Schießl, P.: Gutachterliche Stellungnahme zur Tragfähigkeit von Filigran-Elementwänden bei nicht vorwiegend ruhender Belastung. B 2074, München, 9.12.1994.
- [170] Lohmeyer, G.; Ebeling, K.: Weiße Wannen ein-fach und sicher. Konstruktion und Ausführung wasser-durchlässiger Bauwerke aus Beton. 7. überarbeitete Auflage, Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 2006.
- [171] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): DAfStb-Heft 555 Erläuterungen zur DAfStb-Richtli-nie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton. Beuth Verlag, Berlin, 2006.
- [172] Lohmeyer, G.; Ebeling, K.: Die Dreifachwand für Keller. Wirtschaftliche Kombination aus Betonfertig-teilplatten und Ortbeton. Beton (1996), Heft 1, S. 28–33.
- [173] Faoro, M.: Elementwände im drückenden Grund-wasser. Stand der Technik und neue Werkstoffkonze-ption. Betonwerk + Fertigteiltechnik (1998), Heft 4, S. 89–100.
- [174] Lohmeyer, G.; Ebeling, K.: Die Dreifachwand für Keller. Bewehrung der Dreifachwand. Beton (1997), Heft 11, S. 662–663.
- [175] Kerkeni, N.; Hegger, J.; Kahmer, K.: Mindestbe-wehrung von weißen Wannen aus Doppelwänden. Bet-on- und Stahlbetonbau (2002), Heft 1, S. 1–7.
- [176] Alfes, C.: Bauen mit der Elementwand im drü-ckenden Wasser. Beton (2002), Heft 1, S. 22–27.
- [177] Wiens, U.; Alfes, C.: Feuchtetransport in Bautei-len aus wasserundurchlässigem Beton. Grundlagen und Praxisbetrachtungen. Beton- und Stahlbetonbau (2007), Heft 6, S. 380–387.
- [178] Hohmann, R.: Fugenabdichtungen bei wasserun-durchlässigen Bauwerken aus Beton. Beton-Kalender 2005, S. 385–418. Ernst & Sohn, Berlin, 2005.
- [179] Ebeling, K.; Lohmeyer, G.; Stegink, H.: Die Drei-fachwand im Ingenieurbau. Anwendungsbeispiel Was-serbehälter. Beton (1999), Heft 1, S. 17–20.
- [180] DBV-Merkblatt: Hochwertige Nutzung von Un-tergeschoss – Bauphysik und Raumklima. Deut-scher Beton- und Bautechnik-Verein e. V., Berlin, 2009.
- [181] Hohmann, R.: Planung und Ausführung von Ele-mentwänden bei drückendem Wasser. Beton- und Stahlbetonbau Spezial 2014 WU-Bauwerke aus Beton, S. 81–95, Oktober 2014.
- [182] Alfes, C.: Neue Entwicklungen bei Weißen Wan-nen mit Dreifachwänden – Erfahrungsbericht mit aus-geführten Beispielen. Betonwerk + Fertigteiltechnik (2005), Heft 2, S. 166–167.
- [183] Hohmann, R.: Elementwände im drückenden Grundwasser. Diskrepanz zwischen Theorie und Pra-xis? Beton- und Stahlbetonbau (2007), Heft 12, S. 848–858.
- [184] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Stand der Auslegungen. Wasserundurchlässige Bau-werke aus Beton. 29.11.2012, www.dafstb.de, Berlin, 2012.

- [185] Fachvereinigung Betonbauteile mit Gitterträgern e. V. in Zusammenarbeit mit der Qualitätsgemeinschaft Doppelwand Bayern, Bauen mit der Doppelwand. Wesentliche Randbedingungen beim Einsatz als Weiße Wanne, Eigenverlag www.fachvereinigung-bmg.de, Burgwedel, 2015.
- [186] Pisarsky, L.: Elementwände für WU-Konstruktionen – Fluch oder Segen? DBV-Heftreihe 28: WU-Bauweisen – Weiße Wannens und Weiße Dächer, S. 15–22, 2013.
- [187] Alfes, C.: WU-Bauweise mit Fertigteilen. Hinweise für Planung, Herstellung und Ausführung. In: Beton- und Fertigteil Jahrbuch 2004, S. 216–226. Gütersloh, Bauverlag, 2004.
- [188] Orth, W.: Baukosten senken mit System. In: Beton + Fertigteil Jahrbuch 1998, S. 198–201. Wiesbaden/Berlin, Bauverlag, 1998.
- [189] Schwarzkopf, M.; Land, H.: Zweischalige Teilfertigwand in der Weiterentwicklung, Betonwerk + Fertigerteiltechnik (2000), Heft 3, S. 72–89.
- [190] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-30.3-6 für Erzeugnisse, Verbindungsmittel und Bauteile aus nicht rostenden Stählen, 20. April 2009 mit Ergänzung vom 2. Mai 2011.
- [191] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-30.3-6 für Erzeugnisse, Verbindungsmittel und Bauteile aus nichtrostenden Stählen, 22. April 2014.
- [192] Gastmeyer, R.: Tragverhalten von teilweise vorgefertigten Stahlbetonwänden mit Ortbetonergänzung und integrierter Wärmedämmung. Bautechnik (2004), Heft 11, S. 869–873.

