2020

115. Jahrgang
Januar 2020
ISSN 0005-9900

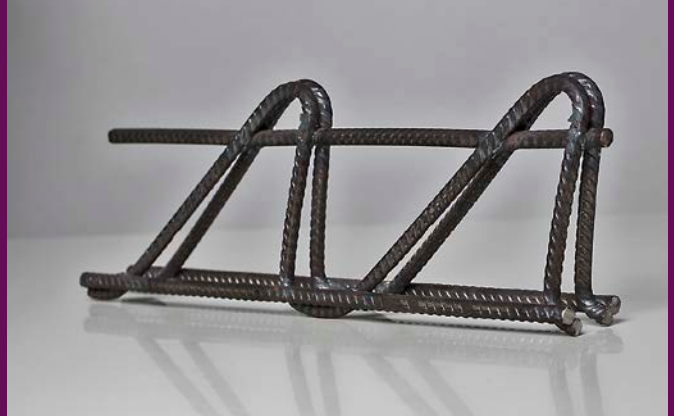
Sonderdruck

Beton- und Stahlbetonbau

- Flachdecken in Elementbauweise
- Durchstanzbewehrung für Elementdecken
- Orthogonale Anordnung der Filigran®-Durchstanzbewehrung
- Durchstanzen bei Ermüdungsbeanspruchung
- Ermüdungsnachweis für Elementdecken mit Gitterträgern
- Durchbiegung von Flachdecken

Ernst & Sohn
A Wiley Brand

FILIGRAN®
TRÄGERSYSTEME



Inhalt

Beton- und Stahlbetonbau 2020

Zum Titelbild: Die Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB zeichnet sich durch eine optimierte Geometrie aus. Die gitterträgerartigen Bewehrungselemente werden seit Jahren erfolgreich parallel zueinander und parallel zu durchgehenden Gitterträgern in Filigran®-Decken eingebaut. Der Beitrag auf Seite 25 belegt den hohen Durchstanzwiderstand bei deren Einsatz. Dieser hohe Widerstand und der einfache Einbau lässt sich auch in Ortbetondecken nutzen. Dabei ist auch eine orthogonale Bewehrungsanordnung möglich, wie sie im Beitrag auf Seite 37 erläutert wird. Beide Anordnungen erhöhen den Durchstanzwiderstand auf den 2,1fachen Wert einer Platte ohne Durchstanzbewehrung. Auch ein Ermüdungswiderstand dieser Bewehrung ist nachgewiesen, wie der Beitrag auf Seite 47 beschreibt.

EDITORIAL

Jörg von Weiler, Stefan von Weiler
4 **Filigran®**

FILIGRAN®-BAUWEISE

5 **Aktualisiertes Bemessungsprogramm für Filigran®-Decken.**
Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019), Heft 2, A19-A20

6 **Robuste Konstruktion der Durchstanzbereiche in Elementdecken.**
Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017), Heft 6, A22-A28.

11 **Montagezustand von Elementdecken – Europäische Produktnorm oder deutsche Zulassung?**
Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019), Heft 6, A18.

12 **Durchstanznachweis bei Ermüdungsbeanspruchung mit flexibler Bewehrungsanordnung.**
Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019), Heft 7, A12-A13

14 **Leistungsbeschreibung des BauStatik-Moduls X420.de Filigran®-Durchstanzbewehrung – FDB**
Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019), Heft 8, A14

FACHTHEMEN

Johannes Furche, Ulrich Bauermeister
15 **Flachdecken in Elementbauweise mit Gitterträgern**
Hinweise zur Anwendung nach Eurocode 2
Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 11, S. 783-792

Carsten Siburg, Josef Hegger, Johannes Furche, Ulrich Bauermeister
25 **Durchstanzbewehrung für Elementdecken nach Eurocode 2**
Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 3, S. 170-181

Philipp Schmidt, Johannes Furche, Ulrich Bauermeister
37 **Orthogonale Anordnung der Filigran®-Durchstanzbewehrung**
Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019), Heft 7, S. 495-504

Johannes Furche, Ulrich Bauermeister, Andreas Kummerow, Matthias Hillebrand
47 **Durchstanzen bei Ermüdungsbeanspruchung**
Europäische Technische Bewertung mit Nachweiskonzept nach Technischem Bericht EOTA TR058
Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019), Heft 8, S. 557-564

Johannes Furche, Ulrich Bauermeister
55 **Ermüdungsnachweis für Elementdecken mit Gitterträgern**
Zulassungsregelung auf der Grundlage einer Wöhlerlinie
Beton- und Stahlbetonbau 115 (2020), Heft 1, S. 26-35

Manfred Curbach, Anett Brückner
65 **Einfluss der Elementfugen auf die Durchbiegung von Flachdecken**
Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), Heft 3, S. 132-137

115. Jahrgang

ISSN 0005-9900 (print)
ISSN 1437-1006 (online)

Peer-reviewed journal
Die Beton- und Stahlbetonbau ist im Journal Citation Report von Clarivate Analytics (vormals Thomson Reuters), sowie in Scopus von Elsevier gelistet.

Impact Factor 2018: 0,966
CiteScore 2018: 0,63

Wiley Online Library

http://wileyonlinelibrary.com/journal/best

Ernst & Sohn
A Wiley Brand

www.ernst-und-sohn.de/beton-und-stahlbetonbau

FILIGRAN®

Jörg von Weiler

Stefan von Weiler

Die Filigran®-Bauweise an dieser Stelle vorzustellen, hieße vermutlich Eulen nach Athen zu tragen. So stark verwurzelt ist diese Bauweise mit Gitterträgern mit der hiesigen Baukultur. Den Grundstein hierzu legte Stefan Keller als Firmengründer bereits vor 70 Jahren durch die Entwicklung von industriell hergestellten Stahl-Leichtträgern. In Verbindung mit schlanken Betonfertigteilen entwickelte sich daraus eine Bauweise, welche nicht nur wirtschaftlich ist, sondern auch höchsten Qualitätsanforderungen entspricht.

Die Filigran Trägersysteme GmbH & Co. KG hat die Bauweise mit Gitterträgern weiterentwickelt und weitere Anwendungsgebiete erschlossen. Hierzu hat auch die enge Zusammenarbeit mit unseren Kunden beigetragen. Die Flachdecke als Sonderanwendung für die Filigran®-Decke wurde durch theoretische und experimentelle Untersuchungen für uns und unsere Kunden erschlossen. Die parallele Entwicklung der systemkonformen Filigran®-Durchstanzbewehrung hat zum Erfolg in diesem Marksegment beigetragen. Zudem wurden die Anwendungsbedingungen der Filigran®-Decken im Fall einer Ermüdungsbeanspruchung aufgrund experimenteller Untersuchungen erweitert. Der vorliegende Sonderdruck zeugt von diesen und weiteren technischen Errungenschaften. Bemessungshilfen werden hierzu von der Firma Filigran Trägersysteme zur Verfügung gestellt. Zum Nutzen für Planer und Anwender.

Die Filigran Trägersysteme GmbH & Co. KG ist heute ein mittelständisches unternehmergeführtes Familienunternehmen in der dritten Generation. Langfristiges Denken sowie unternehmerische Freiheit und Verantwortung prägen unser Handeln. Technische Systementwicklung und Innovation dürfen Sie auch zukünftig von uns erwarten.

Jörg von Weiler und *Stefan von Weiler*
Geschäftsführende Gesellschafter
Filigran Trägersysteme GmbH & Co. KG

Aktualisiertes Bemessungsprogramm für Filigran®-Decken

Wer kennt sie nicht? Filigran®-Decken sind fester Bestandteil bei der Ausführung von Hochbauten. Die Planung dieser Decken erfordert gesonderte Nachweise für den Montagezustand sowie für die Querkrafttragfähigkeit der Decke im Endzustand. Bei einer Ausführung als Flachdecke sind zudem Durchstanznachweise im Bereich der punktuellen Unterstützungen zu führen. Dem planenden Ingenieur steht hierzu ein kostenloses Bemessungsprogramm auf www.filigran.de zur Verfügung.

Im Programm sind die drei Bemessungsmodule FiMo, VeriFi und ProFi für Nachweise im Montagezustand, für Querkraft bei linienförmiger Auflagerung sowie für den Durchstanznachweis enthalten (Bild 1). Das Bemessungsprogramm wurde mit der Version 12/18 aktualisiert. Darin sind für den Planer bedeutende Erweiterungen zum Durchstanznachweis eingearbeitet. Auf der Grundlage der neuen europäischen technischen Bewertung ETA-13/0521 vom Juni 2018 für die gitterträgerartige Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB wurde der Erhöhungsfaktor 2,1 für den maximalen Durchstanzwiderstand sowie das optimierte Konzept zum Nachweis der Durchstanzbewehrung umgesetzt. Zudem kann der Planer mit der neuen Programmversion Durchstanznachweise bei Ermüdungsbeanspruchung führen und ist flexibler bei der Anordnung der Durchstanzbewehrungselemente.

Ermüdungsnachweis

Im Fall einer nicht vorwiegend ruhend beanspruchten Decke, wie z. B. bei Gabelstaplerverkehr, ist ein Ermüdungsnachweis zu

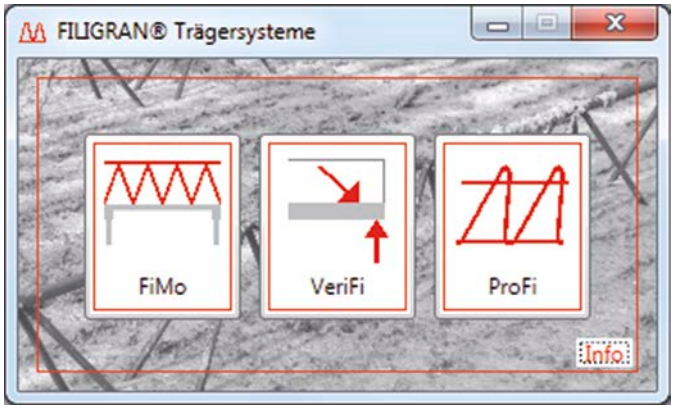


Bild 1 Module im Filigran®-Bemessungsprogram

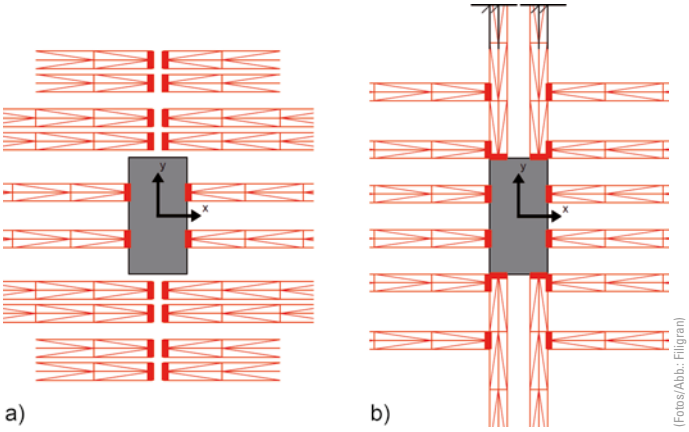


Bild 2 Optionale Anordnung der Filigran®-Durchstanzbewehrung; a) parallele Anordnung; b) orthogonale Anordnung

führen. Unabhängig vom gewählten Durchstanzsystem ist der Nachweis gegen Betonversagen und gegen Ermüdungsbruch der Durchstanzbewehrung zu führen. Für die Filigran®-Durchstanzbewehrung wurde in der ETA-13/0521 eine komplette Wöhlerlinie für den Ermüdungswiderstand angegeben. Mit dem Bemessungsprogramm kann sowohl ein Ermüdungsnachweis über schädigungsäquivalente Schwingbreiten als auch für diskrete Lastwechsel erfolgen. Eine wirtschaftliche Bemessung resultiert auch aus dem hohen Ermüdungswiderstand, der z. B. für 1 Millionen Lastwechsel mit $\Delta\sigma_{Rsk}(10^6) = 127$ N/mm² höher ist als der Wert von $\Delta\sigma_{Rsk}(10^6) = 79$ N/mm² für Bügel mit Biegedurchmesser gleich dem vierfachen Stabdurchmesser.

Die Filigran®-Durchstanzbewehrung wird bei der klassischen Anwendung in Filigran®-Decken parallel zueinander und zu den Montagegitterträgern eingebaut. Dieses ermöglicht den einfachen Einbau. Bei Einsatz in Ortbetondecken ist auch eine orthogonale Anordnung der Bewehrungselemente möglich. Eine solche Anordnung erhöht den anrechenbaren Stahlquerschnitt der Durchstanzbewehrung, da mehr geneigte Stäbe in Richtung der Stütze weisen. Bild 2 zeigt eine solche Anordnung im Vergleich mit der klassischen parallelen Anordnung. Dem Tragwerksplaner stehen mit dem neuen Bemessungsprogramm beide Optionen offen.

www.filigran.de

Robuste Konstruktion der Durchstanzbereiche in Elementdecken

Elementdecken bestehen aus vorgefertigten dünnen Stahlbetonplatten mit Gitterträgern und einer Aufbetonschicht. Diese Decken zeigen im Endzustand ein ähnliches Tragverhalten wie monolithisch hergestellte Decken. Dies gilt auch bei Anwendung als zweiachsig gespannte Flachdecke (Bild 1). Regelungen hierzu liegen innerhalb von bauaufsichtlichen Zulassungen und Bemessungsnormen vor [1]. In diesem Beitrag werden Hinweise zur Ausführung robuster Anschlüsse von Stützen mit Flachdecken in Elementbauweise gegeben. Angestrebt werden Konstruktionen deren Tragverhalten nur wenig von Maßabweichungen beeinflusst wird. Dabei ist in diesem Zusammenhang sowohl der Abstand der Durchstanzbewehrung und der Fertigteilplatten vom Stützenrand als auch ein möglicher Einfluss einer zu hoch betonierten Stütze auf das Tragverhalten von Interesse.

Konstruktionsregeln für Flachdecken in Elementbauweise

Typisch für Elementdecken sind die Verbundfuge zwischen den zwei Betonierschichten (Fertigteil und Ortbeton) und Stoßfugen zwischen einzelnen Fertigteilplatten. Die im Feldbereich einer Decke (Bereich positiver Momente) angeordneten Stoßfugen beeinflussen das Tragverhalten nur untergeordnet und können unverschlossen bleiben. Besondere Beachtung verdient jedoch der Durchstanzbereich einer Flachdecke. Hier werden Druckspannungen an der Deckenunterseite übertragen. Bei Ansatz der kompletten statischen Höhe ist es erforderlich, in diesem Deckenbereich auf Stoßfugen zwischen den Platten zu verzichten oder diese zur möglichen Druckübertragung zu schließen. Hierzu sollen die Fugen mindestens 4 cm breit sein und mit dem Aufbeton ausbetoniert werden.

Das Durchstanzversagen von Platten ohne Durchstanzbewehrung erfolgt spröde. Eine Lastumlagerung innerhalb einer Flachdecke ist nach dem Ausfall eines solchen Stützen-Decken-Knotens kaum möglich und ein fortschreitendes Versagen der gesamten Flachdecke zu befürchten. Eine Verbesserung des Nachbruchverhaltens kann erreicht werden, wenn ein Teil der Feldbewehrung über die Stützstreifen im Bereich von Innen- und Randstützen hinweggeführt wird. Die Forderung nach einer solchen „Kollapsbewehrung“ oder auch „Abreißbewehrung“ gilt

Bild 1 Elementdeckenplatte mit Gitterträgern und Durchstanzbewehrung für Flachdecken

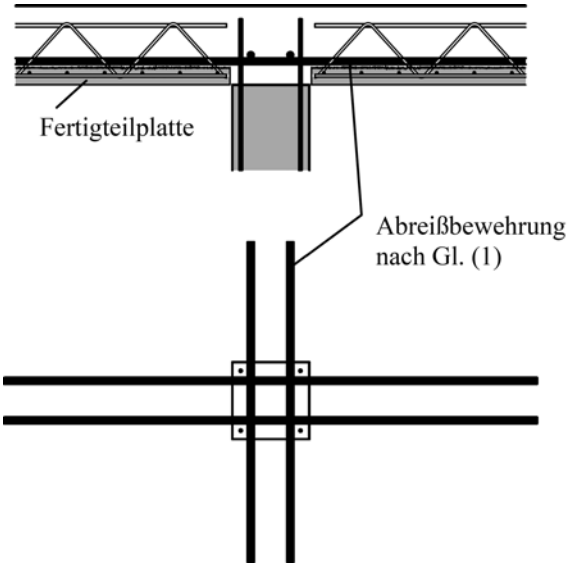


Bild 2 Anordnung der Abreißbewehrung nach EC 2 [2] auf den Fertigteilplatten

nach aktueller Bemessungsnorm [2] auch für Platten mit Durchstanzbewehrung. Die geforderte Bewehrung muss mindestens die Querschnittsfläche nach Gleichung (1) aufweisen und sollte mit mindestens zwei Stäben je orthogonaler Richtung über die Lasteinleitungsfläche hinwegzuführen. Diese Abreißbewehrung ist zur Sicherung einer Membranwirkung kraftschlüssig mit der Feldbewehrung zu stoßen.

$$A_s = V_{Ed} / f_{yk} \quad (1)$$

A_s erforderliche Querschnittsfläche der Abreißbewehrung (bei Innenstützen zweischnittig)
V_{Ed} einwirkende Durchstanzlast mit $\gamma_F = 1{,}0$
f_{yk} charakteristische Streckgrenze der Bewehrung

Diese Anforderung gilt sowohl für Ortbetondecken als auch für Elementdecken und ist unabhängig vom verwendeten Durchstanzsystem. In Elementdecken kann die Abreißbewehrung entsprechend Bild 2 auf die Fertigteilplatten gelegt werden.

Die Mindestdicke für Platten mit Durchstanzbewehrung beträgt bei Einsatz von Bügeln nach EC 2 [2] mindestens 20 cm. In Elementdecken kommen im Allgemeinen gesondert zugelassene Durchstanzbewehrungen (z.B. [4] und [5]) zum Einsatz, bei denen die Mindestplattendicke 18 cm beträgt. Dünnere Platten sollten nicht als Flachdecke ausgeführt werden. Neben unzureichender Gebrauchstauglichkeit wird auch die Wirksamkeit der Abreißbewehrung aufgrund geringer Betondeckung dieser Bewehrung nach oben beeinträchtigt.

Bemessung und Konstruktion zugelassener Durchstanzbewehrungen

Für den Einsatz in Elementdecken wurde in [3] eine spezielle Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II (Bild 3) vorgestellt und mit [4] bauaufsichtlich zugelassen. Auch Doppelkopfanker (z. B. [5]), welche als Durchstanzbewehrung für Ortbetondecken entwickelt wurden, werden in Elementdecken eingesetzt. Für beide Systeme gilt das Bemessungskonzept nach jeweiliger europäisch technischer Zulassung mit unterschiedlicher Maximaltragfähigkeit.

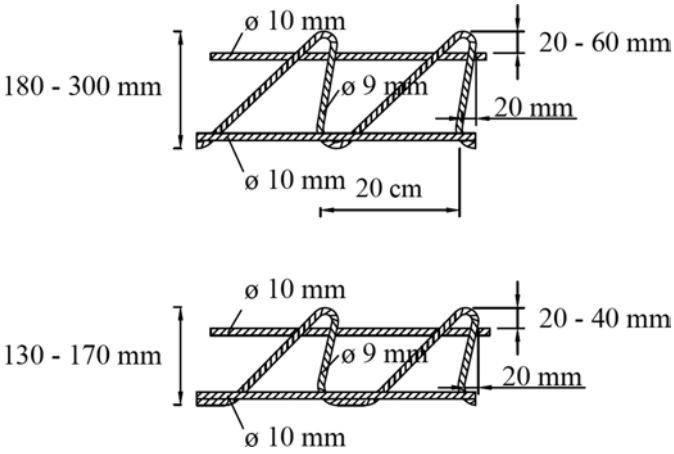


Bild 3 Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II nach [4]

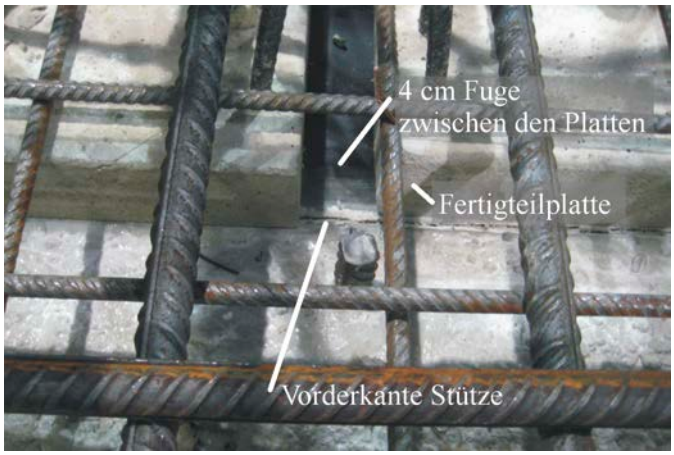


Bild 4 Anordnung einer Fertigteilplatte mit Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II direkt am Stützenrand, Versuch nach [3]

Die Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II zeichnet sich durch Schlaufen aus, welche in die Lage der oberen Biegezugbewehrung eingreifen. Die gerippten Diagonalen weisen zwei unterschiedliche aber gleichgerichtete Neigungen auf (Bild 3). Durch beide Merkmale unterscheidet sie sich von anderen gitterträgerartigen Durchstanzbewehrungen, für welche geringere maximale Tragwiderstände zugelassen sind [1]. In Bauteilversuchen wurde das Trag- und Verformungsverhalten der Stütze-Decken-Knoten mit FDB II untersucht. Der Durchstanzwiderstand bei Einsatz dieser Bewehrung kann danach entsprechend Gleichung (2) auf das 2,09fache von Platten ohne Durchstanzbewehrung gesteigert werden. Dieser Erhöhungsfaktor wurde, wie auch für andere Systeme, auf der Grundlage von Bauteilversuchen als 5%-Quantilwert festgelegt. Die Bauteilversuche mit der Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II wurden an Elementdecken durchgeführt und decken damit mögliche Einflüsse durch die Verbundfuge sowie durch Fugen zwischen Fertigteilplatten und zwischen diesen und der Stütze ab. Bei getesteten Plattendicken von 18 cm bis 36 cm und variierenden Parametern wurde ein duktiles Tragverhalten beobachtet [3].

$$v_{Rd,max} = \alpha_{max} \cdot v_{Rd,c} \qquad (2)$$

$v_{Rd,max}$ maximaler Durchstanzwiderstand im kritischen Rundschnitt (Entfernung 2d vom Stützenrand) von Platten mit Durchstanzbewehrung

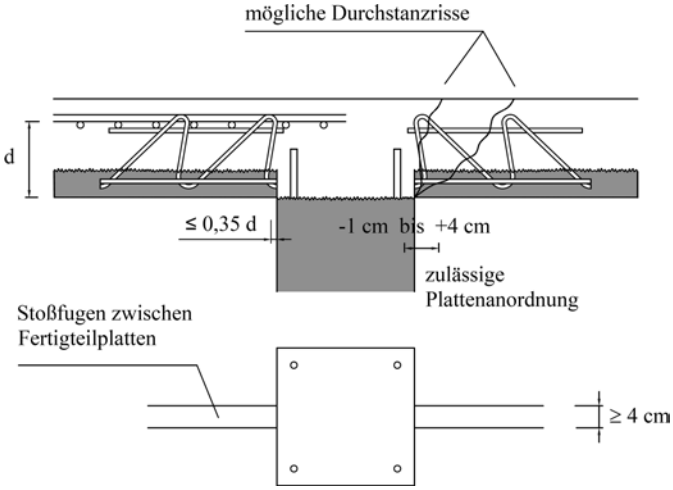


Bild 5 Zugelassene Anordnung von Fertigteilplatte und der Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II nach [4]

α_{max} Erhöhungsfaktor bei Einsatz einer Durchstanzbewehrung

α_{max} = 2,09 für die Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II nach [4]

α_{max} = 1,96 für Doppelkopfanker (z. B. nach [5])

$v_{Rd,c}$ = $C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$

$v_{Rd,c}$ Durchstanzwiderstand im kritischen Rundschnitt von Platten ohne Durchstanzbewehrung

ρ_l Längsbewehrungsgrad

f_{ck} charakteristische Betondruckfestigkeit

weitere Erläuterungen siehe [1] und [4]

Für Doppelkopfbolzen als Durchstanzbewehrung wurde in europäisch technischen Zulassungen (z.B. in [5]) ein Erhöhungsfaktor von 1,96 festgelegt. Aus der Literatur sind nur einzelne Durchstanzversuche an Elementdecken mit Doppelkopfbolzen bekannt [6]. Unabhängig davon gilt der vorgenannte Zulassungswert auch bei Einsatz in Elementdecken.

Die Durchstanzversuche [3] mit der Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II wurden an Elementdecken mit unbehandelter Verbundfuge durchgeführt. In diesen Versuchen wurden Stoßfugen zwischen den Fertigteilplatten angeordnet. Zudem wurde der Abstand der Fertigteilplatten zum Stützenrand gezielt variiert. Geprüft wurde eine Ausführung mit etwa 1 cm Auflagerung der Fertigteilplatten auf der Stütze, ein direktes Heranführen der Platten bis an die Stützen sowie geringe Abstände bis 2 cm von der Stütze. Bild 4 zeigt eine Fertigteilplatte, welche direkt bis an die Stützenkante geführt wurde. Bei einer solchen Ausführung liegt die etwa 5 cm hohe glatte Stirnfläche der Fertigteilplatte in der Ebene der Stützenseitenfläche. Eine solche Anordnung stellt im Fall einer senkrechten Scherfläche einen vermeintlich ungünstigen Fall dar. In den Versuchen bestätigte sich dies nicht. Die bezogenen Durchstanzwiderstände waren im Rahmen üblicher Versuchsstreuung unabhängig vom Abstand der Fertigteilplatten zur Stütze.

Die Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II zeigte sich in den Versuchen [3] robust gegenüber variierender Fugen- und Plattenanordnung. Durch die Neigung der tragenden Bewehrungsstäbe zur Stütze und durch die geringen Abstände der Bewehrungselemente zum Stützenrand von maximal dem 0,35fachen der statischen Höhe (Bild 5) werden auch steilere Durchstanzrisse von dieser Bewehrung erfasst. Aufgrund der dünnen Durchmesser der tragenden Stäbe von 9 mm ist zudem eine feine Verteilung der Bewehrung gewährleistet.

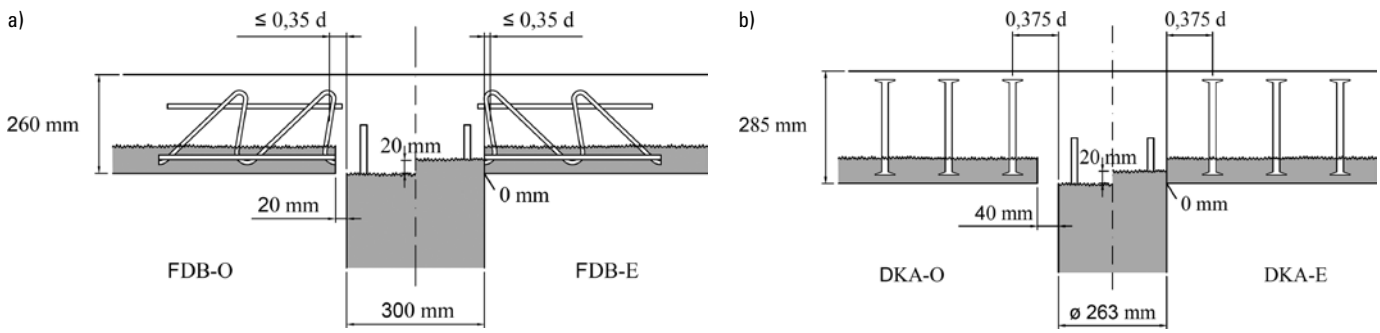


Bild 6 Anordnung von Fertigteilplatten und Durchstanzbewehrung in Referenzversuchen (Bezeichnung 0) und Ergänzungsversuchen (Bezeichnung E) a) mit Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II; b) mit Doppelkopfankern (DKA) als Durchstanzbewehrung

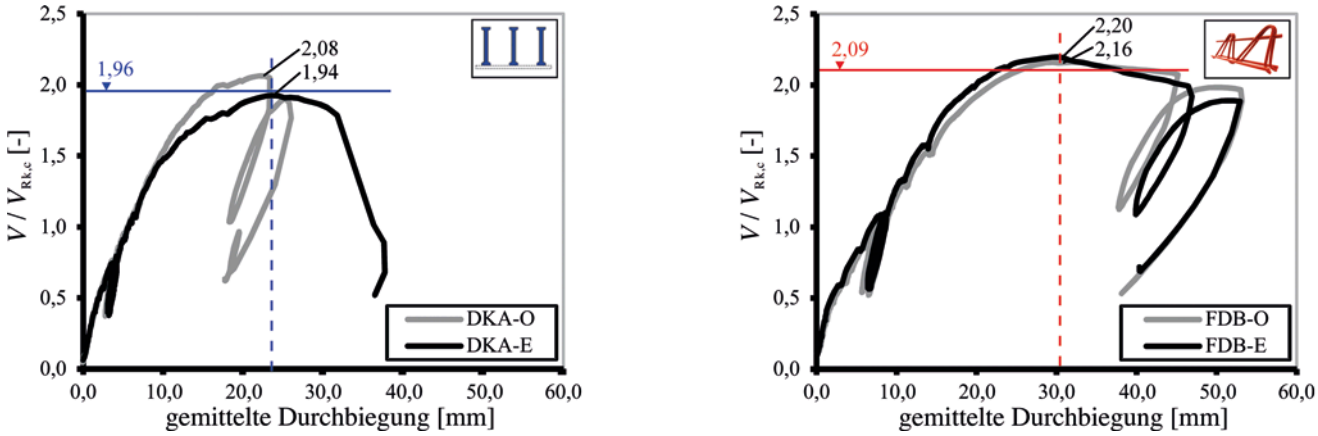


Bild 7 Last-Verformungskurven nach [6] im Vergleich

Einbindetiefe der Stütze in die Platte

Problemstellung

Stützen werden im Regelfall vor der Herstellung der Decke betoniert. Je nach Ausführungsgenauigkeit kann die Oberseite der vorgefertigten Stütze auf der Höhe der Deckenunterseite liegen oder von dieser Ebene abweichen. Unabhängig von der Ausführungsart der Decke (Ortbeton- oder Elementdecke) bindet eine zu hoch betonierte Stütze in die spätere Decke ein. Der Einfluss einer solchen Stützeneinbindung auf den Durchstanzwiderstand wird unterschiedlich beurteilt. Während der EC 2 [2] diesen Aspekt nicht behandelt, ist beim Durchstanznachweis nach anderen Normen wie z.B. nach Schweizer Bemessungsnorm SIA 262 die statische Deckenhöhe um die Stützeneinbindung zu reduzieren. Dieser Ansatz basiert im Wesentlichen auf Auswertung eines Schadenfalles einer monolithisch hergestellten Flachdecke. Untersuchungen, in denen gezielt der Einfluss der Stützeneinbindung auf den Durchstanzwiderstand untersucht wurde, sind nicht bekannt. Der Einfluss einer zu hoch vorbetonierten Stütze ist somit nicht experimentell bestätigt. Er liegt möglicherweise und insbesondere für Platten mit Durchstanzbewehrung auf der sicheren Seite. Andererseits kann sich bei Elementdecken mit zu hoch betonierter Stütze ein Ringspalt zwischen Fertigteilplatte und Stütze ergeben. Ein solcher Spalt in der Druckzone könnte sich ungünstig auf das Durchstanztragverhalten auswirken.

Durchstanzversuche

Ein mögliches Heranführen von Elementplatten bis direkt an die Stütze war bereits für Elementplatten mit Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II nachgewiesen worden [3]. Ergänzend wurde aktuell das Tragverhalten bei gleichzeitig zu hoch betonierter Stütze experimentell untersucht. Zudem stellte sich für Elementdecken mit Doppelkopfbolzen (z. B. nach [5]) als Durchstanz- und Verbundbewehrung die Frage, ob auch in diesem Fall ein Heranführen der Fertigteilplatten bis an die Stütze unkritisch ist.

In [3] wird ein Durchstanzversuch mit Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II an einer 26 cm dicken Elementdeckenplatte beschrieben, in der die Fertigteilplatten einen Abstand von 2 cm vom Stützenrand hatten und die Stützenoberkante auf Höhe der Plattenunterseite abschloss (Bild 6a, links). In [6] wird ein Durchstanzversuch mit Doppelkopfbolzen als Durchstanzbewehrung an einer 28,5 cm dicken Platte beschrieben, in der die Fertigteile einen Abstand von 4 cm zur Stütze hatten (Bild 6b, links). Diese beiden Versuche dienten jeweils als Referenzversuch für Ergänzungsversuche [6], in denen die Fertigteilplatten direkt an zwei Zentimeter zu hoch betonierte Stützen geführt wurden. Bild 6 zeigt die Anordnungen im Vergleich. Die Filigran®-Durchstanzbewehrung wurde direkt am Rand der Fertigteilplatten angeordnet, um den Abstand des Stabschwerpunktes vom Stützenrand von maximal 0,35 d einzuhalten. Die stützennahen Doppelkopfanker waren mit einem größeren Abstand von 0,375 d zum Stützenrand angeordnet, was im zulässigen Bereich von 0,35 d bis 0,5d liegt [5].

Die vier Durchstanzversuche wurden auf der gleichen Versuchsanlage geprüft. Die quadratischen Platten hatten eine Seitenlänge von 2,80 m. Zwischen den Fertigteilplatten wurden in allen vier Versuchen 4 cm breite Stoßfugen zusammen mit dem Aufbeton ausbetoniert. Weitere Details können [6] entnommen werden. In allen Versuchen wurde die Belastung zunächst bis zur planmäßigen Gebrauchslast von etwa der durch 2,1 dividierten erwarteten Bruchlast aufgebracht. Zwischen diesem Niveau und 50 % der erwarteten Bruchlast wurden zehn Lastwechsel gefahren. Anschließend wurde die Last in Stufen bis zur Höchstlast gesteigert. Bild 7 zeigt die Last-Durchbiegungskurven der Versu-

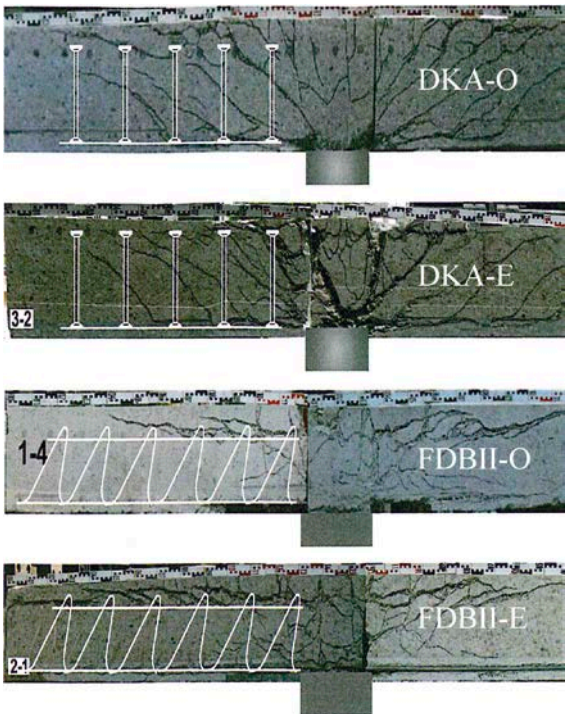
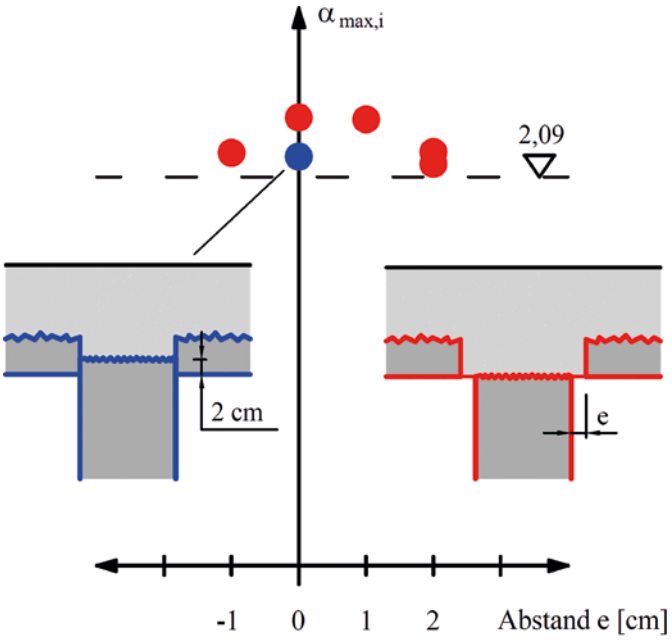


Bild 8 Rissbilder im Sägeschnitt der Versuchskörper, aus [6]



(Fotos, Abb.: Filigran)

Bild 9 Erhöhungsfaktoren $a_{max,i}$ der Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II in Versuchen an Elementdecken ohne [3] und mit [6] Stützeneinbindung in die Decke

che. Dabei wurde die aufgebrachte Querkraft zum einfachen Vergleich auf den jeweiligen rechnerischen Durchstanzwiderstand der durchstanzunbewehrten Platte bezogen. Die Durchbiegung entspricht dem Mittelwert der auf dem Belastungsring mit einem Durchmesser von 2,40 m gemessenen Werte.

In beiden Versuchen mit der Filigran®-Durchstanzbewehrung konnten die Versuchskörper nach Erreichen der Höchstlast und nach einer Entlastung bis auf etwa 80 % der Höchstlast wiederbelastet werden. Dies bezeugt ein duktiles Tragverhalten dieses Durchstanzbereiches. Die Last-Verformungskurven verlaufen sehr ähnlich (Bild 7, rechts), ein Einfluss der Stützeneindringung ist danach nicht erkennbar.

Die Last-Verschiebungskurven der Versuche mit Doppelkopfbolzen weichen ab einer Belastung von etwa dem 1,5fachen Widerstand einer schubunbewehrten Platte voneinander ab. Auf eine Wiederbelastung des Versuchskörpers DKA-E (Bild 7, links) nach dem Lastabfall wurde wegen fortgeschrittener Durchbiegung des Versuchskörpers verzichtet.

Nach Durchführung der Belastungsversuche wurden die Platten in der Ebene der Stützenseitenflächen durchgesägt, um die Rissbildung zu bewerten (Bild 8). Für die Versuche mit Doppelkopfankern zeigen die Sägeschnitte die für diese Bewehrung typische Schrägrissbildung. Als Versagensriss kann für den Versuch DKA-E ein kräftig ausgebildeter, steiler Schubriss nahe der Stütze ausgemacht werden, dessen Rissspitze auf die Vorderkante der 2 cm zu hoch eingebauten Stütze deutet, während sie beim Referenzversuch DKA-O etwas tiefer liegt.

Die Rissbilder der Versuche FDB-O und FDB-E mit Filigran®-Durchstanzbewehrung haben eine ähnliche Charakteristik. Es sind wenige Risse erkennbar, die sich entlang der Biegezugbewehrung vereinen. Ein stützennaher steiler Riss, der von der Durchstanzbewehrung nicht durchdrungen wird, ist nicht zu erkennen.

Ergebnisse

Die detaillierten Versuchsparameter und -ergebnisse der hier zitierten Versuche sind in [6] angegeben. Die in den Versuchen erzielten Durchstanzwiderstände werden darin auch mit dem rechnerischen Durchstanzwiderstand einer Platte ohne Schubbewehrung mit jeweils gleicher Geometrie und Betoneigenschaft verglichen.

Der Versuch FDB-E mit der Filigran®-Durchstanzbewehrung und einer Stützeneinbindung von 2 cm zeigt eine Laststeigerung gegenüber dem Rechenwert einer durchstanzunbewehrten Platte von $\alpha_{max,i}$ = 2,20. Dieser Wert liegt mit 2 % geringfügig über dem Vergleichswert von $\alpha_{max,i}$ = 2,16 für den Versuch ohne Stützeneinbindung. Bei Ansatz einer reduzierten statischen Höhe durch diese Stützeneinbindung reduziert sich sowohl die statische Höhe als auch die Länge des maßgebenden Rundschnittes. Für die Geometrie des Versuchskörpers FDB-E resultiert daraus ein um 15 % geringerer Durchstanzwiderstand, was auf den Referenzversuch bezogen ein Faktor von $\alpha_{max,i}$ = 1,84 entspräche. Der Versuch mit der Filigran®-Durchstanzbewehrung bestätigt diesen Modellansatz nicht. Der Durchstanzwiderstand war im Versuch durch die Stützeneinbindung nicht reduziert und mit Gleichung (2) richtig erfasst. Der ermittelte Erhöhungsfaktor ist im Bild 9 zusammen mit den Ergebnissen anderer Versuche [3], in denen der Abstand der Fertigteilplatte vom Stützenrand variiert wurde, aufgetragen. Alle Ergebnisse liegen in einem Streuband über dem Zulassungswert von α_{max} = 2,09 [4]. Dieser Wert wurde für die Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II in Versuchen an Elementdecken ermittelt.

Der Versuch DKA-E mit Doppelkopfankern und einer Stützeneindringung zeigt eine Laststeigerung gegenüber dem Rechenwert einer durchstanzunbewehrten Platte von $\alpha_{max,i}$ = 1,94. Dieser Wert liegt etwa 7 % unter dem Vergleichswert von $\alpha_{max,i}$ = 2,08 für den Versuch ohne Stützeneindringung. Für diesen Versuch wäre aufgrund der Stützeneinbindung eine Reduktion des Widerstandes um 14% auf $\alpha_{max,i}$ = 1,79 zu erwarten gewesen. Der im Versuch ermittelte Widerstand liegt somit zwi-

schen dem rechnerischen Vergleichswert ohne und mit Berücksichtigung der Stützeneinbindung beim Ansatz der statischen Höhe.

Empfehlung

In den Versuchen mit der Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II zeigte sich auch bei einer Stützeneindringung von 2 cm ein Durchstanzwiderstand oberhalb des nach Zulassung [4] erwarteten Wertes von $\alpha_{max} = 2{,}09$. Danach scheint die gesonderte Berücksichtigung einer solchen geringfügigen Stützeneinbindung bei Einsatz dieses Systems verzichtbar. Die reduzierte Bruchlast im Durchstanzversuch mit Doppelkopfankern und einer Stützeneinbindung legt hingegen die Empfehlung nahe, eine Stützeneinbindung durch eine reduzierte statische Höhe bei der Widerstandsermittlung zu berücksichtigen.

Bis weitere Untersuchungen zum Einfluss einer zu hoch betonierten Stütze vorliegen, wird in [6] empfohlen, dass unabhängig vom Abstand der Elementplatte zur Stütze stets die Oberkante der Arbeitsfuge in der Stütze unter der Unterkante der Elementplatte liegt. Für den Fall einer zu hoch betonierten Stütze wird empfohlen, den Durchstanznachweis mit entsprechend verminderter statischer Höhe nachzuweisen.
Dieses Vorgehen ist auch bei größerer Stützeneinbindung, als in den Versuchen getestet wurde, zulässig.

Zusammenfassung

Der Durchstanzwiderstand von Flachdecken in Elementbauweise kann durch den Einsatz geeigneter Durchstanzbewehrung erhöht werden. Neben einem hohen Maximalwiderstand wird ein duktiler Knoten zwischen Stütze und Flachdecke angestrebt. Um einen progressiven Kollaps der Gesamtkonstruktion zu vermeiden, ist eine Abreißbewehrung auf den Fertigteilplatten anzuordnen (Bild 2). Insbesondere für Platten ohne rechnerisch erforderliche Durchstanzbewehrung verbessert diese Bewehrung das Nachbruchverhalten.

Die Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II wurde in Durchstanzversuchen an Elementdecken geprüft und zeigte ein duktiles Verhalten (Bild 7, rechts). Fugen zwischen Fertigteilplatten im Durchstanzbereich sollen als Druckfuge 4 cm breit ausgeführt und mit Beton verschlossen werden. Die Fertigteilplatten können bis an die Stütze herangeführt werden. Vorrausetzung für ein bedingungsgemäßes Tragverhalten ist die stützennahe Anordnung dieser Durchstanzbewehrung (Bild 5).

Die Oberfläche von zuvor betonierten Stützen sollte unterhalb oder auf Höhe der Fertigteilunterseite enden. Bei Anwendung der Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II konnte experimentell gezeigt werden, dass dieses System robust ist und eine geringfügig um 2 cm zu hoch betonierte Stütze nicht zu einer Reduktion des Durchstanzwiderstandes führte. Geringe Abweichungen der Stützenhöhe im Rahmen von Ausführungsungenauigkeiten können danach bei Einsatz dieser Bewehrung unberücksichtigt bleiben. Größere Eindringtiefen können auf der sicheren Seite durch eine rechnerische Reduktion der statischen Deckenhöhe berücksichtigt werden. Das Bemessungsprogramm ProFi 4.0 [7] bietet auch diese Option.

Literatur

[1] Furche, J.; Bauermeister, U.: Flachdecken in Elementbauweise mit Gitterträgern – Hinweise zur Anwendung nach Eurocode 2. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 11, S. 783–792.

[2] DIN EN 1992-1-1: 2011-01: Eurocode 2 : Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregelungen für den Hochbau. Deutsche Fassung EN 1992-1-1: 2004 + AC 2010. Beuth Verlag, Berlin 2011.

[3] Siburg, C.; Hegger, J.; Furche, J.; Bauermeister, U.: Durchstanzbewehrung für Elementdecken nach Eurocode 2. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 3, S. 170–181.

[4] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Europäisch Technische Zulassung ETA-13/0521 für Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II – Filigran-Gitterträger als Durchstanzbewehrung, Berlin, 13. Juni 2013.

[5] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Europäisch Technische Zulassung ETA-13/0136 für Jordahl Durchstanzbewehrung JDA – Doppelkopfanker als Durchstanzbewehrung für punktförmig belastete Platten und Fundamente, Berlin, 27. März 2013.

[6] Kueres, D.; Siburg, C.; Hegger, J.; Furche, J.; Sippel, T.: Zur konstruktiven Durchbildung des Decke-Stütze-Knotens in Flachdecken aus Elementplatten. Bautechnik 93 (2016), Heft 6, S. 356–365.

[7] ProFi 4.01: Bemessungsprogramm zum Nachweis von Durchstanzbereichen in Elementdecken, 28.3.2017, Filigran Trägersysteme GmbH & Co. KG, www.filigran.de.

www.filigran.de

Montagezustand von Elementdecken – Europäische Produktnorm oder deutsche Zulassung?

Gitterträger in Elementdecken gewährleisten im Montagezustand der vorgefertigten Stahlbetonplatten deren Biege- und Querkrafttragfähigkeit sowie deren Biegesteifigkeit. Anwendungs- und Bemessungsregelungen zur Festlegung zulässiger Montagestützweiten finden sich sowohl in nationalen Zulassungen für Gitterträger als auch in der europäischen Produktnorm EN 13747 für Deckenplatten mit Ortbetonergänzung.

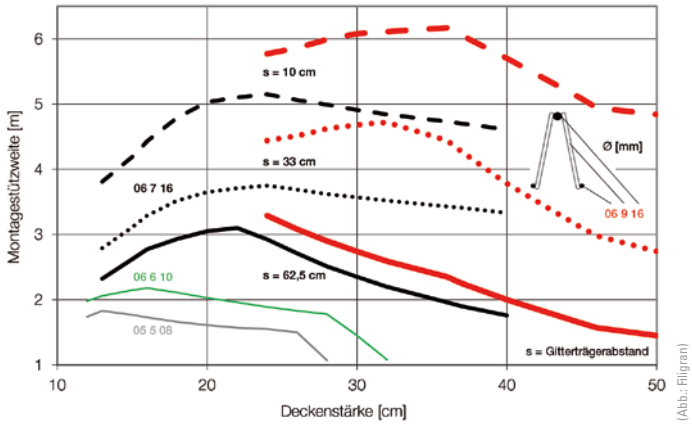
Die Regelungen sind verschieden und führen zu unterschiedlichen zulässigen Montagestützweiten und unterschiedlichem Sicherheitsniveau.

