

**Joints optimized between precast concrete
elements in areas of punching shear**
Elementfugen im Durchstanzbereich optimiert
Reprint | Sonderdruck



**Lattice girder floor slabs – tested application
as a point-supported slab**

**Elementdecken mit Gitterträgern – geprüfte
Anwendung als punktförmig gestützte Platte**

Text: Dr.-Ing. Johannes Furche, Dipl.-Ing. (FH) Ulrich Bauermeister



Bemessungsprogramm
www.filigran.de

ETA-13/0521
nach Eurocode 2

Durchstanzwiderstand
mehr als
verdoppelt

FILIGRAN[®] Durchstanzbewehrung **FDB II**

Mit überragenden Schlaufen zur Höchstlast



Filigran Trägersysteme GmbH & Co. KG
Zappenberg 6 · D-31633 Leese · Tel. 05761/9225-0

www.filigran.de

FILIGRAN TRÄGERSYSTEME

Joints optimized between precast concrete elements in areas of punching shear

Elementfugen im Durchstanzbereich optimiert

Flat slabs are economically manufactured with precast slabs and topped with in-situ concrete. Accurate execution requires detailed planning. In areas of punching shear, the arrangement of the precast slabs and all possible joints between the precast slabs and the column face must be carefully planned. The distance between the precast slab and the column face for the Filigran punching shear reinforcement, based on European approval ETA-13/0521, may not exceed 4 cm. However, the slabs may also be moved all the way up to the column, or may overlap the column by up to 1 cm. In contrast, butt joints between precast slabs must have a width of at least 4 cm. These joints are subsequently filled with concrete to enable the transfer of compressive stresses to the underside of the slabs.

The arrangement of butt joints of this kind in areas of punching shear not only affects the dimensions of the individual slabs and the formwork required at areas of punching shear: changes to the arrangement of joints also affect the possible position of the individual elements of the punching shear reinforcement. Furthermore, these are subject to approved distances. The arrangement of the joints and the individual reinforcement elements must therefore be coordinated already in the planning phase.

Bilingual design program

For verifying Filigran slabs in areas of punching shear, the new ProFi 4.0 design program allows planners to vary the arrangement of butt joints at columns. Joints may be designed

independently of each other for both main directions of the slab: this applies not only to joints running centrally toward a column, but also to joints running along extensions of the side faces of columns. In

Flachdecken werden wirtschaftlich mit Fertigteilplatten und Aufbetonschicht erstellt. Eine sichere Ausführung erfordert eine genaue Planung. Im Durchstanzbereich sind die Anordnung der Fertigteilplatten und möglicher Fugen

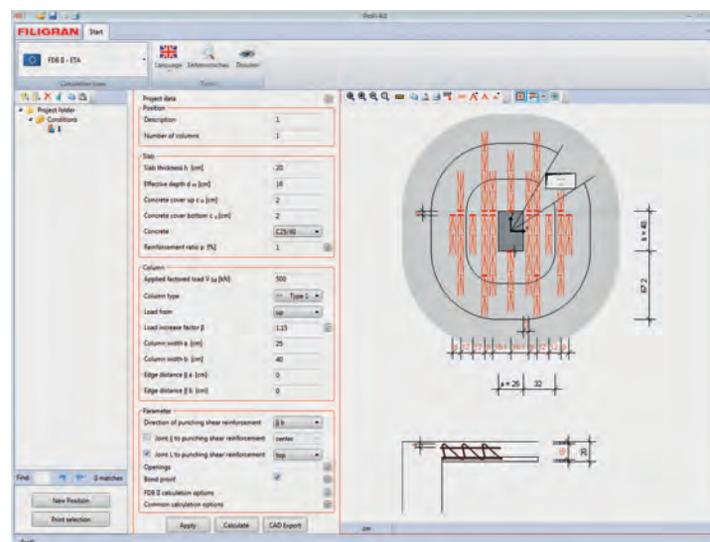


Figure: Filigran Trägersysteme

this way, skillful arrangement of the joints at the column edge can reduce the complexity of the formwork required for an individual precast slab. The ProFi 4.0 design program will in any case arrange the reinforcing elements in the respective slabs in conformity with the approval. This also applies where blockouts in the punching shear area are unavoidable. The program verifies the required punching shear reinforcement in accordance with the applicable approval. The same applies to variations in the direction of reinforcement, in the arrangement of joints, and in blockouts.