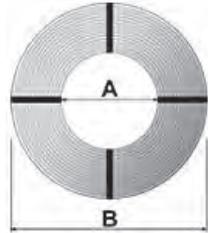
Betonstahl im Ring B500A

Normalduktiler Betonstahl im Ring wird als B500A in Coils zur Weiterverarbeitung in Richt- und Schneidanlagen geliefert.

Durchmesser: 6 mm, 8 mm, 10 mm, 12 mm

Normen: DIN 488-3:2009-08 (Deutschland)
NEN 6008 (Niederlande)

Duktilität: normal
Nennstreckgrenze R_e bzw. $R_{p0,2}$: 500 N/mm²
Gesamtdehnung bei Höchstlast A_{gt} : 2,5 %
Verhältnis Zugfestigkeit/Streckgrenze: 1,05



Vorzugsringmaße und Gewichte

Stab- \emptyset	Ring- \emptyset innen A	Ring- \emptyset außen B	Höhe C	Standardgewicht
6 mm	60 – 63 cm	ca. 110 cm	65 cm	ca. 2000 kg
8 mm			65 cm	ca. 2500 kg
10 / 12 mm			80 cm	ca. 2500 kg

Glatter Bewehrungsdraht B500A+G

Bewehrungsdraht mit glatter Oberfläche B500A+G wird in Coils oder nach Kundenanfrage auf Spulen geliefert.

Gerichteter Betonstahl vom Ring

Betonstahl vom Ring wird gerichtet und in kundenbezogenen Längen geliefert. Bevorzugt produziert wird normalduktiler Betonstahl vom Ring B500A aus eigener Produktion.

Auf Anfrage wird auch hochduktiler Betonstahl vom Ring B500B gerichtet.

	B500A	B500B
Stab- \emptyset	\emptyset 6 - 12 mm	\emptyset 14 – 16 mm

Lieferformen:

Fixlängen: von 0,6 m bis 15 m

Bundgewichte: bis 3.000 kg

Die Bunde werden mehrfach abgebunden.



FLACHDECKEN ALS ELEMENTDECKEN JETZT ABER RICHTIG!



ETA-13/0521
nach Eurocode 2

Durchstanzwiderstand
mehr als
verdoppelt

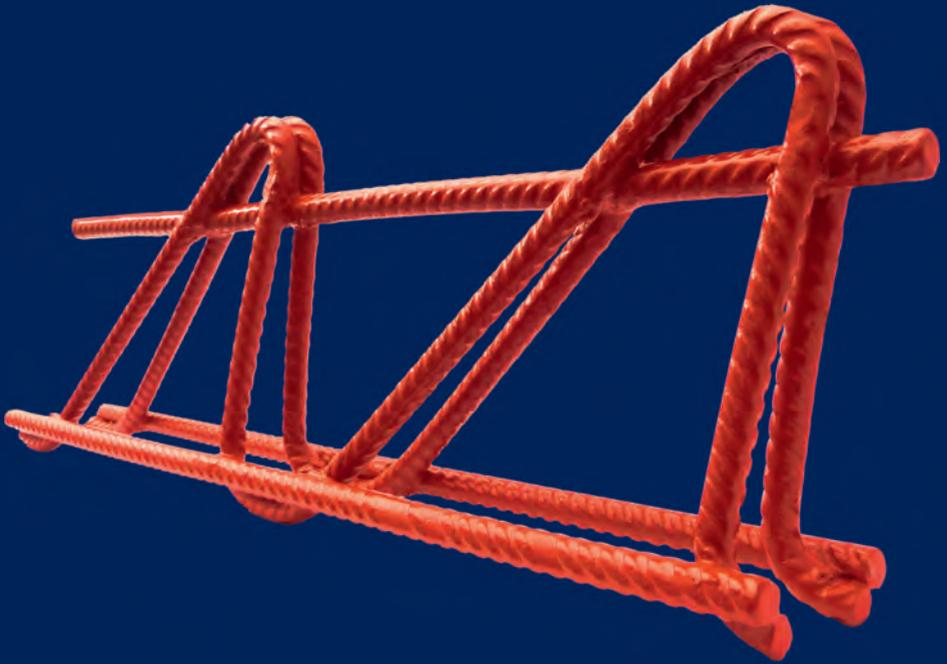
FILIGRAN Durchstanzbewehrung **FDB II**

Mit überragenden Schlaufen zur Höchstlast



Filigran Trägersysteme GmbH & Co. KG
Zappenberg 6 · D-31633 Leese · Tel. 05761/9225-0

www.filigran.de



FILIGRAN Trägersysteme GmbH & Co. KG
Zappenberg 6
D-31633 Leese

email: info@filigran.de
fon: +49 (0)5761/9225-0
web: www.filigran.de