Die EN 13747 wurde bereits vor Jahren verbindlich eingeführt. Jedoch war in Deutschland durch die Bauregelliste die Verwendbarkeit von vorgefertigten Gitterträgerdecken an allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen der verwendeten Gitterträger geknüpft. Somit galten für den Montagezustand weiterhin Zulassungen. Nach deren Grundlagen wurden in den zurückliegenden Jahrzehnten Belastungsversuche an Gitterträgerplatten mit verschiedenen Gitterträgertypen und -dimensionen durchgeführt. Auf dieser Grundlage wurden Momenten- und Querkrafttragfähigkeiten für die jeweiligen Träger vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) bauaufsichtlich zugelassen.

Anwendbarkeit der Zulassungen ersparte neue Versuche und Nachweise

Durch die Anwendbarkeit der Zulassungen blieben den Fertigteilplattenherstellern neue Versuche und Nachweise erspart und sie konnten auf bestehende Bemessungshilfen der Gitterträgerhersteller zurückgreifen.

Für neue Gitterträgerdimensionen wurden aktuell Versuche ergänzt, die Eingang in die Zulassung Z-15.1-147 fanden. Für Filigran®-EV-Gitterträger mit Diagonalendurchmesser 9 mm und Obergurtdurchmesser 16 mm wurden Gitterträgerhöhen über 30 cm bis 40 cm zugelassen. Die Versuchsdurchführung und –auswertung sowie die Ermittlung der zulässigen Montagestützweiten erfolgte nach den Vorgaben des Deutschen Institutes für Bautechnik (DIBt). Aus dem kleinsten Widerstand einer Versuchsserie von jeweils 4 Versuchen je Parameterkombination



Montagestützweiten nach Zulassung/Bauartgenehmigung Z-15.1-147 vom 5. November 2018

wurden mit einem globalen Sicherheitsbeiwert von $\gamma = 1{,}75$ zulässige Momente bzw. zulässige Querkräfte ermittelt. Der Nachweis der zulässigen Durchbiegung erfolgt mit den in Versuchen ermittelten mittleren effektiven Steifigkeiten. Abhängig vom Gitterträgerabstand lassen sich z. B. 36 cm dicke Decken mit Montagestützweiten von 2,40 m bis 6,10 m ausführen. Die Abbildung zeigt zulässige Montagestützweiten für verschiedene Gitterträgerdimensionen und -abstände auf der Grundlage der vorgenannten Zulassung.

Anforderungen für Montagezustand in Deutschland bindend

Der europäische Gerichtshof hatte 2014 in einem Urteil nationale Zusatzanforderungen an Bauprodukte mit CE-Kennzeichen für unzulässig erklärt. Dieses gilt auch für Fertigteilplatten nach der europäischen Produktnorm EN 13747. Die Bauministerkonferenz reagierte darauf durch Änderung der Musterbauordnung (MBO). National können Anforderungen an die Ausführung von baulichen Anlagen, sogenannte Bauarten gestellt werden. Das DIBt hat dementsprechend die allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-147 für Filigran®-Gitterträger zuletzt am 5. November 2018 in Kombination mit einer Bauartgenehmigung erteilt. Danach bleiben die Anforderungen für den Montagezustand von Elementdecken mit Gitterträgern nach nationaler Zulassung in Deutschland bindend. Die Kombination von bauaufsichtlicher Zulassung mit einer Bauartgenehmigung ist auch für andere Gitterträger-Zulassungen geplant.

www.filigran.de

Durchstanznachweis bei Ermüdungsbeanspruchung mit flexibler Bewehrungsanordnung

Flachdecken werden sowohl als Ortbetonkonstruktion als auch mit vorgefertigten Deckenplatten und Aufbetonschicht hergestellt. Der planende Ingenieur sollte bei der Planung der Durchstanzbereiche nicht nur diese beiden Optionen im Blick haben. Abhängig von der Deckenbelastung ist gegebenenfalls ein Ermüdungsnachweis zu führen und eine optimierte Bewehrungsanordnung zu wählen. Diese Optionen bietet das Bemessungsprogramm ProFi seit 2019. Es steht dem Planer kostenlos auf www.filigran.de zur Verfügung.

Die Filigran®-Durchstanzbewehrung wurde mit der ETA-13/0521 vom 14. Juni 2018 [1] auf europäischer Ebene neu bewertet. Diese gitterträgerartige Durchstanzbewehrung wird in 18 cm bis etwa 36 cm dicken Flachdecken eingesetzt. Diese können sowohl aus Ortbeton als auch aus vorgefertigten Fertigteilplatten mit Aufbeton hergestellt sein. Die einzelnen Bewehrungselemente werden auf die untere Bewehrungslage gestellt. Die obere Biegezugbewehrung wird von oben eingebaut und auf den Obergurten abgelegt. Dieser einfache Einbau gilt für teilvorgefertigte Decken und Ortbetondecken gleichermaßen.

Gegenüber früherer Anwendung auf der Grundlage einer technischen Zulassung wurde der Erhöhungsfaktor zur Festlegung des Durchstanzwiderstandes auf der Grundlage ergänzender Durchstanzversuche auf den Wert 2,1 festgelegt und das Bemessungskonzept für die erforderliche Menge an Durchstanzbewehrung im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit verbessert. Wesentliche Neuerung ist die Einführung eines Bemessungskonzeptes für Decken mit Ermüdungsbeanspruchung und die variable Anordnung der Bewehrungselemente.

Optionen für den Planer

Der planende Ingenieur hat im Bemessungsprogramm ProFi die Option einen Verbundnachweis für die Ausführung als Elementdecke zu führen. Dabei wird die Filigran®-Durchstanzbewehrung als Verbundbewehrung regelungskonform angerechnet. Der maximale Verbundwiderstand im Durchstanzbereich kann dabei um 60 % gegenüber dem Normenwert erhöht werden. Diese Möglichkeit wurde in den Durchstanzversuchen mit der Filigran®-Durchstanzbewehrung in Platten mit horizontaler Verbundfuge bestätigt. Der Durchstanznachweis selbst sowie die Anordnung der Elemente als Durchstanzbewehrung bleibt vom Verbundnachweis unbeeinflusst. Dieser Nachweis ist für Ortbetondecken und Filigran®-Decken identisch.

Das Bemessungsprogramm ermöglicht nicht nur die Auswahl verschiedener Stützenanordnungen und Erhöhungsfaktoren für exzentrische Lastverteilungen und eine komfortable Eingabe von Aussparrungen. Auch die prinzipielle Anordnung der Durchstanzelemente kann variiert werden. Für die Anwendung in Decken des Herstellers mit Gitterträgern wurde die einfach einzubauende parallele Anordnung als Standardanordnung entwickelt. Optional ist hierzu eine orthogonale Anordnung möglich, die aufgrund der effektiven Ausrichtung der tragenden Bewehrungsstäbe in Richtung zur Stütze wirtschaftlicher sein kann. Diese Anordnung bietet sich in Ortbetondecken ohne durchgehende Gitterträger an. Die Anordnung der Durchstanzbewehrung des Herstellers im Grundriss wird vom Bemessungsprogramm entsprechend der gewählten Option ausgewiesen.

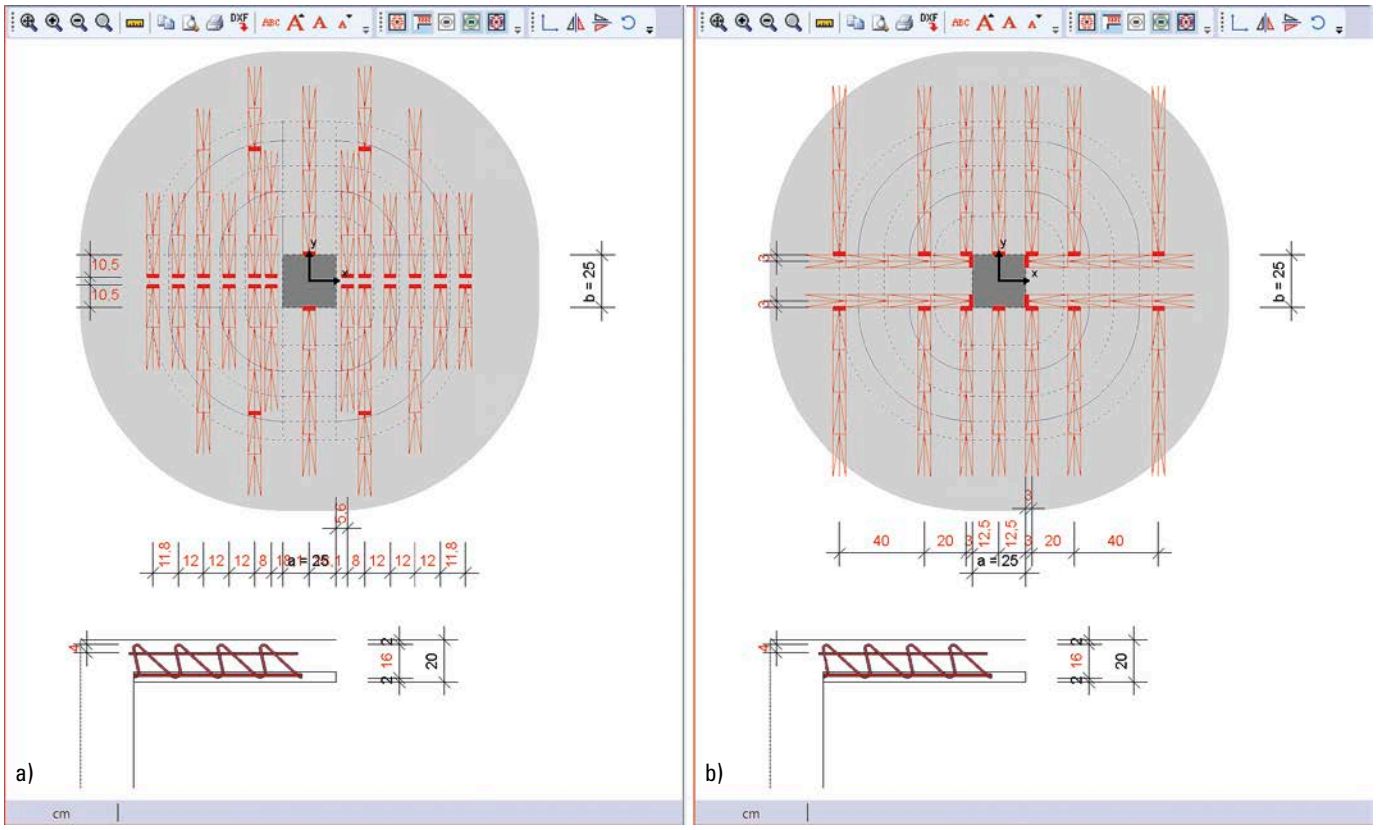


Bild 1 Bemessung einer Innenstütze mit ProFi
a) parallele Anordnung, b) orthogonale Bewehrungsanordnung

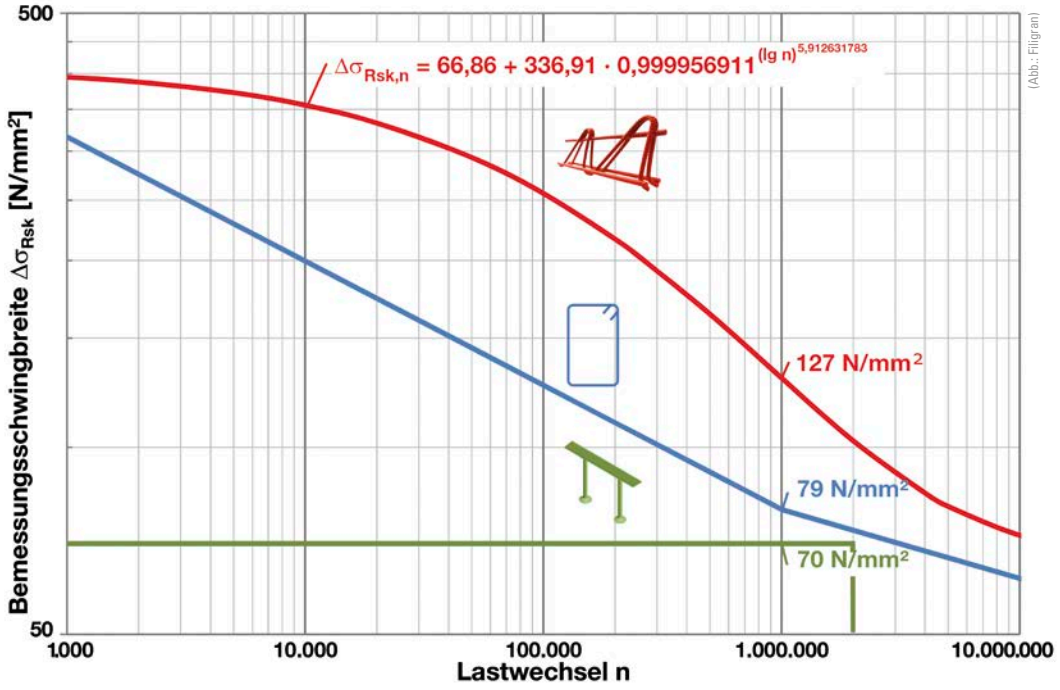


Bild 2 Charakteristischer Ermüdungswiderstand der Filigran®-Durchstanzbewehrung im Vergleich mit anderen Durchstanzbewehrungen

Ermüdungsbeanspruchung

Im Fall einer nicht vorwiegend ruhenden Belastung, z. B. für mit Gabelstaplern befahrene Decken, ist ein Ermüdungsnachweis für den Durchstanzbereich zu führen. Dieser Ermüdungsnachweis ist für die möglichen Versagensarten getrennt zu führen. Die Betontragfähigkeit und damit der maximale Durchstanzwiderstand ist mit einem Goodman-Diagramm nach dem technischen Report EOTA TR 058 [2] nachzuweisen. Hier wurde eine Sicherheitslücke geschlossen, welche beim Nachweiskonzept für andere Durchstanzbewehrungen noch offen ist. Zum Nachweis der Stahltragfähigkeit wurde für die Filigran®-Durchstanzbewehrung eine komplette Wöhlerlinie für den Ermüdungswiderstand ermittelt. Die charakteristische Spannungsschwingbreite liegt deutlich über denen für andere Durchstanzbewehrungen wie Bügel oder Doppelkopfbolzen. Bild 2 zeigt den Ermüdungswiderstand im Vergleich mit anderen Durchstanzbewehrungen. Für Bügel nach EC 2 wurde hier ein Biegedorndurchmesser gleich dem vierfachen Stabdurchmesser angesetzt. Durch den hohen Ermüdungswiderstand dieser Durchstanzbewehrung bleibt die Bemessung wirtschaftlich. Zudem sind durch die Angabe einer kompletten Wöhlerlinie abhängig vom Anwendungsfall Ermüdungsnachweise für unterschiedliche Lastwechselzahlen möglich. Der Planer kann bei Einstufenbelastung mit bekannter Lastwechselzahl diese Zahl im Bemessungsprogramm vorgeben und damit die Ermüdungsnachweise führen. Alternative kann analog der Normenregelung ein Betriebsfestigkeitsnachweis für eine Million Lastwechsel mit einem Ermüdungswiderstand von DsRsk (N*=106) = 79 N/mm² unter Ansatz der maximal auftretenden Schwingbreite geführt werden. Das Bemessungsprogramm ProFi mit allen genannten Optionen steht jedem Planer kostenlos auf www.filigran.de zur Verfügung.

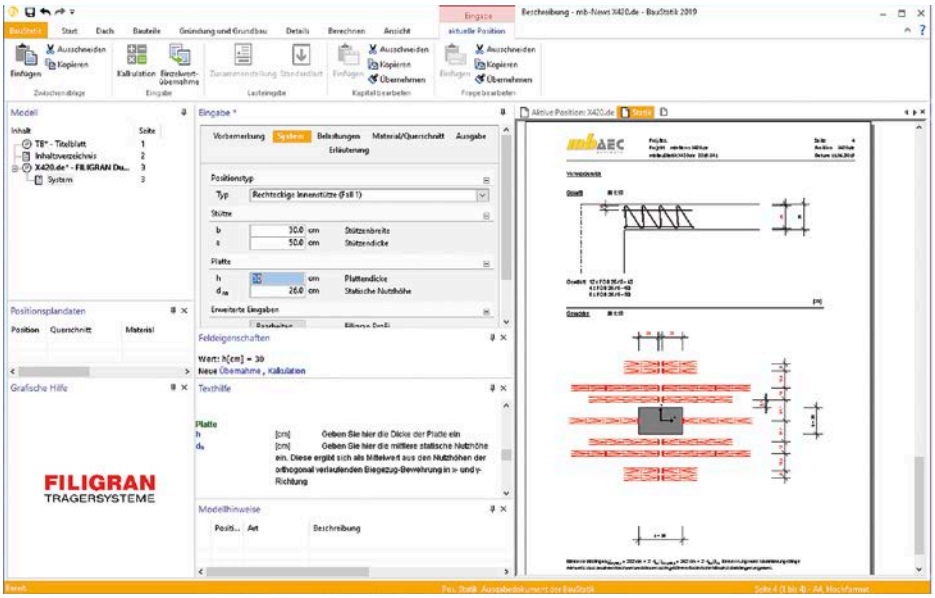
Literatur:

[1] ETA-13/0521: Europäische Technische Bewertung (European Technical Assessment) für die Filigran-Durchstanzbewehrung FDB, 14. Juni 2018

[2] EOTA TR 058: Increase of Punching Shear Resistance of Flat Slabs or Footings and Ground Slabs – Lattice Girders – Calculation Methods, June 2017.

www.filigran.de

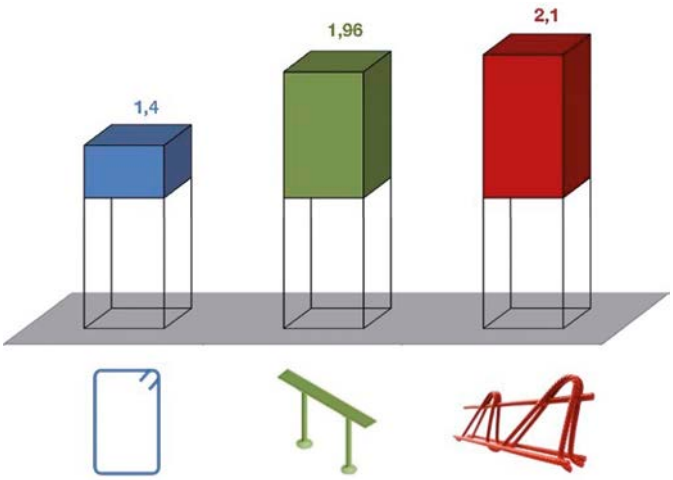
Filigran®-Durchstanzbewehrung – Leistungsbeschreibung des BauStatik-Moduls X420.de Filigran®-Durchstanzbewehrung – FDB



Mit dem Modul X420.de wird die Software ProFi von Filigran® in die mb WorkSuite integriert und steht jedem Anwender der BauStatik kostenlos zur Verfügung. Das Modul ermittelt die Durchstanzbewehrung FDB auf Grundlage der ETA-13/0521. Darüber hinaus stehen die Leistungsmerkmale der BauStatik zur Verfügung, insbesondere die Möglichkeiten der Dokument-orientierten Statik und der Übernahmen.

Werden bei einer Platte aus Stahlbeton hohe Lasten konzentriert eingeleitet, kann dies zu einem Durchstanzversagen führen. Durch die Filigran®-Durchstanzbewehrung kann ein erhöhter Durchstanzwiderstand bis zum 2,1-fachen Wert einer Platte ohne Durchstanzbewehrung erreicht werden (siehe Abb. oben). Dies ermöglicht nicht nur schlankere Bauteile: Im Vergleich mit anderen Durchstanzsystemen kann Längsbewehrung eingespart werden und die Flexibilität bei der Anordnung von Aussparungen ist durch den größeren Durchstanzwiderstand erhöht.

Mit dem Modul X420.de wird die Filigran®-Software ProFi in die Dokument-orientierte Arbeitsweise der Baustatik integriert und somit bei der Seitennummerierung sowie dem Inhaltsverzeichnis mitberücksichtigt. Das Ausgabedokument wird nach den Vorgaben des Projekt-Layouts formatiert, wodurch die ineinandergreifende Arbeitsweise beider Programme auch optisch sichtbar wird. Zusätzlich sind die Einzelwertübernahme und die Lastzusammenstellung verfügbar. Damit ist es z. B. möglich, Auflagerlasten, Abmessungen der Stütze oder die Höhe der Decke aus vorhandenen Positionen zu übernehmen. Durch die Korrekturverfolgung wird gewährleistet, dass übernommene Werte auch nach einer Änderung immer aktuell sind. Werden Belastungen übernommen, können diese in der Ausgabe übersichtlich dokumentiert werden.



(Abb.: Filigran)

Erhöhungsfaktoren für den Durchstanzwiderstand unterschiedlicher Durchstanzbewehrungen

Bei der Eingabe werden im Register „System“ verschiedene Varianten einer unterstützten Decke angeboten. Grundsätzlich wird bei der Unterstützung zwischen Innenstütze, Eckstütze, Randstütze, Innenecke und Wandende unterschieden. Abmessungen der Stütze und der Platte sowie die statische Nutzhöhe werden bei der Eingabe berücksichtigt.

Die Belastung wird direkt als Durchstanzlast vorgegeben. Für den Lasterhöhungsfaktor β, der die ungleichmäßige Verteilung der Querkraft über den Umfang erfasst, stehen drei Optionen zur Auswahl: Näherungswerte, manuelle Eingabe und die Berechnung aus der Schubspannungsverteilung. Bei der letzten Option werden zusätzlich die Momente um die x- und y-Achse benötigt.

Als Material steht Normalbeton mit den gewohnten Festigkeitsklassen zur Verfügung. Die obere und untere Betondeckung der Decke wird unmittelbar vom Anwender vorgegeben.

Über die Schaltfläche „Erweiterte Eingabe“ wird die Eingabemaske der Bemessungssoftware ProFi in einem separaten Fenster geöffnet. Weitere Eingaben, wie die Richtung der Durchstanzbewehrung, Aussparungen im Durchstanzbereich oder der Steuerung zusätzlicher Nachweise, ist möglich.

Neben dem Durchstanznachweis kann ergänzend ein Verbundfugen- oder Ermüdungsnachweis geführt werden.

Christian Keller,
B. Eng., mb AEC Software GmbH

Literatur:

(1) DIN EN 1992-1-1:2011-01, Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
(2) FILIGRAN®-Durchstanzbewehrung FDB – Europäische Technische Bewertung ETA-13/0521 vom 14.06.2018

www.filigran.de; www.mbaec.de

DOI: 10.1002/best.201400072

Johannes Furche, Ulrich Bauermeister

Flachdecken in Elementbauweise mit Gitterträgern

Hinweise zur Anwendung nach Eurocode 2

Herrn Professor Dr.-Ing. Josef Hegger zu seinem 60. Geburtstag gewidmet

Flachdecken werden wirtschaftlich aus vorgefertigten Stahlbetonplatten und einer aufbetonierten Ortbetonschicht hergestellt. Das Tragverhalten dieser Elementdecken mit Gitterträgern ist ähnlich dem von Ortbetondecken. Bei der Bemessung und Konstruktion von Elementdecken sind jedoch einige Besonderheiten zu beachten. Der Eurocode 2 mit zugehörigem nationalem Anhang [1] enthält Regelungen hierzu. Als Durchstanz- und Verbundbewehrung kommen jedoch Bewehrungssysteme zur Anwendung, welche auf der Grundlage von nationalen oder europäischen Zulassungen bemessen werden. Die erforderlichen Nachweise im Durchstanzbereich von Flachdecken werden für unterschiedliche Systeme zusammengestellt und erläutert.

Flat Slabs built as Semi-Precast Slabs with Lattice Girders Advice to application according to Eurocode 2

Flat slabs are economically made of precast slabs with insitu topping. The load bearing behaviour of these semi-precast slabs with lattice girders is similar to in situ concrete slabs. Eurocode 2 together with the German annex [1] gives advice for that. The used punching shear reinforcement and composite reinforcement have to be designed according to national or European technical approvals. The necessary proofs in case of flat slabs are consolidated and explained.

1 Einleitung

Elementdecken bestehen aus etwa 5 cm bis 7 cm starken vorgefertigten Stahlbetonplatten, welche vor Ort mit einer Aufbetonschicht zur fertigen Decke ergänzt werden. Die im Werk vorgefertigten Platten sind für die Transport- und Montagezustände mit im Allgemeinen durchgehenden Gitterträgern bewehrt. Diese wirken im Endzustand der Decke auch als Teil der Biegezugbewehrung und Querkraftbewehrung und sichern die Schubkraftübertragung in der Verbundfuge zwischen Fertigteil und Aufbetonschicht. Diese Elementdecken werden seit fast 50 Jahren auch als zweiachsig gespannte Stahlbetondecken eingesetzt. Dabei werden im üblichen Fall die Längsbewehrung der Haupttragrichtung sowie die Durchstanzbewehrung in die Fertigteilplatte eingebaut (Bild 1). Die zur Längsbewehrung quer verlaufende Biegezugbewehrung wird auf der Fertigteilplatte verlegt. Dieses entspricht auch der Regelausführung bei Flachdecken.

Die Finite-Elemente-Methode (FEM) ermöglicht eine einfache Schnittgrößenermittlung von Platten über unregelmäßigen Grundrissen. Im Wohn- und Geschossbau werden zunehmend Wände als Linienauflager mit Wandenden und Einzelstützen als Auflager kombiniert. Auch für diese teilweise punktförmig gestützten Decken gelten folgende Ausführungen.

Die Bemessung von Flachdecken lässt sich getrennt durchführen für Biegung und für Querkraft im Bereich der punktförmigen Unterstützungen. Die letztgenannten Durchstanznachweise werden in Abschn. 3 beschrieben. Zur Schnittgrößenermittlung, Biegebemessung und Konstruktion von Flachdecken in Elementbauweise werden ergänzend Hinweise in Abschn. 2 gegeben. Alle Verweise auf den Eurocode 2 beziehen sich in diesem Beitrag immer auf die Norm in Verbindung mit dem nationalen Anhang für Deutschland [1].

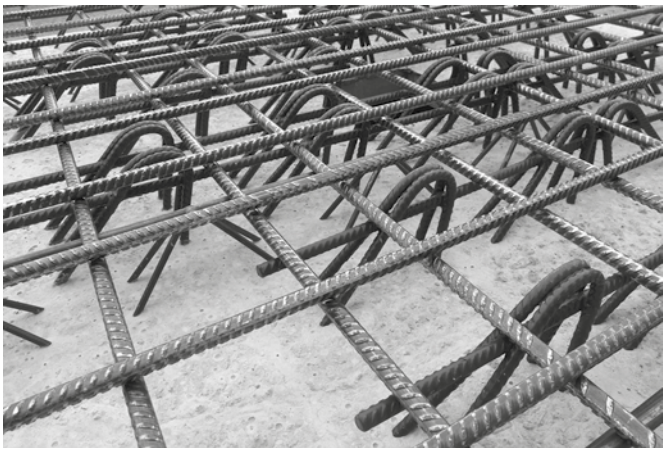


Bild 1 Fertigteilplatte mit Gitterträgern und Durchstanzbewehrung
Precast slab with lattice girders and punching shear reinforcement

2 Zweiachsig gespannte Elementdecken

2.1 Tragverhalten

Das Tragverhalten von Elementdecken als Verbundbauteil entspricht prinzipiell dem reiner Ortbetondecken. Bei nachgewiesener Schubkraftübertragung in der Fuge zwischen Fertigteilplatte und Aufbetonschicht bleiben als Besonderheit der Elementdecke eine geänderte Höhenlage der Biegezugbewehrung und ggfs. Stoßfugen zwischen den Fertigteilplatten.

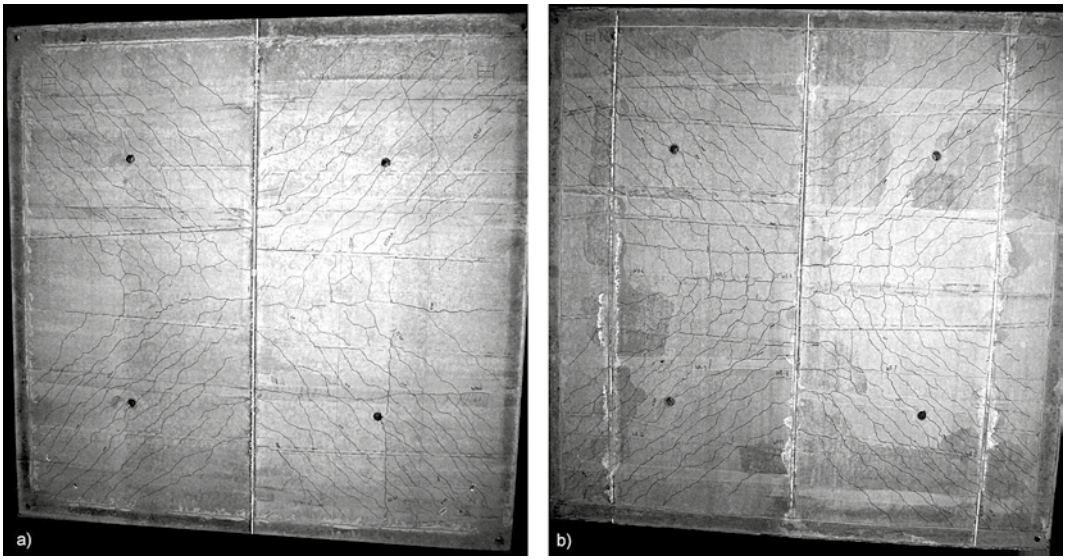


Bild 2 Rissbilder der Unterseite von zweiachsig gespannten Elementdecken [3]
a) Stoßfugen außerhalb des Drillbereichs; b) Stoßfugen im Drillbereich
Crack pattern of the lower side of two way span semi precast slabs [3]
a) Butted joints outside the drill area; b) Butted joints inside the drill area

Ein Einfluss der offenen Stoßfugen an der Deckenunterseite auf das Tragverhalten der Decke im Bruchzustand ist dann gegeben, wenn Druckkräfte senkrecht zur Fuge wirken. Daher sind im Durchstanzbereich und im Bereich negativer Momente Stoßfugen zu vermeiden oder auszubetonieren. Werden Druckkraftkomponenten an der Plattenunterseite senkrecht zur Fuge ausschließlich infolge schiefer Hauptdruckspannungen (Drillmomente) erzeugt, ist der Einfluss der Stoßfugen auf das Gesamttragverhalten der Platte untergeordnet. Dieses belegen Bauteilversuche von SCHIESSL [2], in denen Elementfugen auch im Drillbereich angeordnet waren. Danach wird die lokale Drillsteifigkeit durch die Stoßfugen zwar begrenzt reduziert, aber das Tragverhalten der Gesamtplatte praktisch nicht beeinflusst.

Ähnliche Bauteilversuche wie von SCHIESSL [2] an quadratischen Elementdecken durchgeführt wurden, führte 2012 auch GRÖNING [3] 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 duktiles Tragverhalten der zweiachsig gespannten Fertigteilplatten mit Ortbetonergänzung auch dann, wenn sich vertikale Fugen im Drillbereich der Platte befinden. Der zweiachsige Lastabtrag ist durch die Rissbilder (Bild 2) bestätigt worden. Diagonale Risse auf der Plattenunterseite verlaufen nahezu ungestört über die Elementfuge auch im Eckbereich hinweg (Bild 2b). 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 [3] die Tragfähigkeit der Platte nur um ca. 6 %, was den geringen Einfluss dieser Bewehrung auf die Tragfähigkeit von Stahlbetonplatten bestätigt. Es stellt sich nach GRÖNING [3] 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 in [4] dennoch gefordert.

Nach Eurocode 2, 10.9.3 (NA15) [1] darf die günstige Wirkung der Drillsteifigkeit bei der Schnittgrößenermittlung berücksichtigt werden, wenn sich innerhalb des Drillbereichs von 0,3l 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 3). 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.

Die Anforderung in Eurocode 2 [1], 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 unten liegenden 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.

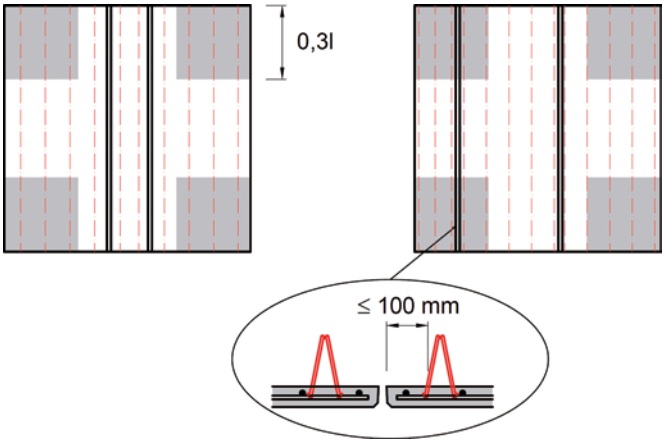


Bild 3 Gitterträger neben Stoßfugen im Drillbereich
Lattice girders nearby the butted joints inside drill area

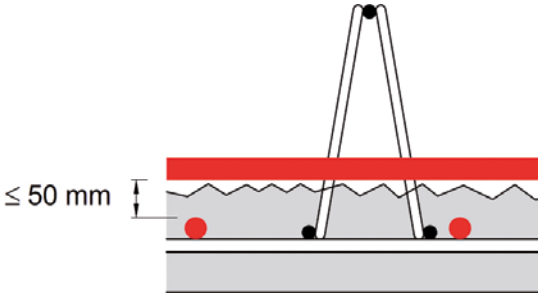


Bild 4 Maximaler Höhenabstand der Bewehrung bei Berechnung als isotrope Platte
Maximum height distance of the reinforcement to design as an isotropic slab

Über die Regelungen zur Drillsteifigkeit hinaus erlaubt der nationale Anhang [1] 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 Querbewehrung in der Höhe 50 mm nicht überschreitet (Bild 4). Der in Heft 600 [5] 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 [6, 7, 8] schließen aufgrund mangelnder Erfahrung die Anwendung der Plastizitätstheorie und anderer nicht linearer Verfahren aus.

2.2 Gebrauchszustand

Der Einfluss von Fertigteilfugen und unterschiedlichen Höhenlagen der Bewehrung auf die Durchbiegung von Flachdecken wurde von Curbach [9] anhand nicht linearer FE-Berechnungen untersucht. Danach ist ein Unterschied der Durchbiegung im Vergleich zur reinen Ortbetondecke belastungsabhängig. Im unteren Lastbereich sind die Durchbiegungen einer Elementdecke zunächst größer, der Unterschied gegenüber einer reinen Ortbetondecke verringert sich dann mit zunehmender Belastung bis zum Gebrauchslastniveau auf etwa 5 %. Dieses vergleichsweise günstige Durchbiegungsverhalten von Elementdecken begründet sich auch durch die in den Fertigteilplatten eingelegte Querbewehrung von 20 % der Längsbewehrung. Bei der in zweiachsig gespannten Platten üblichen Anordnung einer durchgehenden statisch erforderlichen Querbewehrung auf den Fertigteilplatten erhöht diese zusätzliche konstruktive Plattenbewehrung die Steifigkeit im gerissenen Zustand II.

Unter Berücksichtigung der grundsätzlichen Streuungen von gemessenen Durchbiegungen scheint der rechnerisch ermittelte Unterschied zwischen einer Elementdecke und einer reinen Ortbetondecke vernachlässigbar, eine gesonderte Durchbiegungsbemessung für Elementdecken entbehrlich. Wesentlich scheint nach Ansicht der Verfasser eher die grundsätzliche Begrenzung von Durchbiegungen der Flachdecken durch die sinnvolle Wahl der Plattendicke zu sein. Eurocode 2 [1] stellt Grundlagen zur Dimensionierung zur Verfügung. Diese gelten auch für Ausführung von Flachdecken als Elementdecken.

2.3 Konstruktive Hinweise

Unabhängig von einer Standardausführung mit durchgehender Biegezugbewehrung können Übergreifungsstöße zwischen der Bewehrung im Fertigteil und im Aufbeton erforderlich werden. In diesem Fall liegen die zu stoßenden Stäbe übereinander und dazwischen befindet sich die Verbundfuge.

Nach Eurocode 2, 10.9.3 (NA.14) sind für einen solchen Tragstoß zusätzliche Bedingungen einzuhalten:

- maximaler Durchmesser der gestoßenen Bewehrung: 14 mm
- maximaler Querschnitt der erforderlichen Stoßbewehrung: 10 cm^2/m
- Bemessungswert der einwirkenden Querkraft $V_{Ed} \leq 0{,}3\ V_{Rd,max}$
- der Stoß ist durch Bewehrung (Gitterträger) zu sichern, für die gilt:
  - maximaler Abstand: zweifache Plattendicke
  - Bewehrungsquerschnitt ist für die Kraft der zu stoßenden Stäbe ermittelt

Diese Regelung (Bild 5) geht auf einen Vorschlag von Schiessl [10] aus dem Jahr 1997 zurück. Dabei entsprechen Bewehrungsdurchmesser und -menge den Regelungen, welche seinerzeit für übereinanderliegende Matten-

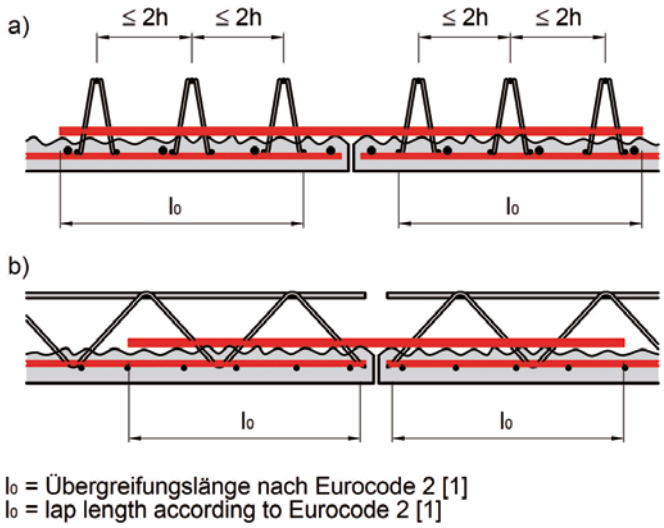


Bild 5 Mögliche Tragstoßausbildung in Elementdecken nach Eurocode 2
Possible design of a loadbearing lap length in semi precast slabs according to Eurocode 2

stöße erarbeitet wurden. Die Abstände der zu stoßenden Stäbe sind unterschiedlich und im Allgemeinen größer als der vierfache Stabdurchmesser. Aus diesem Grund hatte SCHIESSL [10] eine pauschale Vergrößerung der Verankerungslänge um 100 mm vorgeschlagen. Dieser Ansatz ist praktikabel, erübrigt sich aber, wenn die Übergreifungslänge für größere Stababstände als 4∅ nach Eurocode 2 [1], 8.7.2(3) erhöht wird.

Die Querkraftgrenze von 0,3 $V_{Rd,max}$ entspricht etwa der damaligen Anwendungsgrenze von Platten mit Querkraftbewehrung und somit der Anwendungsgrenze von Gitterträgern als alleinige Schubbewehrung. Da die Anwendungsgrenze in geltenden Zulassungen [6, 7, 8] an die aktuelle Regelung nach Eurocode 2, 9.3.2(3) auf 1/3 $V_{Rd,max}$ angepasst wurde, wird bei Ausführung eines Tragstoßes die Obergrenze demgegenüber geringfügig reduziert.

Die Sicherung des Stoßes der übereinanderliegenden Stäbe bzw. der dazwischenliegenden Verbundfuge erfolgt durch die Diagonalen der Gitterträger. Diese sind für die senkrecht zum Stoß wirkenden Zugkräfte zu bemessen, welche sich für ein Fachwerk mit Druckstrebenneigung von 45° einstellen. Aufgrund der ursprünglichen Empfehlung [10] sollen dabei nur die im Fachwerk als Zugstäbe wirkenden Diagonalen innerhalb der ausgeführten Übergreifungslänge berücksichtigt werden. Die vorhandene Verbundbewehrung darf auf die Stoßsicherung angerechnet werden.

Bild 5a zeigt einen tragenden Bewehrungsstoß quer und Bild 5b parallel zu den Gitterträgern. Für beide Ausführungen gilt innerhalb des Stoßbereichs ein maximaler Gitterträgerabstand entsprechend der zweifachen Deckenstärke von 2h. Dieser Abstand gilt auch für den maximalen Abstand von Gitterträgern [6, 7, 8] als Verbundbewehrung in zweiachsig gespannten Platten, wenn die Biegezugbewehrung in der Fertigteilplatte liegt und z. B. an den Plattenstößen entsprechend Bild 5a gestoßen wird. Liegt die Längsbewehrung der zweiten Spannrichtung wie üblich auf der Fertigteilplatte, gilt als maximaler Gitterträgerabstand 5h bzw. 75 cm. Für Gitterträger als Schubbewehrung gelten zusätzliche Regelungen [6, 7, 8].

Bild 5b zeigt eine baustellengerechte Stoßausausbildung der Längsbewehrung in der Fertigteilplatte mit einer Biegezugbewehrung im Ortbeton, die direkt von oben auf die Fertigteilplatten gelegt werden kann. Randbügel in der Fertigteilplatte sind bei dieser Konstruktion nicht erforderlich. Aus konstruktiven Gründen und aufgrund der o. g. Begrenzung der Querschnittfläche sollten tragende Bewehrungsstöße im Bereich geringer erforderlicher Biegebewehrung angeordnet werden.

3 Durchstanznachweise

3.1 Bemessungskonzept nach Eurocode 2

Kennzeichnend für das Tragverhalten von Flachdecken ist das mögliche Querkraftversagen der Platte im Bereich der Unterstützungen. Das Durchstanzen in Form eines kegelförmigen Betonausbruchs ist durch entsprechende Bemessung, Dimensionierung und Ausführung zu vermeiden. Eurocode 2 [1] fordert einen Nachweis der Spannungen bei Flachdecken im kritischen Rundschnitt in einer Entfernung der zweifachen Deckennutzhöhe d von der Stütze bzw. Lasteinleitungsfläche. Bild 6 zeigt den kritischen Rundschnitt für eine quadratische Innenstütze. Für andere Stützenquerschnitte und andere Randbedingungen enthält Eurocode 2 gesonderte Regelungen für die Schnittführung. Die einwirkende Schubspannung v_{Ed} in diesem kritischen Rundschnitt u_1 wird nach Gl. (1) ermittelt. Für Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung und ohne Normalspannung gilt nach Eurocode 2 [1] für den Bemessungswiderstand $v_{Rd,c}$ die Gl. (2).

$$v_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed}/(u_1 \cdot d) \tag{1}$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} \tag{2}$$

Erläuterungen zu den Bezeichnungen vgl. Eurocode 2 [1].

Für Platten mit Durchstanzbewehrung gilt als Obergrenze für den Bemessungswiderstand $v_{Rd,max}$ ein Vielfaches des Querkraftwiderstands von Platten ohne Durchstanzbewehrung. Dieser Ansatz in Gl. (3) ermöglicht nach [11] die Berücksichtigung höherer Durchstanzwiderstände beim Einsatz von Durchstanzbewehrungen mit optimierter Endverankerung. Darüber hinaus wurde in [12] gezeigt, dass der Nachweis der maximalen Durchstanztragfähigkeit im Bemessungsrundschnitt in einer Entfernung von 2d von der Stütze ein gleichmäßiges Sicherheitsniveau gewährleistet. Daher wurde im nationalen Anwendungsdokument [1] dieses Nachweisformat anstelle des ursprünglich im Eurocode festgelegten Nachweises, der direkt an der Stütze zu führen ist, eingeführt.

$$v_{Rd,max} = \alpha_{max} \cdot v_{Rd,c} \tag{3}$$

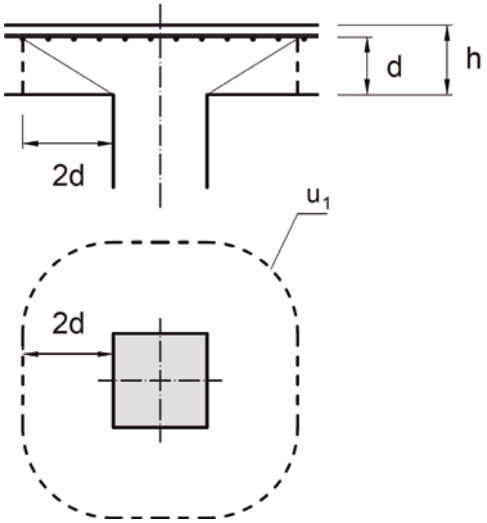


Bild 6 Kritischer Rundschnitt u_1 nach Eurocode 2
Basic control section u_1 according to Eurocode 2

Eurocode 2 [1] regelt als Durchstanzbewehrung Bügel und aufgebogene Längsstäbe. Für diese genormten Bewehrungen gilt in Gl. (3) der Erhöhungsfaktor von $\alpha_{max} = 1{,}4$. Die Festlegung dieses Werts geht maßgeblich auf eine Auswertung von 45 Versuchen mit Bügeln als Durchstanzbewehrung zurück [13].

Die Durchstanzbewehrung ist nach Eurocode 2 [1] in Bewehrungsreihen um die Stütze anzuordnen. Die erste Bewehrungsreihe liegt in einer Entfernung von 0,3d bis 0,5d von der Stütze entfernt. Die weiter entfernten Reihen haben einen maximalen Abstand von 0,75d. Nach DAfStb Heft 600 [5] sind Abweichungen von der Solllage bis ±0,2d zulässig. Entsprechend dem Bemessungswiderstand nach Gl. (4) ist in den Bewehrungsreihen nur der Querkraftanteil durch Schubbewehrung abzudecken, welcher 75 % des Betontraganteils übersteigt.

$$v_{Rd,cs} = 0{,}75 \cdot v_{Rd,c} + 1{,}5 \cdot (d/s_r) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin\alpha/(u_1 \cdot d) \quad (4)$$

$v_{Rd,cs}$ 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

Im deutschen Anhang zum Eurocode 2 wurde festgelegt, dass die erforderliche Durchstanzbewehrung nach Gl. (4) 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 [5] eine ausreichende Stahltragfähigkeit beim Durchstanzen, wie Auswertungen in [13] belegen.

3.2 Regelungen nach Zulassungen

3.2.1 Gitterträger als Durchstanzbewehrung

Gitterträger empfehlen sich als Durchstanzbewehrung aufgrund der steifen Verankerung der tragenden Streben infolge Verschweißung mit den Gurten. Die bekannten Systeme unterscheiden sich durch Geometrie und Konstruktion [14]. Je nach Ausführung ist die Effektivität bei der Steigerung des Durchstandwiderstands unterschiedlich.

In [15 bis 19] 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 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.

Für Schubgitterträger nach Bild 7a gilt nach allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen [7, 8] auch das Nachweisformat nach Gl. (3). 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. Zudem wurde die Obergrenze aufgrund begrenzter Stahltragfähigkeit in den Versuchen nicht hinlänglich abgeprüft.