The design program is bilingual and can be switched back and forth between English and German. ProFi 4.0 is available to every planner free of charge at www.filigran.de.

zwischen den Fertigteilplatten und der Stütze sorgfältig zu planen. Der Abstand zwischen den Fertigteilplatten und dem Stützenrand darf nach europäischer Zulassung ETA-13/0521 für die Filigran-Durchstanzbewehrung maximal 4 cm betragen. Die Platten dürfen jedoch auch bis an die Stütze herangeführt oder bis zu 1 cm aufgelegt werden. Im Gegensatz dazu müssen Stoßfugen zwischen Fertigteilplatten mindestens 4 cm breit sein. Diese werden später mit Beton gefüllt, um Druckspannungen an der Plattenunterseite übertragen zu können.

Die Anordnung solcher Stoßfugen im Durchstanzbereich beeinflusst nicht nur die Abmessung der einzelnen Platten und deren Schalungsaufwand im Bereich der Stütze. Die Änderung einer Fugenanordnung beeinflusst auch die mögliche Lage der einzelnen Elemente der

Durchstanzbewehrung. Und für diese gelten zulässige Abstände. Die Anordnung der Fugen und der einzelnen Bewehrungselemente sind daher bereits bei der Planung aufeinander abzustimmen.

Zweisprachiges Bemessungsprogramm

Das neue Bemessungsprogramm ProFi 4.0 für den Nachweis von Durchstanzbereichen der Filigran-Decken erlaubt dem Planer die Anordnung der Stoßfugen im Bereich der Stütze zu variieren. Sowohl

ProFi 4.0: Arrangement of a butt joint at the column face

ProFi 4.0: Anordnung einer Stoßfuge am Stützenrand

mittig auf die Stütze zulaufende Fugen als auch Fugen in Verlängerung der Stützensenkenfläche sind für beide Hauptrichtungen der Platte unabhängig voneinander planbar. So kann durch geschickte Fugenanordnung am Rand einer Stütze der Schalungsaufwand einzelner Fertigteilplatten reduziert werden. Das Bemessungsprogramm ProFi 4.0 ordnet in jedem Fall die Bewehrungselemente zulassungskonform in den jeweiligen Platten an. Dieses gilt auch, wenn Aussparungen im Durchstanzbereich unvermeidbar sind. Den Nachweis der erforderlichen Durchstanzbewehrung führt das Programm nach geltender Zulassung. Dieses gilt auch bei Variation der Bewehrungsrichtung, der Fugenanordnung oder der Aussparungen.

Das Bemessungsprogramm ist zweisprachig und kann zwischen Englisch und Deutsch umgeschaltet werden. ProFi 4.0 steht jedem Planer kostenlos unter www.filigran.de zur Verfügung.

CONTACT

Filigran Trägersysteme
GmbH & Co. KG
Zappenberg 6
31633 Leese/Germany
☎ +49 5761 92250
u.bauermeister@filigran.de
➔ www.filigran.de

On the basis of experimental examinations, the load-bearing behavior and dimensioning concept of lattice girder floor slabs as a point-supported slab is illustrated. Flat slabs with FDB II Filigran punching shear reinforcement show an increased punching shear resistance in comparison with other punching shear systems, and they are resilient to geometrical deviations of the precast concrete components from the reference position in the area of punching shear.

Ausgehend von experimentellen Untersuchungen werden das Tragverhalten und das Bemessungskonzept von Elementdecken mit Gitterträgern als punktförmig gestützte Platte erläutert. Flachdecken mit Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II zeigen im Vergleich mit anderen Durchstanzsystemen einen erhöhten Durchstanzwiderstand und sind robust gegenüber geometrischen Abweichungen der vorgefertigten Betonbauteile im Durchstanzbereich von der Solllage.