Der Nachweis der Stahltragfähigkeit bei Einsatz der Schubgitterträger erfolgt analog den Regelungen nach Eurocode 2, jedoch mit einigen Modifikationen. Nach Zulassungen [7, 8] wird die zulässige Abweichung der anrechenbaren Stäbe von der Solllage der Bemessungsringe ±0,375d so weit gefasst, dass bei maximalem Abstand der Kreisringe von 0,75d aneinandergrenzende 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 die engen Toleranzen wie für Bügel nicht einhaltbar waren. Andererseits zeigten im Versuch gemessene Dehnungen der Gitterträger, dass sich auch Streben außerhalb der nach Norm definierten

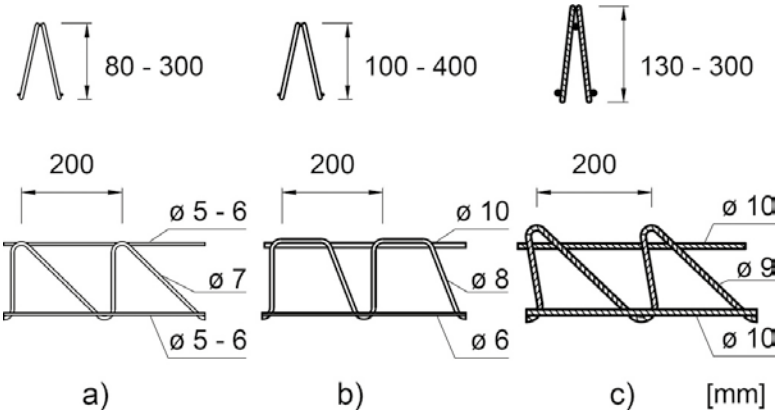


Bild 7 Unterschiedliche Gitterträger als Durchstanzbewehrung
Different lattice girders as punching shear reinforcement

Kreisringe am Lastabtrag beteiligen. Zudem ergibt sich bei einem maximalen Durchmesser von 7 mm [7, 8] eine gute Verteilung der einzelnen Bewehrungsstäbe.

Anders als nach Gl. (4) ist in den Zulassungen [7, 8] 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, 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 8a). Die Regelung gilt am Untergurt sinngemäß.

Auch für Sonderträger nach Bild 7b nach allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung [20] gilt das Nachweisformat nach Gl. (3). Die zugelassene maximale Lasterhöhung von 50 % übertrifft jene für Bügel nach Eurocode 2. Nach Zulassung [20] sind die ersten Stäbe in einem Abstand von 0,35d bis 0,5d von der Stütze anzuordnen. Für den ersten Nachweisschnitt in einer Entfernung von 1,0d vom Stützenrand können alle Stäbe berücksichtigt werden, deren Schwerpunkt innerhalb dieses Bereichs vom Stützenrand liegt. Für die weiteren Ringe gelten bezüglich der Lage der anrechenbaren Streben die Vorgaben entsprechend Eurocode 2.

Ähnlich wie nach Gl. (4) ist in der Zulassung [20] nur der Querkraftanteil durch Bewehrung abzudecken, welcher 75 % des Betontraganteils überschreitet. Allerdings ist der Betontraganteil im Verhältnis der Rundschnittlänge in einem Abstand von 0,5d zum Umfang im Bemessungsschnitt abzumindern. Für den ersten Bemessungsschnitt in einer Entfernung von 1,0d reduziert sich der Betontraganteil z. B. für eine Rundstütze mit einem Stützendurchmesser entsprechend der statischen Höhe auf 50 %.

Anrechenbar sind nach [20] – im Gegensatz zu [7, 8] – alle Streben. Es werden auch die an der Stütze vorbeizeigenden Diagonalen mit dem Faktor $\kappa_S \cdot \sin\alpha$ berücksichtigt. Der Abminderungsbeiwert für die Stahltragfähigkeit ist in [20] jedoch mit $\kappa_S = 0{,}7 + 0{,}3\ (d\text{-}200)/150$ innerhalb der Grenzen 0,7 und 1,0 festgelegt. Diese Regelung weicht sowohl von der Festlegung in der Zulassung [7, 8] als auch vom Eurocode 2 [1] 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 [7, 8] nach Bild 8a. Hiervon darf nach [20] 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.

3.2.2 Filigran®-Durchstanzbewehrung

Für die Filigran®-Durchstanzbewehrung wurde eine europäisch technische Zulassung [21] erteilt. Aufgrund der optimierten Form der Bewehrungselemente wurden in Durchstanzversuchen höchste Durchstanzwiderstände erreicht [18]. Der Erhöhungsfaktor von $\alpha_{max} = 2{,}09$ ermöglicht mehr als eine Verdoppelung des Durchstanzwiderstands.

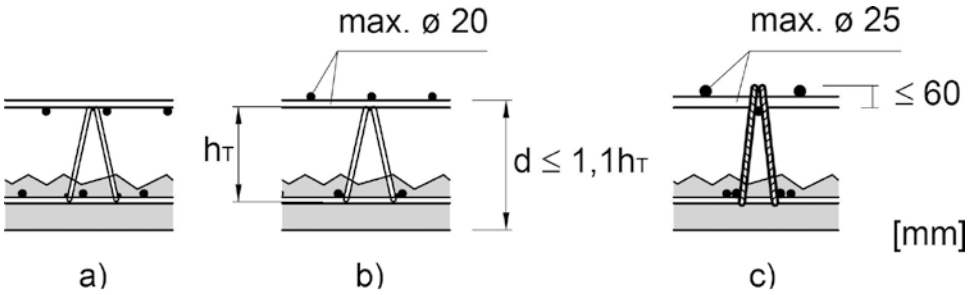


Bild 8 Anordnung der Biegezugbewehrung am Obergurt der Gitterträger
Arrangement of bending reinforcement near the upper chord of lattice girders

Nach Zulassung [21] sind die ersten Stäbe der Durchstanzbewehrung mit einem maximalen Abstand von 0,35d von der Stütze anzuordnen. Aufgrund der Versuche [18] wird empfohlen, die Bewehrungselemente direkt am Rand der Fertigteilplatte zur Stütze anzuordnen. Für den Nachweis der Stahltragfähigkeit wird zwischen dem stützennahen Bereich C bis zu einer Entfernung von 1,125d und dem daran anschließenden Bereich D unterschieden. Im Bereich C ist die komplette Belastung durch Bewehrung abzudecken, d. h. es wird kein Betontraganteil berücksichtigt. Das Nachweisformat für die Stahltragfähigkeit $V_{Rd,sy}$ nach Zulassung [21] zeigt Gl. (5).

$$\beta \cdot V_{Ed} \leq V_{Rd,sy} = f_{yk}/(\gamma_s \cdot \eta) \cdot \Sigma\,(A_{sy} \cdot \sin\alpha_i) \qquad (5)$$

mit $\eta = 1{,}0$ für $V_{ED}/V_{Rd,c} = 1{,}80$
$\eta = 1{,}5$ für $V_{ED}/V_{Rd,c} = 2{,}09$
Zwischenwerte dürfen interpoliert werden
A_{sy} = Querschnittsfläche eines wirksamen Stabes
α_i = Neigungswinkel des Stabes bezogen auf den horizontalen Gurt
Weitere Erläuterungen vgl. [21].

Im Bereich D wird der erforderliche Querschnitt der Gitterträgerstäbe je Kreisring nach Gl. (6) nachgewiesen.

$$0{,}5 \cdot \beta \cdot V_{Ed} \cdot (s\,/\,0{,}75d) \leq V_{Rd,sy} \qquad (6)$$

s = Kreisringbreite mit s = 0,75d

Anrechenbar sind beim Nachweis der Stahltragfähigkeit alle Stäbe, welche annähernd senkrecht stehen und die stark geneigten, wenn die verlängerte Achse der Bewehrungselemente im Grundriss durch die Stützenfläche (Lasteinleitungsfläche) verläuft.

Die obere Biegezugbewehrung darf komplett auf den Obergurten der Durchstanzbewehrung abgelegt werden (Bild 8c). 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 [21] 25 mm. Diese Begrenzung resultiert aus den Parametern der Zulassungsversuche [18].

3.2.4 Konstruktive Hinweise

Für die Anwendung verschiedener Gitterträger als Durchstanzbewehrung gelten unterschiedliche Anwendungsbe-

Tab. 1 Anwendungsbedingungen für unterschiedliche Gitterträger als Durchstanzbewehrung im Vergleich zu Bügeln
Application rules for different lattice girders functioning as punching shear reinforcement in comparison to stirrups

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	[7, 8]	1,2	1,0 $V_{Rd,c}$	200 mm	300 mm	0,3d–0,5d	Bewehrung einer Richtung
Bügel	[1]	1,4	0,75 $V_{Rd,c}$	200 mm	–	0,3d–0,5d	Bügel müssen mind. 50 % der Längsbewehrung umschließen
Durchstanzgitterträger	[20]	1,5	~ 0,5 $V_{Rd,c}$[2)]	180 mm	400 mm	0,35–0,5d	Bewehrung einer Richtung oder beider Richtungen für max ∅ 20 mm und d ≤ 1,1 h_T
Filigran®-Durchstanzbewehrung	[21]	2,09	0	180 mm	320 mm	≤ 0,35d	mehrlagig in beiden Richtungen bis 60 mm Lagendicke max ∅ 25 mm

[1)] beim Nachweis der Stahltragfähigkeit
[2)] nach Übertragung auf den 1. Bemessungsschnitt bei 1d

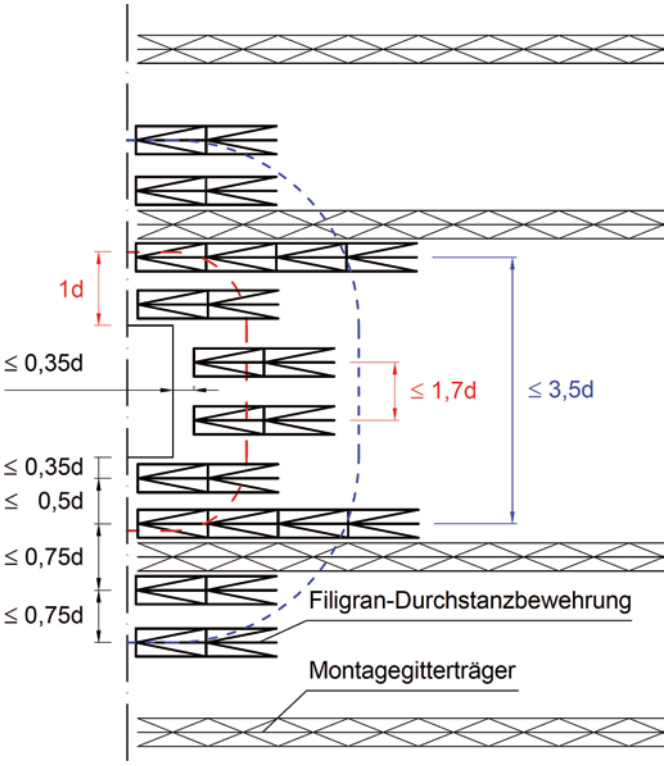


Bild 9 Anordnung von Gitterträgern und Filigran®-Durchstanzbewehrung
Arrangement of lattice girders and Filigran®-Punching-Shear-Reinforcement

dingungen. Diese begründen sich durch unterschiedliche Geometrie und Versuchsparameter sowie die jeweils geltenden Bemessungsmodelle. Tab. 1 stellt wesentliche Anwendungsbedingungen für die beschriebenen Systeme zusammen.

Maximale Abstände einzelner Stäbe werden durch die Festlegung maximaler Achsabstände der linearen Bewehrungselemente sichergestellt. Bild 9 zeigt eine Aufsicht mit durchgehenden Gitterträgern zur Gewährleistung der Montagesicherheit der Platte und die parallel dazu im Durchstanzbereich zugelegten Elemente der Filigran®-Durchstanzbewehrung. Die festgelegten Maximalabstände gewährleisten bei einheitlichem Knotenabstand in Trägerlängsrichtung von 200 mm eine ausreichende Bewehrungsverteilung und eine Durchdringung möglicher Schubrisse durch Bewehrungsstäbe.

Soll im Durchstanzbereich bzw. im Bereich negativer Momente die Gesamtdeckenstärke angesetzt werden, so sind nach den Zulassungen Fugen 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.

In den Durchstanzversuchen [15, 16, 17] wurden die Fertigteilplatten mit unterschiedlichen Abständen zur Stützenkante von 35 mm, 30 mm bzw. 20 mm angeordnet. In Versuchen mit der Filigran®-Durchstanzbewehrung 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 [18]. Die Durchstanzwiderstände bei Einsatz der Filigran®-Durchstanzbewehrung waren danach unabhängig vom Abstand der Fertigteilplatte von der Stütze. Zusätzliche Untersuchungen [19] bestätigten die Unempfindlichkeit der Filigran®-Durchstanzbewehrung gegenüber Montageungenauigkeiten. 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 Durchstanzwiderstands 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 Stützeneindringung (vgl. Bild 10).

Die europäisch technische Zulassung [21] 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 Abschalung zu verzichten. Die Oberkante der vorbetonierten Stütze soll dabei nicht über der Deckenunterkante liegen [21].

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. (7) aufweisen. Diese Abreißbewehrung ist mit mindestens zwei Stäben je orthogonaler Richtung über die Lasteinleitungsfläche hinwegzuführen. Sie soll nach Heft 600 [5] nach einem lokalen Durchstanzversagen als Zugband eine Seilnetzwirkung sicher-

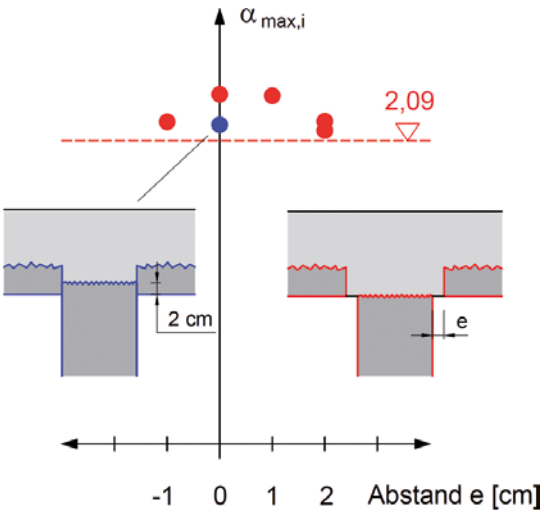


Bild 10 Erhöhungsfaktoren [18, 19] der Filigran®-Durchstanzbewehrung in Abhängigkeit vom Plattenabstand zur Stütze
Increase factors [18, 19] of the Filigran®-Punching-Shear-Reinforcement in dependency of the distance of the precast slab to the column

stellen und ist hierzu mit der Feldbewehrung zu stoßen. In Elementdecken kann diese untere Bewehrung auf den Fertigteilplatten verlegt werden.

$$A_S = V_{Ed}/f_{yk} \tag{7}$$

A_S erforderliche Querschnittsfläche
V_{Ed} mit $\gamma_F = 1{,}0$

4 Nachweis der Verbundfuge

In Flachdecken in Elementbauweise ist grundsätzlich ein Nachweis der Schubtragfähigkeit der horizontalen Verbundfuge zwischen der vorgefertigten Platte und dem Aufbeton erforderlich. Für den Nachweis der Schubkraftübertragung gilt das Format nach Eurocode 2 bzw. nach Zulassungen (z. B. [6]).

Die Filigran®-Durchstanzbewehrung (Bild 7c) darf nach [21] als Verbundbewehrung angerechnet werden. Die Oberfläche der Fertigteilplatte muss mindestens glatt sein, d. h. sie darf unbehandelt bleiben. Der erste Nachweis wird in einer Entfernung von 1,5d von der Stütze geführt [18]. 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.

Schubgitterträger (Bild 7a) und Durchstanzgitterträger (Bild 7b) werden nach [7, 8] bzw. [20] 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 0,5d von der Stütze. Bei den Durchstanzsystemen [7, 8] mit begrenzter Lasterhöhung kann der Verbundfugennachweis im Stützenbereich bis zu einer Entfernung von 1,5d entfallen, wenn die Durchstanzbewehrung ohne Abzug des Betontraganteils bemessen wurde.

5 Zusammenfassung

Flachdecken aus Fertigteilplatten mit Gitterträgern und einer Aufbetonschicht werden sowohl im Eurocode 2 als auch in bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt. Der Ansatz einer Drillsteifigkeit der fertigen Stahlbetonplatte beim Nachweis der Tragfähigkeit ist bei Einhaltung bestimmter Randbedingungen wie bei monolithisch hergestellten Decken möglich. Das Durchbiegungsverhalten entspricht etwa dem von Ortbetondecken gleicher Abmessung. Im Bereich der Auflagerpunkte wirken Gitterträger als Durchstanzbewehrung und sichern zusätzlich die Übertragung der Schubkräfte in der horizontalen Verbundfuge zwischen Fertigteil und Aufbeton. Hierzu stehen unterschiedliche Systeme zur Verfügung, welche abhängig von ihrer Geometrie und Verankerungsintensität unterschiedliche Erhöhungen der Widerstände ermöglichen. Bezogen auf den Durchstanzwiderstand von Platten nach Eurocode 2 ohne Durchstanzbewehrung ergeben sich Erhöhungsfaktoren von 1,2 bis 2,09. Der höchste Wert für die Filigran®-Durchstanzbewehrung gewährleistet einen Tragwiderstand der Elementdecke, welcher über dem für Ortbetondecken mit Bügeln oder anderen zugelassenen Durchstanzsystemen liegt. Die Schubkraftübertragung in der horizontalen Verbundfuge zwischen vorgefertigter Platte und dem Aufbeton wird durch die Durchstanzbewehrung selbst gesichert.

Literatur

[1] DIN EN 1992-1-1: 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, Januar 2011, mit nationalem Anhang DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau, April 2013.

[2] Schiessl, P.: *Drillsteifigkeit von Fertigplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht*. Beton- und Stahlbetonbau 91 (1996), Heft 3, S. 62–67 und Heft 4, S. 86–89.

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

[4] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *Bewehren nach Eurocode 2*. DAfStb Heft 599, Beuth Verlag, Berlin 2013.

[5] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2)*. DAfStb Heft 600, Beuth Verlag, Berlin 2012.

[6] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): *Zulassung Z-15.1-147 vom 7.5.2014 für Filigran-E-Gitterträger und Filigran-EV-Gitterträger für Fertigteilplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht.*

[7] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): *Zulassung Z-15.1.93 vom 1.7.2014 für Filigran-EQ-Gitterträger für Fertigteilplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht.*

[8] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): *Zulassung Z-15.1-38 vom 7.2.2014 für Kaiser-Omnia-Träger KTS für Fertigteilplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht.*

[9] Curbach, M.; Brückner, A.: *Einfluss der Elementfugen auf die Durchbiegung von Flachdecken*. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006) Heft 3, S. 132–137.

[10] Schiessl, P.: *Gutachterliche Stellungnahme zur Tragstoßausbildung in Teilfertigdecken. B 2202 vom 16.10.1997 für die BDB-Fachgruppe Betonbauteile mit Gitterträgern.*

[11] Hegger, J.; Häusler, F.; Ricker, M.: *Zur maximalen Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken*. Beton- und Stahlbetonbau 102 (2007), Heft 11, S. 770–777.
[12] Hegger, J.; Walraven; J. C.; Häusler, F.: *Zum Durchstanzen von Flachdecken nach Eurocode 2*. Beton- und Stahlbetonbau 105 (2010), Heft 4, S. 206–215.
[13] Siburg, C.; Häusler, F.; Hegger, J.: *Durchstanzen von Flachdecken nach NA(D) zu Eurocode 2*. Bauingenieur, Band 87, Mai 2012, S. 216–225.
[14] Hegger, J.; Häusler, F.; Siburg, C.: *Aktuelle Bewehrungstechnik (Teil 1) – Durchstanzbewehrung für Flachdecken im Vergleich*. Betonwerk+Fertigteiltechnik, Heft 8, 2008, S. 4–13.
[15] Furche, J.: *Elementdecken im Durchstanzbereich von Flachdecken*. Beton+Fertigteil-Jahrbuch, Bauverlag Wiesbaden und Berlin 1998.
[16] Eligehausen, R.; Vocke, H.; Clauss, A.; Furche, J.; Bauermeister, U.: *Neue Durchstanzbewehrung für Elementdecken*. Beton- und Stahlbetonbau 98 (2003), Heft 5, S. 334–344.
[17] Häusler, F.: *Zum maximalen Durchstanzwiderstand von Flachdecken mit und ohne Vorspannung*. Dissertation, RWTH Aachen, 2009.
[18] Siburg, C.; Hegger, J.; Furche, J.; Bauermeister, U.: *Durchstanzbewehrung für Elementdecken nach Eurocode 2*. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 3, S. 170–180.
[19] Hegger, J.; Kueres, D.; Siburg, C.: *Versuchsbericht zu einem Durchstanzversuch (BMG01) zur Untersuchung des Abstands der Elementplatte von der Stütze*. Versuchsbericht 318/2013 vom 26.6.2013, IMB, RWTH Aachen, unveröffentlicht.
[20] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): *Zulassung Z-15.1-289 vom 27.1.2014 für Kaiser-Omnia-Träger KTP als Verbund-, Querkraft- und Durchstanzgitterträger.*
[21] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): *Europäisch Technische Zulassung ETA-13/0521 für Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II.* 13.6.2013.

Autoren

Dr.-Ing. Johannes Furche
j.furche@filigran.de

Dipl.-Ing. Ulrich Bauermeister
u.bauermeister@filigran.de

Filigran Trägersysteme
Zappenberg 6
31633 Leese

DOI: 10.1002/best.201300075

Carsten Siburg, Josef Hegger, Johannes Furche, Ulrich Bauermeister

Durchstanzbewehrung für Elementdecken nach Eurocode 2

Das Tragverhalten von speziellen Gitterträgern als Durchstanzbewehrung wurde in Bauteilversuchen an 18 cm bis 36 cm dicken teilvorgefertigten Stahlbetonplatten mit horizontaler Verbundfuge untersucht. Variiert wurde unter anderem auch die Anordnung der vorgefertigten Platten. Die ermittelten Durchstanzwiderstände und das beobachtete Tragverhalten bestätigen die Effektivität dieser Bewehrungselemente. Die Versuche führten zur Erteilung einer europäischen technischen Zulassung (ETA) auf der Bemessungsgrundlage von Eurocode 2.

Punching shear reinforcement for semi precast slabs according to Eurocode 2

The load bearing behaviour of special lattice girders functioning as punching shear reinforcement has been tested in full scale tests with 18 cm up to 36 cm thick semi precast slabs with horizontal composite joints. Varied was among other parameter also the arrangement of the precast plates. The determined punching shear resistance and the load bearing behaviour confirmed the effectiveness of this reinforcement. These tests had led to an European Technical Approval (ETA) based on Eurocode 2.

1 Einleitung

Elementdecken mit Gitterträgern bestehen aus etwa 5 cm bis 7 cm dicken Fertigteilplatten, die vor Ort mit einer Aufbetonschicht zur fertigen Decke ergänzt werden. Elementdecken werden seit Jahren auch als zweiachsig gespannte Flachdecken ausgeführt [1]. Zur Erhöhung der Durchstanzlasten von Elementdecken wurde bereits in [2] eine Durchstanzbewehrung aus speziellen Gitterträgern mit über den Obergurt hinausstehenden Schlaufen vorgestellt. Durchstanzversuche mit dieser Filigran®-Durchstanzbewehrung (FDB I) ergaben gegenüber Platten ohne Querkraftbewehrung eine Lasterhöhung von etwa 75 % [2]. Die Nachweisformate der aktuellen nationalen Zulassung [3] basieren auf Regelungen der nationalen Bemessungsnorm DIN 1045-1.

Mit Einführung des Eurocode 2 [4] in Verbindung mit dem zugehörigen Nationalen Anhang [5] war auch die Bemessung von bauaufsichtlich zugelassenen Durchstanzsystemen an das Bemessungsformat dieser Norm anzupassen. Zur Erlangung einer europäischen Zulassung (**E**uropean **T**echnical **A**pproval: **ETA**) für Gitterträger als Durchstanzbewehrung wurde vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) eine europäisch abgestimmte Beurteilungsrichtlinie (CUAP: Common Understanding of Assessment Procedure [6]) erarbeitet, auf deren Grundlage die hier vorgestellten Durchstanzversuche an der RWTH Aachen durchgeführt wurden. Die geprüfte Durchstanzbewehrung FDB II wurde gegenüber derjenigen nach [2] zur Erhöhung des Durchstanzwiderstands verbessert. Die Ergebnisse dieser Durchstanzversuche an Elementdecken und die ausgearbeiteten Anwendungsbedingungen für Flachdecken in Elementbauweise nach der europäischen Zulassung [7] werden hier vorgestellt.

2 Filigran®-Durchstanzbewehrung für Flachdecken

Die **F**iligran®-**D**urchstanz**b**ewehrung (**FDB** II) besteht aus speziellen Gitterträgern. Die Diagonalstreben sind in Längsrichtung der Elemente abwechselnd annähernd senkrecht bzw. leicht geneigt und deutlich geneigt angeordnet (Bild 1). 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 Lage der oberen Biegezugbewehrung zu wählen.

Bereits frühere Durchstanzversuche [2, 8] belegten die hohe Wirksamkeit und Traglaststeigerung gut verankerter und zur Stütze hin geneigter Durchstanzbewehrungselemente. Bei ausreichender Querkraftbewehrungsmenge verliefen die inneren Schubrisse in den damaligen Versuchen [2] ausgehend von Biegerissen zum Teil sehr steil in Richtung der Stütze und kreuzten die Durchstanzbewehrung unter einem flachen Winkel im Bereich der oberen Schlaufe. Durch eine stützennahe Anordnung der Bewehrungselemente in Kombination mit einer zusätzlichen Neigung der vormals senkrechten Strebe um 2 cm in Richtung der Stütze war ein größerer Schnittwinkel zwischen innerem Schubriss und der Durchstanzbewehrung zu erwarten, der die Schubrissbreite wirksamer begrenzt. Zur besseren Verankerung der Streben am Untergurt wurden bei der FDB II zusätzlich die Untergurtdurchmesser von 7 mm auf 10 mm erhöht und zur besseren Rissverteilung im Bauteil wurden alle Stäbe der Gitterträger gerippt ausgeführt.

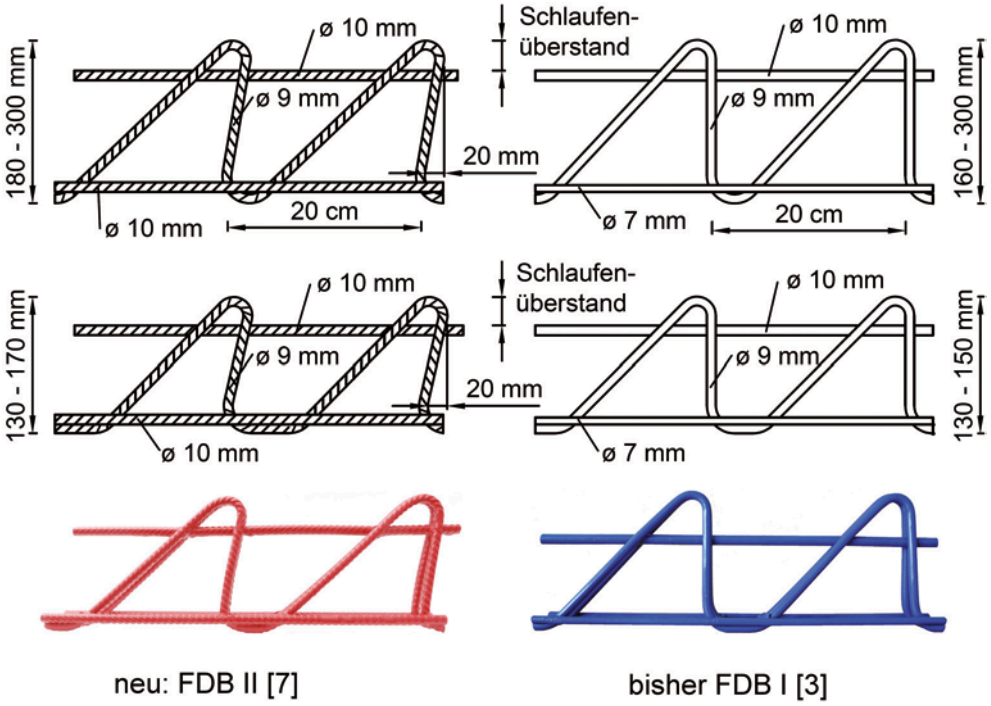


Bild 1 Filigran®-Durchstanzbewehrung nach [3] und [7]
Filigran®-Punching-Shear-Reinforcement according to [3] and [7]

Bild 1 zeigt die Unterschiede der hier untersuchten FDB II [7] im Vergleich mit der früheren Version FDB I [3].

3 Durchstanzen nach Eurocode 2

In Eurocode 2 [4] wurde der Nachweis gegen Durchstanzen neu geregelt. In [9] wird anhand von Versuchsauswertungen und Parameterstudien gezeigt, dass diese neuen Regelungen zum Durchstanzen das geforderte Sicherheitsniveau insbesondere beim Einsatz von Bügeln als Durchstanzbewehrung teilweise deutlich unterschreiten. Entsprechend erfolgten erforderliche Anpassungen durch das nationale Anwendungsdokument [5]. In diesem Beitrag werden die Regelungen zum Durchstanzen nach Eurocode 2 ausschließlich in Verbindung mit diesem Anwendungsdokument widergegeben, da diese Regelungen auch die Bemessungsgrundlage für die hier untersuchte Durchstanzbewehrung FDB II bilden.

Das Durchstanzversagen in Form eines kegelförmigen Betonausbruchs im Bereich punktförmiger Unterstützungen ist durch entsprechende Bemessung, Dimensionierung und Ausführung zu vermeiden. Eurocode 2 [4, 5] fordert einen Nachweis der Spannungen in einem Rundschnitt nach Bild 2. Für die einwirkende Querkraft im kritischen Rundschnitt u_1 gilt Gl. (1).

$$v_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed}/(u_1 \cdot d) \tag{1}$$

mit:

V_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Querkraft (Stützenlast)

u_1 Länge des kritischen Rundschnitts

β Beiwert zur Berücksichtigung nicht rotationssymmetrischer Querkraftverteilung

d statische Nutzhöhe

Für Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung und ohne Normalspannung gilt nach [4, 5] als Obergrenze für die einwirkende Schubspannung die Gl. (2).

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} \tag{2}$$

mit:

$v_{Rd,c}$ Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung

v_{min} Mindestquerkrafttragfähigkeit

$C_{Rd,c} = 0{,}18/\gamma_c$ 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 Stützenumfang (vgl. Bild 2)

Erläuterungen zu weiteren Bezeichnungen siehe Eurocode 2 [4, 5].

Für Platten mit Durchstanzbewehrung gilt als Bemessungsobergrenze ein Vielfaches der aufnehmbaren Querkraft für Platten ohne Durchstanzbewehrung.

$$v_{Rd,max} = \alpha_{max} \cdot v_{Rd,c} \tag{3}$$

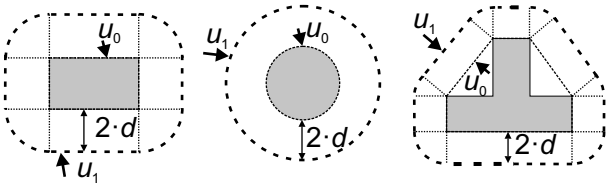


Bild 2 Kritischer Rundschnitt nach Eurocode 2 [4, 5]
Basic control perimeter according to Eurocode 2 [4, 5]

Für eine Durchstanzbewehrung aus Bügeln oder aufgebogenen Längsstäben beträgt der Erhöhungsfaktor $\alpha_{max,Bügel} = 1{,}4$. Diese Festlegung beruht im Wesentlichen auf den Auswertungen aus 45 Durchstanzversuchen in [9].

$$\alpha_{max,Bügel} = 1{,}4 \tag{3a}$$

4 Durchstanzversuche

4.1 Versuchsprogramm nach europäisch abgestimmter Beurteilungsrichtlinie (CUAP)

Das Versuchsprogramm zur Erlangung einer europäischen technischen Zulassung (ETA) wurde in einer europäisch abgestimmten Prüfrichtlinie CUAP festgelegt [6]. Tab. 1 zeigt die dort festgelegten Parameter für die symmetrisch belasteten Innenstützen mit einer Zuordnung zu den Versuchsnummern nach Tab. 2. In den Versuchen [10] wurden entsprechend dem angestrebten Anwendungsbereich Plattendicken von 18 cm bis 36 cm und Betonfestigkeitsklassen von C20/25 bis C50/60 geprüft.

Neben den Anforderungen aus der CUAP [6] wurde die Anordnung der Elementfugen variiert, um den zulässigen Anwendungsbereich 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 sogar 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 betrugen 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 1) gewählt. Der Biegebewehrungsgrad lag in einem Bereich von $\rho_l = 0{,}7$ % bis $\rho_l = 1{,}5$ %. Die im Einzelnen geprüften Parameter sind in Tab. 2 angegeben.

Die Schubschlankheit λ der Versuchskörper, d. h. das Verhältnis aus dem Abstand der Lasteinleitung zur Stütze zur statischen Nutzhöhe entspricht in einer Flachdecke

Tab. 1 Versuchsprogramm nach europäischer Prüfrichtlinie CUAP [6]
Test program according to CUAP [6]

Nachweis	Plattendicke	Betondruckfestigkeit	Versuch nach Tab. 2
Maximaltragfähigkeit $V_{Rd,max}$	kleine Dicke	geringe Festigkeit	1
		hohe Festigkeit	2
	mittlere Dicke	geringe bis mittlere Festigkeit	3
	große Dicke	geringe Festigkeit	4
		mittlere bis hohe Festigkeit	5
Stahltragfähigkeit $V_{Rd,sy}$	mittlere Dicke	mittlere bis hohe Festigkeit	6

Tab. 2 Durchstanzversuche [10] mit Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II
Punching shear tests [10] with Filigran®-Punching-Shear-Reinforcement FDB II

Nr.	Typ	Abmessung					Abreißb.	Biegezugbewehrung			Plattenanordnung	
	1)	h	d	c	u_0/d	λ		$\varnothing_S$	s	ρ_l	Anzahl Stoßfugen	Abstand zur Stütze
		mm	mm	mm			mm	mm	cm	%		cm
1	FDB II 14/3	180	145	240	6,6	7,4	2∅16	15	12,5	0,97	2	–1
2	FDB II 14/3	180	150	300	8,0	7,0	2∅16	15	8	1,47	4	+2
3	FDB II 21/3	260	209	300	5,7	5,0	3∅16	15	12	0,70	2	+2
4	FDB II 30/5	360	295	295	4,0	3,6	–	15	20[2)]/10	0,80	4	0
5	FDB II 30/6	360	295	300	4,1	3,6	3∅25	26,5	17,5	1,07	2	+1
6	FDB II 21/4	260	210	300	5,7	5,0	3∅16	20	10	1,50	2	+2

h: Plattendicke, d: statische Nutzhöhe, c: Abmessung der quadratischen Stütze, u_0/d bezogener Stützenumfang, λ: Schubschlankheit, Abreißb. = Abreißbewehrung auf den Fertigteilplatten je Richtung (vgl. [4, 5], 9.4.1), $\varnothing_s$: Durchmesser der Biegezugbewehrung, s: Stababstände der Biegezugbewehrung, ρ_l: Längsbewehrungsgrad
1) Gesamthöhe [cm]/Schlaufenüberstand am Obergurt [cm]
2) in zwei Lagen

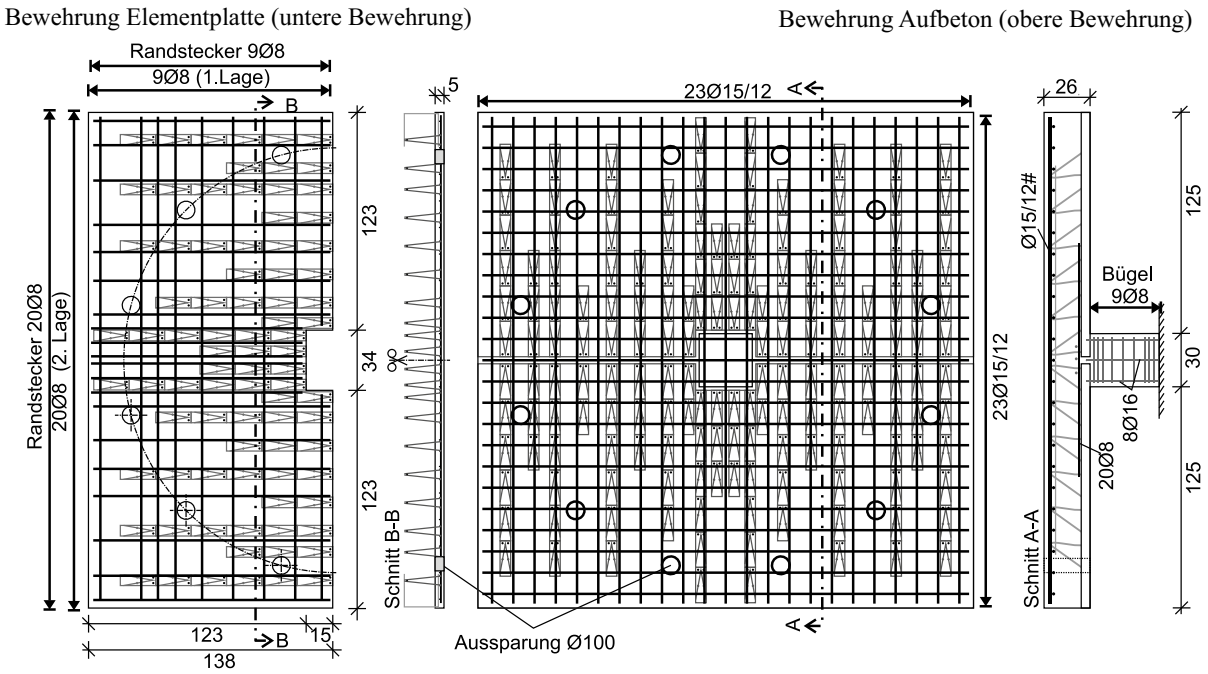


Bild 3 Bewehrungsplan (Elementplatte und Aufbeton) von Versuch Nr. 3 nach [10]
Plan view of reinforcement (precast slab and concrete topping) of test no. 3 according to [10]

dem Abstand zwischen Momentennullpunkt der radialen Plattenbiegemomente und dem Stützenanschnitt zur statischen Höhe. Diese Schlankheit sollte nach CUAP [6] zwischen $\lambda = 3$ und $\lambda = 5$ liegen. In zwei Versuchen zur Ermittlung der Maximaltragfähigkeit wurden aufgrund des einheitlich gewählten Versuchsaufbaues Schlankheiten von bis zu $\lambda = 7{,}4$ geprüft. Da nach [11] größere Schlankheiten tendenziell zu geringeren Durchstanzlasten führen, liegt die Auswertung dieser Versuche auf der sicheren Seite. Die untersuchten Schlankheiten von 3,6 bis 7,4 bei Innenstützen entsprechen nach [11] etwa Verhältnissen von Spannweite (l) zur statischen Höhe von $l/d = 18$ bis $l/d = 37$ und decken damit den baupraktischen Bereich weitgehend ab.

4.2 Versuchskörper

Die quadratischen Platten hatten eine Seitenlänge von 280 cm und wurden aus 5 cm dicken Fertigteilplatten und einer Aufbetonschicht hergestellt (Bild 3). Je nach Fugenanordnung (vgl. Tab. 2) 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 [5] als glatt einzustufen. Alle Betone der Fertigteilplatten und der Aufbetonschicht wurden mit einem Größtkorn von 16 mm hergestellt.

Die obere Biegezugbewehrung (Bild 4) bestand aus gerippten Spannstahlstäben mit einer Nennstreckgrenze

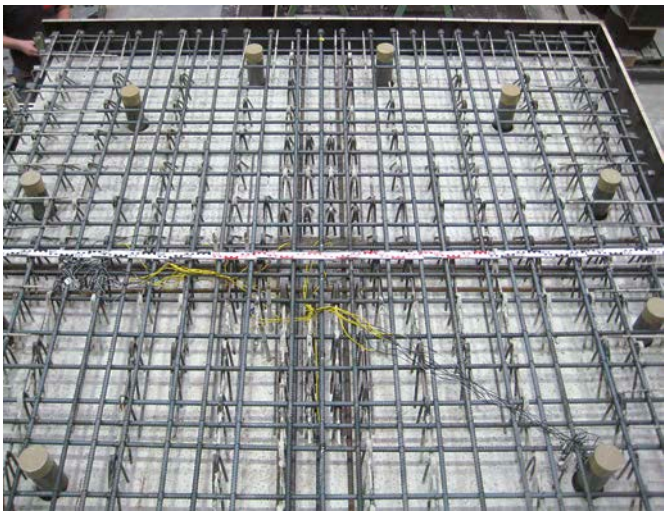
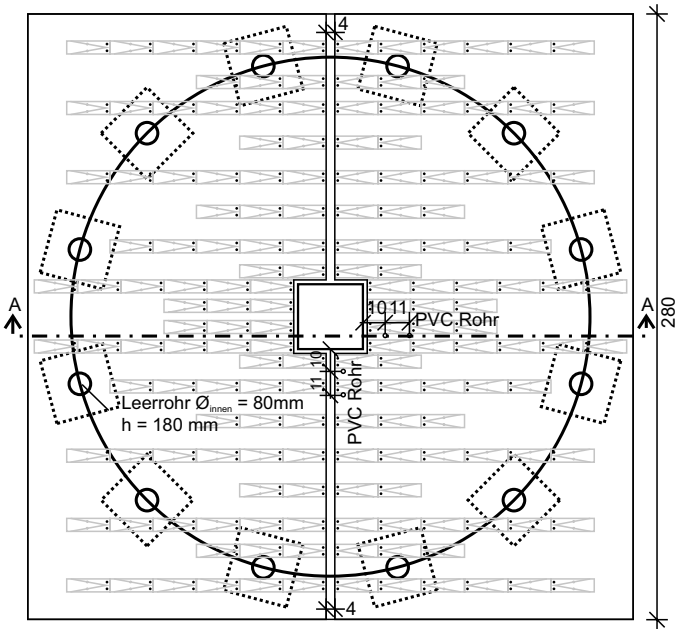


Bild 4 Versuchskörper vor dem Aufbringen des Aufbetons (Beispiel: FDB II 21/3 mit Plattendicke 260 mm)
Test specimen before concreting the concrete topping (example: FDB II 21/3 with slab thickness of 260 mm)

von 900 N/mm² für ∅15 mm und ∅20 mm bzw. von 950 N/mm² für ∅26,5 mm. Die Auswahl der Bewehrung in den einzelnen Versuchen ist Tab. 2 zu entnehmen. Der Einsatz der höherfesten Spannstahlstäbe war erforderlich, um ein Biegeversagen auch bei geringeren Längsbewehrungsgraden zu vermeiden. Durch die im Vergleich zu Betonstahl höhere Ausnutzung der Stäbe bei annähernd gleicher bezogener Rippenfläche sind größere Biegerissbreiten zu erwarten, was das Durchstanztragverhalten ungünstig beeinflusst. Die untere Bewehrung in den vorgefertigten Platten bestand aus B500 mit ∅8 mm/15 cm. Die gleiche Bewehrung wurde in den Versuchen mit vier Stoßfugen (vgl. Tab. 2) auch quer zu den Gitterträgern auf den Fertigteilplatten angeordnet. Die Abreiß-



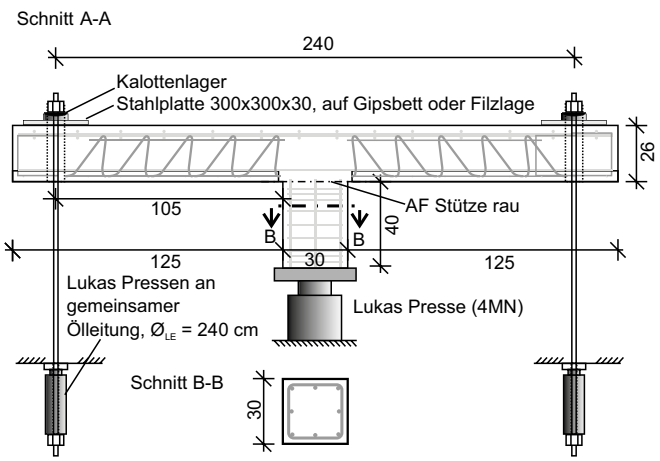


Bild 5 Aufsicht auf Versuchskörper mit Belastungspunkten und Versuchsaufbau
Top view of the test specimen with load points and test arrangement

bewehrung (vgl. Tab. 2) nach [4, 5], Abs. 9.4.1 wurde auf den Fertigteilplatten verlegt.

4.3 Versuchsdurchführung

In einer Entfernung von 1,2 m von der Stützenachse waren kreisförmig zwölf Abspannungen zur Lasteinleitung in der Platte angeordnet (Bild 5). Diese Abspannungen leiteten über Hohlkolbenzylinder (LUKAS, 590 kN) die Lasten in den Hallenboden ab. Zur Sicherstellung jeweils gleicher Abspannkräfte waren die zwölf Zylinder in einem geschlossenen Kreislauf gekoppelt. In allen Versuchen wurde die Belastung zunächst bis zur planmäßigen Gebrauchslast gesteigert und zehn Lastwechsel zwischen diesem Niveau und 50 % dieser Last gefahren. Das Niveau dieser Gebrauchslast entsprach der durch $\gamma = \gamma_M \times \gamma_F = 1{,}5 \times 1{,}4 = 2{,}1$ dividierten erwarteten Höchstlast. Anschließend wurde die Last in Stufen gesteigert, um auf diesen Stufen Rissbilder zu dokumentieren.

4.4 Versuchsergebnisse

In allen Versuchen wurde ein duktiles Bruchverhalten beobachtet, wie die Kraft-Durchbiegungskurven in Bild 6 belegen. Dabei entsprechen die gemittelten Durchbiegungen der Differenz der mittleren vertikalen Verschiebung der Platten in einer Entfernung von 1,2 m von der Stützenachse und der Platte an der Stütze. Bei einer Belastung von ca. 11 % bis 20 % der Bruchlast traten die ersten Biegerisse an der Plattenoberseite auf, was an dem Abfall der Biegesteifigkeit zu erkennen ist. Bei weiterer Laststeigerung bis etwa 2/3 der Höchstlast war ein annähernd lineares Kraft-Durchbiegungsverhalten zu beobachten, bevor zunehmend plastische Verformungen auftraten. Die

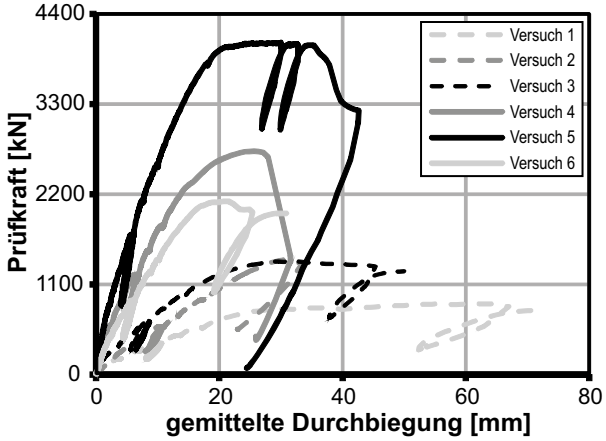


Bild 6 Last-Durchbiegungskurven der durchgeführten Versuche
Load-deflection-curves of the tests

Höchstlasten zur Ermittlung der Maximaltragfähigkeit wurden bei Durchbiegungen von 25 mm bis 63 mm erreicht (Tab. 3). Auf dem Niveau der Höchstlast waren ausgeprägte plastische Verformungen festzustellen. Nach Überschreiten der Durchbiegung bei Höchstlast erfolgte außer im Versuch 4 eine Entlastung der Versuchsplatte mit anschließender Wiederbelastung. Hierbei wurden Lasten von etwa 90 % der Höchstlast erreicht, ohne dass ein schlagartiges Versagen beobachtet wurde. Das Bruchverhalten kann somit als duktil eingestuft werden. In Bild 7 ist ein Rissbild einer Plattenoberseite nach Versuchsende von Versuch Nr. 3 mit einer mittleren Plattendicke von 260 mm dargestellt. Wie für Durchstanzversuche an Innenstützen üblich, entstanden zuerst radiale Biegerisse und mit weiter zunehmender Belastung kamen tangentiale Risse hinzu. Nach den Belastungsversuchen wurden die Platten in der Ebene der Stützenseitenflächen durchgesägt, um die innere Rissbildung zu bewerten.

Tab. 3 Ergebnisse der Durchstanzversuche nach [10]
Test results of punching shear tests according to [10]

Nr.	Ziel	Betondruckfestigkeit		Bruchzustand			
		$f_{c,m}{}^{A}$	$f_{c,m}{}^{F}$	s_{max}	V_u	$\alpha_{max,j}$	$V_u/(\alpha_{max,FDBII} \cdot V_{Rk,c})$
		N/mm²	N/mm²	mm	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:	0,049	0,049
					5%-Quantile:	2,09	1,00

A: Aufbeton, F: Fertigteilplatte, s_{max}: gemittelte Durchbiegung bei Höchstlast, V_u: Bruchlast inkl. Eigengewicht, $\alpha_{max,j}$: Verhältnis V_u zur rechnerischen Tragfähigkeit $V_{Rk,c}$

Bild 7 Rissbild der Plattenoberseite nach dem Versuch Nr. 3
Crack pattern of the upper surface of the slab after testing specimen no. 3

Bild 8 zeigt beispielhaft das Schnittbild von Versuch Nr. 6 mit einer 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 Sägeschnitt 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 Tab. 3 zusammengestellt. Kurz vor Erreichen der Höchstlast war eine deutliche Zunahme der Plattendicke festzustellen, die auf eine innere Schub-

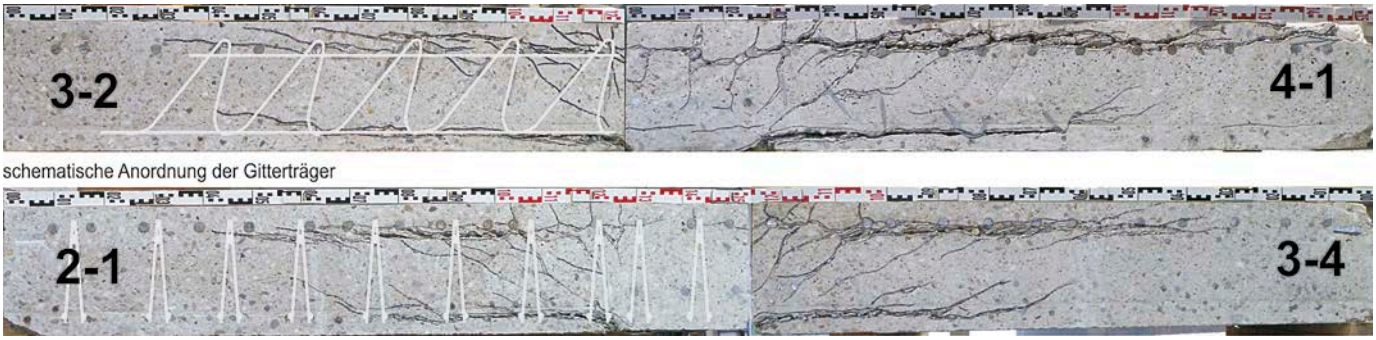


Bild 8 Rissbild im Sägeschnitt von Versuch Nr. 6 in zwei Achsen
Crack pattern in a saw cut of test specimen no. 6 in two axes

rissbildung zurückzuführen ist. Außerdem war eine Eindrückung der Stütze in die Platte zu beobachten. Anhand der durchgeführten Messungen und Rissbilder können die Versuche 1 bis 5 als Maximaltragfähigkeitsversuche eingestuft werden.

4.5 Auswertung

Die Auswertung der Versuche zur Maximaltragfähigkeit erfolgte auf der Grundlage der Prüfrichtlinie CUAP [6]. 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 Vorhaltewert von 4 MPa wurde auch bei der Auswertung von Durchstanzversuchen mit Bügeln [9] angesetzt, welche als Grundlage für die Regelungen im Eurocode 2 und nationalem Anhang [5] diente. Hieraus errechnen sich die Verhältniswerte $\alpha_{max,\,j} = V_u/V_{Rk,c}$ nach Tab. 3. Aus diesen Einzelwerten bestimmt sich der festzulegende Erhöhungsfaktor $\alpha_{max,\ FDBII}$ für die Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II als 5 %-Quantile für eine Aussagewahrscheinlichkeit von 75 %. Nach der Prüfrichtlinie darf von einem bekannten Variationskoeffizienten ausgegangen werden, was bei fünf Versuchen in Gl. (4) zu einem Wert k = 1,80 führt.

$$\alpha_{max,\,5\,\%} = \alpha_{max,\,Mittel}\,(1 - k \cdot v) \qquad (4)$$
$$\alpha_{max,\,5\,\%} = 2{,}29\,(1 - 1{,}80 \cdot 0{,}049) = 2{,}09$$

Die Auswertung wurde mit den Betondruckfestigkeiten der Aufbetonschicht durchgeführt. Dieses entspricht den Untersuchungsergebnissen in [12], wonach der Durchstanzwiderstand maßgeblich von der Festigkeit des Aufbetons bestimmt wird, und der dortigen Auswertung. Für die Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II ergab sich so ein Erhöhungsfaktor von

$$\alpha_{max,\,FDBII} = 2{,}09 \qquad (3b)$$

In Tab. 3 sind zusätzlich die Versuchsergebnisse unter Ansatz von $V_{Rk,max} = \alpha_{max,\,FDBII} \cdot V_{Rk,c}$ ausgewertet. Danach ergibt sich eine 5 %-Quantile für die Verhältniswerte aus Versuch und Bemessung von $V_u/V_{Rk,max} = 1{,}00$, die das geforderte Sicherheitsniveau nach CUAP [6] erreicht.

In Bild 9 sind die Einzelwerte der erreichten Erhöhungsfaktoren in Abhängigkeit von den Systemparametern Betondruckfestigkeit und Biegezugbewehrungsgrad im Vergleich mit dem Mittelwert und dem Quantilwert dargestellt. Die annähernd horizontale Lage der Punkte belegt die trendfreie Erfassung dieser Parameter durch das Bemessungskonzept nach Gl. (2) mit (3) auch für die Filigran-Durchstanzbewehrung. Diese Aussage gilt auch für die anderen variierten Parameter Plattendicke, Stützendurchmesser und bezogener Stützenumfang u_0/d. Weder die Bauteilschlankheit und der Stabdurchmesser der Biegezugbewehrung noch die Fugenanordnung ließen für das getestete Durchstanzbewehrungssystem einen signifikanten Einfluss auf die Höchstlast erkennen.

Neben den Versuchen zur Bestimmung der Maximaltragfähigkeit wurde entsprechend der CUAP [6] im Versuch Nr. 6 das Bemessungskonzept im Hinblick auf ein Stahlversagen überprüft. Nach dem in [6] festgelegten Bemessungskonzept des Aufhängefachwerks ist in dem Bereich unmittelbar vor der Stütze die gesamte Deckenquerkraft von der Durchstanzbewehrung aufzunehmen. Nach bisheriger nationaler Zulassung für die FDB I [3] durften die Gitterträgerstäbe bis zu einer Entfernung 1,0d vom Stützenrand erfasst werden. Dieser sogenannte Bereich C wurde in der CUAP [6] in Angleichung an Regelungen für andere europäisch zugelassene Durchstanzbewehrungssysteme auf eine Entfernung von 1,125d zur Stütze ausgedehnt. 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.

4.6 Fugen im Bereich der Stütze

Der Abstand der Fertigteilplatten zur Stütze wird in der Praxis unterschiedlich ausgeführt. Erste Durchstanzversu-

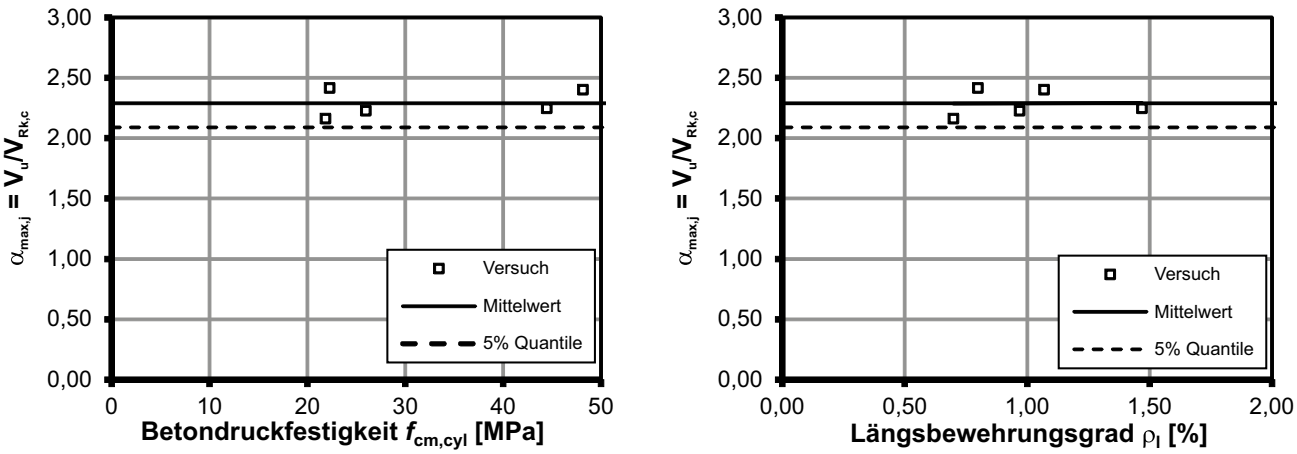


Bild 9 Erhöhungsfaktoren $\alpha_{max,j}$ in Abhängigkeit von Versuchsparametern, links: Betondruckfestigkeit, rechts: Biegezugbewehrungsgrad
Increasing factors $\alpha_{max,j}$ in dependence on test parameters, left: concrete compressive strength, right: longitudinal reinforcement ratio

che [2] wurden mit Abständen der Fertigteilplatten von der Stütze von ca. 3 cm durchgeführt. Nach der nationalen Zulassung [3] sollen die Fugen zwischen den Fertigteilplatten 4 cm breit sein. Durchstanzversuche mit solchen bzw. auch etwas schmaleren Fugen, welche zur Druckübertragung zusammen mit dem Aufbeton ausbetoniert wurden, zeigten keinen Einfluss auf den Durchstanzwiderstand. In einigen Bauvorhaben wurde daher auch zwischen der Stütze und der Fertigteilplatte ein Abstand von +4 cm eingeplant. Eine solche Ausführung hat den Vorteil, dass Abmessungs- und Lagetoleranzen ausgeglichen werden können. Nachteilig ist jedoch die zusätzlich erforderliche Abschalung der Fuge nach unten. Ein Heranführen der Fertigteilplatte an die Stütze ist im Hinblick auf eine vereinfachte Bauausführung erstrebenswert. Bei dieser Ausführung verlängern die teilweise sehr glatten Stirnflächen der Fertigteilplatten die Ebene der Stützenseitenfläche ins Platteninnere. Eine solche Ausführung wurde deswegen bisher kritisch beurteilt. Die neue Durchstanzbewehrung FDB II wurde auch im Hinblick auf diesen Anwendungsfall optimiert. Die neuen Bewehrungselemente werden an der Vorderkante der Fertigteilplatte, d. h. somit nahe an der Stütze, angeordnet (≤ 0,35d) und außerdem sind die Diagonalen leicht zur Stütze geneigt. Auch ein nahezu senkrechter Durchstanzriss in Verlängerung zur Stützenaußenfläche wird dadurch von Bewehrung durchdrungen.

Die Durchstanzversuche wurden mit unterschiedlichen Abständen der Fertigteilplatten zur Stütze von –1 cm (die Fertigteilplatte liegt auf der Stütze auf) bis +2 cm durchgeführt (Tab. 2). In Bild 10 sind die bezogenen Bruchlasten $V_u/V_{Rk,c}$ der Versuche zur Ermittlung der Maximaltragfähigkeit über den Abstand der Platten zur Stütze aufgetragen. Zum Vergleich ist auch der Mittelwert und der charakteristische Wert $\alpha_{max,\,FDBII} = 2{,}09$ dieser Versuche eingetragen. Anhand der Versuchsbeobachtungen und der trendfreien Darstellung ist kein signifikanter Einfluss des Abstands auf den Durchstanzwiderstand zu erkennen.

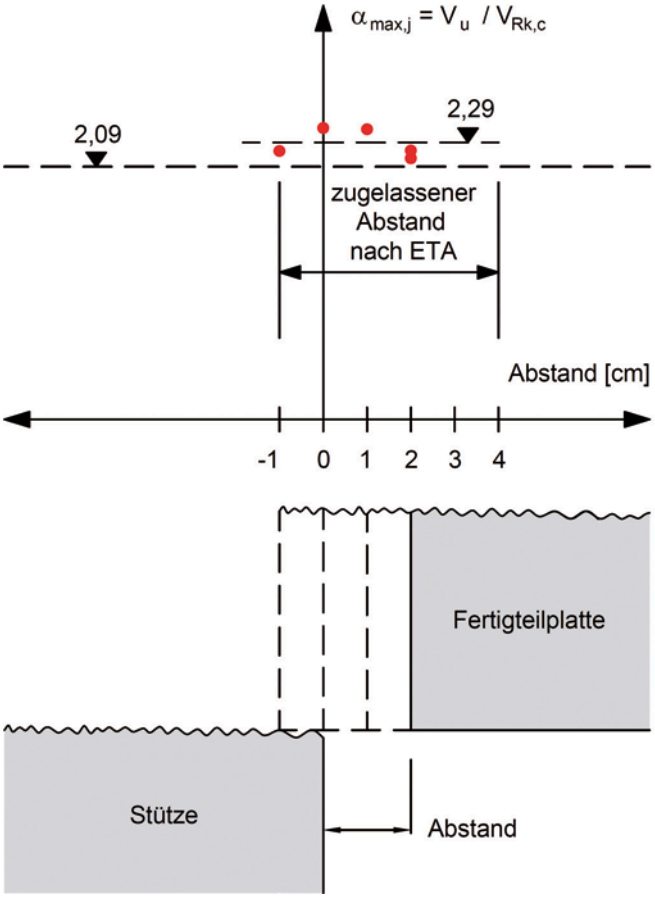


Bild 10 Bezogene Bruchlasten (Erhöhungsfaktoren $\alpha_{max,j}$) in Abhängigkeit vom Plattenabstand zur Stütze
Ratio values of maximum loads (increasing factors $\alpha_{max,j}$) in dependence on the slab distance to the column

5 Regelungen der europäisch technischen Zulassung (ETA)

5.1 Durchstanztragfähigkeit

Die Maximaltragfähigkeit von $2{,}09 \cdot V_{Rd,c}$ nach Gl. (3) mit (3b) ist in einem Rundschnitt in einer Entfernung von 2d um die Lasteinleitungsfläche (Stütze) nachzuweisen. Im Unterschied zu einer Bemessung von Bügeln als Durchstanzbewehrung nach [4, 5] darf für die FDB II kein Betontraganteil berücksichtigt werden. Höhere Durchstanzwiderstände bei Einsatz optimierter Durchstanzbewehrungen führen zu zunehmender Schubrissbildung, wodurch der Betontraganteil nur begrenzt wirksam ist. Im Bereich C (bis 1,125d vom Stützenanschnitt) ist daher die gesamte Deckenquerkraft ohne Abzug eines Betontraganteils 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 11 durch + und ○ gekennzeichnet.

Alle anrechenbaren Stäbe werden mit ihrer senkrecht zur Plattenebene wirkenden Komponente angesetzt. Für den Nachweis der Stahltragfähigkeit im Bereich C gilt Gl. (5). Der Erhöhungsfaktor η berücksichtigt die höheren, in den Versuchen getesteten Querschnittsflächen der Durchstanzbewehrung zur Erreichung der maximalen Durchstanztragfähigkeit und kompensiert die Vergrößerung des Bereichs C von 1,0d auf 1,125d gegenüber der bisherigen nationalen Zulassung [3]. Ohne den Faktor η hätte die Vergrößerung des Bereichs C zu einer Bewehrungsreduktion gegenüber der bisherigen nationalen Regelung geführt, die experimentell nicht abgesichert ist.

$$\beta \cdot V_{Ed} \leq V_{Rd,sy} = f_{yk}/(\gamma_S \cdot \eta)\ \Sigma\ (A_{sy} \cdot \sin \alpha_i) \qquad (5)$$

mit:

A_{sy} Querschnittsfläche eines einzelnen Stabes (63,6 mm²)

f_{yk} charakteristische Streckgrenze der Stäbe (500 N/mm²)

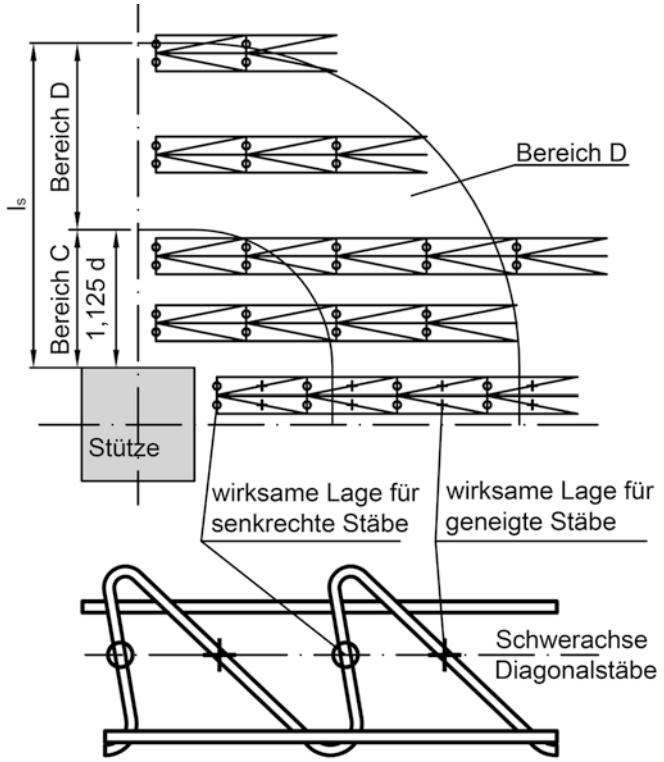


Bild 11 Lage der anrechenbaren Diagonalstäbe im Grundriss zur Bestimmung der Stahltragfähigkeit nach [7]
Position of the countable strut bars on top view to determine the load bearing steel capacity according to [7]

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

Im Bereich D, der den durchstanzbewehrten Bereich außerhalb C abdeckt, ist die erforderliche Bewehrung in Kreisringen mit einer Breite von maximal 0,75d für 50 % der Stützenlast nachzuweisen. Für diesen Nachweis gilt Gl. (6).

$$0{,}5\ \beta \cdot V_{Ed} \cdot (s/0{,}75d) \leq V_{Rd,sy} \qquad (6)$$

s Breite des gedachten Kreisringes im Bereich D mit $s \leq 0{,}75d$

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 12). Diese Maximalabstände sollen sicherstellen, dass mögliche Durchstanzrisse von den Diagonalstreben durchdrungen werden. Insbesondere die Maximalabstände in Umfangrichtung stellen darüber hinaus eine Bewehrungsverteilung für eine ausreichende Lastverteilung auf mehrere Bewehrungselemente sicher. Die erforderliche Größe des durchstanzbewehrten Bereichs 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 1,5d vom Bereich mit Durchstanzbewehrung ist die Querkrafttragfähigkeit der Platte ohne Querkraftbewehrung nachzuweisen. Hierfür gilt das Format der Gl. (2). 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 Zulassung ETA [7] empfohlen, kann aber auf der Grundlage der ETA auch den jeweiligen nationalen Regelungen entnommen werden.

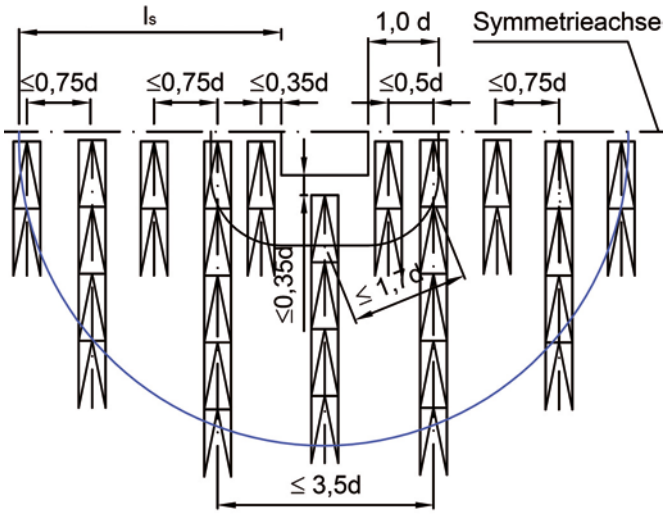


Bild 12 Maximale Abstände der Bewehrungselemente im Grundriss [7] am Beispiel einer Innenstütze
Maximum distance of the reinforcement elements on top view [7] on the example of an inner column

Ein kontinuierlicher Übergang zwischen der Tragfähigkeit im Durchstanzbereich mit $C_{Rd,c} = 0{,}18/\gamma_c$ und der außerhalb geltenden Schubtragfähigkeit mit $C_{Rd,c} = 0{,}15/\gamma_c$, wie er inhaltlich in der nationalen Zulassung [3] enthalten war, wurde nicht formuliert. Jedoch wird in der Zulassung für den Nachweis am äußeren Rundschnitt ein reduzierter Lasterhöhungsfaktor β_{red} nach Gl. (7) angegeben. Dieser berücksichtigt das Abklingen von Spannungsspitzen mit zunehmendem Abstand von der Stütze bzw. von der Lasteinleitungsfläche, da die Einflüsse aus der nichtrotationssymmetrischen Querkraftverteilung abnehmen. Die Reduktion dieses Lasterhöhungfaktors wurde so festgelegt, dass die aus dem Nachweis am äußeren Rundschnitt resultierenden Längen der Durchstanzbewehrungselemente etwa denen nach bisheriger nationaler Zulassung [3] unter zusätzlicher Berücksichtigung eines kontinuierlichen Überganges zwischen Durchstanztragfähigkeit und Querkrafttragfähigkeit ergaben.

$$\beta_{red} = \kappa_\beta \cdot \beta \geq 1{,}1 \qquad (7)$$

für Eckstützen gilt: $\kappa_\beta = 1/(1{,}2 + \beta/20 \cdot l_S/d)$ (8a)

für Randstützen gilt: $\kappa_\beta = 1/(1{,}2 + \beta/15 \cdot l_S/d)$ (8b)

Für die pauschalen Erhöhungsfaktoren von $\beta = 1{,}4$ für Randstützen und $\beta = 1{,}5$ für Eckstützen errechnen sich nach Gl. (7) mit (8) bereits bei kleinen Durchstanzbereichen mit $l_s = 1{,}0d$ bzw. $l_s = 1{,}6d$ reduzierte Abminderungsfaktoren von $\beta_{red} = 1{,}1$, sodass dieser Wert praktisch für alle Eck- und Randstützen gilt, in denen die pauschalen Erhöhungsfaktoren nach Eurocode 2 für den Nachweis am kritischen Rundschnitt angesetzt wurden. Die genaue Auswertung nach den Gln. (8a) bzw. (8b) kommt somit im Wesentlichen zum Tragen, wenn höhere Faktoren ß für den Nachweis am kritischen Rundschnitt nach [5] gesondert ermittelt werden. Für Wandecken und -enden wurden in der ETA [7] keine reduzierten Faktoren für den Nachweis am äußeren Rundschnitt festgelegt, d. h. hier gilt $\kappa_\beta = 1$. Obgleich auch in diesen Fällen eine Reduktion technisch begründet wäre, wurde in der ETA [7] hierauf verzichtet. Abweichende Regelungen zu den β-Werten in Zulassungen für andere Durchstanzsysteme sollten so vermieden werden, da diese systemunabhängig gelten.

5.2 Verbundtragfähigkeit bei Einsatz in Elementdecken

Die Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II ist insbesondere für die Anwendung in Elementdecken konzipiert. Die Versuchskörper wurden daher wie eine teilvorgefertigte Decke mit horizontaler Verbundfuge ausgeführt. Trotz nicht aufgerauter und als glatt einzustufender Fertigteiloberfläche konnte kein Versagen der Verbundfuge festgestellt werden. Bereits nach nationaler Zulassung [3] für die Filigran®-Durchstanzbewehrung war ein Verbundnachweis im Bereich bis zu einer Entfernung von 1,0d von der Stütze entbehrlich, da die gesamte Deckenquerkraft von den Diagonalstreben aufzunehmen ist, und die Querkraftbewehrung auf die Verbundbewehrung angerechnet werden darf. Der stützennächste Verbundnachweis wurde daher im kritischen Rundschnitt bei 1,5d geführt [1]. Für den Nachweis nach ETA [7] entspricht dieser Abstand der Ausdehnung des Bereichs C zuzüglich der halben Breite des ersten Bemessungsringes im Bereich D (1,125d + 0,75d/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. (9), ohne dass ein Verbundversagen beobachtet wurde. Gl. (9) entspricht dem Nachweis der Verbundfuge nach Eurocode 2 [4, 5] (Bezeichnungen s. dort).

$$v_{Rd,i} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_N + \rho \cdot f_{yd}\,(1{,}2 \cdot \mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) \leq 0{,}5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \qquad (9)$$

$v_{Rd,i}$ = Bemessungswert der Schubtragfähigkeit in der Fuge

In der ETA [7] werden keine Angaben zur Lage der erforderlichen Bemessungsschnitte für den Verbundnachweis gemacht. Unabhängig von der Lage des kritischen Rundschnitts bei 2,0d für den Durchstanznachweis sollte der stützennächste Verbundnachweis wie nach bisheriger nationaler Zulassung [3] in einer Entfernung von 1,5d von der Stütze entfernt geführt werden. Für den ersten Nachweisschnitt außerhalb des durchstanzbewehrten Bereichs ist dementsprechend der Verbundnachweis in einer Entfernung von 1,5d vom Durchstanzbereich bei u_{out} zu führen.

Die ETA [7] fordert bei Einsatz der Filigran®-Durchstanzbewehrung eine mindestens „glatte“ Oberfläche der Fertigteilplatten. Eine unbehandelte Oberfläche ohne gesonderten Nachweis ist nach Eurocode 2 [4, 5] als glatt einzustufen und die Fertigteilplatten erfordern bei dieser Einstufung keine besondere Behandlung der Oberfläche. Der Nachweis der maximalen Verbundspannungsobergrenze nach Gl. (9) kann jedoch bei Ausnutzung der maximalen Durchstanzlasten die Ausführung einer rauen Fuge erforderlich machen. Eine solche Oberflächenausführung kann mittels des Sandflächenverfahrens [13] nachgewiesen werden. Nach nationalem Anhang zum Eurocode 2 [4, 5] ist für eine raue Fuge mindestens eine mittlere Rautiefe von $R_t = 1{,}5$ mm nachzuweisen. Solche Rautiefenmessungen können auch in Plattenbereichen neben der Durchstanzbewehrung erfolgen. Auf eine mechanische Aufrauung kann verzichtet werden, indem vorgenannter Grenzwert allein durch eine gut eingestellte Betonrezeptur und -konsistenz erreicht wird.

5.3 Konstruktion

Die nach ETA [7] zulässigen Plattendicken liegen zwischen 18 cm und 40 cm. Die Produktionshöhen der Bewehrungselemente betragen zwischen 13 cm und 30 cm. Da die Plattendicke der Höhe der Durchstanzbewehrung zuzüglich der Betondeckung an der Plattenunterseite und -oberseite entspricht, bleiben Plattendicken über 35 cm auf Anwendungen mit großer Betondeckung begrenzt.

Die ETA [7] fordert einen Mindestüberstand der Schlaufen am Obergurt von 20 mm und begrenzt den Überstand auf den maximal in den Bauteilversuchen geprüften Wert von 60 mm und den Durchmesser der Biegezugbewehrung auf 25 mm.

Fugen zwischen den Fertigteilplatten müssen im Durchstanzbereich mindestens 4 cm breit ausgeführt und zusammen mit dem Aufbeton ausbetoniert werden. Diese Fugenbreite ermöglicht das bedingungsgemäße Einbringen des Betons und stellt eine Druckkraftübertragung zwischen den Fertigteilplatten über die Fuge hinweg sicher. Diese Ausführung hat sich bewährt [1]. Allein bei Verwendung eines Aufbetons mit Größtkorn größer als 16 mm kann eine breitere Fuge sinnvoll sein. Die ETA [7] erlaubt für dieses Durchstanzsystem aufgrund der positiven Versuchsergebnisse (Bild 10) Abstände der Fertigteilplatten zur Stütze zwischen –1 cm und +4 cm, sofern die Betonierfuge der Stütze nicht oberhalb der Unterkante der Elementplatte liegt. Die Zulassung erfasst somit auch eine Anordnung der Fertigteilplatten direkt am Stützenrand (Bild 13) unter Berücksichtigung von positiven und

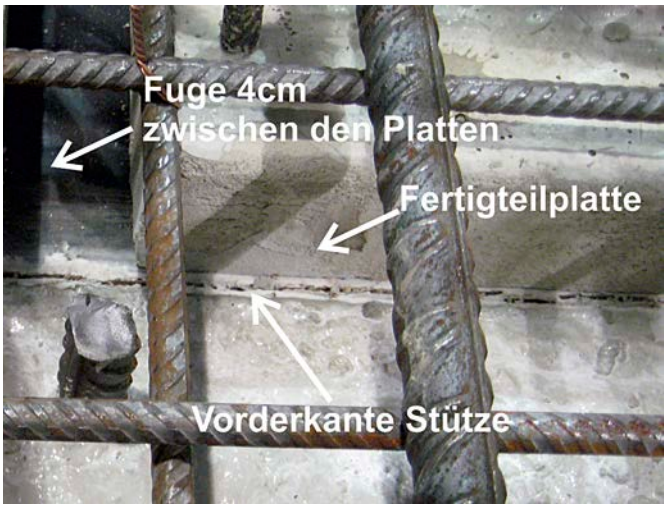


Bild 13 Anordnung der Fertigteilplatte mit Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II direkt an der Stütze
Arrangement of the precast slab with Filigran®-Punching-Shear-Reinforcement FDB II right to the column edge

negativen Abweichungen von der Solllage. Unabhängig von der in der Praxis gewählten Anordnung der Fertigteilplatten zur Stütze sollten die stützennächsten Bewehrungselemente möglichst nah am Stützenrand angeordnet werden. Die ETA [7] gibt einen Abstand der stützennächsten Bewehrungsstäbe von maximal 0,35d (vgl. Bild 12) vor. Der Schwerpunkt (wirksame Lage) der geneigten Stäbe soll jedoch nicht über der Stützenquerschnittsfläche liegen. Dieses ist durch den Überstand der Untergurte auch dann gewährleistet, wenn die Bewehrungselemente direkt am Rand der Fertigteilplatte angeordnet sind und der Abstand der Fertigteilplatte zur Stütze null beträgt.

Für die Bemessung der Durchstanzbewehrung liegt ein Bemessungsprogramm [14] vor. Hiermit können die Spannungsnachweise geführt, die erforderlichen Bewehrungsquerschnitte ermittelt und der Verbundfugennachweis im Falle einer Elementdecke geführt werden.

6 Zusammenfassung

Zur Erlangung einer europäisch technischen Zulassung (ETA) für eine Durchstanzbewehrung aus speziellen Gitterträgern wurden sechs zentrische Durchstanzversuche durchgeführt. Die Versuchskörper wurden mit horizontaler Verbundfuge und unterschiedlich angeordneten Fertigteilplatten konzipiert. Trotz unbehandelter Oberfläche der Fertigteilplatten und somit als glatt einzustufender Verbundfuge konnte kein Verbundversagen beobachtet werden. Die Sägeschnitte der Versuchskörper nach dem Durchstanzversagen der Platte zeigten eine feine Verteilung der Durchstanzrisse, die von den Stäben der Durchstanzbewehrung durchdrungen war.

Die Auswertung der fünf Versuche zur Bestimmung der Maximaltragfähigkeit erfolgte auf der Grundlage von Eurocode 2 in Verbindung mit dem nationalen Anhang für Deutschland [4, 5]. Dieser Bemessungsansatz erfasst die Ergebnisse der Versuche mit Plattendicken zwischen 18 cm und 36 cm, mittleren Betondruckfestigkeiten von ca. 20 N/mm^2 bis ca. 50 N/mm^2 und Längsbewehrungsgraden von 0,7 % bis 1,5 % nahezu trendfrei. Der Durchstanzwiderstand der Platte wird durch die Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II gegenüber dem Widerstand von Platten ohne Durchstanzbewehrung mehr als verdoppelt ($\alpha_{max,\ FDBII} = 2{,}09$).

Das Bemessungskonzept zur Stahltragfähigkeit wurde anhand eines Versuchs mit reduzierter Menge an Durchstanzbewehrung überprüft. Entsprechend einer früheren nationalen Zulassung für eine geometrisch ähnliche Durchstanzbewehrung ist im stützennahen Bereich eine Bewehrung für die gesamte Stützenlast anzuordnen. Im Anschluss an diesen Bereich erfolgt der Nachweis der erforderlichen Bewehrung in Kreisringen.

Für die untersuchte Durchstanzbewehrung wurde eine europäisch technische Zulassung [7] erteilt. Der Anwendungsbereich dieser Filigran®-Durchstanzbewehrung regelt und erfasst ausdrücklich auch die Anwendung in teilvorgefertigten Elementdecken.

Literatur

[1] Furche, J.; Bauermeister, U.: *Flachdecken in Elementbauweise – Hinweise zum Durchstanznachweis nach DIN 1045-1*. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), Heft 4, S. 223–232.

[2] Eligehausen, R.; Vocke, H.; Clauss, A.; Furche, J.; Bauermeister, U.: *Neue Durchstanzbewehrung für Elementdecken*. Beton- und Stahlbetonbau, 98 (2003), Heft 5, S. 334–344.

[3] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): *Zulassung Z-15.1-217 vom 3.8.2009 für Filigran®-Durchstanzbewehrung nach DIN 1045-1:2008-8.*

[4] DIN EN 1992-1-1: 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, Januar 2011.

[5] DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau*; Januar 2011.

[6] 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.* January 2013 (unveröffentlicht).

[7] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): *Europäisch Technische Zulassung ETA-13/0521 für Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB II, 13.6.2013.*

[8] Beutel, R.; Hegger, J.: *The effect of anchorage on the effectiveness of the shear reinforcement in the punching zone.*

In: Cement & Concrete Composites (2002), Nr. 24, S. 539–549.

[9] Siburg, C; Häusler, F.; Hegger, J.: *Durchstanzen von Flachdecken nach NA(D) zu Eurocode 2*. Bauingenieur, Band 87, Mai 2012, S. 216–225.

[10] Hegger, J.; Siburg, C.: *Versuchsberichte der RWTH Aachen, Lehrstuhl und Institut für Massivbau (IMB) zu Durchstanzversuchen zur Maximaltragfähigkeit von Gitterträgern* Typ FDB-II: 275/2012 vom 17.09.2012; 298/2012 vom 16.1.2013; 300/2012 vom 16.1.2013; 301/2012 vom 16.1.2013; 302/2012 vom 16.1.2013 (zusammen mit Kueres, D.); 310/2013 vom 12.3.2013 (unveröffentlicht).

[11] Hegger, J.; Beutel, R.; Kerkeni, N.: *Einfluss der Deckenschlankheit auf den Durchstanzwiderstand nach DIN 1045-1, SIA 262, Ö-Norm B4700(01) und Eurocode prEN 1992-1-1*. Beton- und Stahlbetonbau 99 (2004), Heft 1, S. 23–32.

[12] Häusler, F.: *Zum maximalen Durchstanzwiderstand von Flachdecken mit und ohne Vorspannung*. Dissertation, RWTH Aachen, 2009.

[13] Furche, J.; Bauermeister, U.: *Elementbauweise mit Gitterträgern*. In: Beton-Kalender 2009 – Band 1: Konstruktiver Hochbau, aktuelle Massivbaunormen. Berlin, 2009.

[14] Bauermeister, U.: *ProFi-2, Bemessungsprogramm zum Durchstanznachweis nach ETA- 13/0521*. www.filigran.de, 2013.

Autoren

Dipl.-Ing. Carsten Siburg
csiburg@imb.rwth-aachen.de

Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger
jhegger@imb.rwth-aachen.de

RWTH Aachen
Lehrstuhl und Institut für Massivbau
Mies-van-der-Rohe-Straße 1
52074 Aachen

Dr.-Ing. Johannes Furche
j.furche@filigran.de

Dipl.-Ing. Ulrich Bauermeister
u.bauermeister@filigran.de

Filigran Trägersysteme GmbH & Co. KG
Zappenberg 6
31633 Leese

DOI: 10.1002/best.201900006

Philipp Schmidt, Johannes Furche, Ulrich Bauermeister

Orthogonale Anordnung der Filigran®-Durchstanzbewehrung

Vereinfachte Anwendung in Ortbetondecken

Die Filigran®-Durchstanzbewehrung wurde zur Anwendung in vorgefertigten Fertigteilplatten, die mit Ortbeton zur fertigen Decke ergänzt werden, entwickelt. Die steife Verankerung und die optimierte Geometrie bewirken einen hohen maximalen Durchstanzwiderstand. Wie die parallel angeordneten, durchgehenden Gitterträger zur Montagesicherung dieser Fertigteilplatten werden auch die Durchstanzbewehrungselemente zur Vereinfachung des Einbaus parallel angeordnet. Dementsprechend wurden bereits Durchstanzversuche zur Herleitung von Bemessungs- und Konstruktionsregeln durchgeführt.
Zur effektiven Ausnutzung der geneigten Stäbe ist allerdings eine orthogonale Ausrichtung der Bewehrungselemente zur Stütze erstrebenswert. Untersuchungen mit anderen Durchstanzsystemen bei orthogonaler Anordnung zeigen jedoch eine Reduktion des Durchstanzwiderstands, wenn größere Plattenbereiche in den Eckbereichen zur Stütze ohne Durchstanzbewehrung verbleiben. Bei den im Beitrag beschriebenen ergänzenden Versuchen mit der Filigran®-Durchstanzbewehrung mit orthogonal angeordneten Bewehrungselementen wurden freie Plattenbereiche durch zusätzlich angeordnete Bewehrungselemente vermieden. Die Auswertung dieser Versuche bestätigt unterschiedliche Neigungen der Durchstanzrisse abhängig von der Ausdehnung der unbewehrten Plattenbereiche. Im Rahmen der neuen Europäischen Technischen Bewertung ETA-13/0521 wurden Abstandsregeln festgelegt, bei deren Einhaltung ein Faktor zur Erhöhung des Durchstanzwiderstands gegenüber schubunbewehrten Platten von 2,1 wie bei paralleler Gitterträgeranordnung genutzt werden kann. Die untersuchte und im Beitrag beschriebene orthogonale Anordnung bietet sich zur Anwendung in Ortbetondecken an.

Orthogonal Arrangement of Filigran®-Punching Shear Reinforcement
Simplified Application in in-situ Concrete Slabs
The Filigran®-Punching Shear Reinforcement was developed for the application in semi precast slabs. The stiff anchorage and the optimized shape induce a high punching shear resistance. Like parallel-arranged continuous lattice girders in the precast part of the slab, the punching shear reinforcement is also arranged parallel for easy installation. Punching shear tests with this parallel reinforcement layout were already carried out to deduce design and construction rules.
Nevertheless, an orthogonal arrangement of lattice girders is desirable to achieve an effective utilization of the inclined load-bearing bars in the vicinity of the column. However, investigations with other shear reinforcement systems with orthogonal arrangements showed a decrease of the punching shear resistance if larger areas in the slab adjacent to the corner of the column remain without punching shear reinforcement. In current tests with an orthogonal layout, additional Filigran®-Punching Shear Reinforcement was arranged to avoid areas without shear reinforcement. The evaluation of these tests confirms different inclinations of the shear crack angles depending on the extent of unreinforced areas. Within the new European Technical Assessment ETA-13/0521 distance rules were determined to ensure the application of the factor of 2.1 for increasing the punching shear resistance in comparison to slabs without shear reinforcement. The orthogonal arrangement of Filigran®-Punching Shear Reinforcement investigated in this paper is well suited for use in in-situ concrete slabs.

1 Anordnung der Filigran®-Durchstanzbewehrung

Das Tragverhalten der Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB (Bild 1), bestehend aus speziellen Gitterträgern, wurde bereits in [1] anhand durchgeführter Bauteilversuche beschrieben. In teilweise vorgefertigten Platten mit horizontaler Verbundfuge wirkt diese Bewehrung gleichzeitig als Verbund- und Durchstanzbewehrung. In Fertigteilplatten mit durchgehenden, in einer Richtung parallel angeordneten Gitterträgern erfolgt dementsprechend auch die Anordnung der Durchstanzbewehrung parallel. Hierdurch wird der Einbau der Bewehrung vereinfacht. Eine optimale Ausrichtung der geneigten Bewehrungsstäbe (Bild 1) bezüglich der rotationssymmetrisch verlaufenden geneigten Schubrisse ist bei dieser parallelen Anordnung jedoch nicht für alle Stäbe gegeben, da ein Großteil der geneigten Stäbe nicht direkt auf die Stütze zuläuft. Nach Europäischer Technischer Bewertung ETA-13/0521 [2] sind die stark geneigten Stäbe der an der Stütze vorbeilaufenden Gitterträgerelemente nicht anrechenbar (Bild 2). Folglich ist die Anrechenbarkeit der stark geneigten Stäbe beim Nachweis der Stahltragfähigkeit für den Durchstanznachweis begrenzt.

Jedoch sind neben der ausschließlich parallelen Ausrichtung der Filigran®-Durchstanzbewehrung auch alternative Anordnungen möglich. Eine radiale Anordnung, wie sie bei Doppelkopfankern üblich ist [3], stellt im Hinblick auf die Effektivität der einzelnen Stäbe die beste Lösung dar. Jedoch erschwert ein radialer Einbau von Gitterträgern das Verlegen der oberen Biegezugbewehrung, da eine effektive Durchstanzbewehrung – hier in Form von Schlaufen – in die Lage der oberen Biegezugbewehrung eingreift. Dagegen ist eine orthogonale Anordnung der Durchstanzbewehrung sowohl für den Einbau der Durchstanzbewehrung als auch der Biegezugbewehrung vorteilhaft.

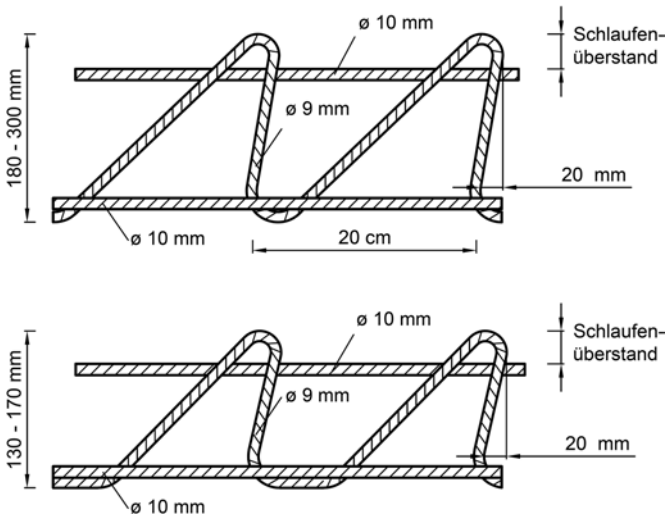


Bild 1 Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB nach ETA-13/0521 [2] (Länge 40 cm)
Filigran®-Punching Shear Reinforcement FDB according to ETA-13/0521 [2] (length 40 cm)

Bei einer ausschließlich kreuzförmigen Anordnung der Durchstanzbewehrung in Verlängerung der Stützenbreite ergeben sich in der Decke im Bereich der Stützenecken größere schubunbewehrte Bereiche. Diese unbewehrten Bereiche sind zu begrenzen, um eine Reduzierung des Durchstanzwiderstands zu vermeiden. Für die Anwendung der Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB in Ortbetondecken wurde daher eine kreuzförmige Anordnung der Bewehrungselemente gewählt, die durch zusätzliche Elemente im Bereich der Stützenecken ergänzt wird (Bild 2b). In diesem Beitrag werden ergänzende Durchstanzversuche mit einer derartigen Anordnung beschrieben. Die Ergebnisse und die daraus abgeleiteten Empfehlungen für die Anwendung werden vorgestellt und erläutert.

2 Durchstanzversuche mit paralleler Anordnung

In [1] werden fünf Durchstanzversuche an Stahlbetonplatten mit einer zentrischen Innenstütze mit paralleler Anordnung der Filigran®-Durchstanzbewehrung beschrieben, bei denen ein Versagen auf dem Niveau der Maximaltragfähigkeit erreicht wurde. Die Versuchskörper bestanden jeweils aus zwei bzw. vier dünnen Stahlbetonplattenhälften bzw. -vierteln mit eingebauter Durchstanzbewehrung und einer Aufbetonschicht. Die geprüften Stahlbetonplatten wiesen daher sowohl eine horizontale Verbundfuge als auch Stoßfugen zwischen den vorgefertigten Plattenteilen auf. Die Platten besaßen eine quadratische Grundfläche von 2,8 × 2,8 m^2 und die Gesamtdicken der getesteten Platten betrugen 18 cm, 26 cm und 36 cm. Mit diesen Randbedingungen erreichten die fünf Versuchskörper Durchstanzwiderstände, die im Mittel das 2,29-Fache und als 5 %-Quantilwert das 2,09-Fache der Tragfähigkeit schubunbewehrter Platten betrugen [1].

In [4] werden zudem Durchstanzversuche beschrieben, in denen ein vorbetonierter Stützenstummel 2 cm über die Unterseite der Platte geführt wurde. Diese Versuche sollten die Robustheit der getesteten Durchstanzsysteme gegenüber Abweichungen der Stützenoberkante von der Solllage untersuchen. Der ausgewählte Versuch FDB-E aus [4] wurde mit einer 26 cm dicken Platte durchgeführt und ermöglicht somit einen Vergleich mit einem ähnlichen Versuch aus [1]. Der Ergänzungsversuch zeigte kein signifikant abweichendes Last-Verschiebungsverhalten im Vergleich zum Versuch ohne voreingestellte Stützeneindringung. Der Durchstanzwiderstand entsprach dem Wert aus dem Vergleichsversuch und bestätigte damit die Robustheit der Bewehrung.

Die Parameter und Ergebnisse dieser sechs früheren Versuche mit paralleler Anordnung der Durchstanzbewehrung sind zusammen mit den neuen, im Abschn. 3 beschriebenen Versuchen in Tab. 1 zusammengefasst. Ein Vergleich der aktuellen Durchstanzversuche mit orthogonaler Anordnung mit den früheren Versuchen mit ausschließlich paralleler Anordnung ermöglicht eine Einordnung der erreichten Durchstanztragfähigkeiten und somit die Bewertung der Anordnung der Filigran®-Durchstanzbewehrung.