Lattice girder floor slabs – tested application as a point-supported slab

Elementdecken mit Gitterträgern – geprüfte Anwendung als punktförmig gestützte Platte

Text: Dr.-Ing. Johannes Furche, Dipl.-Ing. (FH) Ulrich Bauermeister

To verify the load-bearing capacity of buildings or structural components, the planning engineer uses engineering models. These are secured – in particular in the case of construction with reinforced concrete – by tests with structural components before they can be used in practice with sufficient safety. With flat slabs, experimental examinations of the punching shear resistance are the norm. Moreover, if the ceilings are manufactured from precast slabs with a layer of in-situ concrete, tests on such precast floor slabs are necessary. In this case the planning engineer can rely on the reliability of the design and the dimensioning approach.

On the basis of experimental examinations, the load-bearing behavior and dimensioning concept of lattice girder floor slabs as a point-supported slab is illustrated. Precast floor slabs consist of prefabricated, thin reinforced concrete slabs and a layer of in-situ concrete. Therefore, the tests must take into account both butt joints between the individual prefabricated slabs and

Der planende Ingenieur nutzt zum Nachweis des Tragwiderstands von Gebäuden oder Bauteilen ingenieurtechnische Modelle. Diese werden insbesondere im Stahlbetonbau durch Bauteilversuche abgesichert, bevor sie in der Praxis mit ausreichender Sicherheit angewendet werden können. Bei Flachdecken sind experimentelle Untersuchungen zum Durchstanzwiderstand üblich. Werden darüber hinaus die Decken aus Fertigteilplatten mit Ortbetonschicht erstellt, sind Versuche an solchen Elementdecken notwendig. In diesem Fall kann sich der planende Ingenieur auf die Zuverlässigkeit der Konstruktion und des Bemessungsansatzes verlassen.

Ausgehend von experimentellen Untersuchungen werden das Tragverhalten und das Bemessungskonzept von Elementdecken mit Gitterträgern als punktförmig gestützte Platte erläutert. Elementdecken bestehen aus vorgefertigten dünnen Stahlbetonplatten und einer Ortbetonschicht. Daher sind in den Versuchen sowohl Stoßfugen zwischen den einzelnen Fertigteilplatten als auch die Verbundfuge zwischen Fertigteilplatte und dem Aufbeton zu berücksichtigen. Daraus leiten sich Empfehlungen für die Konstruktion ab.

2. Elementdecken mit Gitterträgern

Elementdecken werden aus einzelnen vorgefertigten dünnen Stahlbetonplatten, die für die Transport- und Montagezustände durch Gitterträger verstärkt sind, und einer Ortbetonschicht hergestellt [1]. Im Endzustand der fertigen Decke dienen die Gitterträger auch als Querkraftbewehrung und als Biegezugbewehrung.

In einachsiger gespannten Elementdecken enthalten die Fertigteilplatten üblicherweise die komplette Biegezugbewehrung und eine konstruktive Querbewehrung. Letztere wird über den Fugen benachbarter Platten gestoßen.

1
Lattice girder floor slab

Elementdeckenplatte mit Gitterträger



Figure: Filigran

the composite joint between the precast slab and the in-situ concrete topping. The recommendations for the design are derived from this.

2. Lattice girder floor slabs

Precast floor slabs are manufactured from individual, prefabricated, thin reinforced concrete slabs, which are reinforced for the transport and assembly states by lattice girders, and a layer of in-situ concrete [1]. In the final state of the finished ceiling, the lattice girders function both as shear force reinforcement and flexural reinforcement.

In single-axis stressed precast floor slabs, the precast slabs normally contain the complete flexural reinforcement and a structural transverse reinforcement. The latter are butt-jointed via the joints of neighboring slabs.

3. Two-axis stressed precast floor slabs

Precast floor slabs are also used as two-axis stressed ceilings. In this case the flexural reinforcement for one reinforcement direction normally lies in the precast slab and the reinforcement for the second stress direction is laid on the precast slab on site (Fig. 2). Precast floor slabs are also manufactured as flat slabs.