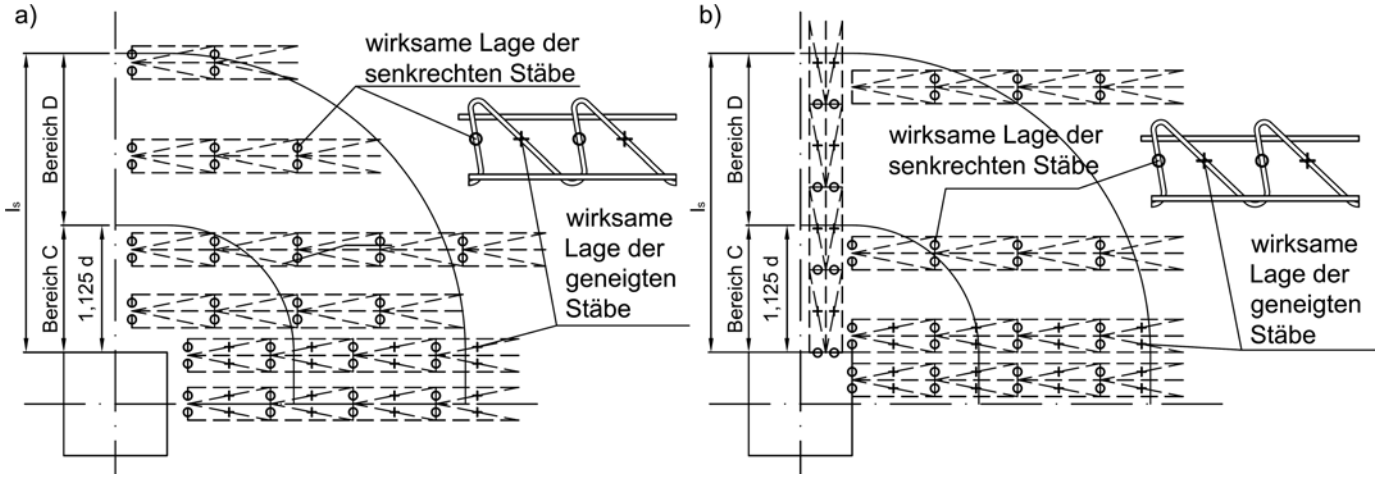


Bild 2 Anrechenbare Stäbe nach ETA-13/0521 [2]: a) Parallele Anordnung; b) Orthogonale Anordnung
Accountable bars according to ETA-13/0521 [2]: a) Parallel arrangement; b) Orthogonal arrangement

Tab. 1 Versuchsparameter und Ergebnisse von Durchstanzversuchen mit der Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB
Test parameters and failure loads of specimens with Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB

Versuch	Anordnung	Typ	h [mm]	d [mm]	c [mm]	u_o/d [–]	r [mm]	a_λ/d [–]	ρ_l [%]	f_{ck} [MPa]	V_{test} [kN]	$V_{Rk,C}$ [kN]	α [–]
1[1]	p	14/3	180	145	240	6,6	1200	7,4	0,97	22,0	896	403	2,22
2[1]	p	14/3	180	150	300	8,0	1200	7,0	1,47	40,5	1461	650	2,25
3[1]	p	21/3	260	209	300	5,7	1200	5,0	0,70	17,9	1428	661	2,16
4[1]	p	30/5	360	295	295	4,0	1200	3,6	0,80	18,3	2796	1158	2,42
5[1]	p	30/6	360	295	300	4,1	1200	3,6	1,07	44,2	4121	1718	2,40
FDB-E[2]	p	21/3	260	215	300	5,7	1200	5,0	0,69	17,6	1500	682	2,20
V1kO	o	13/4; 14/4	180	135	240	5,6	700	4,3	0,85	20,4	715	308	2,32
V4kO	o	29/6; 30/6	360	290	300	3,2	1200	3,6	1,09	40,7	3582	1430	2,50

[1]: Versuche aus [1]; [2]: Versuch aus [4]; p: parallele Anordnung; o: orthogonale Anordnung; Typ: Gitterträgerhöhe / Schlaufenüberstand Obergurt; h: Plattenhöhe; d: statische Nutzhöhe; c: Kantenlänge quadr. Stütze bzw. Durchmesser der Rundstütze bei Versuch V1kO und V4kO; u_0 = Stützenumfang; r: Belastungsradius; $a_\lambda/d = (r\text{-}c/2)/d$: Schubschlankheit; ρ_l: Längsbewehrungsgrad; f_{ck} = charakteristische Zylinderdruckfestigkeit am Versuchstag ($f_{cm,cyl}$ – 4 MPa); V_{test}: Bruchlast; $V_{Rk,C}$: Durchstanztragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung nach EC2; $\alpha = V_{test}/V_{Rk,C}$

Anzahl	8
Mittelwert	2,31
Standardabweichung	0,12
k-Wert	1,74
5%-Quantil	2,10

3 Versuche mit orthogonaler Anordnung

3.1 Versuchskörper

Im Folgenden werden zwei Versuche an monolithisch hergestellten Flachdeckenausschnitten mit orthogonal angeordneter Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB beschrieben. Die Abmessungen und die konstruktive Durchbildung der Platten mit zentrischer Innenstütze orientieren sich an den früheren Versuchen aus [1] und [4], um die Vergleichbarkeit zu gewährleisten. Zudem wurden entsprechend den Vorgaben der europäischen Beurteilungsrichtlinie bezogene Schlankheiten zwischen $a_\lambda/d = 3$ und 5 gewählt. Die wichtigsten Parameter und geometrischen Randbedingungen sind Tab. 1 zu entnehmen. Die Seitenlängen der quadratischen Platten betrugen b = 200 cm (V1kO) bzw. b = 280 cm (V4kO). Der Stützenstumpf wurde monolithisch an die Platte betoniert. Die Biegezugbewehrung bestand aus hochfestem Stahl S900/1100 mit Durchmesser 15,5 mm (V1kO) bzw. 26,5 mm (V4kO), um ein Biegeversagen der Versuchsplatte zu vermeiden und ein Durchstanzversagen sicherzustellen.

Bild 3 zeigt die geprüfte Anordnung der Durchstanzbewehrung für jeweils eine Viertelplatte. Die Versuchskörper waren doppelsymmetrisch ausgebildet. Die Bewehrungselemente in Form der Gitterträger waren orthogonal zueinander angeordnet. Entlang einer Hauptachse wurde ein Bewehrungsstreifen aus drei (V1kO) bzw. vier (V4kO) parallelen Bewehrungselementen in einem Streifen mit der Breite des Stützendurchmessers angeordnet.

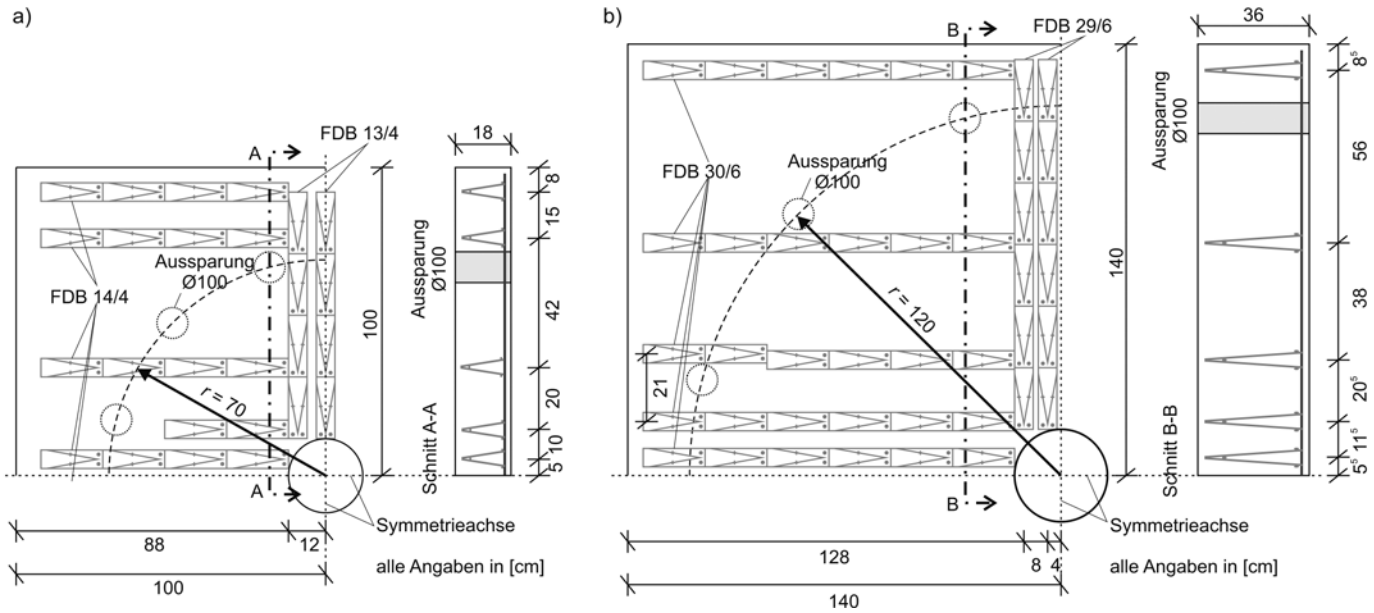


Bild 3 Anordnung der Durchstanzbewehrung im Versuchskörper: a) V1kO; b) V4kO
Arrangement of the punching Shear Reinforcement in the specimen: a) V1kO; b) V4kO

Senkrecht zu diesem Streifen wurden stützennah jeweils vier Bewehrungselemente positioniert. Die äußeren Gitterträger dieses Streifens wurden jeweils so platziert, dass die Achse des stützennahen Untergurts den Stützenrand tangierte. Parallel zu dieser Bewehrung wurden weitere Gitterträgerelemente in den Eckbereichen verlegt, um größere unbewehrte Plattenbereiche zu vermeiden. Mit den konstruktiv gewählten Achsabständen von 20 cm und 40 cm fluchten die am Obergurt überstehenden Schlaufen mit denen der hierzu orthogonal angeordneten Gitterträgerelemente (Bild 3). Dies erleichtert den Einbau der oberen Biegezugbewehrung.

3.2 Versuchsdurchführung

Die Versuchskörper wurden gleichmäßig über zwölf Hydraulikzylinder belastet, die in einem Kreis mit einem Radius von r = 70 cm (V1kO) bzw. r = 120 cm (V4kO) angeordnet waren. Zur Sicherstellung gleicher Abspannkräfte waren alle Zylinder in einem geschlossenen Ölkreislauf gekoppelt. Die Lasteinleitung erfolgte über Spannstahlstangen, die durch runde Öffnungen in der Platte geführt wurden und die Last mittels Kalotten auf Stahlplatten ($30 \times 30 \times 4$ cm^3) auf der Plattenoberseite einleiteten. Die einwirkende Zugkraft der Abspannungen wurde über den Stützenfuß der Platte sowie die darunter angeordnete Kraftmessdose und ein Stahlauflager in den Hallenboden eingeleitet. Eine Skizze des Versuchsaufbaus ist [1] zu entnehmen.

Die Belastung wurde stufenweise gesteigert, um die Rissbildung zu dokumentieren. Zwischen dem Niveau der Gebrauchslast von 315 kN (V1kO) bzw. 1360 kN (V4kO) und jeweils der Hälfte dieser Last wurden zehn Lastwechsel aufgebracht, bevor die Last bis zum Bruch gesteigert wurde. Dieses Vorgehen entspricht dem Versuchsablauf nach [1] und [4].

Während der Versuche wurden verschiedene Messungen durchgeführt, um das Tragverhalten zu untersuchen. Die Durchstanzlast wurde über eine Lastzelle unter dem Stützenstummel gemessen. Es wurden sowohl Dehnungen der Biegezugbewehrung als auch der Durchstanzbewehrung gemessen. Die Dehnungen wurden jeweils aus dem Mittelwert zweier am Stab gegenüberliegend angeordneter Messstellen ermittelt. Die Lage von drei ausgewählten Messstellen geneigter Stäbe zeigt Bild 4. S12 und S18 bezeichnen hierbei Messstellen an stark geneigten Gitterträgerstäben mit direkter Ausrichtung auf die Stütze. S22 stellt eine Messstelle an einem annähernd senkrechten Stab im Bereich der weniger schubbewehrten Plattendiagonalen dar.

3.3 Versuchsergebnisse

In beiden Versuchen trat ein Durchstanzversagen auf, das durch das Eindringen der Stütze in die Platte und eine deutliche Zunahme der Plattendicke zu erkennen war.

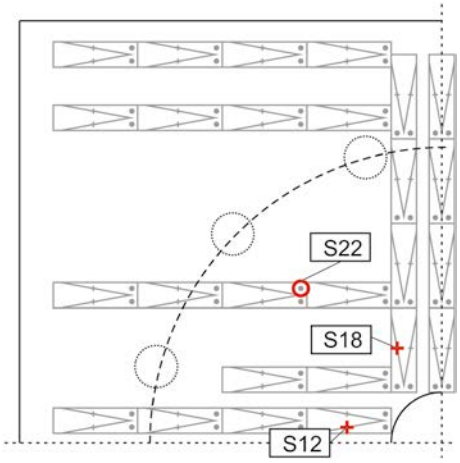


Bild 4 Anordnung der Dehnungsmessstellen an der Durchstanzbewehrung
Position of the strain gages at the punching shear reinforcement

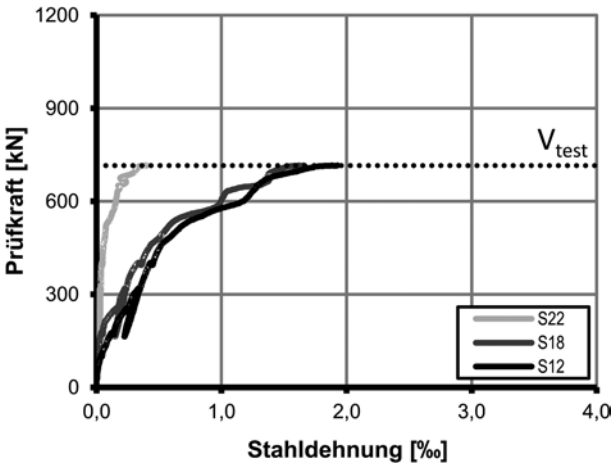


Bild 5 Stahldehnungen in der Filigran®-Durchstanzbewehrung (V1kO)
Comparison of lattice girder steel strains (V1kO)

Die Dehnungswerte der oberen Biegezugbewehrung blieben im elastischen Bereich, sodass ein Biegeversagen der Platte ausgeschlossen werden konnte.

Bild 5 zeigt die gemessenen Stahldehnungen der Durchstanzbewehrung für die in Bild 4 gezeigten Messstellen. Es ist offensichtlich, dass die stützennahen geneigten Stäbe S12 und S18 signifikant höhere Dehnungen aufweisen als der weiter entfernte, annähernd vertikale Stab S22. Demnach kann im Bereich der Messstellen S12 und S18 von einer deutlich ausgeprägteren Schubrissbildung im Vergleich zu den weniger schubbewehrten Platteneckbereichen in der Nähe zu Messstelle S22 ausgegangen werden. Der bei beiden Versuchskörpern annähernd identische Verlauf der Dehnungen von S12 und S18 zeigt für die orthogonale Anordnung ein gleiches Verhalten für beide Hauptrichtungen.

Nach der Versuchsdurchführung wurden die Versuchskörper zersägt, um die innere Schubrissbildung zu bewerten. Die Platten wurden sowohl entlang der Hauptachsen in Plattenviertel als auch entlang einer ausgewählten Diagonalen zersägt. Die Bilder 6 und 7 zeigen die Schnitt-

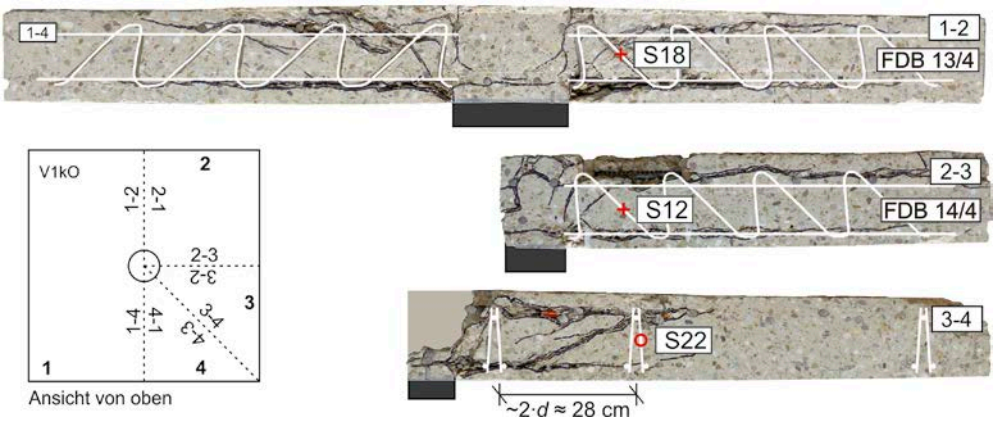


Bild 6 Schnittbilder von Versuchskörper V1kO
Saw cuts of specimen V1kO

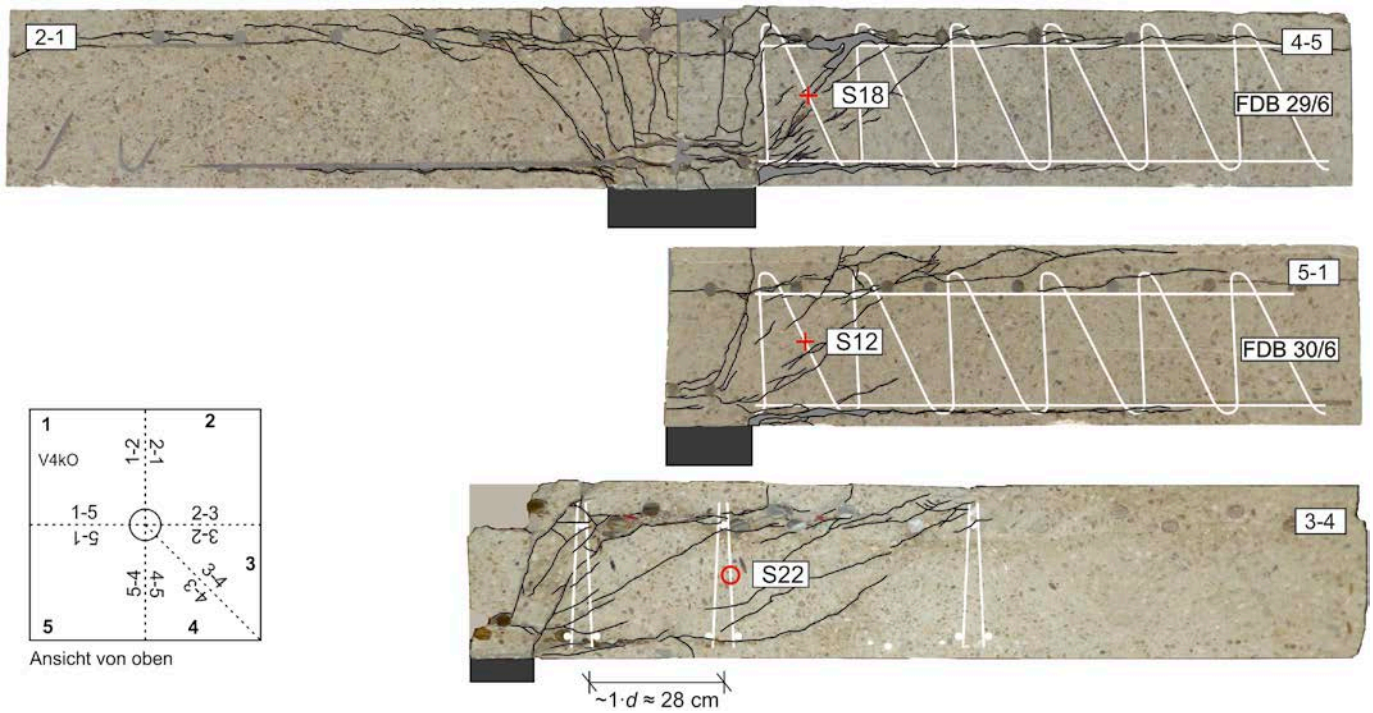


Bild 7 Schnittbilder von Versuchskörper V4kO
Saw cuts of specimen V4kO

führung und die maßstäblichen Rissbilder beider Versuchskörper. In diesen Schnitten wurde die Lage der Durchstanzbewehrung nachgezeichnet und die Position der Messstellen der zuvor untersuchten Stahldehnungen eingetragen. Weiterführende Informationen zur Auswertung von Durchstanzversuchen mit besonderem Fokus auf dem Ablauf der Schubrissbildung sowie der Aktivierung der Durchstanzbewehrung sind in [5] zu finden.

Bei beiden Versuchskörpern sind in den Hauptachsen zwei deutliche Schubrisse zu erkennen. Zum einen ein flacherer Schubriss, der die erste Gitterträgerdiagonale mit den Messstellen S12 und S18 schneidet. Zum anderen ein steilerer Schubriss, der oberhalb des ersten Gitterträgerelements verläuft. Im Diagonalschnitt der Platten ist der Abstand der Durchstanzbewehrungselemente größer und beträgt bei beiden Versuchskörpern 28 cm in der Diagonalen. Wird der Abstand auf die statische Nutzhöhe beider Platten bezogen, beträgt dieser Wert bei der dünnen Platte (V1kO) 2*d* und bei der dicken Platte (V4kO) 1*d*. In beiden Diagonalschnitten zeigt sich ein Durchstanzriss beginnend vom Fußpunkt der stützennahen Bewehrung bis zur Oberkante der nächsten Gitterträgerreihe. Folglich verläuft der Schubriss bei der dünnen Platte (V1kO) mit einer Neigung von etwa 30° deutlich flacher als in den Hauptachsen derselben Platte. Demnach führen größere Bewehrungsabstände oder gar der Verzicht auf Durchstanzbewehrung im Bereich der Diagonalachsen zu ungehinderten flachen Schubrissen unabhängig von der Durchstanzbewehrung in den Hauptachsen. Dies kann zu einer Reduzierung des Durchstanzwiderstands der gesamten Platte führen.

4 Durchstanzwiderstände für verschiedene Anordnungen

Die Durchstanzwiderstände in den Versuchen V1kO und V4kO sind zusammen mit den Versuchsparametern in Tab. 1 angegeben. Zum Vergleich sind dort auch die Ergebnisse der früheren Versuche mit paralleler Anordnung aus [1] und [4] gelistet. In allen Fällen wurde der experimentell ermittelten Maximallast V_{test} der rechnerische charakteristische Widerstand $V_{Rk,C}$ einer Stahlbetonplatte ohne Durchstanzbewehrung gegenübergestellt. Letztgenannter Widerstand ergibt sich aus der Bemessungsgleichung gemäß DIN EN1992-1-1 [6] unter Berücksichtigung des nationalen Anhangs [7]. Dieses Bemessungskonzept ist auch Grundlage des Technischen Reports [8] zum Nachweis der Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB [2]. Der Durchstanzwiderstand der Platte ohne Durchstanzbewehrung errechnet sich hier analog früherer Auswertungen [1, 4] mit einer charakteristischen Betondruckfestigkeit von $f_{ck} = f_{c,test} - 4$ MPa.

Die Erhöhung des Durchstanzwiderstands durch den Einsatz der Durchstanzbewehrung zeigt der Wert $\alpha = V_{test}/V_{Rk,C}$. Die Erhöhungsfaktoren $\alpha = 2{,}32$ bzw. $\alpha = 2{,}50$ der Versuche mit orthogonaler Anordnung liegen im Streubereich der früheren Versuche mit paralleler Anordnung (Tab. 1). Dies wird verdeutlicht durch die Bilder 8a bis 8c, in denen die Erhöhungsfaktoren über die statische Nutzhöhe d, die Betondruckfestigkeit f_{ck} und über den Biegezugbewehrungsgrad ρ_l aufgetragen sind. Die Erhöhungsfaktoren sind demnach sowohl unabhängig von der Bewehrungsanordnung als auch von den genannten Parametern. Dadurch wird die zutreffende Erfassung dieser Parameter im Bemessungskonzept bestätigt.

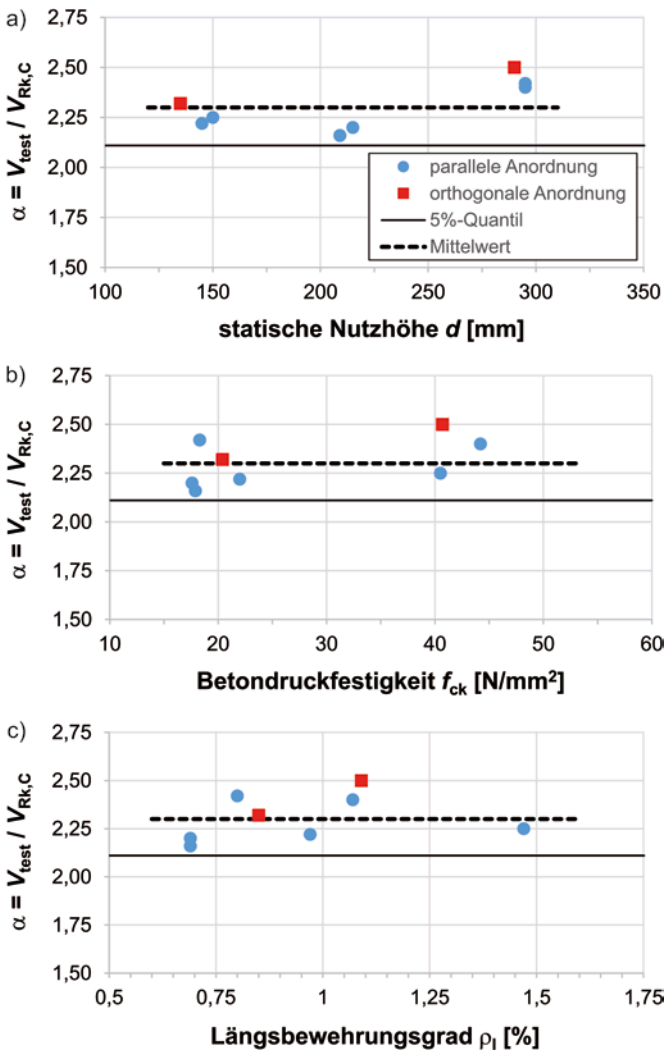


Bild 8 Erhöhungsfaktoren α in Versuchen, abhängig von verschiedenen Parametern
Increasing factors α in tests depending on different parameters

Die gemeinsame Auswertung der acht Durchstanzversuche mit Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB ergibt einen mittleren Erhöhungsfaktor von $\alpha_{Mittel} = 2{,}31$ bei einem unteren 5%-Quantilwert von $\alpha_{5\%} = 2{,}10$. Der Quantilwert gilt als bemessungsrelevant.

5 Anwendung

5.1 Bemessungskonzept

In der Europäischen Technischen Bewertung ETA-13/0521 [2] wurde für die Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB sowohl bei paralleler Anordnung in teilweise vorgefertigten Stahlbetondecken mit horizontaler Verbundfuge und Stoßfugen zwischen den Fertigteilplatten sowie auch bei Ortbetonplatten ein Erhöhungsfaktor von $\alpha_{FDB} = 2{,}1$ festgelegt. Der gleiche Wert gilt aufgrund der hier vorgestellten Versuche und weiterer Untersuchungen auch für die orthogonale Bewehrungsanordnung [2]. Grundlage für den Nachweis der Maximaltragfähigkeit sind die Durchstanzwiderstände nach Gln. (1) und (2) in Anlehnung an [6, 7], welche im Technischen Bericht TR 058 [8] zusammen mit den Erläuterungen der Parameter angegeben sind. Der Widerstand einer Platte ohne Durchstanzbewehrung Gl. (1) kann durch den Einsatz der Durchstanzbewehrung bis auf den Maximalwert Gl. (2) erhöht werden. Die einwirkenden Schubspannungen in einem Rundschnitt in einer Entfernung $2d$ von der Stütze sind auf diesen Widerstand zu begrenzen.

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}\right)^{1/3} \tag{1}$$

mit:

$C_{Rd,c}$ = $0{,}18/\gamma_c$
k Maßstabsfaktor
ρ_l Längsbewehrungsgrad
f_{ck} charakteristische Betondruckfestigkeit

$$v_{Rd,max} = \alpha \cdot v_{Rd,c} \tag{2}$$

mit:

α_{FDB} = 2,1
Erhöhungsfaktor für Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB

Zusätzlich zum Nachweis der Maximaltragfähigkeit ist die Tragfähigkeit der Durchstanzbewehrung selbst nachzuweisen. Im stützennahen Bereich C der Platte, der sich

bis zu 1,125*d* von der Stütze (Lasteinleitungsfläche) ausdehnt, müssen die vertikalen und gemäß [2] anrechenbaren vertikalen Kraftkomponenten der dort angeordneten Bewehrungsstäbe die einwirkende Durchstanzlast entsprechend Gl. (3) aufnehmen. Die einwirkende Stützenlast ist dabei wie beim Spannungsnachweis mit dem Lasterhöhungsfaktor β, welcher eine unsymmetrische Spannungsverteilung berücksichtigt, zu erhöhen [8].

$$\beta \cdot V_{Ed} \leq V_{Rd,sy} = f_{yk}/\gamma_S \sum \left(A_{sy} \cdot \sin \alpha_i\right) \tag{3}$$

mit:

A_{sy} Querschnittsfläche eines einzelnen Stabs (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 Stabs, bezogen auf die Plattenebene

Im Bereich D, der den durchstanzbewehrten Bereich außerhalb des stützennahen Bereichs C abdeckt, ist die erforderliche Bewehrung in Kreisringen mit maximaler Breite von 0,75*d* für jeweils 50 % der Stützenlast nachzuweisen.

5.2 Bewehrungsabstände

Bereits aufgrund frühester Untersuchungen mit gitterträgerartiger Durchstanzbewehrung [9] wurde als Maximalabstand der Bewehrungselemente von der Stütze ein Wert von 0,35*d* festgelegt. Dieser maximale Abstand wurde in den Versuchen mit der Filigran®-Durchstanzbewehrung bei paralleler Anordnung eingehalten [1]. In [2] bzw. [8] werden darüber hinaus maximale Achsabstände der Durchstanzbewehrung gefordert, welche eine Erfassung möglicher Durchstanzrisse durch die Bewehrung und eine ausreichende Bewehrungsverteilung sicherstellen. Bild 9 zeigt die Regelungen der Europäischen Bewertung [2] bei paralleler und Bild 10 bei orthogonaler Anordnung.

Die früheren experimentellen Untersuchungen wie [1] zeigen einen Zusammenhang zwischen der Bewehrungsmenge bzw. Bewehrungsdichte im stützennahen Bereich C und dem Durchstanzwiderstand für Werte oberhalb des 1,8-fachen Durchstanzwiderstands einer Platte ohne Schubbewehrung ($1{,}8 \cdot V_{R,c}$). In [1] wurde dies über einen Erhöhungsfaktor bei der Ermittlung der erforderlichen Durchstanzbewehrung berücksichtigt. Nach Auswertung sowohl neuer Versuche mit orthogonaler Anordnung als auch früherer Versuche mit paralleler Anordnung ist der maximale Durchstanzwiderstand allerdings eher abhängig von der Verteilung und damit vom Abstand der Durchstanzbewehrung. Eine dichte Bewehrung verfeinert die Rissbildung und führt zu einer gleichmäßigen Spannungsverteilung. Ergänzend zum Nachweis der Stahltragfähigkeit nach Gl. (3) ist nach [2, 8] die Maximaltragfähig-

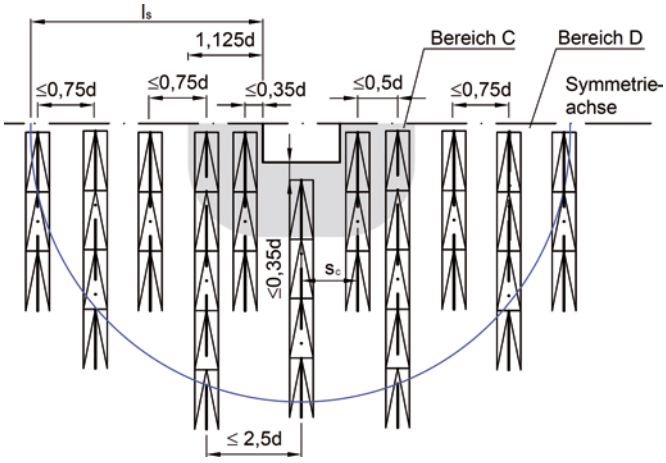


Bild 9 Maximalabstände bei paralleler Anordnung der Filigran®-Durchstanzbewehrung [2]
Maximum distances in cases of parallel arrangement of the Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB [2]

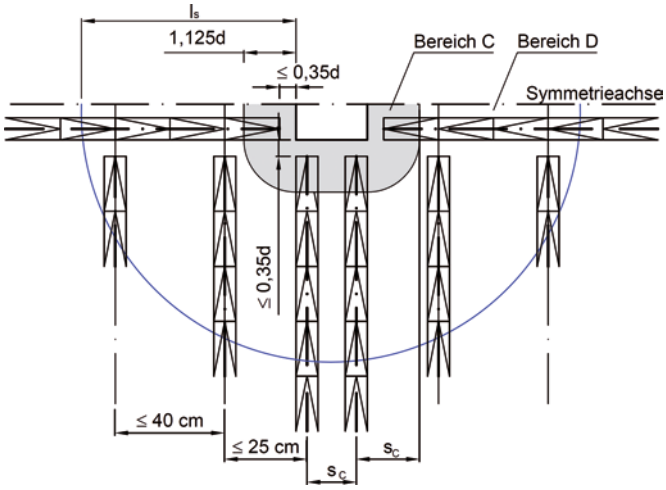


Bild 10 Maximalabstände bei orthogonaler Anordnung der Filigran®-Durchstanzbewehrung [2]
Maximum distances in cases of orthogonal arrangement of the Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB [2]

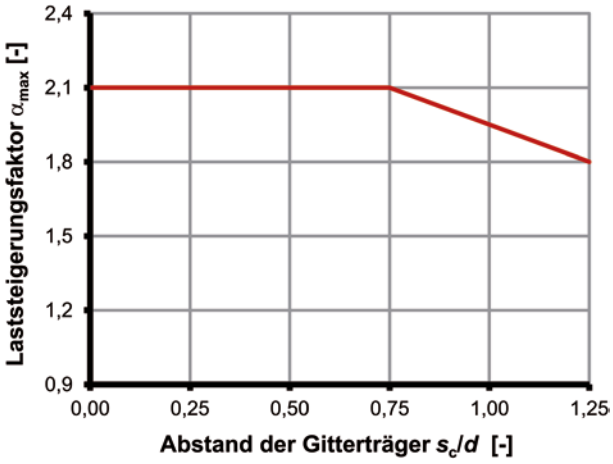


Bild 11 Erhöhung α_{max} des maximalen Durchstanzwiderstands nach [2], abhängig vom dem auf die statische Höhe *d* bezogenen Abstand s_c der Durchstanzbewehrung
Value α_{max} of the maximum punching shear resistance according to [2] depending on the distance of s_C related to effective depth *d*

keit abhängig vom Abstand der Durchstanzbewehrung im stützennahen Bereich C. Entsprechend Bild 11 ist für den Erhöhungsfaktor von α = 1,8 bis α = 2,1 der Maximalabstand von s_c = 1,25d auf s_c = 0,75d linear zu reduzieren. Dieser wirtschaftliche Ansatz erfasst die ausgewerteten Versuche realitätsnah.

Zur Begrenzung der unbewehrten Durchstanzbereiche werden zusätzliche Bewehrungselemente in den Eckbereichen der orthogonalen Anordnung gefordert. Nach [2, 8] gilt ein maximaler Abstand von 25 cm in Stützennähe bzw. 40 cm für nachfolgende Abstände (vgl. Bild 10), um die Maximaltragfähigkeit auch bei orthogonaler Anordnung sicherzustellen.

5.3 Bemessungsbeispiel

Das nachfolgende Bemessungsbeispiel soll das Nachweisformat verdeutlichen und insbesondere den Nachweis der Durchstanzbewehrung für die unterschiedliche Bewehrungsanordnung aufzeigen. In der Praxis werden die gezeigten Nachweise mithilfe eines Bemessungsprogramms geführt. Das Bemessungsprogramm [10] generiert auch die erforderliche Anordnung der Durchstanzbewehrung.

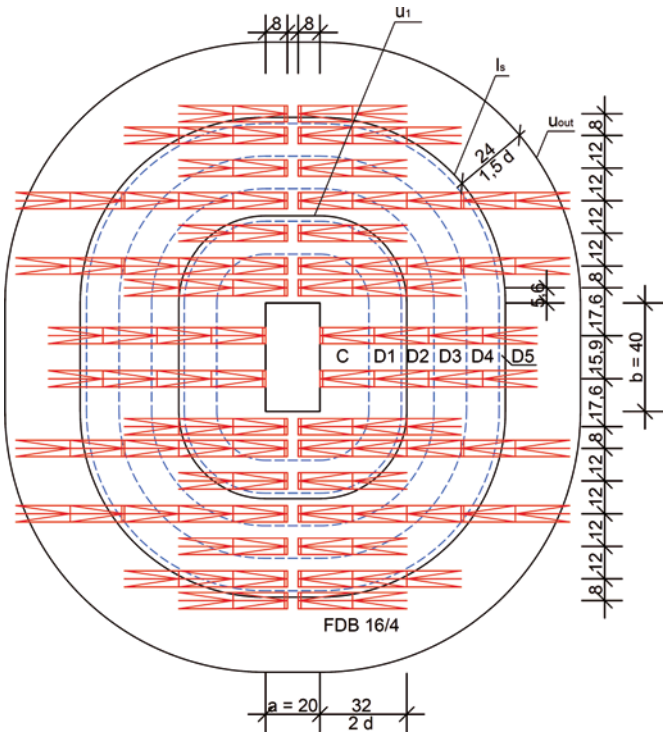


Bild 12 Parallele Anordnung der Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB für das gezeigte Bemessungsbeispiel
Parallel arrangement of the Filigran®-Punching-Shear-Reinforcement FDB according to the example

Systemdaten für eine Innenstütze:

Bemessungswert der Durchstanzlast: V_{Ed} = 800 kN
Erhöhungsfaktor für unsymmetrische Lastverteilung: β = 1,1

Plattendicke:	h = 20 cm
Betondeckung:	c = 2,0 cm
Statische Nutzhöhe:	d = 16 cm
Betongüte:	C40/50
Längsbewehrungsgrad:	ρ_l = 1,6 %
Stützenquerschnitt:	$a \times b$ = 20 cm × 40 cm

Nachweis im kritischen Rundschnitt:

Tragfähigkeit der schubunbewehrten Platte nach Gl. (1) mit $C_{Rd,c}$ = 0,18 / γ_c = 0,12:
$v_{Rd,c} = 0{,}12 \cdot 2 \cdot (1{,}6 \cdot 40)^{1/3} = 960$ kN/m²
Länge kritischer Rundschnitt:
$u_1 = 2\,(a + b) + 2\pi \cdot 2d = 2\,(0{,}4 + 0{,}2) + 4 \cdot 0{,}16 \cdot \pi = 3{,}21$ m
Maximaltragfähigkeit:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{FDB} \cdot v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d = 2{,}1 \cdot 960\ \text{kN/m}^2 \cdot 3{,}21\ \text{m} \cdot 0{,}16\ \text{m} = 2{,}1 \cdot 493\ \text{kN} = 1036\ \text{kN}$$

$\beta \cdot V_{Ed} = 880\ \text{kN} \leq V_{Rd,max} = 1036\ \text{kN}$ ✓

Nachweis im äußeren Rundschnitt:

Tragfähigkeit der schubunbewehrten Platte nach Gl. (1) hier mit $C_{Rd,c}$ = 0,15 / γ_c = 0,10:
$v_{Rd,c} = 0{,}10 \cdot 2 \cdot (1{,}6 \cdot 40)^{1/3} = 800$ kN/m²
Im Beispiel ergibt sich die Länge der Durchstanzbewehrung mit l_s = 0,68 m etwas größer als die Länge, ab der die Schubtragfähigkeit der schubunbewehrten Platte erreicht ist. Dies resultiert aus dem Nachweis der Stahltragfähigkeit, der hier einen weiteren Kreisring mit Durchstanzbewehrung erforderte. Mit der Länge des äußeren Rundschnitts ergibt sich hier $u_{out} = 2 \cdot (a + b) + 2\,(l_s + 1{,}5\ d)\ \pi = 7{,}00$ m.

$\beta \cdot V_{Ed} = 880\ \text{kN} \leq v_{Rd,c} \cdot u_{out} \cdot d = 896\ \text{kN}$ ✓

Bild 12 zeigt die mögliche parallele Anordnung der Bewehrungselemente, wie sie üblicherweise in Fertigteilplatten mit parallel angeordneten Montagegitterträgern gewählt wird. Bild 13 zeigt die Weiterentwicklung der orthogonalen Anordnung, die in Ortbetonplatten eine sinnvolle Alternative darstellt.

Die Höhe der Durchstanzbewehrung ergibt sich aus der Plattendicke abzüglich der Betondeckung an der Ober- und Unterseite. Im Fall der parallelen Anordnung ergibt sich für dieses Beispiel die Durchstanzbewehrung FDB 16/4 mit der Gesamtbauhöhe von 16 cm bei einem gewählten Schlaufenüberstand am Obergurt von 4 cm. Im Fall der orthogonalen Anordnung stehen die Bewehrungselemente einer Richtung nur auf einer Lage der unteren Biegezugbewehrung. Die Elemente der zweiten Richtung stehen bei üblicher Anordnung auf beiden Bewehrungslagen und sind entsprechend mit geringerer Bauhöhe zu wählen. Im Beispiel ergeben sich die Typen FDB 16/4 und FDB 15/4. Abhängig von der Betondeckung und dem Durchmesser der unteren Bewehrungslage werden die Bauhöhen im Bemessungsprogramm [10] vorgeschlagen.

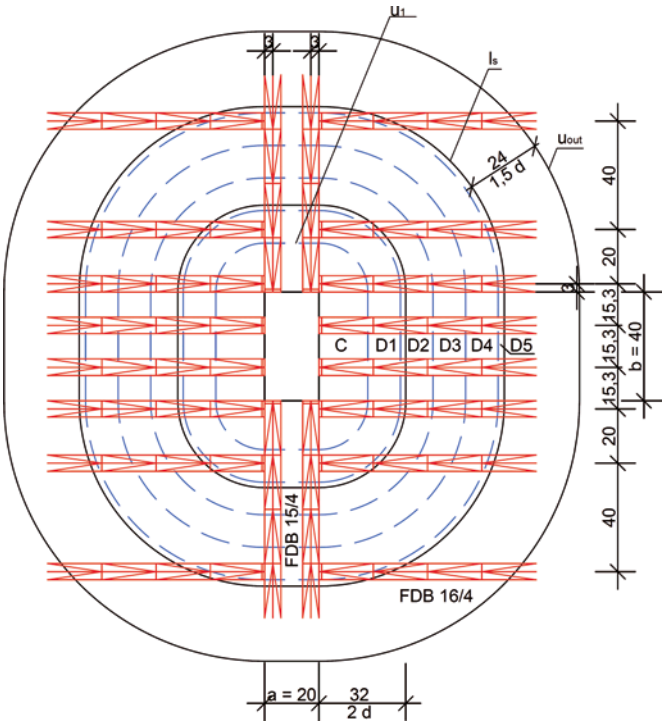


Bild 13 Orthogonale Anordnung der Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB für das gezeigte Bemessungsbeispiel
Orthogonal arrangement of the Filigran®-Punching-Shear-Reinforcement FDB according to the example

Für den Nachweis der Durchstanzbewehrung sind die tragenden Stäbe nach Bild 2 entsprechend Gl. (3) auszuwerten. Tab. 2 zeigt eine tabellarische Zusammenstellung der erforderlichen Bewehrung im Vergleich zur vorhandenen Bewehrung für die zwei Anordnungsvarianten.

Die Auslastung der Spannungen im kritischen Rundschnitt beträgt im vorgestellten Beispiel $\alpha_{vorh} = \beta \cdot V_{Ed}/V_{Rd,c}$ = 880 kN/493 kN = 1,78. Nach Bild 11 ist bei dieser Ausnutzung ein maximaler Achsabstand der Durchstanzbewehrung im stützennahen Bereich C von $s_c = 1{,}25d$ = 1,25 · 16 cm = 20 cm möglich.

Für beide beispielhaften Anordnungen liegen die vorhandenen Bewehrungsquerschnitte deutlich über den erforderlichen Werten (vgl. Tab. 2). Dies resultiert aus den Maximalabständen der Bewehrungselemente (Bilder 9 und 10), die bei der Bewehrungsanordnung zu berücksichtigen sind.

Die orthogonale Anordnung erfordert bei etwa gleicher anrechenbarer Stahlquerschnittsfläche ca. 20 % weniger Durchstanzbewehrung als die parallele Anordnung. Im gezeigten Beispiel reduziert sich damit die Gesamtlänge der Durchstanzelemente von insgesamt 20,8 m bei der parallelen Anordnung auf 16,0 m bei der orthogonalen Anordnung. Ein weiterer Vorteil der orthogonalen Anordnung ergibt sich für den Einbau der Gitterträgerelemente und der oberen Biegezugbewehrung, die unabhängig von der gewählten Anordnung auf den Obergurten abgelegt werden kann. Denn durch die einheitliche orthogonale Ausrichtung der am Obergurt überstehenden Schlaufen lässt sich eine ebenfalls orthogonal verlegte Biegezugbewehrung einfach einlegen.

Tab. 2 Zusammenstellung der erforderlichen Durchstanzbewehrung für das gezeigte Beispiel und der vorhandenen Bewehrung für die parallele und orthogonale Anordnung
Required punching shear reinforcement for the example and the available reinforcement in case of the parallel and the orthogonal arrangement

Bereich[1)]		erforderliche Bewehrung	vorhandene Bewehrung	
			parallel (Bild 12)	orthogonal (Bild 13)
		[cm²]	[cm²]	[cm²]
C	bis 1,125d	20,2	26,1	25,8
D1	1,125d–1,875d	10,1	21,1	33,3
D2	1,875d–2,625d	10,1	25,0	24,7
D3	2,625d–3,375d	10,1	21,1	15,8
D4	3,375d–4,125d	10,1	22,5	31,1
D5	4,125d–l_s	2,0	5,0	2,5

[1)] C: Stützennaher Bereich; D: Kreisringe im Anschluss an Bereich C

6 Zusammenfassung

Die gitterträgerartige Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB wird bereits seit Jahren auf der Grundlage von nationalen und europäischen Zulassungen und Bewertungen in teilweise vorgefertigten Elementdecken eingesetzt. Grundlage dieser Anwendung sind Durchstanzversuche an Elementdecken mit Verbund- und Stoßfugen sowie paralleler Anordnung der Bewehrungselemente. Ergänzende Bauteilversuche bestätigen den hohen Widerstand vom 2,1-fachen Wert einer durchstanzunbewehrten Platte auch bei orthogonaler Anordnung. Zur Sicherstellung der hohen Durchstanzwiderstände sind allerdings Plattenbereiche mit größeren Abständen der Durchstanzbewehrung zu vermeiden. Hierzu wurden aufgrund der vorgestellten Untersuchungen Abstandsregelungen festgelegt.

Die orthogonale Anordnung ist im Hinblick auf den Ausnutzungsgrad der Durchstanzbewehrung und beim Einbau der oberen Biegezugbewehrung vorteilhaft. Somit empfiehlt sich diese Anordnung bei Ortbetondecken ohne parallel angeordnete Gitterträger.

Literatur

[1] Siburg, C.; Hegger, J.; Furche, J.; Bauermeister, U.: *Durchstanzbewehrung für Elementdecken nach Eurocode 2*. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 3, S. 170–180.

[2] Europäische technische Bewertung ETA-13/0521: Filigran-Durchstanzbewehrung FDB. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), 12. Juni 2018.

[3] Lindorf, A.: *Durchstanzbemessung von Doppelkopfankern nach Europäischen Technischen Zulassungen.* Beton- und Stahlbetonbau 108 (2013), Heft 10, S. 691–700.

[4] Kueres, D.; Siburg, C.; Hegger, J.; Furche, J.; Sippel, T.: *Zur konstruktiven Durchbildung des Decken-Stützen-Knotens in Flachdecken aus Elementplatten.* Bautechnik 93 (2016), Heft 6, S. 356–365.

[5] Schmidt, P.; Kueres, D.; Hegger, J.: *Punching shear behaviour of reinforced concrete flat slabs with a varying amount of shear reinforcement.* Structural Concrete (2019), S. 1–12, https://doi.org/10.1002/suco.201900017.

[6] DIN EN 1992-1-1/2011-01: Eurocode 2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010, (2011).

[7] DIN EN 1992-1-1/NA/2013-04: *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, (2013).

[8] Technical report TR 058: *Increase of Punching Shear Resistance of Flat Slabs or Footings and Ground Slabs – Lattice Girders – Calculation Methods.* Europäische Organisation für technische Bewertung (EOTA), Juni 2017.

[9] Eligehausen, R.; Vocke, H.; Clauss, A.; Furche, J.; Bauermeister, U.: *Neue Durchstanzbewehrung für Elementdecken.* Beton- und Stahlbetonbau 98 (2003), Heft 6, S. 334–344.

[10] Bemessungsprogramm ProFi; www.filigran.de

Autoren

Philipp Schmidt, M.Sc.
RWTH Aachen University
Lehrstuhl und Institut für Massivbau
Mies-van-der-Rohe-Str. 1
52074 Aachen
pschmidt@imb.rwth-aachen.de

Dr.-Ing. Johannes Furche
Filigran Trägersysteme GmbH & Co. KG
Zappenberg 6
31633 Leese
j.furche@filigran.de

Dipl.-Ing. Ulrich Bauermeister
Filigran Trägersysteme GmbH & Co. KG
Zappenberg 6
31633 Leese
u.bauermeister@filigran.de

DOI: 10.1002/best.201900006

Johannes Furche, Ulrich Bauermeister, Andreas Kummerow, Matthias Hillebrand

Durchstanzen bei Ermüdungsbeanspruchung

Europäische Technische Bewertung mit Nachweiskonzept nach Technischem Bericht EOTA TR 058

In punktförmig gestützten Flachdecken ist ein ausreichender Durchstanzwiderstand sicherzustellen. Wird die Decke ermüdungsrelevant beansprucht, ist im Rahmen der Bemessung auch der Ermüdungswiderstand nachzuweisen. Eurocode 2 fordert für Stahlbetonbauteile separate Ermüdungsnachweise gegen Betonversagen und Versagen der Bewehrung. Dieses Nachweiskonzept ist im aktuellen Eurocode 2 für einen Durchstanzbereich mit erforderlicher Durchstanzbewehrung nicht umfassend dargelegt. Für die Filigran®-Durchstanzbewehrung wurde im Rahmen der Europäischen Technischen Bewertung ETA-13/0521 ein solches Nachweiskonzept auf der Grundlage des Technischen Berichtes EOTA TR 058 formuliert. Danach ist sowohl die Durchstanzbewehrung auf der Grundlage einer ermittelten Wöhlerlinie nachzuweisen als auch ein Ermüdungsnachweis gegen Betonversagen, das den maximalen Durchstanzwiderstand bestimmt, zu führen. Dieses Nachweiskonzept wird im Beitrag erläutert.

Punching Shear under Fatigue Load – European Technical Assessment with Design Concept according to Technical Report EOTA TR 058

Sufficient punching shear resistance of flat slabs has to be ensured. In case of fatigue load the fatigue resistance has to be proved as a part of the design. Eurocode 2 requires in case of reinforced concrete structures separate verifications of the concrete and the reinforcement. In the Eurocode 2 the design concept in the case of a reinforced punching shear area is not presented comprehensively. For the Filigran®-Punching Shear Reinforcement such a design concept is determined in the European Technical Assessment ETA-13/0521 based on the Technical Report EOTA TR 058. Accordingly both the punching shear reinforcement on the basis of a S-N-Curve and the concrete fatigue resistance, which determines the maximum punching shear resistance, have to be verified. This design concept is described in this article.

1 Durchstanznachweise bei statischer und quasi-statischer Beanspruchung

In Durchstanzversuchen werden verschiedene Versagensarten beobachtet. In Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung kann es im Bereich einer konzentrierten Lasteinleitung zu einem kegelstumpfförmigen Betonversagen kommen. Ein solches Betonversagen infolge geneigter Schubrisse kann auch außerhalb eines mit Durchstanzbewehrung bewehrten Bereichs auftreten. Den Widerstand nach Eurocode 2 [1] für Bauteile ohne Vorspannung bei dieser Versagensart gibt Gl. (1) wieder. Er ist in Deckenbereichen ohne Durchstanzbewehrung im kritischen Rundschnitt u_1 in einer Entfernung von 2 d von der Lasteinleitungsfläche (Stütze) nachzuweisen. Für Bereiche im Anschluss an eine Durchstanzbewehrung ist der Nachweis im äußeren Rundschnitt u_{out} in einer Entfernung von 1,5 d von dieser zu führen.

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}\right)^{1/3} \geq v_{min} \qquad (1)$$

mit

$v_{Rd,c}$ Bemessungswert [N/mm²] der Querkrafttragfähigkeit ohne Durchstanzbewehrung

v_{min} Mindestquerkrafttragfähigkeit [N/mm²] nach Eurocode 2 [1]

für Deckenbereiche ohne Durchstanzbewehrung gilt:

$C_{Rd,c} = 0{,}18/\gamma_c$ 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 Stützenumfang

für Deckenbereiche im Anschluss an eine Durchstanzbewehrung gilt:

$C_{Rd,c} = 0{,}15/\gamma_c$

Erläuterungen zu weiteren Bezeichnungen vgl. Eurocode 2 [1].

Der Durchstanzwiderstand wird durch den Einsatz einer Durchstanzbewehrung erhöht. Der Widerstand kann in diesem Fall sowohl durch ein Stahlversagen der Schubbewehrung als auch durch ein Betonversagen auf Niveau der Maximaltragfähigkeit bestimmt werden. Nach [2] wird das Betonversagen durch die dreiaxiale Betonfestigkeit am Stützenanschnitt bestimmt. Durchstanzversuche belegen, dass die Maximaltragfähigkeit auch von der Art der Durchstanzbewehrung und insbesondere von deren Verankerungssteifigkeit bestimmt wird. Der maximale Widerstand wird abhängig vom Durchstanzsystem als Vielfaches des Durchstanzwiderstands ohne Durchstanzbewehrung nach Gl. (2) festgelegt. Während für genormte Bügel in [1] ein Erhöhungsbeiwert von $\alpha_{Bügel} = 1{,}4$ festgelegt ist, weisen Europäische Technische Bewertungen für Doppelkopfbolzen einen Wert von $\alpha_{DKB} = 1{,}96$ [3] und für die Filigran®-Durchstanzbewehrung (Bild 1) einen Erhöhungsbeiwert von $\alpha_{FDB} = 2{,}1$ [4] aus.

$$v_{Rd,max} = \alpha_{max} \cdot v_{Rd,c} \qquad (2)$$

mit

$v_{Rd,max}$ maximaler Durchstanzwiderstand im kritischen Rundschnitt abhängig vom Bewehrungssystem

α_{max} Erhöhungsfaktor für den Widerstand abhängig vom Bewehrungssystem

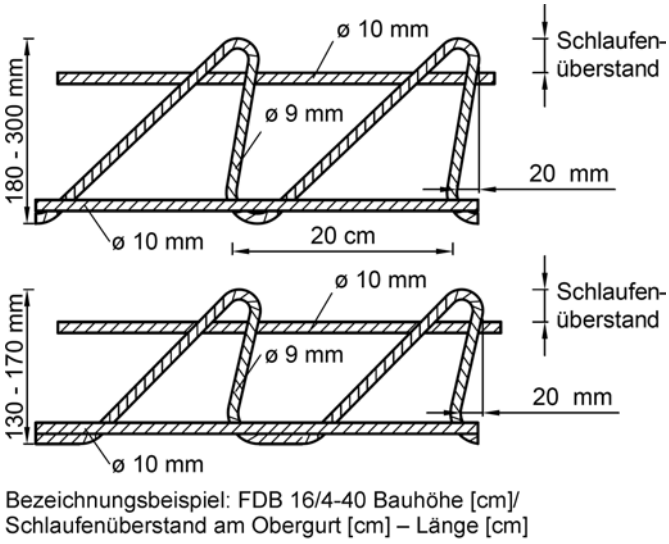


Bild 1 Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB nach ETA-13/0521 [4]
Filigran®-Punching Shear Reinforcement FDB according to ETA-13/0521 [4]

Ergänzend zum möglichen Betonversagen nach Gl. (2) ist der Widerstand der Durchstanzbewehrung selbst nachzuweisen. Dieser Nachweis gegen Stahlversagen ist der jeweiligen Bemessungsgrundlage für das gewählte Durchstanzsystem zu entnehmen.

Im Unterschied zur Bemessung von Bügeln als Durchstanzbewehrung nach Norm [1] wird für die Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB nach Europäischer Technischer Bewertung ETA-13/0521 kein Betontraganteil berücksichtigt. Die gesamte Stützenlast ist durch stützennahe Durchstanzbewehrung nach Gl. (3) aufzunehmen. Als stützennah gilt dabei Bewehrung, welche nicht weiter als 1,125 d von der Stütze entfernt ist. In weiter entfernten Bereichen von der Stütze ist in 0,75 d-breiten Kreisringen eine Bewehrung für jeweils 50 % der Stützenlast anzuordnen. Weitere Details zu der zulässigen Anordnung und der Anrechenbarkeit einzelner Stäbe sind der ETA-13/0521 [4] zu entnehmen.

$$V_{Rd,sy} = f_{yk} / \gamma_S \Sigma \left(A_{sy} \cdot \sin \alpha_i\right) \tag{3}$$

mit

A_{sy} Querschnittsfläche eines einzelnen Stabs (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 Stabs bezogen auf die Plattenebene

2 Bemessung bei ermüdungsrelevanter Beanspruchung

Nach Eurocode 2 [1] muss in speziellen Fällen bei Tragwerken der Nachweis gegen Ermüdung erbracht werden. Dieser Nachweis ist für Beton und Stahl getrennt zu führen [1]. Im Allgemeinen sind Tragwerke und tragende Bauteile, die regelmäßigen Lastwechseln unterworfen sind, gegen Ermüdung zu bemessen. Bei Flachdecken kann dieses z. B. bei Gabelstaplerverkehr der Fall sein.

Für den Ermüdungsnachweis genormter Bewehrung werden im Eurocode 2 unterschiedliche Wöhlerlinien für verschiedene Bewehrungsformen angegeben. Der Knickpunkt der im doppeltlogarithmischen Maßstab tri- bzw. bilinearen Funktionen liegt bei einheitlich $N^* = 10^6$ Lastwechseln. Nach Eurocode 2 ist anstelle eines expliziten Betriebsfestigkeitsnachweises ein vereinfachter Nachweis gegen Ermüdung über schädigungsäquivalente Schwingbreiten möglich. Für Betonstahl darf vereinfachend der Ermüdungsnachweis analog einem Spannungsnachweis nach Gl. (4) geführt werden. Nach [5] ist dieser vereinfachte Nachweis als Betriebsfestigkeitsnachweis zu verstehen.

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,equ}(N^*) \leq \Delta\sigma_{Rsk}(N^*) / \gamma_{S,fat} \tag{4}$$

mit

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ Widerstand der Schwingbreite bei N* Lastzyklen
$\Delta\sigma_{S,equ}(N^*)$ schädigungsäquivalente Schwingbreite für verschiedene genormte Bewehrungsarten unter Berücksichtigung der Anzahl der Lastwechsel N*

und

$\gamma_{F,fat} = 1{,}0$
$\gamma_{S,fat} = 1{,}15$

Im Hochbau darf nach Eurocode 2 [1] für $\Delta\sigma_{S,equ}(N^*)$ näherungsweise die maximale Stahlspannungsamplitude $\Delta\sigma_{S,max}$ im Spannungskollektiv unter der maßgebenden ermüdungswirksamen Einwirkungskombination angenommen werden.

Beim Ermüdungsnachweis gegen Betonversagen bei Querkraftbeanspruchung ist zwischen Platten ohne und Bauteilen mit Querkraftbewehrung zu unterscheiden. Nach Eurocode 2 [1] darf für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung ein ausreichender Widerstand gegen Ermüdung des Betons bei Querkraftbeanspruchung als gegeben angesehen werden, wenn Gl. (5) eingehalten ist.

für $V_{Ed,min}/V_{Ed,max} \geq 0$ gilt:

$$\left|V_{Ed,max}\right| / \left|V_{Rd,c}\right| \leq 0{,}5 + 0{,}45 \cdot \left|V_{Ed,min}\right| / \left|V_{Rd,c}\right| \tag{5a}$$
$$\leq 0{,}9 \text{ für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$
$$\leq 0{,}8 \text{ für } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$$

für $V_{Ed,min}/V_{Ed,max} < 0$ gilt:

$$\left|V_{Ed,max}\right| / \left|V_{Rd,c}\right| \leq 0{,}5 - \left|V_{Ed,min}\right| / \left|V_{Rd,c}\right| \tag{5b}$$

$V_{Ed,max}$ Bemessungswert der maximalen Querkraft unter häufiger Einwirkungskombination
$V_{Ed,min}$ Bemessungswert der minimalen Querkraft unter häufiger Einwirkungskombination in dem Querschnitt, in dem $V_{Ed,max}$ auftritt

$V_{Rd,c}$ Bemessungswert des Querkraftwiderstands nach Gl. (6.2a) in [1] ohne Mindestwert

Gln. (5) gelten nach Eurocode 2 [1] für Bauteile ohne Querkraftbewehrung. Sie werden im Fall einer ermüdungsrelevanten Beanspruchung auch für Durchstanzbereiche ohne Durchstanzbewehrung angewandt. In diesem Fall ist als Widerstand $V_{Rd,c}$ anzusetzen, welcher sich durch die Multiplikation der aufnehmbaren Spannung $v_{Rd,c}$ nach Gl. (1) mit der statischen Höhe und dem Umfang des kritischen Rundschnitts errechnet.

Analog zum vorgenannten Format für Platten ohne Querkraftbewehrung wird im Eurocode 2 auch der Nachweis einer Betondruckstrebe formuliert. Dieses Konzept kann auch im Fall einer erforderlichen Durchstanzbewehrung angewendet werden. Nach den Erläuterungen zur Norm [6] gilt hierfür Gl. (6).

$$V_{Ed,max} / V_{Rd,max} \leq 0,5 + 0,45 \cdot V_{Ed,min} / V_{Rd,max} \quad (6)$$
$$\leq 0,9 \text{ für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$$
$$\leq 0,8 \text{ für } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$$

$V_{Ed,max}$ Bemessungswert der maximalen Querkraft unter häufiger Einwirkungskombination

$V_{Ed,min}$ Bemessungswert der minimalen Querkraft unter häufiger Einwirkungskombination

$V_{Rd,max}$ Maximalwiderstand abhängig vom gewählten Durchstanzsystem

Der Nachweis des Durchstanzwiderstands nach Gl. (6) beruht auf der Annahme, dass die maximale Durchstanztragfähigkeit von der Tragfähigkeit des Betondruckrings in der Druckzone des Durchstanzbereichs bestimmt wird. Daher ist für den Ermüdungsnachweis eines Durchstanzpunkts der gleiche Ansatz wie beim Nachweis einer Druckstrebe naheliegend. Zudem gelten nach [7] Wöhlerlinien für Beton auf Druck auch bei „indirekter Zugbeanspruchung“, wie Ermüdungsversuche an Verankerungen mit Betonversagen zeigen. Der vorgenannte Bemessungsansatz zum Nachweis der Betontragfähigkeit ist daher auch beim Durchstanzen sinnvoll, bei dem das Versagen durch eine fortschreitende Rissentwicklung initiiert bzw. begleitet wird. Wöhlerlinien für Beton auf Druck und „indirekte Zugbeanspruchung“ sind von der Oberspannung abhängig. Solche Wöhlerlinien sind Grundlage für den linear angenäherten Bemessungsansatz des Nachweises nach Gl. (5a) für Betondruckstreben, wie in [5] dargelegt ist, und werden mit Gl. (6) auch für die Maximaltragfähigkeit beim Durchstanzen angesetzt.

Ermüdungsversuche am Stütze-Decke-Knoten mit Durchstanzbewehrung liegen nur begrenzt vor. In [8] werden drei Durchstanzversuche unter Ermüdungsbeanspruchung beschrieben. Die Versuchsserie galt unter anderem der Frage, ob eine zyklische Vorbelastung auf Gebrauchslastniveau den Durchstanzwiderstand bei Einsatz des getesteten Systems negativ beeinflusst. Die Versuchsergebnisse erlauben jedoch auch einen punktuellen Vergleich mit dem vorgestellten Bemessungsansatz nach Gl. (6).

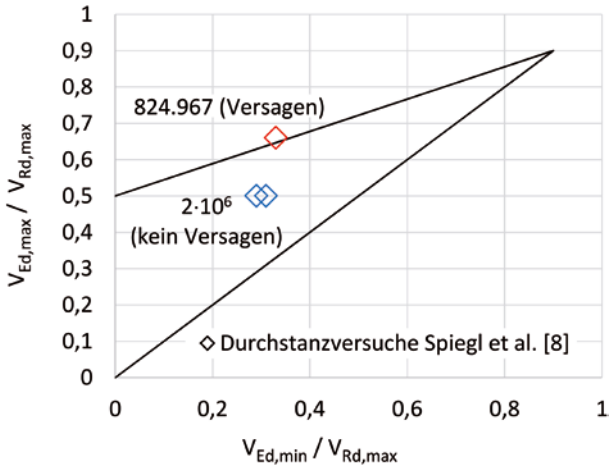


Bild 2 Ermüdungsnachweis nach Gl. (6) im Vergleich mit Durchstanzversuchen an Platten mit Betonschrauben als Durchstanzbewehrung [8]
Fatigue verification according to equation (6) in comparison to punching shear tests with slabs reinforced with concrete screws acting as shear reinforcement [8]

In den Versuchen nach [8] wurden als Durchstanzbewehrung nachträglich eingedrehte Betonschrauben in 200 mm dicken Stahlbetonplatten mit einer Betondruckfestigkeit von etwa $f_c = 28$ N/mm² getestet. Als Referenz stand ein Versuch zur Verfügung, bei dem die Platte monoton bis zum Durchstanzversagen belastet wurde. In einem von drei Ermüdungsversuchen wurde eine Unterlast von 33 % und eine Oberlast von 66 % der Höchstlast im Referenzversuch getestet. Dabei kam es nach 824.967 Lastwechseln zum Durchstanzversagen. Die zwei anderen Versuchskörper wurden mit einer Unterlast von 30 % und einer Oberlast von 50 % des Kurzzeitwiderstands belastet. Auf diese Versuchskörper wurden ohne zu versagen $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel aufgebracht. Die anschließend ermittelte Resttragfähigkeit entsprach in beiden Versuchen dem Durchstanzwiderstand des Referenzversuchs.

Die Ergebnisse der Ermüdungsversuche nach [8] sind hier zusammen mit Gl. (6) für Betonfestigkeiten bis $f_{ck} = 50$ N/mm² in einem Goodman-Diagramm eingetragen (Bild 2). Der Ermüdungsversuch, der zum Durchstanzversagen während der Ermüdungsbeanspruchung führte, liegt knapp oberhalb der Bemessungskurve im unzulässigen Bereich. Die zwei Versuche, bei denen zwei Millionen Lastwechsel ohne Versagen erreicht wurden, liegen hingegen im zulässigen Bereich des Diagramms. Wenngleich die kleine Versuchsanzahl nur eine punktuelle Aussage erlaubt, bestätigen die Durchstanzversuche die Grundaussage des Goodman-Diagramms auch für Durchstanznachweise.

3 Bemessungskonzept nach ETA-13/0521 bei ermüdungsrelevanter Beanspruchung

3.1 Konzept

Im Technical Report TR 058 [9] wird ein Bemessungskonzept für Gitterträger als Durchstanzbewehrung auch für den Fall einer Ermüdungsbeanspruchung angegeben. Zu-

sätzlich zum Nachweis der Tragfähigkeit bei statischer und quasi-statischer Beanspruchung sind die Nachweise für Stahlversagen und Betonversagen (Maximaltragfähigkeit) getrennt zu führen. In der Europäischen Technischen Bewertung ETA-13/0521 [4] sind die Ermüdungswiderstände quantifiziert.

3.2 Ermüdungsnachweis gegen Stahlversagen

Der Ermüdungsnachweis gegen Stahlversagen der Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB erfolgt unter Ansatz einer Wöhlerlinie für diese spezielle Bewehrung. Die Festlegung der charakteristischen Wöhlerlinie nach Gl. (7) erfolgte auf Grundlage eines europäischen Bewertungsdokuments EAD 160055 [10]. Die tragenden Diagonalstäbe der Filigran®-Durchstanzbewehrung (Bild 1) sind gebogen und mit den Gurten verschweißt. Diese für die Ermüdung kritischen Knoten wurden geprüft, indem einbetonierte Trägerabschnitte zyklisch beansprucht wurden. Ähnliche Untersuchungen wurden bereits an anderen bauaufsichtlich zugelassenen Gitterträgern durchgeführt [11]. Die Bewehrungsabschnitte wurden in Betonwürfeln mit 15 cm Kantenlänge einbetoniert. Die zyklische Belastung wurde mittels einer servohydraulischen Prüfmaschine auf das freie Ende des aus dem Würfel herausstehenden Diagonalstabs aufgebracht. Bild 3 aus [12] zeigt einen aufgespaltenen Probekörper nach dem Versuch. Das Versagen erfolgte in diesen Versuchen als typischer Ermüdungsbruch in der Nähe des Schweißpunkts.

Nach [10] wurden insgesamt 36 Ermüdungsversuche mit bis zu 6,7 Millionen Lastwechseln durchgeführt. Erste Versuche hatten den Knoten am Obergurt der Durchstanzbewehrung als den kritischen erkennen lassen, weshalb diese Obergurtknoten in der Hauptserie geprüft wurden. Diese Versuche wurden wie in [11] mit konstanter Unterspannung von 125 N/mm² im sogenannten iterativen Verfahren durchgeführt. Ergänzungsversuche mit konstanter Oberspannung von 300 N/mm² zeigten keinen signifikanten Einfluss der Oberspannung auf die Ermüdungsschwingbreite. Als charakteristische Wöhlerlinie für das 10 %-Quantil bei 90 % Aussagewahrscheinlichkeit wurde Gl. (7) ermittelt [12]. Diese mathematische Funktion wurde direkt ohne eine mögliche Reduzierung der Dezimalstellen als Ermüdungswiderstand in der Europäisch Technischen Bewertung ETA-13/0521 [4] für die Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB festgelegt.

$$\Delta\sigma_{Rsk,n} = 66,86 + 336,91 \cdot 0,999956911^{(\log n)^{5,912631783}} \qquad (7)$$

$\Delta\sigma_{Rsk,n}$ charakteristischer Ermüdungswiderstand (N/mm²) für n Lastwechsel

Für eine Lastwechselzahl von $n = 10^6$ errechnet sich nach Gl. (7) ein Ermüdungswiderstand von $\Delta\sigma_{Rsk}$ ($n = 10^6$) = 127 N/mm². Für Bügel mit einem Biegerollendurchmesser gleich dem vierfachen Stabdurchmesser ergibt sich für 1 Million Lastwechsel aus der Wöhlerlinie in der Norm [1] ein Ermüdungswiderstand von 79 N/mm². Für Doppelkopfbolzen wird ohne Angabe einer Wöhlerlinie ein Ermüdungswiderstand für $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel ein diskreter Wert von 70 N/mm² ausgewiesen [3]. Für die Filigran®-Durchstanzbewehrung ergibt sich nach Gl. (7) eine theoretische Dauerschwingfestigkeit von $\Delta\sigma_{Rsk}$ ($n = \infty$) = 67 N/mm². Ein Vergleich der Bemessungswiderstände für vorgenannte Bewehrungssysteme zeigt Bild 4.

Die Kenntnis einer Wöhlerlinie ermöglicht grundsätzlich einen Ermüdungsnachweis für verschiedene Lastwechselzahlen. Dies ist bei Einstufenbelastung mit konstanter Maximalspannung $\Delta\sigma_{S,max}$ über die gesamten Lastwechsel direkt möglich. Bei einer Mehrstufenbelastung ist ein Betriebsfestigkeitsnachweis oder ein vereinfachter Nachweis über schädigungsäquivalente Schwingbreiten analog Gl. (4) zu führen. Sowohl Betriebsfestigkeitsnachweise als auch die Ermittlung von Betriebslastfaktoren zur Festlegung von schädigungsäquivalenten Spannungsschwingbreiten sind aufgrund der nicht bilinearen Wöhlerlinie nach Gl. (7) aufwendig und bisher nicht geführt bzw. ermittelt worden.

Als pragmatischer Bemessungsansatz für einen Nachweis mit schädigungsäquivalenten Schwingbreiten wurde Gl. (4) für den Nachweis der Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB modifiziert und mit Gl. (8) dargestellt. Wie

Bild 3 Nach dem Ermüdungsbruch der Filigran®-Durchstanzbewehrung gespaltener Probekörper [12]
After the fatigue failure of the Filigran®-Punching Shear Reinforcement split test specimen [12]

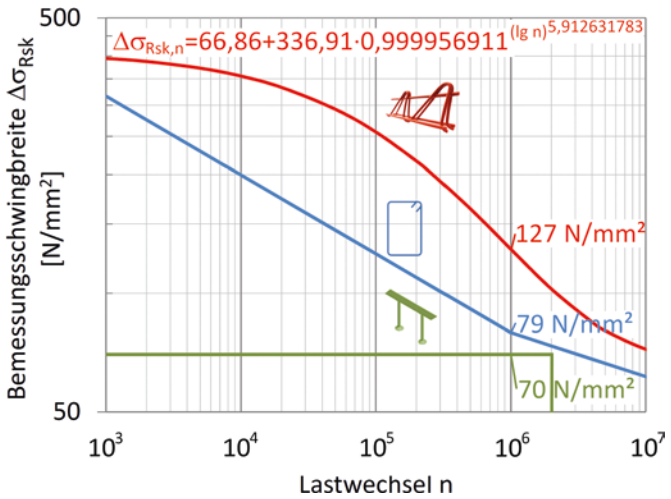


Bild 4 Ermüdungswiderstände für die im Text genannten Durchstanzbewehrungen
Fatigue resistance of different punching shear reinforcement mentioned in the text

im Eurocode 2 [1] wird die äquivalente Schwingbreite $\Delta\sigma^{col}_{max}$ des Lastkollektivs der maximal auftretenden Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_{S,max}$ gleichgesetzt. In TR 058 [9] wird für den Nachweis der Bewehrung bei Ansatz einer äquivalenten Schwingbreite ein erhöhter Sicherheitsbeiwert von $\gamma_{F,fat}$ = 1,2 empfohlen. Diese Empfehlung entspricht einer Erhöhung der einwirkenden äquivalenten Schwingbreite gegenüber derjenigen nach Eurocode 2. Sie lässt sich deuten als zusätzliches Sicherheitselement zur Berücksichtigung der von der normativen im doppeltlogarithmischen Maßstab bilinearen Form abweichenden Wöhlerlinie nach ETA-13/0521 [3].

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma^{col}_{max} \leq \Delta\sigma_{Rsk}\left(N^* = 10^6\right) / \gamma_{S,fat} \tag{8}$$

$\Delta\sigma^{col}_{max}$ äquivalente Spannungsschwingbreite für das Lastkollektiv = $\Delta\sigma_{S,max}$

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^* = 10^6)$ Ermüdungswiderstand nach Gl. (7) für 1 Million Lastwechsel

mit

$\gamma_{F,fat}$ = 1,2

$\gamma_{S,fat}$ = 1,15

Für Gl. (8) ist wie für Gl. (4) die Ermüdungssicherheit nur dann gewährleistet, wenn die maximale Schwingbreite $\Delta\sigma_{s,max}$ höchstens 1 Million mal auftritt und darüber hinaus keine anderen Spannungszyklen wirken [5]. Tritt die maximale Schwingbreite im gesamtem Belastungskollektiv weniger häufig auf, sind insgesamt deutlich größere Lastwechselzahlen ertragbar. Solche hohen Lastwechsel sind beim zusätzlich erforderlichen Nachweis der Betonermüdung zu berücksichtigen.

3.3 Ermüdungsnachweis gegen Betonversagen

Der vereinfachte Ermüdungsnachweis für Betonversagen nach Eurocode 2 analog Gln. (5) und (6) gilt aufgrund der Herleitung in [5] bis zu einer Lastwechselzahl N = 10^7. Werden Ermüdungsnachweise für größere Lastwechselzahlen geführt, ist der Bemessungsansatz anzupassen. In [9] wurde für den Nachweis der Filigran®-Durchstanzbewehrung FDB ein Ansatz formuliert, der die zulässigen Spannungen abhängig von der maximalen Lastwechselzahl berücksichtigt. Grundlage von Gl. (9) sind die in [5] angesetzten Wöhlerlinien für Betonermüdung, welche den Einfluss der Unterspannung berücksichtigen. Für eine Unterspannung von null ergibt sich die Maximalbeanspruchung direkt zu $k_{fat,c} \cdot V_{Rd,max}$ mit $k_{fat,c}$ nach Gl. (10).

Gl. (9) wurde analog zu Gl. (5) mit Querkräften anstelle von Spannungen formuliert. Zudem wurden, wie auch im TR 058 [9], die auf der Einwirkungsseite anzusetzenden Erhöhungsfaktoren β zur Berücksichtigung unsymmetrischer Spannungsverteilung bei Durchstanzen angesetzt. Hier gelten die gleichen β-Faktoren wie bei statischer und quasi-statischer Beanspruchung. Gl. (9) gilt für Betonfestigkeiten bis f_{ck} = 50 N/mm².

$$\beta \cdot V_{Ed,max} / V_{Rd,max} \leq k_{fat,c} + 0{,}45 \cdot \beta \cdot V_{Ed,min} / V_{Rd,max} \leq 0{,}9 \tag{9a}$$

$$\beta \cdot V_{Ed,max} \leq k_{fat,c} \cdot V_{Rd,max} + 0{,}45 \cdot \beta \cdot V_{Ed,min} \leq 0{,}9\, V_{Rd,max} \tag{9b}$$

mit:

$$k_{fat,c} = 1 - \log n / 14 \tag{10}$$

In Bild 5 sind die bezogenen maximalen Querkräfte abhängig von der Lastwechselzahl über bezogene minimale Querkräfte in einem Goodman-Diagramm aufgetragen. Für eine Lastwechselzahl von 10^7 ergibt sich für eine Unterlast von null eine bezogene maximale Querkraft von 50 % der Kurzzeitfestigkeit. Dieser Wert entspricht dem Normenansatz [1].

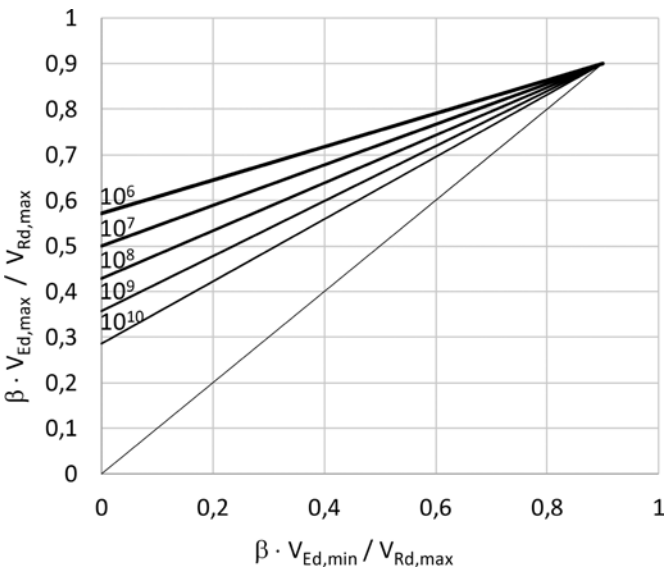


Bild 5 Bezogene maximale Querkrafttragfähigkeit bei Ermüdungsbeanspruchung nach Gl. (9)
Relative maximum shear resistance in case of fatigue load according to equation (9)

Der Nachweis nach Gl. (9) führt in Abhängigkeit von der Unterlast bzw. von der aufgebrachten Schwellbeanspruchung zu einer reduzierten Maximaltragfähigkeit gegenüber dem Anwendungsfall einer statischen und quasi-statischen Beanspruchung. Der Ermüdungsnachweis wird auf der Einwirkungsseite mit einem Sicherheitsbeiwert von $\gamma_{F,fat} = 1{,}0$ geführt [1]. Bei einem Nachweis bei statischer und quasi-statischer Beanspruchung gilt für veränderliche Einwirkung eine Teilsicherheit von $\gamma_Q = 1{,}5$. Durch diese unterschiedlichen Ansätze fällt die tatsächliche Reduzierung der Maximaltragfähigkeit bei Ermüdungsbeanspruchung geringer aus, als die bezogenen Werte in Bild 5 zeigen. Im theoretischen Extremfall einer komplett schwingenden Belastung (Unterlast $V_{Ed,min}/V_{Rd} = 0$) führt der Ermüdungsnachweis im vorgenannten Fall ($V_{Ed,max}/V_{Rd} = 0{,}5$) zu einer Begrenzung der Maximaltragfähigkeit gegenüber der Kurzzeitbelastung auf $0{,}75\,V_{Rd,max}$ ($= 0{,}5\,V_{Rd,max} \cdot \gamma_Q/\gamma_{F,fat}$). Für geringere Schwingbreiten bzw. höhere Unterlasten erhöht sich die Maximaltragfähigkeit.

3.4 Bemessungsbeispiel

Das Bemessungsbeispiel soll die Nachweisformate bei Ermüdungsbeanspruchung verdeutlichen. Die Nachweise bei statischer und quasi-statischer Beanspruchung bzw. bei vorwiegend ruhender Beanspruchung in der Terminologie nach Eurocode 2 [1], welche zusätzlich zu führen sind, werden hier nicht detailliert wiedergegeben und als bekannt vorausgesetzt (vgl. z. B. [13, 14]).

Systemdaten für eine Innenstütze:
Bemessungswert der Durchstanzlast:
$V_{Ed} = 1{,}35 \cdot 132\text{ kN} + 1{,}5 \cdot 268\text{ kN} = 580\text{ kN}$
Erhöhungsfaktor für unsymmetrische Lastverteilung:
$\beta = 1{,}1$

Plattendicke:	$h = 0{,}20$ m
Statische Höhe:	$d = 0{,}16$ m
Betondeckung:	$c = 20$ mm
Betongüte:	C25/30
Längsbewehrungsgrad:	$\rho_l = 1{,}0\,\%$
Stützenquerschnitt:	$a \times b = 0{,}20\text{ m} \times 0{,}40\text{ m}$

Ermüdungsbeanspruchung durch Einstufenbelastung mit 2 Millionen Lastwechsel

Minimale Belastung mit $\gamma_{F,fat} = 1{,}0$:	$V_{Ed,min} = 132$ kN
Maximale Belastung mit $\gamma_{F,fat} = 1{,}0$:	$V_{Ed,max} = 400$ kN
Zyklische Einwirkung:	$\Delta V_{Ed,fat} = 268$ kN

Nachweis der Maximaltragfähigkeit (Betontragfähigkeit)
$V_{Rd,max} = 2{,}1 \cdot V_{Rd,c}$ vgl. Gl. (2)
mit:
$V_{Rd,max}$ Maximaltragfähigkeit nach ETA-13/0521 [4] für statische und quasi-statische Beanspruchung
$V_{Rd,c}$ Durchstanzwiderstand der Platte ohne Schubbewehrung
$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} \cdot u_1 \cdot d$
$V_{Rd,c} = 0{,}12 \cdot 2{,}0 \cdot (1{,}0 \cdot 25)^{1/3} \cdot 3{,}21\text{ m} \cdot 0{,}16\text{ m} \cdot 10^3$
$V_{Rd,c} = 361$ kN vgl. Gl. (1)
$V_{Rd,max} = 2{,}1 \cdot 361\text{ kN} = 757\text{ kN}$
$k_{fat,C} = 1 - (\log n)/14 = 0{,}55$ vgl. Gl. (10)
$\beta \cdot V_{Ed,max}/V_{Rd,max} = 1{,}1 \cdot 400\text{ kN}/\ 757\text{ kN}$
$\leq 0{,}55 + 0{,}45 \cdot 1{,}1 \cdot 132\text{ kN}/757\text{ kN}$ vgl. Gl. (9a)
$\beta \cdot V_{Ed,max}/V_{Rd,max} = 0{,}581 \leq 0{,}636$ ✓
$\beta \cdot V_{Ed,max}/V_{Rd,max} = 0{,}581 \leq 0{,}9$ ✓
Nachweis erfüllt!

Erforderliche Ausdehnung des Bereichs mit Durchstanzbewehrung
Nachweis des Ermüdungswiderstands der schubunbewehrten Platte außerhalb der Durchstanzbewehrung.
Aus der gewählten Mindestlänge der Durchstanzbewehrung $l_s = 0{,}844$ m resultiert die Länge des äußeren Rundschnitts $u_{out} = 2 \cdot (0{,}40\text{ m} + 0{,}20\text{ m}) + 2 \cdot (0{,}844\text{ m} + 1{,}5 \cdot 0{,}16\text{ m}) \cdot \pi = 8{,}01$ m.
$V_{Rd,c,out} = v_{Rd,c} \cdot u_{out} \cdot d$
$V_{Rd,c,out} = 0{,}10 \cdot 2{,}0 \cdot (1{,}0 \cdot 25)^{1/3} \cdot 8{,}01\text{ m} \cdot 0{,}16\text{ m} \cdot 10^3$
$= 749$ kN vgl. Gl. (1)
mit $V_{Rd,c}$ = Querkraftwiderstand schubunbewehrte Platte (mit $C_{Rd,c} = 0{,}10$, vgl. (1))
eingesetzt in Gl. (5a):
$\beta \cdot V_{Ed,max}/V_{Rd,c,out} = 1{,}1 \cdot 400\text{ kN}/\ 749\text{ kN}$
$\leq 0{,}5 + 0{,}45 \cdot 1{,}1 \cdot 132\text{ kN}/749\text{ kN}$ vgl. Gl. (5a)
$\beta \cdot V_{Ed,max}/V_{Rd,c,out} = 0{,}587 \leq 0{,}587$ ✓
$\beta \cdot V_{Ed,max}/V_{Rd,c,out} = 0{,}587 \leq 0{,}9$ ✓
Nachweis erfüllt!

Nachweis der Stahltragfähigkeit
Mit Gl. (7) ergibt sich für die Filigran®-Durchstanzbewehrung:
$\Delta\sigma_{Rsk,n} = 66{,}86 + 336{,}91 \cdot 0{,}999956911^{(\log 2.000.000)^{5{,}912631783}}$
$\Delta\sigma_{Rsk,n} = 100{,}8\text{ N/mm}^2$
Nach TR 058 [9] ist im stützennahen Bereich C bis zu einer Entfernung von 1,125 d von der Stütze die komplette Stützenlast durch Bewehrung abzudecken. Bei Ermüdungsbeanspruchung ergibt sich der erforderliche Stahlquerschnitt erf $A_{s,fat}$ zu
erf $A_{s,fat} = \beta \cdot \Delta V_{Ed,fat}/(\Delta\sigma_{Rsk,n}/\gamma_S)$
erf $A_{s,fat} = 1{,}1 \cdot 268\text{ kN}/(100{,}8\text{ N/mm}^2/1{,}15) \cdot 10^1$
erf $A_{s,fat} = 33{,}6\text{ cm}^2$
Im Anschluss an den stützennahen Bereich C sind in 0,75 d breiten Ringen jeweils 50 % der Bewehrung einzubauen.

Die erforderlichen Bewehrungsquerschnitte sind in Tab. 1 sowohl für den Ermüdungsnachweis als auch für den Nachweis bei statischer und quasi-statischer Beanspruchung angegeben. Die vorhandenen Bewehrungsquerschnitte wurden in Tab. 1 für Bewehrungsanordnungen nach Bild 6a und 6b gegenübergestellt. Bei den vorhandenen Stahlquerschnitten sind entsprechend Gl. (3) jeweils die senkrechten Kraftkomponenten durch den Sinus der jeweiligen Stabneigung berücksichtigt.

Wie Tab. 1 zeigt, erfordert eine Ermüdungsbeanspruchung eine größere Menge an Durchstanzbewehrung als bei statischer und quasi-statischer Beanspruchung. Im Bemessungsbeispiel erhöht sich die erforderliche Bewehrung im stützennahen Bereich C von 14,7 cm² auf 33,6 cm². Diese Erhöhung resultiert aus dem Nachweis der Spannungs-

Tab. 1 Erforderliche und anrechenbare Stahlquerschnitte für den Nachweis der Durchstanzbewehrung
Required and accountable reinforcement cross-section to prove the punching shear reinforcement

Bereich		Erforderliche Bewehrung		Vorhandene Bewehrung	
		statisch und quasi-statisch	Ermüdung	Parallele Anordnung n. Bild 6a	Orthogonale Anordnung n. Bild 6b
		cm²	cm²	cm²	cm²
C	bis 1,125d	14,7	33,6	34,7	34,4
D1	1,125d–1,875d	7,3	16,8	29,7	41,9
D2	1,875d–2,625d	7,3	16,8	30,0	29,7
D3	2,625d–3,375d	7,3	16,8	18,6	19,4
D4	3,375d–4,125d	7,0	16,8	25,0	36,1
D5	4,125d–4,875d	–	16,8	28,6	25,5
D6	4,875d–l_s	–	8,9	17,5	25,0

schwingbreite. Zudem vergrößert sich auch die Ausdehnung des durchstanzbewehrten Bereichs. Im Fall einer statischen und quasi-statischen Beanspruchung ist im Beispiel die Bewehrung bis zu einer Entfernung von etwa 4 d (Ring D4 in Tab. 1) erforderlich. Im Fall einer Ermüdungsbeanspruchung steigt die erforderliche Länge hier auf etwa 5 d (Ring D6 in Tab. 1) an. Die Vergrößerung des durchstanzbewehrten Bereichs ergibt sich aus dem konservativen Ansatz des Goodman-Diagramms bei Nachweis des äußeren Rundschnitts mit Gl. (5). Nach diesem Nachweis reduziert sich der Durchstanzwiderstand bei Lastwechseln unterhalb von 10 Millionen Lastwechseln stärker als der Durchstanzwiderstand im inneren Rundschnitt mit Durchstanzbewehrung nach Gl. (9) mit Gl. (10). Die Bereichsvergrößerung ist zudem von der Spannungsausnutzung im kritischen Rundschnitt und von der Stützenart abhängig, da diese den Zuwachs der äußeren Rundschnittlänge abhängig von der Länge der Durchstanzbewehrung bestimmt.

Sowohl die Bewehrungsanordnung nach Bild 6a als auch die nach Bild 6b entspricht der zulässigen Anwendung nach der ETA-13/0521 [4]. Die parallele Anordnung wird bevorzugt in teilweise vorgefertigten Elementdecken mit Gitterträgern eingesetzt. Die orthogonale Anordnung [13] bietet sich für den Einsatz in Ortbetondecken an. Sie kann auch bei einer Ermüdungsbeanspruchung sinnvoll sein, wenn der Nachweis der Bewehrung bemessungsrelevant ist. Nach TR 058 [9] sind nur stark geneigte Stäbe anrechenbar, welche zur Stütze geneigt sind. Daher ergeben sich bei orthogonaler Anordnung mehr anrechenbare Stäbe und insgesamt größere anrechenbare Stahlquerschnitte. Im Bemessungsbeispiel erfordert die orthogonale Anordnung bei etwa gleichen anrechenbaren Stahlquerschnitten einen um etwa 20 % geringeren Bewehrungseinsatz. Die Gesamtlänge der Bewehrungselemente ist im Beispiel gegenüber 29,6 m bei paralleler Anordnung auf 24 m reduziert.

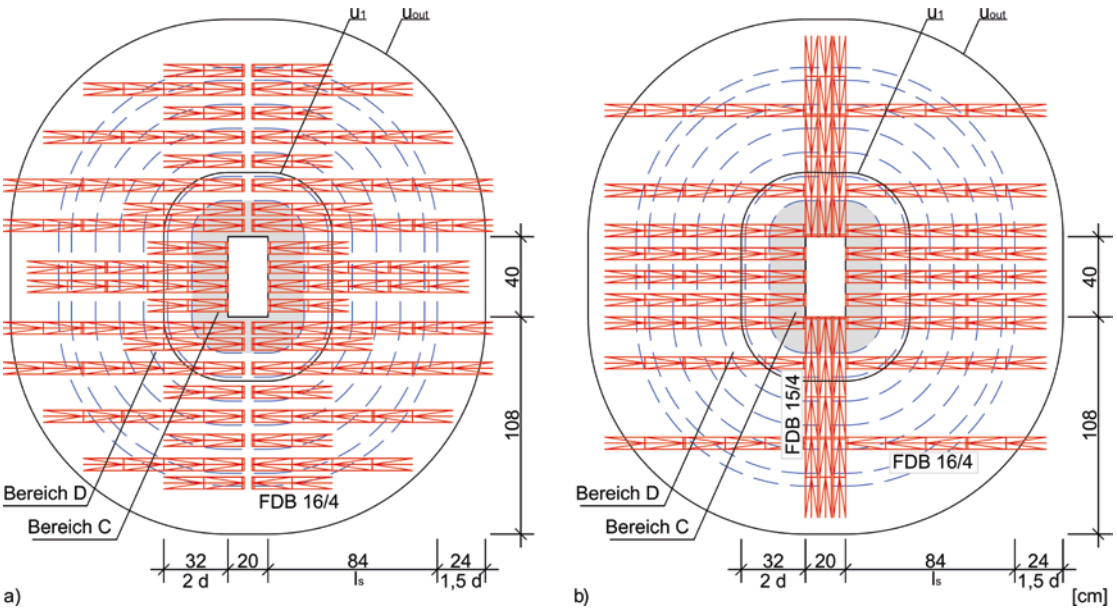


Bild 6 Anordnung der Filigran®-Durchstanzbewehrung [14] bei ermüdungsbeanspruchtem Durchstanzbereich (Bemessungsbeispiel); a) parallele Anordnung; b) orthogonale Anordnung
Arrangement of the Filigran®-Punching Shear Reinforcement [14] in case of fatigue load (design example); a) parallel arrangement; b) orthogonal arrangement

4 Zusammenfassung

Der Ermüdungsnachweis von Durchstanzbereichen beinhaltet getrennte Nachweise gegen Stahlversagen und Betonversagen. Beim Nachweis der Spannungsschwingbreite für die Bewehrung ist die jeweilige charakteristische Ermüdungsfestigkeit des Bewehrungssystems zu berücksichtigen. Für die Filigran®-Durchstanzbewehrung wurde auf der Grundlage von Ermüdungsversuchen an Tragstäben inklusiv der Schweißpunkte eine komplette Wöhlerlinie nach Gl. (7) für den Ermüdungswiderstand festgelegt. Dieser Widerstand ist höher als der für andere Durchstanzsysteme. Darüber hinaus ermöglicht die Kenntnis einer Wöhlerlinie Nachweise für unterschiedliche Lastwechsel.