In principle, the load-bearing behavior of precast floor slabs as composite components corresponds to that of pure in-situ floor slabs. With a verified transmission of shear force in the joint between the precast slab and the in-situ layer, a changed elevation of the flexural reinforcement and possibly butt joints between the precast slabs remain as special features of the precast floor slab.

The open butt joints on the underside of the ceiling can be considered to have an influence on the load-bearing behavior of the ceiling in the breaking state if compressive forces act perpendicularly to the joint. Therefore butt joints are to be avoided or filled with concrete in the punching



Figure: Flüggran

3. Zweiachsig gespannte Elementdecke

Elementdecken werden auch als zweiachsig gespannte Decken eingesetzt. In diesem Fall liegt üblicherweise die Biegezugbewehrung einer Bewehrungsrichtung in der Fertigteilplatte und die Bewehrung der zweiten Spannrichtung wird auf den Fertigteilplatten vor Ort verlegt (Abb. 2). Elementdecken werden auch als Flachdecke ausgeführt.

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

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 Be-

2

Laying the second reinforcement layer in two-axis stressed precast floor slabs

Verlegen der zweiten Bewehrungslage bei zweiachsig gespannten Elementdecken

3

Crack patterns on the underside of two-axis stressed precast floor slabs [3]: a) Butt joints outside the torsion area; b) Butt joints inside the torsion area

Rissbilder an der Unterseite von zweiachsig gespannten Elementdecken [3]: a) Stoßfugen außerhalb des Drillbereichs; b) Stoßfugen im Drillbereich

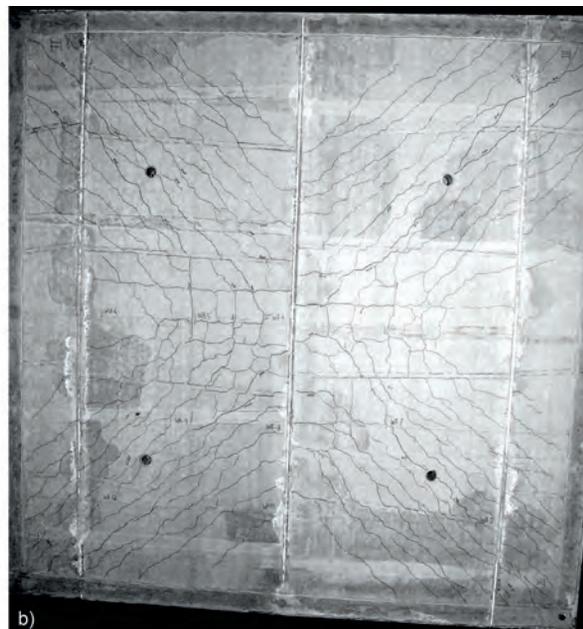
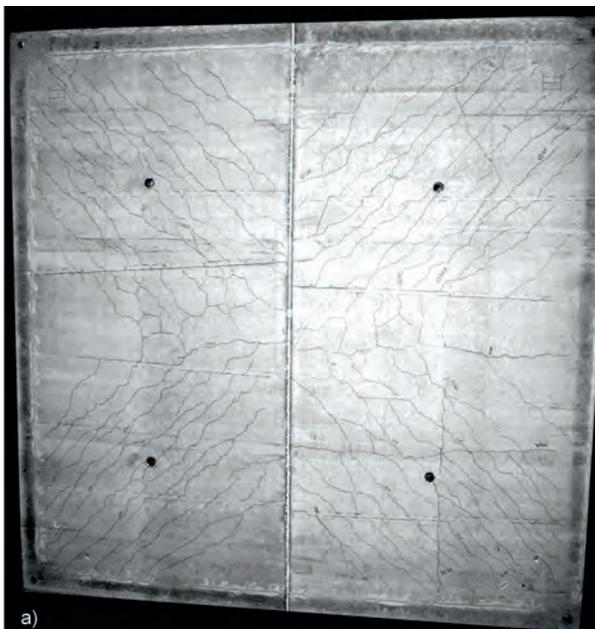