Betonversagen tritt beim Durchstanzen mit Durchstanzbewehrung bei Erreichen der systemabhängigen Maximaltragfähigkeit ein. Dieser Widerstand ist der Bezugswert beim Ermüdungsnachweis analog Gl. (9). Abhängig von der Spannungsschwingbreite und vom Spannungsniveau reduziert sich der Durchstanzwiderstand bei einer Ermüdungsbeanspruchung. Diese Reduktion kann in der praktischen Bemessung mit reduzierten Teilsicherheitsbeiwerten beim Ermüdungsnachweis etwa bis zu 25 % der Kurzzeitfestigkeit betragen. Die absolute Obergrenze bleibt bei effektiveren Durchstanzsystemen auch bei Ermüdungsbeanspruchung höher als bei Systemen mit geringerer Maximaltragfähigkeit. Als Bemessungsgrundlage für Filigran®-Durchstanzbewehrung wurde auch der Nachweis der Betontragfähigkeit abhängig von der Lastwechselzahl formuliert. Analog zum Ermüdungsnachweis für die Bewehrung ist somit ein Nachweis für vorgegebene Lastwechselzahlen möglich.

Literatur

[1] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau*; Deutsche Fassung, Januar 2011/März 2015, DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau*; April 2013/Dezember 2015.

[2] Siburg, C.; Häusler; F.; Hegger, J.: *Durchstanzen von Flachdecken nach NA(D) zu Eurocode 2*. Bauingenieur 87 (2012), Heft 5, S. 216–225.

[3] *Europäische Technische Bewertung ETA-13/0454 für Doppelkopfanker als Durchstanzbewehrung HDB Dübelleiste*. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), 18. Dezember 2017.

[4] *Europäische Technische Bewertung ETA-13/0521 für die Filigran-Durchstanzbewehrung FDB*. Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt), 13. Juni 2018.

[5] Zilch, K.; Zehetmaier, G.; Russwurm, D.: *Zum Ermüdungsnachweis bei Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) Heft 525, Beuth, Berlin 2003.

[6] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Heft 600 *Erläuterung zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2)*, Beuth, Berlin 2012.

[7] Lotze, D.: *Tragverhalten von Dübeln unter oftmals wiederholter Belastung*. Institut für Werkstoffe im Bauwesen, IWB-Mitteilungen, Universität Stuttgart, 1993.

[8] Spiegl, M.; Walkner, R.; Axmann, H.; Pilch, E.; Schön, A.; Feix, J.: *Betonschrauben als Ertüchtigung für statisch und zyklisch belastete Platten*. Bauingenieur 93 (2018), Heft 7/8, S. 278–285.

[9] Technical Report TR 058: *Increase of punching shear resistance of flat slabs or footings and ground slabs–lattice girders-Calculation methods*, EOTA. Juni 2017.

[10] European Assessment Document EAD 160055: *Lattice-girders for the increase of punching shear resistance of flat slabs or footings and ground slabs*, EOTA.

[11] Wieneke, K., van Elten, L.; Classen, M.; Hegger, J.: *Ermüdung von Elementdecken mit Gitterträgern – Wöhlerlinien für Gitterträger*. Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017), Heft 11, S.723–733.

[12] Hegger, J.; Will, N.; Hillebrand, M.: *Dauerschwingversuche an Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II zur Herleitung einer Wöhlerlinie*. Bericht-Nr. 407/2018, IMB, RWTH Aachen, 17.5.2018.

[13] Schmidt, P.; Furche, J.; Bauermeister, U.: *Orthogonale Anordnung der Filigran-Durchstanzbewehrung – Vereinfachte Anwendung in Ortbetondecken*. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019), https://doi.org/10.1002/best.201900006.

[14] Bemessungsprogramm ProFi, www.filigran.de

Autoren

Dr.-Ing. Johannes Furche
Filigran Trägersysteme GmbH & Co. KG
Zappenberg 6
31633 Leese
j.furche@filigran.de

Dipl.-Ing. (FH) Ulrich Bauermeister
Filigran Trägersysteme GmbH & Co. KG
Zappenberg 6
31633 Leese
u.bauermeister@filigran.de

Dipl.-Ing. Andreas Kummerow
Deutsches Institut für Bautechnik
Postfach 150340
10665 Berlin
aku@dibt.de

Matthias Hillebrand, M.Sc.
RWTH Aachen University
Lehrstuhl und Institut für Massivbau
Mies-van-der-Rohe-Str. 1
52074 Aachen
mhillebrand@imb.rwth-aachen.de

DOI: 10.1002/best.201900056

Johannes Furche, Ulrich Bauermeister

Ermüdungsnachweis für Elementdecken mit Gitterträgern

Zulassungsregelung auf der Grundlage einer Wöhlerlinie

Elementdecken aus vorgefertigten Stahlbetonplatten mit Gitterträgern und aufbetonierter Ortbetonschicht werden seit Jahren auch bei nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung eingesetzt [1]. Die Anwendungs- und Bemessungsregeln hierzu wurden auf der Grundlage von Bauteilversuchen festgelegt. Erste ermüdungsbeanspruchte Verbundbauteile mit horizontaler Verbundfuge überstanden als Prüfkriterium zwei Millionen Lastwechsel ohne Versagen. Das Bemessungskonzept wurde für diese Lastwechselzahl formuliert. Inzwischen wurden sowohl Ermüdungsversuche an Elementdecken mit größerer Lastwechselzahl durchgeführt als auch Wöhlerlinien für Gitterträger als Verbundbewehrung und Schubbewehrung ermittelt. Das Bemessungskonzept in der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für Gitterträger wurde daher an das Bemessungskonzept des Eurocodes für Stahlbetonbauteile angepasst. Auf der Grundlage der neuen Zulassung lässt sich der Ermüdungswiderstand sowohl über einen Betriebsfestigkeitsnachweis als auch über eine äquivalente Spannungsschwingbreite nachweisen.

Fatigue Verification of Composite Slabs with Lattice Girders Approval Regulation based on S-N-Curve

Composite slabs made of precast slabs with lattice girders and in-situ concrete topping are also used in case of fatigue loads too for many years. The application and design rules are based on structural component tests. First composite members under fatigue load with horizontal bond interface reached the required two million load cycles without failure. The design concept was implemented with this load cycle limit. Meanwhile fatigue tests of concrete members with higher load cycles were carried out and S-N-Curve (Wöhlercurve) of lattice girders acting as shear reinforcement was determined. Thus, the design concept of the technical approval for lattice girders was adapted to the Eurocode 2. Based on the new approval the fatigue resistance can be proved by a fatigue life verification or by a equivalent stress range.

1 Ermüdungsbeanspruchung

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 [2] in Verbindung mit dem nationalen Anhang liegt eine „nicht vorwiegend ruhende Einwirkung“ z. B. bei Gabelstaplerbelastung und Verkehrslasten auf Brücken vor. Für den Nachweis nach Eurocode 2 darf für den Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungsseite $\gamma_{fat} = 1{,}0$ gesetzt werden.

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 1a). Im ausgeführten Bauwerk tritt eher eine unregelmäßige Belastung mit unterschiedlicher Spannungsschwingbreite auf. Näherungsweise kann hierfür eine mehrstufige Belastung angesetzt werden. Bild 1b) zeigt beispielhaft ein Kollektiv mit zwei Gruppen ($i = 2$) gleicher Spannungsschwingbreite.

2 Ermüdung von Gitterträgern

Der Ermüdungswiderstand von Betonstahl ist abhängig von der Spannungsschwingbreite (Bild 1). Er ist im Zugschwellbereich mit Oberspannungen unterhalb der Streckgrenze des Stahls annähernd unabhängig von der Mittel- bzw. Unterspannung. Bedeutend für den Ermüdungswiderstand der Bewehrung ist deren Oberflächenbeschaffenheit und Bearbeitung. Biegungen und Schweißungen reduzieren den Ermüdungswiderstand.

Gitterträger bestehen aus gebogenem und verschweißtem Betonstahl. Bild 2 zeigt den Filigran-EQ-Gitterträger [3], der auch in Bauteilen mit ermüdungsrelevanter Beanspruchung als Verbund- und Querkraftbewehrung zugelassen ist. Er besteht aus zwei gebogenen Stäben, welche alternierend annähernd senkrechte und unter mindestens 45° geneigte Abschnitte aufweisen, die mit einem Obergurt und zwei Untergurten verschweißt sind. Die Stäbe der Gitterträger können nach Zulassung [3] aus B500A (gerippt) oder B500A+G (glatt) hergestellt sein und haben eine charakteristische Streckgrenze 500 N/mm². Die als Verbund- bzw. Querkraftbewehrung wirksamen gebogenen „Diagonalen“ mit Regeldurchmesser 7 mm erfüllen die Anforderungen an normalduktilen Betonstahl. Das Verhältnis aus Zugfestigkeit zu Streckgrenze beträgt als charakteristischer Wert mindestens 1,05 und die Gesamtdehnung bei Höchstlast liegt über 2,5 %. Für die Gurte mit

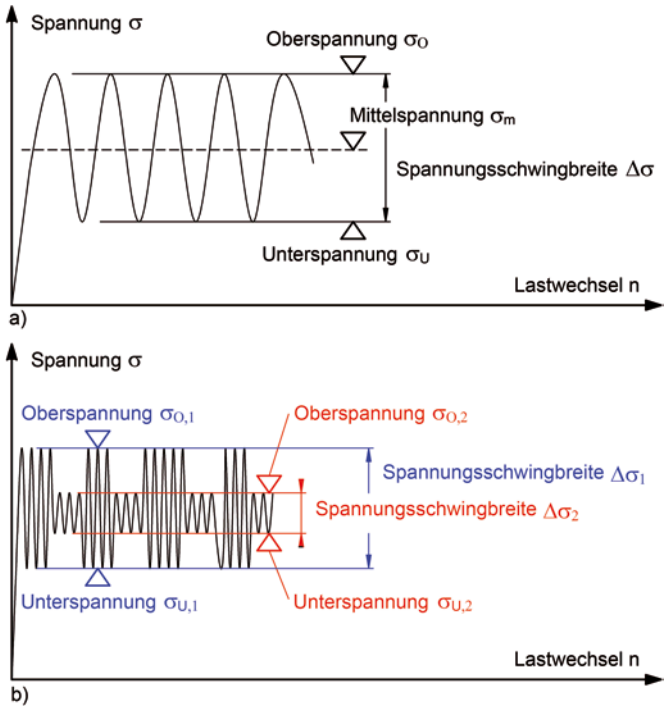


Bild 1 Bezeichnungen bei Ermüdungsbeanspruchung; a) Einstufenbelastung; b) Mehrstufenbelastung ($i = 2$)
Notations in case of fatigue load; a) constant amplitude test; b) several amplitude test ($i = 2$)

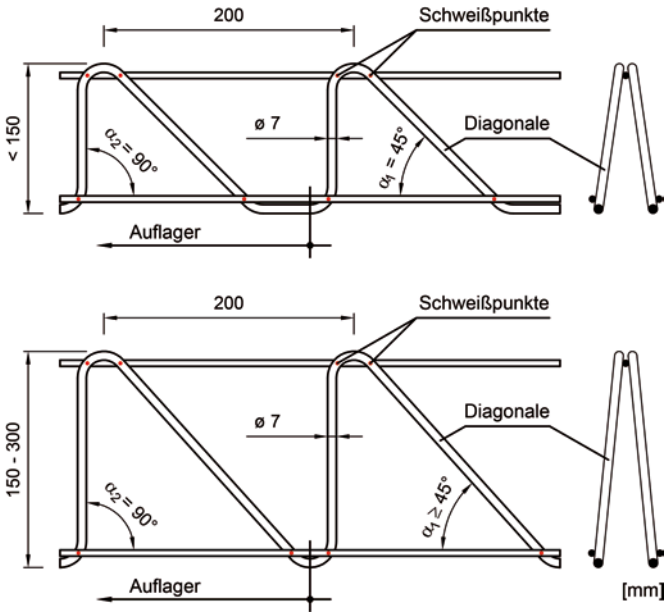


Bild 2 Filigran-EQ-Gitterträger [3]
Filigran-EQ lattice girder [3]

5 mm Durchmesser, welche als Montageeisen und als Verankerung der Diagonalen dienen, aber als Bewehrung nicht angerechnet werden, gelten verminderte Anforderungen an vorgenannte Eigenschaften.

Zur Ermittlung des Ermüdungswiderstands der Filigran-EQ-Gitterträger wurden Dauerschwingversuche an Diagonalen einschließlich deren Verankerungspunkt, bestehend aus Schlaufe und Schweißpunkt mit dem Gurt, geprüft. Diese Gitterträgerabschnitte wurden in Betonwürfel mit 15 cm Kantenlänge einbetoniert (Bild 3) und am freien Ende schwellend belastet. Zur Vermeidung einer Verbundwirkung wurden die Diagonalstäbe bis zum Schweißknoten in einem Hüllrohr geführt.

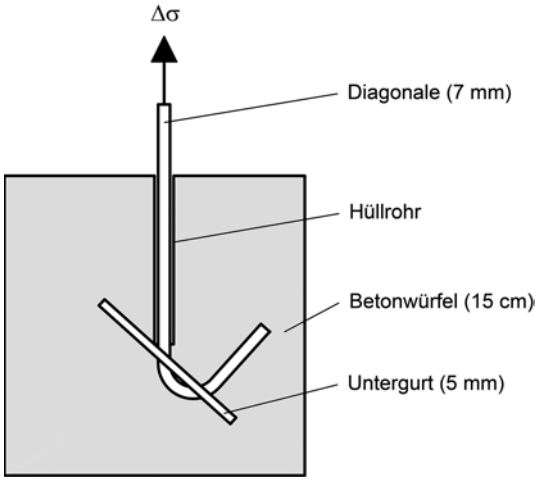


Bild 3 Gitterträgerabschnitte in Betonwürfeln für Dauerschwingversuche
Part of lattice girder in concrete cubes for fatigue tests

In den Dauerschwingversuchen nach [4] wurden Untergurtknoten geprüft, da diese aufgrund deren Lage in der Zugzone einer Platte und nahe der systembedingten Verbundfuge zwischen Fertigteilplatte und Aufbeton als kritisch eingestuft wurden. In 17 Versuchen mit jeweils gleicher Oberspannung von $\sigma_o = 294\ \mathrm{N/mm^2}$ versagten die Diagonalen durch Ermüdungsbrüche kurz oberhalb der Schweißpunkte. Weitere Versuche an 33 Gitterträgerabschnitten mit Untergurtknoten sowie an 25 Proben mit Obergurtknoten sind in [5] beschrieben. Dabei wurde das iterative Verfahren mit jeweils gleicher Unterspannung von $\sigma_u = 125\ \mathrm{N/mm^2}$ gewählt, welches auch Prüfungen höherer Spannungsschwingbreiten bis $\Delta\sigma_S = 375\ \mathrm{N/mm^2}$ ermöglichte. Dieses Verfahren wurde u. a. auf der Grundlage einer europäischen technischen Richtlinie auch zur Ermittlung des Ermüdungswiderstands der gitterträgerartigen Filigran-Durchstanzbewehrung verwendet [6].

In [5] werden verschiedene Varianten von Wöhlerlinien auf der Grundlage der dort beschriebenen Versuche dargelegt. Für die Zulassung der Filigran-EQ-Gitterträger [3] wurde die bilineare Form analog Eurocode 2 [2] für gerade und gebogene Stäbe mit $N^* = 10^6$, $k_1 = 5$ und $k_2 = 9$ entsprechend Gl. (1) übernommen. Als Ergebnis der gemeinsamen Auswertung der insgesamt 75 Versuche wurde im Rahmen des Zulassungsverfahrens der charakteristische Ermüdungswiderstand für $N^* = 10^6$ Lastwechsel auf $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*) = 92\ \mathrm{N/mm^2}$ festgelegt. Bild 4 zeigt Gl. (1) zusammen mit den Versuchsergebnissen.

$$\Delta\sigma_{Rsk} = \Delta\sigma_{Rsk}\left(N^*\right)\cdot\left(N^*/N\right)^{1/k} \leq f_{yk} \qquad (1)$$

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*) = 92\ \mathrm{N/mm^2}$
$N^* = 10^6$
$k_1 = 5$ für $N < N^*$ (Zeitfestigkeitsbereich)
$k_2 = 9$ für $N \geq N^*$ (Dauerfestigkeitsbereich)

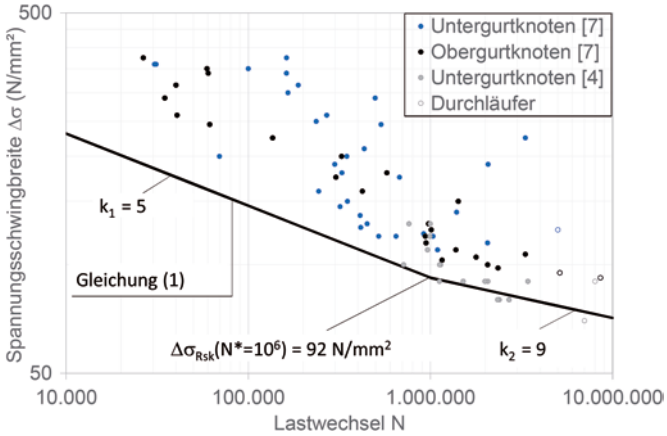


Bild 4 Wöhlerlinie nach Gl. (1) für die Dauerschwingfestigkeit von Filigran-EQ-Gitterträgern [3] im Vergleich mit Versuchsergebnissen (doppelt-logarithmischer Maßstab)
S-N-Curve (Wöhlercurve) according to equation (1) for the fatigue strength of Filigran-EQ-Lattice-Girder [3] in comparison with tests (double logarithmic scale)

3 Ermüdung von Elementdecken mit horizontaler Verbundfuge

Das Ermüdungstragverhalten von Elementdecken mit horizontaler Verbundfuge wurde auch in Bauteilversuchen untersucht. Bild 5 zeigt einen Versuchskörper mit einer Plattendicke von 16 cm, wie sie in Einstufenversuchen nach [4] zwei Millionen Lastwechseln unterworfen wurden. Die Schubspannung bei Oberlast entsprach etwa 50 % der zulässigen Querkraftobergrenze bei vorwiegend ruhender Belastung für schubbewehrte Biegebauteile nach damaliger Bemessungsnorm DIN 1045 (1988). Die Versuche waren so konzipiert, dass im Fall einer mechanisch unbehandelten rüttelrauen Verbundfuge eine rechnerische Spannungsschwingbreite in den Gitterträgerdiagonalen von $\Delta\sigma = 230$ N/mm² und im Fall einer mit Schalöl gestörten Verbundfuge $\Delta\sigma = 180$ N/mm² wirksam war. Trotz teilweise aufgelöstem Fugenverbund versagte keine Platte während der Ermüdungsbeanspruchung von zwei Millionen Lastwechseln. Es zeigten sich Ermüdungsbrüche der Gitterträgeruntergurte in der Nähe der Schweißpunkte, die Diagonalen selbst versagten nicht.

Die vorgenannten Spannungsschwingbreiten in den Gitterträgerdiagonalen errechneten sich aus dem Ansatz eines Fachwerks mit Druckstreben unter 45° („volle Schubdeckung“). In den Bauteilversuchen ertrugen die Diagonalen deutlich höhere rechnerische Spannungsschwingbreiten als jene, welche in den Prüfungen der Gitterträgerproben zum Versagen führten. Dieses Ergebnis wurde dahingehend interpretiert, dass die Querkraftbewehrung im Verbundbauteil nur einen Bruchteil des rechnerischen Werts nach der vorgenannten Fachwerkanalogie erfährt. Die ermüdungswirksame Einwirkung zum Nachweis des Ermüdungswiderstands der Gitterträgerdiagonalen wurde daher mit dem Faktor 0,6 reduziert [1].

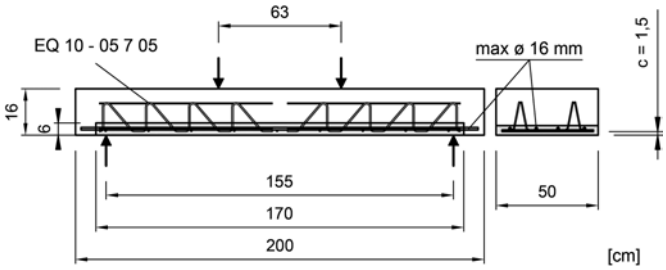


Bild 5 Bauteilversuch [4] mit EQ-Gitterträgern unter Ermüdungsbeanspruchung
Full-scale test [4] with EQ-Lattice-Girders under fatigue load

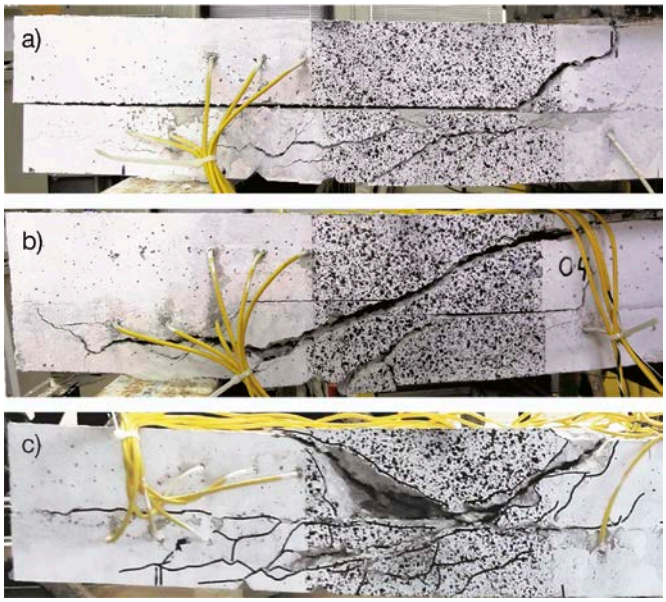


Bild 6 Versagensarten in Ermüdungsversuchen nach [7] für eine Teilserie mit $h = 16$ cm und variierender Schubbewehrung; a) Versuch EG 03 (2 Gitterträger, $v_{Eo} = 1{,}53$ N/mm², $\Delta\sigma_{cal} = 279$ N/mm², $N = 2.075.444$); b) Versuch EG 04 (3 Gitterträger, $v_{Eo} = 1{,}66$ N/mm², $\Delta\sigma_{cal} = 171$ N/mm², $N = 4.363.100$); c) Versuch EG 05 (4 Gitterträger, $v_{Eo} = 2{,}27$ N/mm², $\Delta\sigma_{cal} = 176$ N/mm², $N = 26.979$)
Failure modes in fatigue tests according to [7] in a test series with $h = 16$ cm and different shear reinforcement grade; a) Test EG 03 (2 lattice girders, $v_{Eo} = 1{,}53$ N/mm², $\Delta\sigma_{cal} = 279$ N/mm², $N = 2.075.444$); b) Test EG 04 (3 lattice girders, $v_{Eo} = 1{,}66$ N/mm², $\Delta\sigma_{cal} = 171$ N/mm², $N = 4.363.100$); c) Test EG 05 (4 lattice girders, $v_{Eo} = 2{,}27$ N/mm², $\Delta\sigma_{cal} = 176$ N/mm², $N = 26.979$)

Von Wieneke [7] wurden an 14 Versuchskörpern insgesamt 24 weitere Ermüdungsversuche an 16 cm bis 36 cm dicken Elementdeckenplatten durchgeführt. Die Oberflächen der Fertigteilplatten waren mit Ausnahme eines Versuchs maximal glatt, die Rautiefe nach dem Sandflächenverfahren betrug $R_t \approx 0{,}9$ mm. In den geprüften Versuchskörpern waren – anders als in Bild 5 gezeigt – die horizontalen Verbundfugen bis zum Ende der Platten geführt, die Plattenüberstände über die Auflagerachse betrugen in den meisten Versuchen nur 15 cm und es wurde Biegezugbewehrung mit Durchmesser 20 mm gewählt. Insbesondere in den dickeren Platten versagten in den Ermüdungsversuchen die Endverankerungen der Biegezugbewehrung.

Abhängig von den gewählten Versuchsparametern und insbesondere der aufgebrachten Schwingbreite wurden bis

zu sechs Millionen Lastwechsel aufgebracht. Bild 6 zeigt für eine Teilserie mit niederfesten Platten mit unterschiedlichen Schubbewehrungsgraden beispielhafte Versagensarten. Die Ergebnisse entstammen Versuchen mit 16 cm dicken und 85 cm breiten Platten ohne obere Bewehrung und 10 cm hohen Gitterträgern. Versuchskörper EG03 mit zwei Gitterträgern als Verbundbewehrung versagte nach etwa 2,1 Millionen Lastwechseln in der Verbundfuge mit deutlichem Fugenversatz. Der Versuchskörper EG04 mit drei Gitterträgerreihen als Schubbewehrung zeigte nach etwa 4,4 Millionen Lastwechseln einen Schubriss ohne Fugenversatz. In beiden Versuchen zeigten einzelne Gitterträgerstäbe Ermüdungsbrüche. Die rechnerischen Spannungsschwingbreiten gemäß dem Bemessungskonzept der Zulassung [3] betrugen nach [7] $\Delta\sigma_{cal}$ = 279 N/mm² bzw. $\Delta\sigma_{cal}$ = 171 N/mm². Der Versuchskörper EG05 mit vier Gitterträgerreihen als Schubbewehrung versagte bereits nach etwa 27000 Lastwechseln im Bereich der Betondruckzone, ohne dass Gitterträgerbrüche beobachtet wurden. Die Oberlast in diesem Versuch lag bei etwa 80 % der rechnerischen Obergrenze bei statischer Beanspruchung, wodurch ein Ermüdungsversagen der Betondruckstrebe wahrscheinlich wird. Die obere Schubspannung im Bauteil lag mit v_{Eo} = 2,3 N/mm² deutlich über der Anwendungsgrenze für ermüdungsbeanspruchte Bauteile nach Zulassung [3] von 0,5 $v_{Rdi,max}$ = 1,2 N/mm² (Tab. 1 für C20/25).

Eine ausführliche Auswertung der Bauteilversuche [7] wird in [8] vorgenommen und die in den Bauteilversuchen aufgebrachten Spannungsschwingbreiten der Gitterträgerdiagonalen mit dem Ermüdungswiderstand der Gitterträger verglichen. Danach wird der Bemessungsansatz der Zulassung [3] zur Berechnung der in den Gitterträgern wirkenden Spannungsschwingbreiten als Verbundbewehrung und als Querkraftbewehrung auf der sicheren Seite liegend bestätigt.

4 Nachweiskonzept

4.1 Verbund- und Querkraftbewehrung für die maximale Querkraftbeanspruchung

Entsprechend den möglichen Versagensarten sind nach geltender Zulassung für Filigran-EQ-Gitterträger [3] mehrere Nachweise zu führen. Die maximal einwirkende Querkraft ist bei Ermüdungsbeanspruchung begrenzt (vgl. Abschn. 4.2) und der Ermüdungswiderstand der Gitterträger (vgl. Abschn. 4.3) ist nachzuweisen. Zudem ist die Bemessung wie bei vorwiegend ruhender Beanspruchung für die maximal einwirkende Belastung zu führen. Die einwirkende Schubspannung v_{Edi} ist nach Gl. (2) aus [2] zu bestimmen. Für diesen Nachweis sind die Teilsicherheitsbeiwerte γ_F = 1,35 (Eigengewicht) und γ_F = 1,5 (Verkehrslast) wie für vorwiegend ruhende Belastung anzusetzen.

$$v_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / \left(z \cdot b_i\right) \tag{2}$$

Für die Schubspannung in der Verbundfuge ist Gl. (3) mit dem Widerstand v_{Rdi} nach Gl. (4) nachzuweisen. Im Fall der nicht vorwiegend ruhenden Beanspruchung ist nach [3] der Adhäsionsanteil nicht anrechenbar (c = 0). Die Verbundfuge ist mindestens rau auszuführen (μ = 0,7, v = 0,5).

$$v_{Edi} \le v_{Rdi} \tag{3}$$

$$\begin{aligned} v_{Rdi} &= c \cdot f_{ctd} + \rho \cdot f_{yd} \cdot \left(1{,}2 \cdot \mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha\right) \\ &\le 0{,}5 \cdot v \cdot f_{cd} \end{aligned} \tag{4}$$

Für Gitterträger mit glatten Diagonalen gilt f_{yd} = 420 N/mm²/1,15 = 365 N/mm². EQ-Gitterträger nach Bild 2 besitzen Diagonalen mit jeweils zwei unterschiedlichen Neigungswinkeln α. Mit $\alpha_1 < 90°$ und $\alpha_2 = 90°$ ergibt sich aus Gl. (4) die Gl. (5).

$$\begin{aligned} v_{Rdi} &= c \cdot f_{ctd} + \rho \cdot f_{yd} \cdot \left(1{,}2 \cdot \mu \cdot \sin\alpha_1 + \cos\alpha_1 + 1{,}2 \cdot \mu\right) \\ &\le 0{,}5 \cdot v \cdot f_{cd} \end{aligned} \tag{5}$$

mit ρ ermittelt aus zwei Diagonalen zu je 20 cm

4.2 Querkraftobergrenze

Die Gln. (4) und (5) zum Nachweis der Verbundfuge begrenzen die maximale Verbundspannung abhängig von der Fugenbeschaffenheit und der Betondruckfestigkeit. Diese Grenze entstammt der nationalen Regelung zum Eurocode [2]. Zusätzlich enthält die Zulassung [3] tabellierte Obergrenzen abhängig von der Betonfestigkeitsklasse. Diese Werte entstammen den Maximaltragfähigkeiten schubbewehrter Platten [1]. Im Fall einer Ermüdungsbeanspruchung sind diese Widerstände auf 50 % zu reduzieren [3]. Diese Reduzierung begrenzt die Anwendung auf den experimentell geprüften Bereich (vgl. Anmerkungen zu Bild 6c)) und erübrigt einen zusätzlichen Nachweis der Betondruckstrebe bei Ermüdung. Tab. 1 listet diese Grenzwerte auf.

4.3 Ermüdungswiderstand der Gitterträgerdiagonalen

Die Festlegung einer Wöhlerlinie ermöglicht Ermüdungsnachweise für vorgegebene Lastwechselzahlen sowie ex-

Tab. 1 Maximale Schubspannungen [N/mm²] in der Verbundfuge abhängig von der Betonfestigkeitsklasse
Maximum shear stress [N/mm²] in the bond interface depending on the concrete strength class

	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
nach Gln. (4), (5)	2,8	3,5	4,25	5,0	5,7	6,4	7,1
$v_{Rdi,max}$ nach [3] (ruhend)	2,4	2,8	3,3	3,6	3,8	4,0	4,1
0,5 $v_{Rdi,max}$ nach [3] (nicht ruhend)	1,2	1,4	1,65	1,8	1,9	2,0	2,05

plizite Betriebsfestigkeitsnachweise analog Abschnitt 6.8.4 in Eurocode 2 [2] oder Nachweise über schädigungsäquivalente Schwingbreiten analog Abschnitt 6.8.5 vorgenannter Norm. Die erstgenannten Fälle erfordern einerseits genaue Information über die Lasteinwirkung und andererseits hohen Aufwand beim Nachweis. Bis zur Vorlage von Betriebslastfaktoren oder anderen Bemessungsvereinfachungen für den Planer wird der Nachweis im Standardfall über schädigungsäquivalente Schwingbreiten geführt.

Nach Eurocode 2 [2] darf ein ausreichender Widerstand für Betonstahl angenommen werden, wenn Gl. (6) erfüllt ist. Danach ist der Ermüdungsnachweis für die maximal auftretende Spannungsschwingbreite mit dem Ermüdungswiderstand von $N^* = 1$ Million Lastwechsel zu führen.

Dieser Nachweis ist als Betriebsfestigkeitsnachweis zu verstehen. Die nachzuweisende Einstufenbelastung steht stellvertretend für das tatsächlich auftretende Belastungskollektiv mit gleicher Schädigungssumme, welches aus einer Kombination von Lastwechseln mit höherer Spannungsschwingbreite mit geringer Lastwechselzahl und geringerer Spannungsschwingbreite mit höheren Lastwechselzahlen bestehen kann.

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,equ}\left(N^*\right) \leq \Delta\sigma_{Rsk}\left(N^*\right) / \gamma_{S,fat} \tag{6}$$

mit:

$\gamma_{F,fat} = 1{,}0$ Teilsicherheitsbeiwert für die Beanspruchung bei Ermüdung

$\gamma_{S,fat} = 1{,}15$ Teilsicherheitsbeiwert für den Widerstand der Bewehrung

$\Delta\sigma_{S,equ}(N^*)$ schädigungsäquivalente Schwingbreite unter Berücksichtigung der Lastwechsel N^*, für den Hochbau darf $\Delta\sigma_{S,equ}(N^*)$ näherungsweise zu $\Delta\sigma_{S,max}$ angenommen werden

$\Delta\sigma_{S,max}$ maximale Stahlspannungsamplitude unter der maßgebenden Einwirkungskombination

Für den Nachweis der Gitterträger als Verbundbewehrung mittels schädigungsäquivalenter Schwingbreite gilt Gl. (7) bzw. für EQ-Träger Gl. (8). Der Ermüdungswiderstand $\Delta v_{Rdi,fat,equ}$ nach Gl. (7) kann für die Zulassungsbedingungen mit $c = 0$ (kein Adhäsionsanteil), $\mu = 0{,}7$ (raue Fuge) und Ersetzen von f_{yd} durch $\Delta\sigma_{Rsk}/\gamma_{S,fat,equ}$ aus dem Widerstand v_{Rdi} nach Gl. (4) hergeleitet werden, wenn der Widerstand um 1/0,6 erhöht wird.

$$\Delta v_{Rdi,fat,equ} = \rho \cdot \Delta\sigma_{Rsk}\left(N^*\right) / \gamma_{S,fat} \cdot \left(1{,}4 \cdot \sin\alpha + 1{,}67 \cdot \cos\alpha\right) \tag{7}$$

$$\Delta v_{Rdi,fat,equ} = \rho \cdot \Delta\sigma_{Rsk}\left(N^*\right) / \gamma_{S,fat} \cdot \left(1{,}4 \cdot \sin\alpha_1 + 1{,}67 \cdot \cos\alpha_1 + 1{,}4\right) \tag{8}$$

Die für den Ermüdungsnachweis maßgebliche einwirkende Spannungsschwingbreite ergibt sich allein aus dem nicht ruhenden Lastanteil Δv_{Ed} (z. B. aus Gabelstaplerverkehr) mit $\gamma_{F,fat} = 1{,}0$. Bei bekannten Lastkollektiven kann der Ermüdungsnachweis analog zu Abschnitt 6.8.4 in Eurocode 2 [2] auch über den Nachweis der begrenzten Schädigungssumme nach der Palmgren-Miner-Regel erfolgen. Danach ist die Schädigungssumme D_{Ed} nach Gl. (9) zu begrenzen.

$$D_{Ed} = \sum \left(n\left(\Delta\sigma_i\right) / N\left(\Delta\sigma_i\right)\right) < 1 \tag{9}$$

mit:

$n(\Delta\sigma_i)$ Zahl der aufgebrachten Lastwechsel für die Schwingbreite $\Delta\sigma_i$

$N(\Delta\sigma_i)$ Zahl der aufnehmbaren Lastwechsel für die Schwingbreite $\Delta\sigma_i$

Auch für den Nachweis nach Gl. (9) ist die einwirkende Spannungsschwingbreite analog dem Bemessungsmodell zu ermitteln. Analog den Gln. (7) bzw. (8) ist für jedes Spannungsniveau die jeweilige Lastwechselzahl N_i für die Spannung der jeweiligen Spannungsgruppe i zu wählen. Die Bezeichnungen entstammen [3].

$$\Delta v_{Rdi,fat} = \rho \cdot \Delta\sigma_{Rsk}\left(N_i\right) / \gamma_{S,fat} \cdot \left(1{,}4 \cdot \sin\alpha + 1{,}67 \cdot \cos\alpha\right) \tag{10}$$

$$\Delta v_{Rdi,fat} = \rho \cdot \Delta\sigma_{Rsk}\left(N_i\right) / \gamma_{S,fat} \cdot \left(1{,}4 \cdot \sin\alpha_1 + 1{,}67 \cdot \cos\alpha_1 + 1{,}4\right) \tag{11}$$

5 Bemessungshilfen

5.1 Erläuterung

Nachfolgend werden Bemessungsbeispiele gezeigt und eine Bemessungshilfe vorgestellt. Dabei werden auch Nachweise aufgeführt bzw. berücksichtigt, welche auch im Fall einer vorwiegend ruhenden Belastung zu führen sind. Die Zuordnung zum Eurocode 2 [2] erfolgt im Bemessungsbeispiel über die Nennung der jeweiligen Gleichungsnummer in [2].

5.2 Bemessungsbeispiel mit Nachweis der äquivalenten Schwingbreite

Eingangsparameter für das Bemessungsbeispiel:
Beton C20/25
Betondeckung: $c_u = c_o = 2$ cm
Plattendicke: $h = 22$ cm
Statische Höhe: $d = 18$ cm
Längsbewehrungsgrad: $\rho_l = 0{,}002$ (0,2 %)
Einwirkende Entwurfsquerkraft:
$V_{Ed} = 1{,}35 \cdot 17{,}8$ kN $+ 1{,}5 \cdot 64$ kN $= 120$ kN

Überprüfung der Notwendigkeit erforderlicher Schubbewehrung nach Eurocode 2 [2]:

n. Gl. (6.2a) in [2]
$V_{Rd,c} = 0{,}10 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d$
$= 0{,}1 \cdot 2 \cdot (0{,}2 \cdot 20)^{1/3} \cdot 1000 \cdot 180$
$= 57.146$ [N] $= 57{,}1$ [kN]

bzw. mindestens
n. Gl. (6.2b) in [2]
$V_{Rd,c} = 0{,}0525/1{,}5 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot b_w \cdot d$
$= 0{,}0525/1{,}5 \cdot 2^{3/2} \cdot 20^{1/2} \cdot 1000 \cdot 180$
$= 79\,689$ [N] = 79,7 [kN]

$V_{Ed} = 120$ kN > $V_{Rd,c} = 79{,}7$ kN
Da Schubbewehrung erforderlich, gilt als maximaler Trägerabstand 40 cm und für den inneren Hebelarm $z = 180 - 2 \cdot 20 = 140$ [mm] (vgl. Abschnitt 6.2.3 in [2])

Vergleichende Überprüfung, ob Schubbewehrung aufgrund der Ermüdungsbeanspruchung erforderlich ist:

n. Gl. (6.78) mit Gl. (6.2a) in [2]
$|V_{Ed,max}/V_{Rd,c}| \leq 0{,}5 + 0{,}45\,|V_{Ed,min}/V_{Rd,c}|$
$(17{,}8\text{ kN} + 64\text{ kN})/57{,}1\text{ kN} = 1{,}43$
$> 0{,}5 + 0{,}45 \cdot (17{,}8\text{ kN}/57{,}1\text{ kN}) = 0{,}64$
Auch danach ist eine Schubbewehrung erforderlich.

Einwirkende Bemessungsschubspannung
$v_{Ed} = V_{Ed}/z = 120/140 = 0{,}86$ [N/mm²]
n. Gl. (2), hier mit $\beta = 1$ und $b_i = 1$ m

Nachweis der Verbund- und Querkraftbewehrung für die maximale Querkraft „gewählt“: EQ-Träger mit Diagonalendurchmesser 7 mm und $\alpha_1 = 64°$ (vgl. Anmerkungen zu Tab. 2)

Zunächst gewählter Trägerabstand: 33 cm
$A_s = 2 \cdot 7^2 \cdot \pi/4 = 77$ mm²
$\rho = 77\text{ mm}^2/(330\text{ mm} \cdot 200\text{ mm})$
$\rho = 0{,}117\,\%$

Nachweis als Verbundbewehrung
n. Gl. (5)
$v_{Rdi} = 0{,}00117 \cdot 420/1{,}15 \cdot (1{,}2 \cdot 0{,}7 \cdot \sin 64° + \cos 64° + 1{,}2 \cdot 0{,}7 \cdot \sin 90°))$
$v_{Rdi} = 0{,}87\text{ N/mm}^2 \leq 2{,}4\text{ N/mm}^2 = v_{Rdi,max}$ nach Tab. 1
$v_{Ed} = 0{,}86\text{ N/mm}^2 \leq v_{Rdi} = 0{,}87\text{ N/mm}^2$ ✓

Nachweis als Schubbewehrung
Ermittlung der Druckstrebenneigung
nach Gl. (6.7aDE) mit Gl. (6.65) [2]
$\cot\theta_{fat} \leq \sqrt{(1{,}2 / (1 - V_{Rd,cc} / V_{Ed}))} \leq \sqrt{3} = 1{,}73$
$\cot\theta_{fat} \leq \sqrt{(1{,}2 / (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}48 \cdot 20^{1/3} / 0{,}86))} \leq 1{,}73$
$\cot\theta_{fat} \leq 2{,}22$
$\cot\theta_{fat} \leq 1{,}73$

für EQ mit $\alpha_1 < 90°$ und $\alpha_2 = 90°$ gilt nach Gln. (6.8) und (6.13) in [2]:
$V_{Rd,s} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ((\cot\theta_{fat} + \cot\alpha_1) \cdot \sin\alpha_1 + \cot\theta_{fat})$
$V_{Rd,s} = ((77/0{,}33)/200) \cdot 140 \cdot 420/1{,}15 \cdot ((1{,}73 + \cot 64°) \cdot \sin 64° + 1{,}73)$
$= 1{,}166 \cdot 51\,130 \cdot (1{,}99 + 1{,}73) = 221\,777$ N

Hieraus ergibt sich ein maximaler rechnerischer Trägerabstand von:
max $r = 222$ kN/120 kN · 33 cm = 61 cm
(als Schubbewehrung jedoch maximal 40 cm)

Nachweis der Obergrenze
Nach Zulassung ist nachzuweisen:
$v_{Ed} = 0{,}86\text{ N/mm}^2 \leq 1{,}2\text{ N/mm}^2 = 0{,}5\,v_{Rdi,max}$ ✓ vgl. Tab. 1
Nachweis erfüllt!
Ein zusätzlicher Nachweis der Betondruckstrebe erübrigt sich.

Ermüdungsnachweis der Gitterträgerdiagonalen als Verbundbewehrung

Einwirkung mit $\gamma_{F,fat} = 1{,}0$
$v_{Ed,\,fat} = 1{,}0 \cdot 64\,000\text{ N}/140\text{mm}/1000\text{mm} = 0{,}46\text{ N/mm}^2$
gewählt: EQ-Gitterträger ($\alpha_1 = 64°$)
Diagonalenabstand: 200 mm
Maximaler Gitterträgerabstand r aus Vordimensionierung:
max $r = v_{Rdi}/v_{Ed,fat} \cdot \Delta\sigma_{Rsk}(N^*)/f_{yk} \cdot 1/0{,}6 \cdot r_{ruhend}$
max $r = 0{,}87/0{,}46 \cdot 92/420 \cdot 1/0{,}6 \cdot 33$ cm
max $r = 22{,}7$ cm
$\rho = 77\text{mm}^2/(200\text{ mm} \cdot 227\text{ mm}) = 0{,}00170$

Nachweis der äquivalenten Spannungsschwingbreite
$\Delta v_{Rd,fat} = \rho \cdot \Delta\sigma_{Rsk}(N^*)/\gamma_{S,fat} \cdot (1{,}4 \cdot \sin\alpha_1 + 1{,}67 \cdot \cos\alpha_1 + 1{,}4)$ n. Gl. (8)
$\Delta v_{Rd,fat} = 0{,}00170 \cdot 92/1{,}15 \cdot (1{,}4 \cdot \sin 64° + 1{,}67 \cdot \cos 64° + 1{,}4)$
$= 0{,}46\text{ N/mm}^2$
$v_{Ed,fat} = 0{,}46\text{ N/mm}^2 \leq \Delta v_{Rd,fat} = 0{,}46\text{ N/mm}^2$ ✓

Nachweis als Schubbewehrung
$V_{Ed,\,fat} = 1{,}0 \cdot 64\,000$ N
$= 64{,}0$ kN
$V_{Rd,s,fat} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{yd,fat} \cdot (\cot\theta_{fat} + \cot\alpha_1) \cdot \sin\alpha_1 + \cot\theta_{fat}$ n. Gln. (6.8) + (6.13) in [2]
$V_{Rd,s,fat} = ((77/0{,}23)/200) \cdot 140 \cdot 92/1{,}15 \cdot ((1{,}73 + \cot 64°) \cdot \sin 64° + 1{,}73)$
$= 1{,}674 \cdot 11\,200 \cdot (1{,}99 + 1{,}73)$
$= 69\,746$ 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!

5.3 Bemessungstabelle zum Nachweis mittels äquivalenter Schwingbreite

Für Nachweise analog dem Beispiel in Abschn. 5.2 mittels äquivalenter Schwingbreiten kann Tab. 2 genutzt werden. Diese Bemessungstabelle gibt 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 Eingangswerte sind für die Tab. 2 jeweils mit den Teilsicherheitsbeiwerten für ruhende Lasten beaufschlagt, wie im nachfolgenden Beispiel gezeigt.

Eingangswerte (mit $\gamma_F = 1{,}5$ für den Eingang in Tab. 2):
Einwirkende Entwurfsspannung $v_{Ed} = 0{,}86$ N/mm²

Tab. 2 Maximale Abstände der Filigran-EQ-Gitterträger [3] bei nicht vorwiegend ruhender Belastung mit Nachweis von $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*) = 92$ N/mm²
Maximum distances of Filigran-EQ-Lattice-Girder [3] in case of fatigue load by verification of $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*) = 92$ N/mm²

v_{Ed} N/mm²	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		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	C20/25	23,8	21,7	18,6	16,3	14,5	13,0
1,25		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	C 25/30	20,4	18,6	15,9	13,9	12,4	11,2
1,45		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	C 30/37	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		16,3	14,2	12,2	10,7	9,5	8,5
1,8	C 35/45	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		14,6	12,7	10,9	9,5	8,4	7,6
2	C 45/55	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
			Querkraftbemessung (Ortbeton) maßgebend.				

Abstände über **40 cm** nur bei gesondertem Nachweis möglich

Bezogener Anteil aus nicht vorwiegend ruhender Last:
$\Delta V_{Ed} = 1{,}5 \cdot 64\ \text{kN} = 96\ \text{kN}$
$\Delta V_{Ed} / V_{Ed} = 96\ \text{kN} / 120\ \text{kN} = 0{,}8$

Ergebnis aus Tab. 2:
Maximaler Gitterträgerabstand $r \approx 23$ cm
Mindestbetongüte C20/25
(hier: $V_{Ed} = 0{,}857\ \text{N/mm}^2 \leq 1{,}2\ \text{N/mm}^2$)
Für den Ermüdungsnachweis ist der Verbundnachweis maßgebend (vgl. nicht schraffierter Tabellenbereich).

Die Werte in Tab. 2 geben den kleinsten Trägerabstand aus Verbund- und Querkraftnachweis an. Tab. 2 gilt für $v_{Ed} = v_{Edi}$, d. h., die komplette Schubkraft wirkt in der Verbundfuge ($\beta = 1$ in Gl. (2)). Sie wurde für die steilste Diagonalenneigung der EQ-Gitterträger $\alpha_1 = 64°$ (Gitterträgerhöhe 30 cm) erstellt. Dieser Ansatz liegt im Hinblick auf die erforderliche Verbund- und Querkraftbewehrung bzw. im Hinblick auf den maximal zulässigen Gitterträgerabstand für niedrigere Gitterträger mit flacherer Diagonalenneigung auf der sicheren Seite. Genaue Nachweise ergeben für niedrige Gitterträger mit Höhen ≤ 15 cm und Diagonalenneigung von 45° größere Gitterträgerabstände von bis zu ca. 5 %.

In Tab. 2 wurde auch die Mindestbetongüte zur Einhaltung der Querkraftobergrenze 0,5 $v_{Rdi,max}$ nach Tab. 1 eingetragen. Danach lässt sich die erforderliche Betongüte in Abhängigkeit von der einwirkenden Schubspannung ablesen.

5.4 Bemessungsbeispiel mit Nachweis der Schädigungssumme

Für einzelne Bauvorhaben können bestimmte Lastwechselzahlen aufgrund der geplanten Nutzung für die Bemessung vorgegeben sein. Beispielhaft soll daher hier ein Ermüdungsnachweis für eine erhöhte Lastwechselzahl mit Schwingbreiten auf zwei Spannungsniveaus gezeigt werden.