Figure: TU Kaiserslautern/Gröning

4

Lattice girder next to butt joints in the torsion area

Gitterträger neben Stoßfugen im Drillbereich

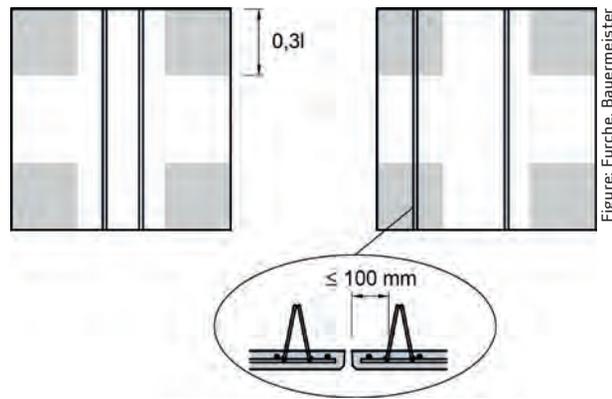


Figure: Furche, Bauermeister

shear area and in the area of negative moments. If the compressive force components on the underside of the slab perpendicular to the joint are generated exclusively as a result of oblique main compressive stresses (torsional moments), the influence of the butt joints on the overall load-bearing behavior of the slab is subordinate. This is proven by component tests by Schiessl [2], in which element joints were also located in the torsion area. Accordingly the local torsional rigidity is reduced to a limited extent by the butt joints, but the load-bearing behavior of the complete slab is practically uninfluenced.

Similar component tests as carried out by Schiessl [2] on square precast floor slabs were also carried out by Gröning [3] in 2012. He tested three slabs on articulated supports, each with spans of 4 meters. The slabs differ by the location of the element joints and location of the upper torsion reinforcement in the slab corners. In the two slabs with butt joints in the torsion area, lattice girders were located at a distance of around 10 cm to the butt joints. A ductile load-bearing behavior of the two-axis stressed precast slabs with in-situ concrete topping is seen, even if there are vertical joints in the torsion area of the slab. The two-axis load distribution was confirmed by the crack

reich negativer Momente Stoßfugen zu vermeiden oder auszubetonieren. Werden Druckkraftkomponenten an der Plattenunterseite senkrecht zur Fuge ausschließlich infolge schiefer Hauptdruckspannungen erzeugt (Drillmomente), ist der Einfluss der Stoßfugen auf das Gesamttragverhalten der Platte untergeordnet. Das 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 sie 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 jeweils 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 rund 10 cm zu den Stoßfugen Gitterträger angeordnet. Es zeigte sich ein duktiler Tragverhalten der zweiachsig gespannten Fertigteilplatten mit Ortbetonerfüllung auch dann, wenn sich vertikale Fugen im Drillbereich der Platte befinden. Der zweiachsige Lastabtrag wurde durch die Rissbilder (Abb. 3) bestätigt. Diagonale Risse auf der Plattenunterseite verlaufen nahezu ungestört über die Elementfuge auch im Eckbereich hinweg (Abb. 3b). Das Gesamttragverhalten der Platte wird nur geringfügig von den vertikalen Elementfugen im Drillbereich beeinflusst, wenn zusätzlich Gitterträger im Randbereich eingebaut werden.

Nach Eurocode 2, 10.9.3(NA15) [4] darf die günstige Wirkung der Drillsteifigkeit bei der Schnittgrößermittlung berücksichtigt werden, wenn sich innerhalb des Drillbereiches von 0,31 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 (Abb. 4). Die Aufnahme der Drillmomente ist nachzuweisen. In Elementdecken werden als Verbundbewehrung Gitterträger angeordnet. Bei unregelmäßigen Grundrissen kann die Lage von „Drillbereichen“, das heißt Plattenbereichen mit Druckspannungskomponenten senkrecht zur Stoßfuge, nicht immer einfach zugeordnet werden. In solchen Decken empfiehlt sich die randnahe Anordnung der Gitterträger in allen Fertigteilplatten.

Über die Regelungen zur Drillsteifigkeit hinaus erlaubt der nationale Anhang [4] zum Eurocode 2 in 5.1.1 (NA.13) für die Ermittlung der Plattenschnittgrößen grundsätzlich

5

Maximum height spacing of the reinforcement when calculating as an isotropic slab [6]

Maximaler Höhenabstand der Bewehrung bei Berechnung als isotrope Platte [6]

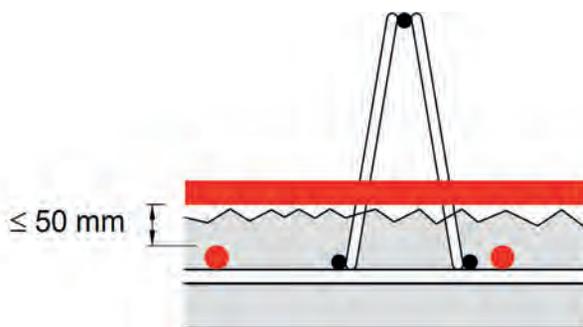


Figure: Furche, Bauermeister

6

Increase in the punching shear resistance in relation to the punching shear system

Erhöhung des Durchstanzwiderstands abhängig vom Durchstanzsystem

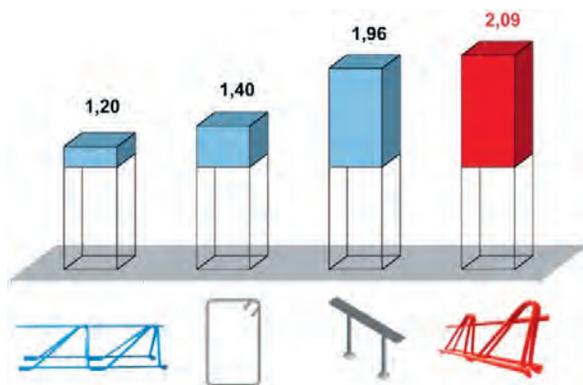


Figure: Furche, Bauermeister

patterns (Fig. 3). Diagonal cracks on the underside of the slab run virtually without interruption beyond the element joint even in the corner area (Fig. 3b). The overall load-bearing behavior of the slab is influenced only slightly by the vertical element joints in the torsion area if additional lattice girders are installed in the edge area.

According to Eurocode 2, 10.9.3(NA15) [4], the favorable effect of the torsional rigidity may be taken into account in determining the action effect if there are no butt joints in the precast slab within the torsion area of 0.31 from the corner or if the joint is secured by a composite reinforcement at a distance of at least 100 mm from the edge of the joint (Fig. 4). The absorption of the torsional moments is to be proven. Lattice girders are arranged in precast floor slabs as composite reinforcements. With irregular floor plans, the position of “torsion areas”, i.e. slab areas with compressive stress components perpendicular to the butt joint, cannot always be simply assigned. In such ceilings it is recommended to arrange the lattice girders near the edge in all precast slabs.

Beyond the regulations for torsional rigidity, section 5.1.1 (NA.13) of the national annex [4] to Eurocode 2 allows in principle the ansatz of equal rigidities in both directions for the determination of the slab action effect if the height distance between the longitudinal reinforcement and the associated transverse reinforcement does not exceed 50 mm (Fig. 5). The maximum value of one tenth of the static height additionally mentioned in book 600 [5] can be used with thicker ceilings, but is not usually used with the normal thicknesses of precast floor slabs.