Bemessungsvorgaben:
Summe der Lastwechsel: $16 \cdot 10^6$
20 % der Lastwechsel ($3{,}2 \cdot 10^6$) erfahren die maximale Spannungsschwingbreite (Gruppe 1)
80 % der Lastwechsel ($12{,}8 \cdot 10^6$) erfahren 2/3 der maximalen Spannungsschwingbreite (Gruppe 2)
Maximalspannung im Bauteil: $v_{Ed,fat} = 0{,}46\ \text{N/mm}^2$
(vgl. Parameter im Bemessungsbeispiel nach Abschn. 5.2)

Gewählter Gitterträgerabstand: $r = 19{,}7$ cm
Daraus Schubbewehrungsgrad:
$\rho = 77\ \text{mm}^2 / (200\ \text{mm} \cdot 197\ \text{mm}) = 0{,}00195$

Die Spannungsschwingbreite errechnet sich durch Umstellung aus Gl. (11) mit Gl. (12). Dabei bezeichnet der Index i der jeweiligen Gruppe gleicher Schwingbreite.

$$\Delta\sigma_i = \Delta v_i \cdot \gamma_{S,fat} / \left(\rho \cdot \left(1{,}4 \cdot \sin\alpha + 1{,}67 \cdot \cos\alpha + 1{,}4\right)\right) \quad (12)$$

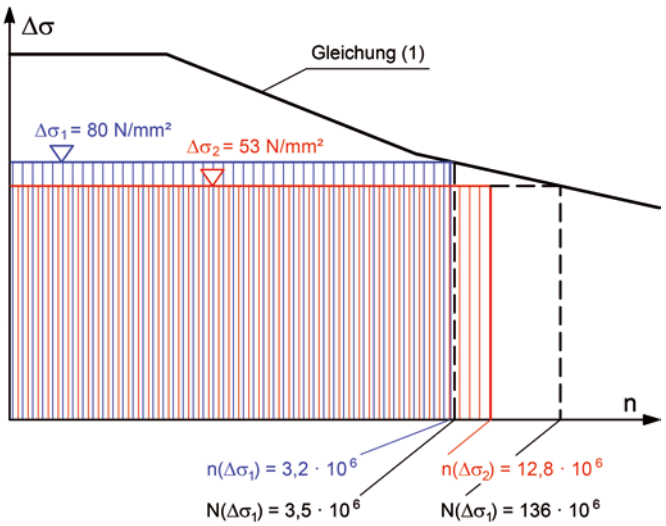


Bild 7 Nachweis der Schwingbreite für zwei Spannungsniveaus (Beispiel) im Vergleich mit der Wöhlerlinie nach Gl. (1) im doppeltlogarithmischen Maßstab
Verification of the stress range according to two stress levels (example) in comparison with the S-N-Curve (1) in double logarithmic scale

Volle Spannungsschwingbreite aus Gl. (12) für Spannungsgruppe 1:
$\Delta\sigma_1 = \Delta v_1 \cdot \gamma_{S,fat} / (\rho \cdot (1{,}4 \cdot \sin\alpha + 1{,}67 \cdot \cos\alpha + 1{,}4))$
$\Delta\sigma_1 = 0{,}46\ \text{N/mm}^2 \cdot 1{,}15 / (0{,}00195 \cdot (1{,}4 \cdot \sin 64° + 1{,}67 \cdot \cos 64° + 1{,}4)) = 80{,}0\ \text{N/mm}^2$
Reduzierte (2/3) Spannungsschwingbreite für Spannungsgruppe 2:
$\Delta\sigma_2 = 2/3 \cdot \Delta\sigma_1 = 53{,}3\ \text{N/mm}^2$

Bei unterschiedlichen Schwingbreiten mit mehreren Spannungsstufen ist die maximale Schädigungssumme nach Gl. (9) nachzuweisen. Für das Beispiel gilt für EQ-Gitterträger [3] nach Gl. (1) $N(\Delta\sigma_1 = 80{,}0\ \text{N/mm}^2) = 3{,}52 \cdot 10^6$ und $N(\Delta\sigma_2 = 53{,}3\ \text{N/mm}^2) = 136{,}0 \cdot 10^6$ und der Nachweis lässt sich führen:

$$\Sigma(n(\Delta\sigma_i)/N(\Delta\sigma_i)) = 3{,}2 \cdot 10^6 / 3{,}52 \cdot 10^6 + 12{,}8 \cdot 10^6 / 136{,}0 \cdot 10^6 = 0{,}91 + 0{,}09 \leq 1$$

Bild 7 zeigt die Einordnung der Spannungsgruppen im Vergleich mit der Wöhlerlinie (1) nach [3].

6 Anwendungsbedingungen

Elementdecken mit Filigran-EQ-Gitterträgern dürfen nach Zulassung Z-15.1-93 [3] auch bei nicht vorwiegend ruhenden Belastung und in Fabriken mit „schwerem Betrieb“, d. h. mit Verkehrslasten größer 10 kN/m², ausgeführt werden.

Die Zulassung [3] regelt im Fall einer nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung nur die Anwendung von Normalbeton der Festigkeitsklassen C20/25 bis C50/60. Für Leichtbeton sind gesonderte Betrachtungen nötig.

Für Decken mit Gitterträgern als rechnerisch erforderliche Schubbewehrung gilt eine minimale Gesamtdicke

von 16 cm. Im Fall einer nicht vorwiegend ruhenden Belastung gelten zusätzlich folgende konstruktive Randbedingungen:

- Einsatz von zugelassenen Filigran-EQ-Gitterträgern [3] mit nachgewiesenem Ermüdungswiderstand
- Ausführung einer rauen Verbundfuge
- Mindestfertigteilplattendicke 6 cm
- Gitterträger mindestens 10 cm hoch
- maximaler Durchmesser der Biegezugbewehrung 16 mm
- Biegezugbewehrung nicht gestaffelt
- Gitterträgergurte werden nicht als Biegezugbewehrung angesetzt

Zulassung [3] fordert eine raue Verbundfuge mit Hinweis auf die Definition im Eurocode 2 [2]. Danach besteht zusätzlich zur Aufrauung der Fertigteiloberfläche mit Rechen mit ungefähr 40 mm Zinkenabstand die Möglichkeit, auch eine mechanisch unbehandelte Fläche rau auszuführen. Insbesondere bei engen Gitterträgerabständen ist eine mechanische Aufrauung nicht immer zielführend, sodass die Rauigkeit bei entsprechender Betonkonsistenz durch hervorstehende Zuschläge erzeugt wird. In diesem Fall ist eine Rautiefe von $R_t = 1{,}5$ mm nach dem Sandflächenverfahren nachzuweisen.

Die Mindestdicke der Fertigteilplatte von 6 cm sowie die Mindesthöhe der Gitterträger von 10 cm entstammen den geprüften Randbedingungen und sichern eine ausreichende Verankerung der Verbundbewehrung beidseits der Verbundfuge.

Der maximale Durchmesser der Biegezugbewehrung von 16 mm wurde in neueren Versuchen [8] mit Durchmesser 20 mm überschritten. Da in diesen Versuchen auch Verankerungsbrüche auftraten, wurde die Anwendungsgrenze gegenüber früheren Zulassungen beibehalten. Bei größerer Auflagerlänge und anbetonierten Auflagern liegen günstigere Randbedingungen vor. Eine Erweiterung der Anwendungen auf dickere Durchmesser bleibt somit weiteren Untersuchungen vorbehalten.

Eine gestaffelte Biegezugbewehrung wurde in den Ermüdungsversuchen nicht geprüft und bleibt daher in der Zulassung ausgeschlossen. Dies bedeutet im Allgemeinen keine Einschränkung für die übliche Praxis, da eine gestaffelte Bewehrung in den Fertigteilplatten unüblich ist.

Gurte von Gitterträgern sind bei Ermüdungsbeanspruchung als Biegezubewehrung nicht anrechenbar, da der Ermüdungswiderstand der Gurte durch die Schweißpunkte deutlich reduziert wird. Diese Einschränkung gilt auch für Gurte von Gitterträgern, welche zur Montagesicherung der Fertigteilplatten über deren ganze Länge eingebaut werden.

7 Zusammenfassung

Die Bemessung von Elementdecken mit Gitterträgern bei Ermüdungsbeanspruchung wurde in einer bauaufsichtlichen Zulassung für Filigran-EQ-Gitterträger neu geregelt. Für den Ermüdungswiderstand der Gitterträger wurde eine Wöhlerlinie ermittelt, welche in die Zulassung eingeflossen ist. Auf dieser Grundlage lassen sich Nachweise über schädigungsäquivalente Schwingbreiten analog dem Konzept im Eurocode 2 führen. Für diesen Nachweis wurde eine Bemessungstabelle zur Verfügung gestellt. Das Nachweiskonzept berücksichtigt entsprechend den Ergebnissen von Bauteilversuchen ein mögliches Versagen der Verbundfuge, ein Schubversagen der Platte sowie ein Druckstrebenversagen durch den Nachweis einer zusätzlichen Querkraftobergrenze. Basierend auf den Ergebnissen der Bauteilversuche mit Lastwechselzahlen über zwei Millionen und der zugelassenen Wöhlerlinie lassen sich auch Nachweise für vorgegebene große Lastwechselzahlen sowie Nachweise für mehrstufige Spannungsniveaus führen. Aufgrund der experimentellen Untersuchungen werden konstruktive Randbedingungen formuliert.

Literatur

[1] Furche, J.; Bauermeister, U.: *Elementdecken bei nicht vorwiegend ruhender Belastung – Hinweise zur Anwendung von Gitterträgern nach Zulassung*. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2006), Heft 9, S. 652–662.

[2] DIN EN 1992-1-1: Eurocode 2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregelungen für den Hochbau*; Deutsche Fassung, Januar 2011/März 2015, DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau; April 2013/Dezember 2015.

[3] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung/Allgemeine Bauartgenehmigung Z-15.1-93 für Filigran-EQ-Gitterträger für Fertigteilplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht, Berlin, 18. Juni 2019.

[4] Weber, J. W.; Schmidt, R.: *Zulassungsversuche für den Filigran-EQ-Gitterträger unter dynamischer Beanspruchung*. Prüfbericht Nr. A 2064 vom 20.6.1990. Institut für Bauforschung (ibac), Aachen.

[5] Wieneke, K.; van Elten, L.; Classen, M.; Hegger, J.: *Ermüdung von Elementdecken mit Gitterträgern – Wöhlerlinien für Gitterträger*. Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017), Heft 11, S. 723–733.

[6] Furche, J.; Bauermeister, U.; Kummerow, A.; Hillebrand, M.: *Durchstanzen bei Ermüdungsbeanspruchung – Europäische Technische Bewertung mit Nachweiskonzept nach Technischem Bericht EOTA TR 058*. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019), Heft 8, S. 557–564.

[7] Hegger, J.; Wieneke, K.: *Abschlussbericht zum AiF-Forschungsvorhaben 18407 N/1 Ermüdung von Elementdecken mit Gitterträgern*. Institutsbericht-Nr. 383/2017, Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 27. Januar 2017.

[8] Wieneke, K.; Classen, M.; Hegger, J.: *Elementdecken mit Gitterträgern unter zyklischer Belastung*. Beton- und Stahlbetonbau 112 (2017), Heft 9, S. 579–588.

Autoren

Dr.-Ing. Johannes Furche
Filigran Trägersysteme GmbH & Co. KG
Zappenberg 6
31633 Leese
j.furche@filigran.de

Dipl.-Ing. (FH) Ulrich Bauermeister
Filigran Trägersysteme GmbH & Co. KG
Zappenberg 6
31633 Leese
u.bauermeister@filigran.de

DOI: 10.1002/ best.200500462

DOI: 10.1002/best.200500462

Manfred Curbach
Anett Brückner

Einfluß der Elementfugen auf die Durchbiegung von Flachdecken

Herrn Prof. *Josef Eibl* zum 70. Geburtstag gewidmet

Das Verformungsverhalten von Flachdecken in Elementbauweise unterscheidet sich von einer reinen Ortbetondecke aufgrund der vorhandenen Elementfugen. Die damit verbundenen lokalen Querschnittsschwächungen erfordern schon auf niedrigem Lastniveau eine Umlagerung der Belastung in angrenzende Feld- und Stützbereiche. Die Folge der Lastumlagerung sind anfänglich höher beanspruchte Deckenbereiche und eine frühere Rißbildung im Vergleich zu einer reinen Ortbetondecke. Mit steigender Belastung kommt es jedoch zur Annäherung der Rißzustände von Fertigteil- und Ortbetondecken, wie anhand nichtlinearer Berechnungen nachgewiesen werden konnte. Der relative Unterschied in der Durchbiegung wird deutlich reduziert. Auf Gebrauchslastniveau liegen die Verformungen der Fertigteildecken etwa 5% über denen der reinen Ortbetondecke.

Influence of Bond Joints on Deformation of precast Slabs
Precast slabs and in-situ concrete slabs vary in their deflection behaviour due to the bond joints between the precast concrete units. The diminished cross section of the bond joints require a redistribution of internal forces to adjoining field and support areas already at a small load. The consequence of this redistribution are higher demands in these slab areas and an earlier crack initiation in comparison to the in-situ concrete slabs. With an increase of the loading the cracking pattern of the precast slabs and the in-situ concrete slabs converge as the nonlinear FE-calculation have shown. The relative difference in deformation is clearly reduced. At the service load the deformation of the precast slabs is only 5% higher than the deformation of the in-situ concrete slabs.

1 Einleitung

Bereits seit vielen Jahren werden Decken ohne Unterzüge, sogenannte Flachdecken, erfolgreich in Elementbauweise ausgeführt. Anfängliche Bedenken bei der Anwendung der Elementdecken im Durchstanzbereich der Stützen konnten durch Versuche ausgeräumt werden. Die Durchstanzlast wird durch die Verbundfuge zwischen Fertigteil und mitwirkender Ortbetonschicht nicht nachteilig beeinflußt [1]. Auch die Tragfähigkeit der vorgefertigten Deckensysteme ist mit der Tragfähigkeit einer reinen Ortbetondecke vergleichbar. Verschiedene FE-Studien [2], [3] haben gezeigt, daß die Biege- und Drillmomente von Ortbeton- und Fertigteildecken in Größe und Verteilung kaum voneinander abweichen. Bei der Bemessung dürfen beide Deckensysteme als statisch gleich behandelt werden.

Hinsichtlich ihrer Bewehrungsführung unterscheiden sich Fertigteil- und Ortbetondecken bei zweiachsig gespannten Systemen. In der Längsrichtung der Fertigteilelemente liegt die Feldbewehrung innerhalb des Fertigteils. In Querrichtung wird die Feldbewehrung üblicherweise in der Ortbetonergänzung eingelegt. Eine Bewehrungsführung innerhalb der Fertigteile erscheint aufgrund der geringen Elementbreiten und der relativ großen Übergreifungslängen der Feldbewehrung unwirtschaftlich. Im Fertigteil selbst, liegt in der Querrichtung nur die konstruktive Mindestquerbewehrung.

Die Folge einer Bewehrungsführung innerhalb der Ortbetonergänzung ist eine geringere Nutzhöhe der Feldbewehrung verglichen mit einer reinen Ortbetondecke. Um trotzdem eine annähernd gleiche Tragfähigkeit zu erreichen [4], wird bei der Elementdecke die Fläche der Feldbewehrung im Verhältnis der Nutzhöhen vergrößert.

Die geänderte Bewehrungslage hat aber nicht nur Einfluß auf die Tragfähigkeit der Decken. Auch die Gebrauchstauglichkeit wird durch den größeren Randabstand der Feldbewehrung zur Deckenunterseite sowie durch die vorhandenen Fugen zwischen den einzelnen Fertigteilelementen beeinflußt. Es stellt sich die Frage, ob Decken in Elementbauweise auch hinsichtlich ihrer Gebrauchstauglichkeit wie eine Ortbetondecke behandelt werden dürfen. Anhand nichtlinearer Berechnungen wird gezeigt, daß die für Flachdecken üblichen Biegeschlankheiten [5] und eine entsprechende Biegebemessung auch bei einer Elementbauweise zur Begrenzung der Durchbiegung im Sinne von DIN 1045-1 ausreichen.

2 Vergleichsstudie

Die Unterschiede im Tragverhalten von Ortbeton- und Fertigteildecken wurden anhand von Vergleichsrechnungen aufgezeigt [6]. Untersucht wurden verschiedene Deckenvarianten (Bild 1) mit Stützenweiten von 5 m und 7,5 m, einem Stützweitenverhältnis von 1,0 und 1,5 sowie einer Fertigteildicke von 5 cm bzw. 7 cm. Die Dicke der Flachdecken ist mit 18 cm bzw. 22 cm von der jeweils größeren Stützweite der beiden Tragrichtungen abhängig.

Als Referenzobjekt wurde zu jeder Deckenvariante eine Ortbetonausführung gerechnet. Die zugehörigen Fertigteildecken variieren in der Anordnung der Elementstöße und dem Querbewehrungsgrad der Fertigteilelemente. Die Elementstöße wurden jeweils in der Mitte der Stützweite, d. h. im Bereich der größten Biege-

Variante	Ausführung	Stützenabmessung		Stützweite		Deckendicke	Fertigteildicke
		S_x [m]	S_y [m]	L_x [m]	L_y [m]	d_{Pl} [m]	d_{Ft} [m]
1	Ortbetondecke	0,50	0,50	5,0	5,0	0,18	
1.1	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_x/2$, Querbewehrung 26 %						0,05
1.2	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_x/2$, Querbewehrung 50 %						0,05
1.3	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_y/2$, Querbewehrung 25 %						0,05
1.4	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_y/2$, Querbewehrung 50 %						0,05
1.5	Ortbetondecke mit reduzierter Nutzhöhe in x-Richtung						
1.6	Ortbetondecke mit reduzierter Nutzhöhe in y-Richtung						
2	Ortbetondecke	0,50	0,75	5,0	7,5	0,22	
2.1	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_x/2$, Querbewehrung 22 %						0,05
2.2	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_x/2$, Querbewehrung 50 %						0,05
2.3	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_y/2$, Querbewehrung 37 %						0,05
2.4	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_y/2$, Querbewehrung 50 %						0,05
2.5	Ortbetondecke mit reduzierter Nutzhöhe in x-Richtung						
2.6	Ortbetondecke mit reduzierter Nutzhöhe in y-Richtung						
3	Ortbetondecke	0,50	0,75	5,0	7,5	0,22	
3.1	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_x/2$, Querbewehrung 22 %						0,07
3.2	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_x/2$, Querbewehrung 50 %						0,07
3.3	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_y/2$, Querbewehrung 37 %						0,07
3.4	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_y/2$, Querbewehrung 50 %						0,07
3.5	Ortbetondecke mit reduzierter Nutzhöhe in x-Richtung						
3.6	Ortbetondecke mit reduzierter Nutzhöhe in y-Richtung						
4	Ortbetondecke	0,90	0,90	7,5	7,5	0,22	
4.1	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_x/2$, Querbewehrung 20 %						0,07
4.2	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_x/2$, Querbewehrung 50 %						0,07
4.3	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_y/2$, Querbewehrung 20 %						0,07
4.4	Fertigteildecke mit Elementstoß bei $L_y/2$, Querbewehrung 50 %						0,07
4.5	Ortbetondecke mit reduzierter Nutzhöhe in x-Richtung						
4.6	Ortbetondecke mit reduzierter Nutzhöhe in y-Richtung						

Bild 1. Übersicht der untersuchten Deckenvarianten
Fig. 1. Overview of the investigated slabs

momente, angeordnet. Der Einfluß der Elementfugen auf die Durchbiegung der Decken wird so besonders deutlich. Weitere Elementfugen innerhalb der Stützweite wurden nicht vorgesehen. Bei einer Fertigteilbreite von 2,5 m befinden sich diese schon im Bereich der Stützmomente bzw. in der Nähe der Momentennullpunkte und sind somit für die Durchbiegung nicht oder nur in geringem Maße von Bedeutung. Es wurden ausschließlich Elementstöße in Querrichtung der Fertigteile betrachtet, da sie keinen Zugstoß der Feldbewehrung erfordern. Aufgrund ihrer Lage in der Ortbetonergänzung kann die Bewehrung über den Elementfugen durchlaufen. Die Fuge selbst stellt somit nur eine lokale Querschnittsschwächung dar.

Die Elementfugen stellen lokale Querschnittsschwächungen dar.

Bei einem Tragstoß hingegen muß die Feldbewehrung der Elemente kraftschlüssig im Bereich der Fuge gestoßen werden. Die zu stoßende Längsbewehrung darf dabei eine Querschnittsfläche von 10 cm²/m nicht überschreiten (DIN 1045-1 Abs. 13.4.3). Entsprechend eingeschränkt ist die Biegetragfähigkeit senkrecht zur Fuge, was zur Folge hat, daß Tragstöße nur im Bereich der Stützmomente bzw. in der Nähe der Momentennullpunkte angeordnet werden können. Für die Untersuchung der Durchbiegung sind sie demnach nicht relevant, da nach der Zulassung der Fertigteile überdrückte Elementfugen mit Beton verfüllt werden müssen. Eine Querschnittsschwächung ist nicht mehr vorhanden.

Der Querbewehrungsgrad der Fertigteile wurde variiert, um die Rißbreiten an der Oberfläche der Fertigteile besser zu begrenzen. Die geringere Nutzhöhe der Feldbewehrung in der Ortbetonergänzung der Fertigteile kann zwar hinsichtlich der Tragfähigkeit durch einen erhöhten Bewehrungsquerschnitt kompensiert werden, für die Rißbreitenbegrenzung ist der große Randabstand jedoch von Nachteil. Untersucht wurden der Mindestquerbewehrungsgrad von 20 % bzw. 4 ∅6 mm je m sowie ein frei gewählter Querbewehrungsgrad von 50 %.

Neben den Fertigteildecken wurden weitere Decken ohne Elementfuge jedoch mit der Bewehrungsführung einer Fertigteildecke gerechnet. Sie geben Aufschluß darüber, welcher Anteil der Durchbiegung allein auf den größeren Randabstand der Feldbewehrung zurückzuführen ist.

3 Modellierung der Decken

Unter Ausnutzung der Symmetriebedingungen wurde jede Deckenvariante als Viertelplatte eines Innenfeldes modelliert. Eine separate Betrachtung der Rand- und Eckfelder war nicht notwendig, da nicht die maximale Durchbiegung, sondern der relative Unterschied zwischen Ortbeton- und Fertigteildecken Gegenstand der Untersuchung war.

Das nichtlineare Materialverhalten des Stahlbetons wird im Modell durch den Ansatz reduzierter Biegesteifigkeiten für den Zustand II berücksichtigt. Jede Zugbelastung oberhalb der Betonzugfestigkeit führt zur Rißbildung im Beton und damit zu einer lokalen Abnahme der Biegesteifigkeit. Diese wiederum hat über die Krümmung des Querschnitts direkten Einfluß auf die Durchbiegung eines Bauteiles.

Die Größe der Biegesteifigkeit hängt von verschiedenen Faktoren ab, u. a. von der Querschnittsdicke, von der eingelegten Bewehrung und deren statischer Nutzhöhe sowie vom Zustand der Rißbildung. Vor Beginn der Belastung werden den finiten Elementen die Biegesteifigkeiten für den Zustand I (ungerissen) zugewiesen. Jede Flachdecke wird so in Stütz-, Gurt- und Feldstreifen eingeteilt (DAfStb 240 [7]). Vorhandene Elementfugen werden als zusätzliche Deckenstreifen mit eigener Biegesteifigkeit modelliert. Die Breite der Elementfugen wird im Modell mit 10 cm angenommen und beinhaltet neben der tatsächlichen Fugenbreite noch den halben Störbereich infolge der Spannungseinschnürung bzw. -ausbreitung in unmittelbarer Nähe der Querschnittsschwächung (Bild 2).

Der gerissene Stahlbeton wird durch reduzierte Biegesteifigkeiten modelliert.

Das Aufbringen der Gebrauchslast erfolgt in einzelnen Laststufen, die während der Rißbildung eine allmähliche Umlagerung der Schnittgrößen gewährleisten. Nach jeder Laststufe werden die Platten hinsichtlich der Biegesteifigkeit in gerissene und ungerissene Plattenbereiche eingeteilt. Maßgebendes Kriterium sind dabei die rechnerischen Randspannungen der finiten Elemente. Überschreiten die Randspannungen die Zugfestigkeit des Betons, wird dem jeweiligen Element die Biegesteifigkeit für den Zustand II zugewiesen. Einmal gerissene Plattenbereiche verbleiben unabhängig von später auftretenden Randspannungen im Zustand II.

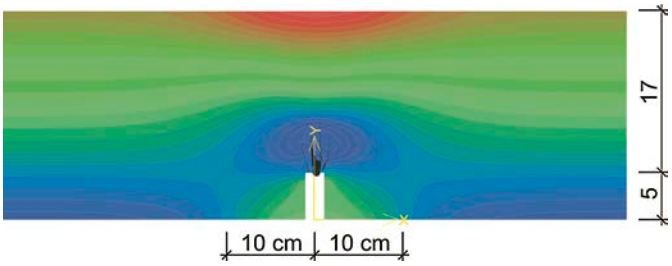


Bild 2. Spannungszustand im Bereich von Elementfugen (ATENA)
Fig. 2. Stress condition in the area of bond joints

Das Auflager der Flachdecken wird in der Größe des Stützenquerschnittes als Flächenlager modelliert. Extreme Stützmomente, wie sie bei einer Punktlagerung infolge der Singularität auftreten, werden so vermieden [8]. Eine elastische Bettung auf Federn ermöglicht außerdem eine begrenzte Verdrehung der Decke und damit eine gewisse Ausrundung des Biegemomentes über der Stütze. Die Feldmomente werden weder von der Lagerung noch von der Breite der Stütze maßgeblich beeinflußt.

4 Ergebnisse der Untersuchung

Die Auswirkungen der Elementfugen auf das Tragverhalten der Flachdecken werden durch den Vergleich der Mittendurchbiegungen deutlich. In Bild 3 sind für eine quadratische Stützweite von 5 m die Durchbiegungen der Flachdecken gemeinsam mit der Ortbetondecke aufgetragen. Die maximale Belastung von 9 kN/m^2 entspricht der Gebrauchslast der Decken. Der Verlauf der Kraft-Verformungskurven zeigt die drei Zustandsformen des Stahlbetons: den ungerissene Zustand I, den beginnenden Zustand der Erstrißbildung im Bereich der Stützmomente und anschließend im Feld sowie den allmähliche Übergang der Decken zum Zustand der abgeschlossenen Rißbildung.

Erwartungsgemäß sind die Verformungen der Fertigteildecken bis zum Gebrauchslastniveau größer als die der reinen Ortbetondecke. Der relative Unterschied ist jedoch stark von der Belastung abhängig. Auf niedrigem Lastniveau ist der Einfluß der Elementfugen scheinbar ausgeprägter als auf Gebrauchslastniveau. Bei der Betrachtung der auf die Ortbetondecke bezogenen Durchbiegung der Flachdecken wird dieses Phänomen noch deutlicher (Bild 4.)

Die Erklärung hierfür liegt in der Rißbildung. Die Fertigteildecken sind in der Tragrichtung senkrecht zur Elementfuge weicher als die Ortbetondecke. Schon bei geringen Lasten beginnt der Deckenquerschnitt innerhalb der Fuge zu reißen. Es kommt zur Umlagerung der Schnittgrößen in angrenzende Feldbereiche sowie in die Stützbereiche der betroffenen Tragrichtung. Die daraus resultierende höhere Beanspruchung führt vor allem in den Feldbereichen der Fertigteildecke früher zur Riß-

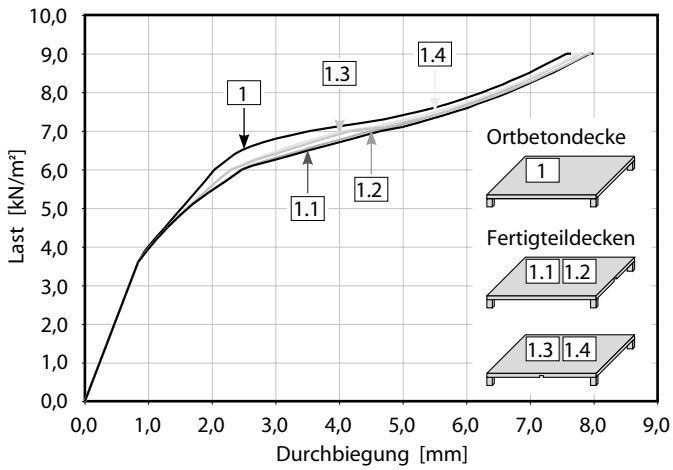


Bild 3. Kraft-Verformungskurve, Stützweite 5 m × 5 m
Fig. 3. Load-displacement-diagram, span 5 m × 5 m

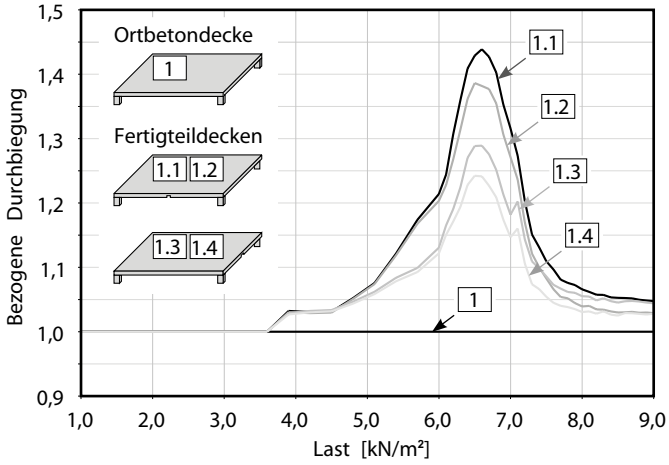


Bild 4. Durchbiegung der Flachdecken bezogen auf die Ortbetonausführung, Stützweite 5 m × 5 m
Fig. 4. Deflection of flat slabs related to deflection of in-situ concrete slabs, span 5 m × 5 m

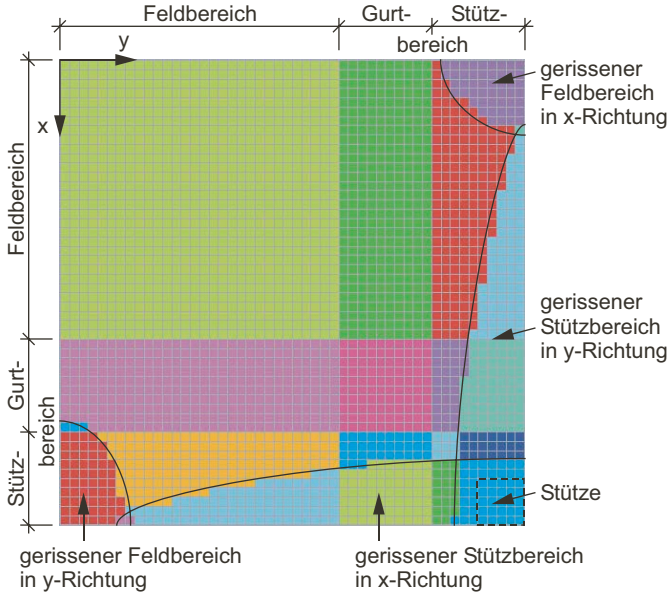


Bild 5. Rißzustand der Ortbetondecke bei 6,6 kN/m²
Fig. 5. Crack condition of an in-situ concrete slab with a load of 6.6 kN/m²

bildung, als es bei einer reinen Ortbetondecke der Fall ist. Die größere Ausdehnung der gerissenen Deckenbereiche verstärkt den Einfluß der Elementfuge (vergleiche Bild 5 mit Bild 6 bzw. Bild 7). Der Verformungsunterschied zwischen Ortbeton- und Fertigteildecken wächst.

Der Einfluß der Elementfugen ist belastungsabhängig.

Dieser Trend ändert sich jedoch mit dem Beginn der Rißbildung im Feldbereich der Ortbetondecke. Der Anstieg der Verformungskurven wird flacher und kehrt sich schließlich um (Bild 4). Eine weitere Laststeigerung führt zur Annäherung der Rißbilder von Ortbeton- und Fertigteildecken. Der Verformungsunterschied wird zunehmend geringer und damit auch der Einfluß der Elementfuge. Auf Gebrauchslastniveau sind die Durchbiegungen der Fertigteildecken maximal 5 % größer als die der Ortbetondecke.

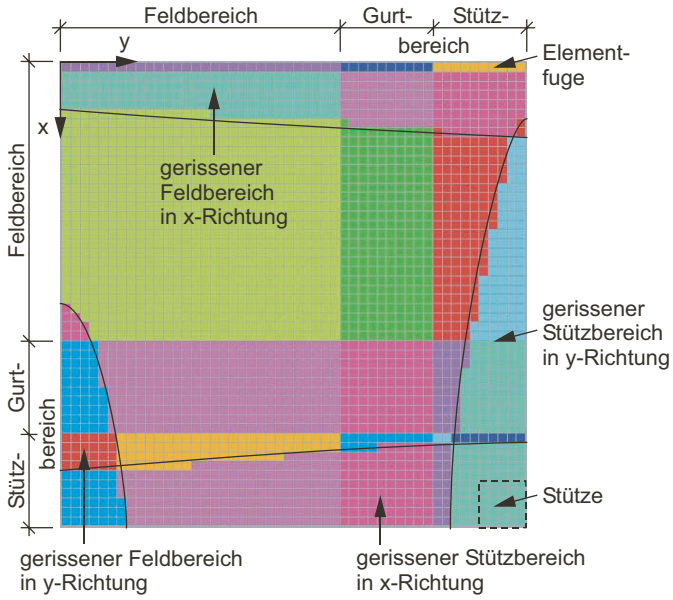


Bild 6. Rißzustand der Fertigteildecke (Fuge in x-Richtung)
Fig. 6. Crack condition of a precast slab (bond joint in x-direction)

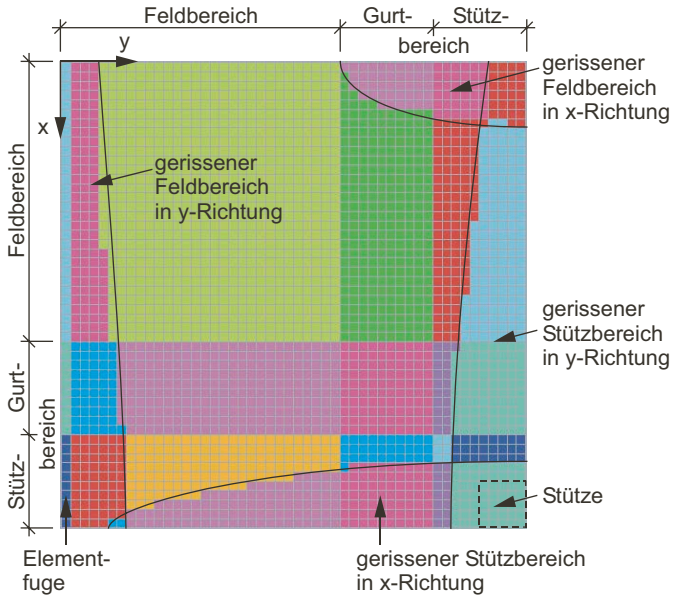


Bild 7. Rißzustand der Fertigteildecke (Fuge in y-Richtung)
Fig. 7. Crack condition of a precast slab (bond joint in y-direction)

Die beschriebenen Effekte sind für die Elementfugen in beiden Tragrichtungen gleichermaßen zu beobachten. Trotzdem unterscheiden sich die Durchbiegungen der Flachdecken erheblich (Bild 4). Offensichtlich sind die Fugen senkrecht zur x-Richtung (Fertigteildecken 1.1 bzw. 1.2) ungünstiger als die Fugen senkrecht zur y-Richtung (Fertigteildecken 1.3 bzw. 1.4). Da die Stützweite in beiden Tragrichtungen gleich groß ist, resultiert die Abweichung in der Durchbiegung lediglich aus der unterschiedlichen Nutzhöhe der Stützbewehrung. In Richtung der kleineren Nutzhöhe (x-Richtung) ist die Biegesteifigkeit in den gerissenen Stützbereichen geringer. Die Belastung muß stärker umgelagert werden als in Richtung der größeren Nutzhöhe (y-Richtung). Die Ausdehnung der gerissenen Stütz- und Feldbereiche wächst (Bild 6 und Bild 7)

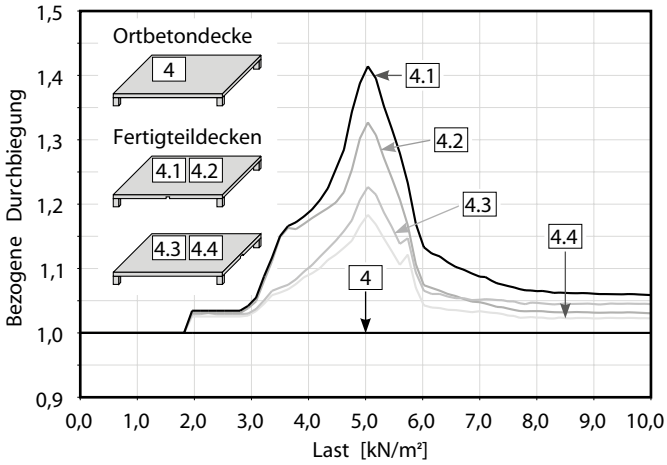


Bild 8. Durchbiegung der Flachdecken bezogen auf die Ortbetonausführung, Stützweite 7,5 m × 7,5 m
Fig. 8. Deflection of flat slabs related to deflection of in-situ concrete slabs, span 7,5 m × 7,5 m

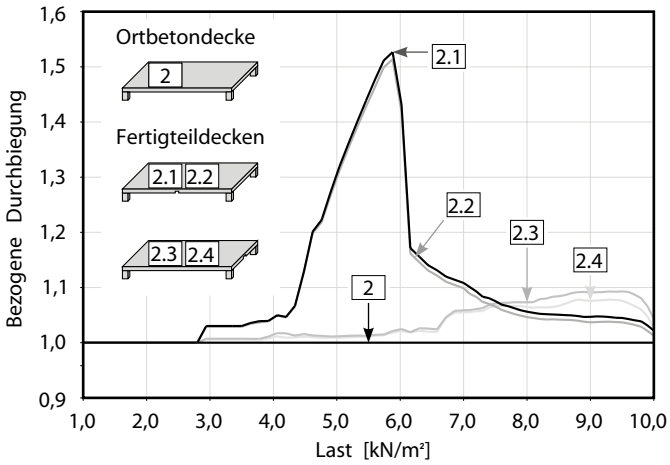


Bild 9. Durchbiegung der Flachdecken bezogen auf die Ortbetonausführung, Stützweite 5 m × 7,5 m
Fig. 9. Deflection of flat slabs related to deflection of in-situ concrete slabs, span 5 m × 7,5 m

und mit ihr auch die Durchbiegung der Flachdecken. Es ist also günstiger, die Elementfugen bei gleicher Stützweite senkrecht zur Tragrichtung mit der größeren Nutzhöhe der Stützbewehrung anzuordnen.

Die Querbewehrung der Fertigteile begrenzt die Rißbreiten und damit die Verformungen.

Die Querbewehrung der Fertigteile wird i. d. R. als konstruktive Mindestbewehrung mit einem Bewehrungsgrad 20 % konzipiert. Beim Nachweis der Biegetragfähigkeit bleibt die Querbewehrung jedoch unberücksichtigt, da sie über den Elementfugen nicht kraftschlüssig gestoßen wird. Für die Durchbiegung ist sie aber aufgrund der Rißbreitenbegrenzung von Bedeutung. Die Zugspannungen in der Feldbewehrung der Ortbetonergänzung werden durch die parallel verlaufende Querbewehrung reduziert. Je höher der Querbewehrungsgrad ist, desto kleiner werden die Rißbreiten und folglich auch die Durchbiegung der Fertigteildecken (Bild 4). Vor allem der maximale Verformungsunterschied von Ortbeton- und Fertigteildecken wird durch die Querbewehrung reduziert. Der Einfluß der Elementfuge ist weniger ausgeprägt, hängt aber von der Stützweite der Decke ab. Mit zunehmender Stützweite werden die Feldmomente und die Ausdehnung der gerissenen Feldbereiche bei gleicher Flächenlast größer. Der Beginn der Rißbildung im Feldbereich der Ortbetondecke ist gegenüber der Fertigteildecke weniger stark verzögert. Der maximale Verformungsunterschied zwischen Ortbeton- und Fertigteildecke bleibt geringer. Gleichzeitig gewinnt die Querbewehrung durch die größere Ausdehnung der gerissenen Feldbereiche an Bedeutung. Die maximale bezogene Durchbiegung wird stärker reduziert (vgl. Bild 4 mit Bild 8).

Bei Decken mit ungleicher Stützweite in beiden Tragrichtungen wird die Belastung vorwiegend über die größere Stützweite abgetragen. Eine Unterbrechung der Haupttragrichtung durch die Elementfugen erscheint deswegen besonders ungünstig. Die rechnerische Durchbiegung bestätigt zunächst diese Theorie. Die Rißbildung im Feld der Haupttragrichtung beginnt aufgrund der Querschnittsschwächung schon bei geringen Flächenlasten. Die Fertigteildecke mit der Elementfuge in der Nebentragrichtung bzw. die Ortbetondecke sind bei gleicher Belastung im Feld kaum bzw. nicht gerissen. Der Unterschied in den Rißzuständen spiegelt sich in der bezogenen Durchbiegung wider. Während die Fertigteildecke mit der Elementfuge in der Nebentragrichtung noch annähernd die gleichen Verformungen aufweist wie die reine Ortbetondecke, sind die Verformungen der Fertigteildecke mit der Elementfuge in der Haupttragrichtung bedeutend größer.

Mit dem Beginn der Rißbildung im Feld der Ortbetondecke reduziert sich aber auch hier der Verformungsunterschied. Die gerissenen Plattenbereiche in der Haupttragrichtung der Ortbeton- und Fertigteildecken werden in ihrer Ausdehnung mit steigender Belastung immer ähnlicher. In der Nebentragrichtung hingegen zeigen die gerissenen Plattenbereiche der Fertigteildecken noch deutliche Unterschiede. Die Decken mit der Elementfuge in der Nebentragrichtung sind sowohl im Feld als auch über der Stütze in wesentlich größeren Bereichen gerissen als die vergleichbare Fertigteildecke mit der Elementfuge in der Haupttragrichtung. Es kommt zur Umkehrung der Verhältnisse. Die Durchbiegung der Flachdecken mit der Elementfuge in der Nebentragrichtung wird größer als die Durchbiegung der Flachdecke mit der Elementfuge in der Haupttragrichtung (Bild 9).

Bis zum Erreichen des Gebrauchslastniveaus nähern sich aber auch in der Nebentragrichtung die gerissenen Bereiche der Fertigteildecken allmählich an. Auch der Unterschied gegenüber der Ortbetondecke wird zunehmend geringer, wie am abfallenden Verlauf der bezogenen Durchbiegung in der Nähe des Gebrauchslastniveaus gut zu erkennen ist (Bild 9).

Weiterführende Informationen zu der Vergleichsstudie sind im Abschlußbericht des Forschungsvorhabens enthalten [6].

5 Fazit

Der Einfluß der Elementfugen auf das Verformungsverhalten der Flachdecken konnte anhand der nichtlinearen Berechnungen eindeutig nachgewiesen werden. Bis zum Gebrauchslastniveau sind die Durchbiegungen der Fertigteildecken größer als die der Ortbetondecke. Der relative Unterschied ist aber geringer als erwartet. Am Kraft-Verformungsverlauf der bezogenen Durchbiegungen konnte gezeigt werden, daß der relative Verformungsunterschied gegenüber der Ortbetondecke belastungsabhängig ist.

Die Fertigteildecken sind im ungerissenen Zustand aufgrund der Querschnittsschwächung im Bereich der Elementfuge weicher als eine Ortbetondecke. Es kommt zur Umlagerung der Belastung in die Feld- und Stützbereiche der betroffenen Tragrichtung und damit zu einer früheren Rißbildung. Die Verformung der Fertigteildecken steigt gegenüber der Ortbetondecken deutlich an.

Mit zunehmender Belastung wird der Unterschied in den Durchbiegungen jedoch maßgeblich reduziert, da auch die Ortbetondecke vermehrt in den Zustand II übergeht. Auf Gebrauchslastniveau verbleibt ein Verformungsunterschied von etwa 5 %. Dieser ist zum einen auf die geringere Biegesteifigkeit der Elementfuge und zum anderen auf die geringere Nutzhöhe der Feldbewehrung in der Ortbetonergänzung zurückzuführen.

Die Querbewehrung der Fertigteile ist für die Durchbiegung aufgrund der Rißbreitenbegrenzung von Bedeutung. Abhängig vom Bewehrungsgrad dämpft sie so den Einfluß der Elementfuge und reduziert die Auswirkungen des großen Randabstandes der Feldbewehrung in der Ortbetonergänzung.

Dank

Die Autoren bedanken sich für die finanzielle Unterstützung der Studie durch die Forschungsvereinigung der Deutschen Beton- und Fertigteilindustrie e.V.

Literatur

[1] *Furche, J.:* Elementdecken im Durchstanzbereich von Flachdecken. In: *Betonwerk + Fertigteiltechnik* 63 (1997), Heft 6, S. 96–104.

[2] *Goldberg, G., Schmitz, M.* und *Land, H.:* Zweiachsige Lastabtragung bei Elementdecken. In: *Betonwerk + Fertigteiltechnik* 59 (1993), Heft 7, S. 86–89.

[3] *Bechert, H.* und *Furche, J.:* Bemessung von Elementdecken mit der Methode der Finiten Elemente. In: *Betonwerk + Fertigteiltechnik* 59 (1993), Heft 5, S. 47–51.

[4] *Land, H.:* Teilfertigdecken – Besondere Punkte der Schnittgrößenermittlung, Bemessung und Konstruktion. In: *Betonwerk + Fertigteiltechnik* 60 (1994), Heft 5, S. 93–95, Heft 6, S. 108–118.

[5] *Herzog, M.:* Vereinfachte Bemessung punktgestützter Platten nach der Plastizitätstheorie. In: *Bautechnik* 77 (2000), Heft 7, S. 945–950.

[6] *Curbach, M.* und *Brückner, A.:* FEM-Studie über Durchbiegung und Tragverhalten von Flachdecken aus Elementplatten. Abschlußbericht, Institut für Massivbau, TU Dresden, Juli 2004.

[7] *Grasser, E.* et al: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. Heft 240 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Berlin: Beuth, 1991.

[8] *Rombach, G.:* Anwendung der Finite-Elemente-Methode im Betonbau – Fehlerquellen und ihre Vermeidung. Berlin: Ernst & Sohn, 2000.

Prof. Dr.-Ing. Manfred Curbach
Manfred.Curbach@mailbox.tu-dresden.de

Dipl.-Ing. Anett Brückner
Anett.Brueckner@mailbox.tu-dresden.de

Technische Universität Dresden
Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Massivbau
01062 Dresden

TRÄGT LASTEN, WIE SONST KEINE.

FILIGRAN®-DURCHSTANZBEWEHRUNG FDB

MIT ÜBERRAGENDEN SCHLAUFEN ZUR HÖCHSTLAST

- Europäische Technische Bewertung ETA 13/0521
- Höchster Durchstanzwiderstand mit Faktor 2,1
- Auch für Ermüdungsbeanspruchung
- Bedienerfreundliche kostenlose Software
- Einfacher Einbau
- Für FILIGRAN®-Decken und Ortbetondecken

FILIGRAN Trägersysteme GmbH & Co. KG
Zappenberg 6 · D-31633 Leese · +49 (0)5761 9225-0 · www.filigran.de

FILIGRAN®
TRÄGERSYSTEME