The action effect determination for the verification of the load-bearing capacity of lattice girder floor slabs

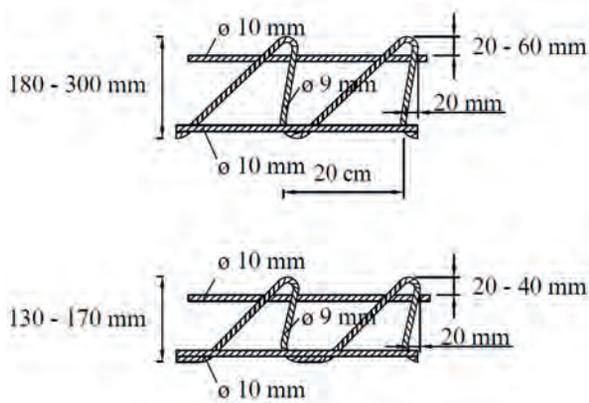


Figure: Filigran

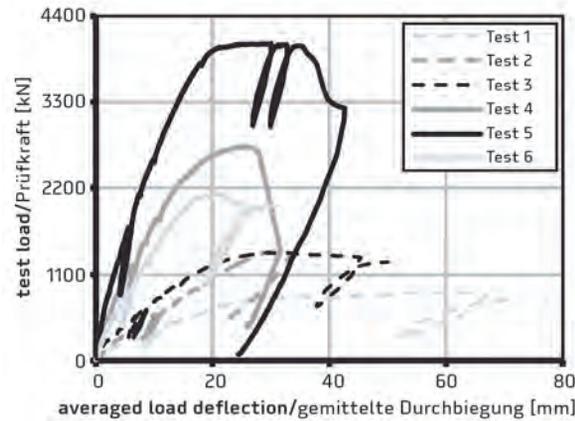


Figure: Siburg, Hegger, Furche, Bauermeister

den Ansatz gleicher Steifigkeiten in beiden Richtungen, wenn der Abstand der Längsbewehrung zur zugehörigen Querbewehrung in der Höhe 50 mm nicht überschreitet (Abb. 5). Der in Heft 600 [5] zusätzlich genannte Maxi-

7

Slender punching shear reinforcement FDB II according to [11]

Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II nach [11]

8

Load-deflection curves in punching shear tests with the FDB II punching shear reinforcement according to [10]

Last-Durchbiegungskurven in Durchstanzversuchen mit der Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II nach [10]

9

Test specimen with horizontal composite joint [10]

Versuchskörper mit horizontaler Verbundfuge [10]

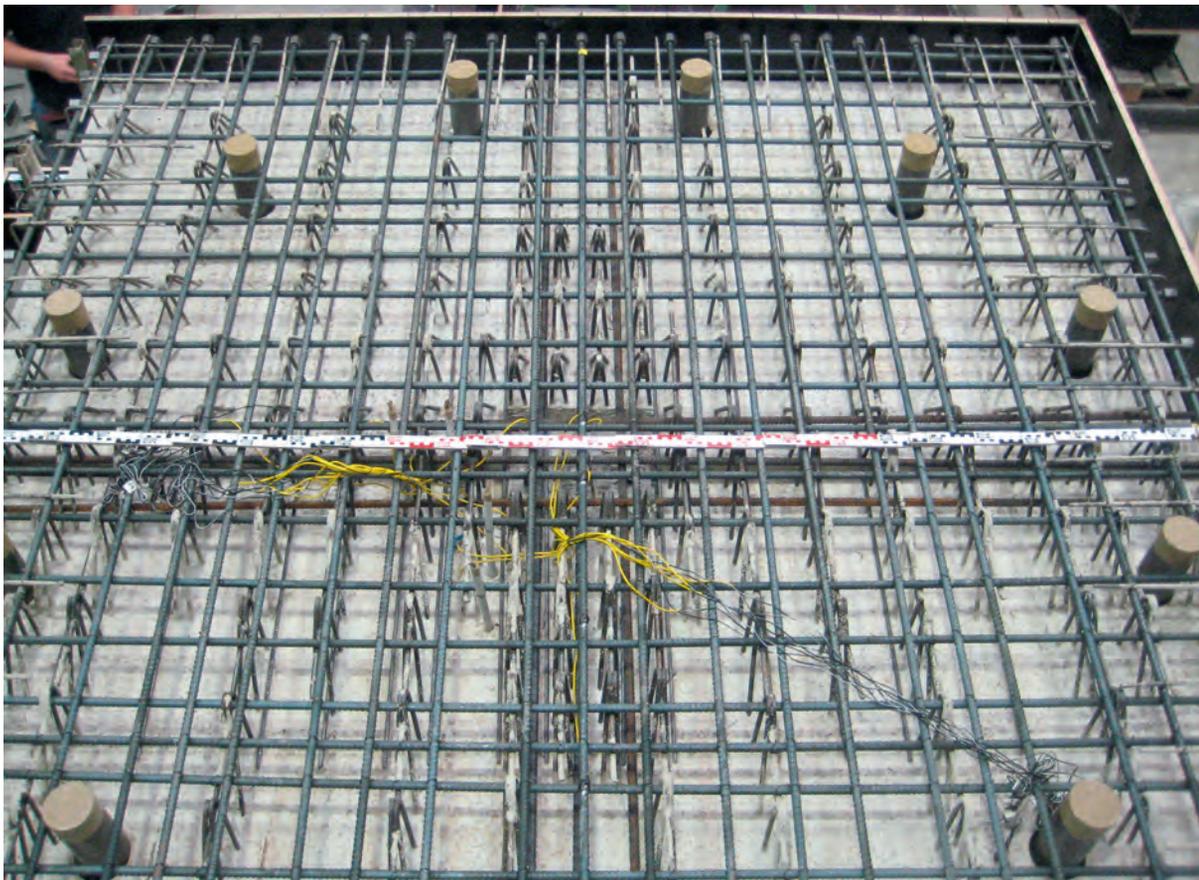


Figure: Siburg, Hegger, Furche, Bauermeister

Crack pattern in sawn section of the test specimen [10]

Rissbild im Sägeschnitt der Versuchskörper [10]

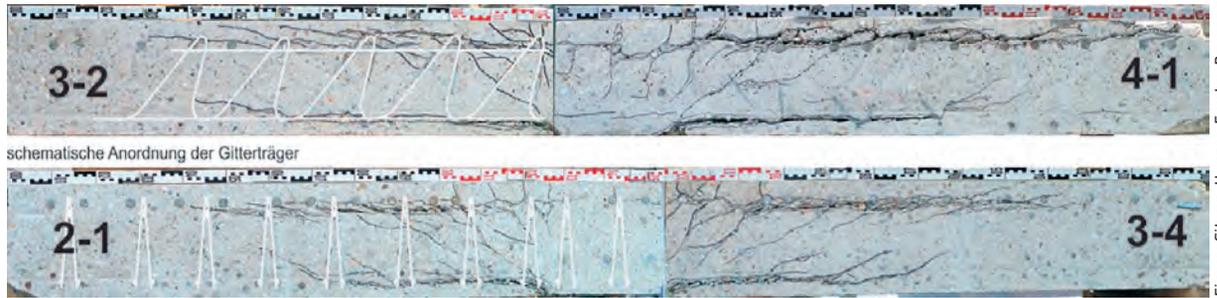


Figure: Siburg, Hegger, Furcher, Bauermeister

can thus generally be determined in the same way as for in-situ floor slabs. This is valid for linear-elastic calculations with and without redistribution of moments and thus for the dimensioning methods commonly used in practice to date. The current approvals for lattice girders such as [7], for example, exclude the use of the plasticity theory and other non-linear methods on account of a lack of experience.

4. Punching shear capacity behavior of precast floor slabs

4.1. Initial punching shear tests and dimensioning concept

High shear forces act in the area of point support, which can lead to truncated cone-shaped concrete breakouts in the ceiling. Resistance to such punching shear failure can be increased through the use of shear reinforcement. Suitable lattice girders can be used for this.

Initial tests of the punching shear behavior of precast floor slabs were performed 20 years ago [8] and led to the first controlled use of lattice girders according to [7] as punching shear reinforcement. In later tests with special lattice girders as punching shear reinforcement, higher punching shear resistances of the slabs were achieved [9]. The currently highest punching shear resistances are guaranteed with the optimized FDB II slender punching shear reinforcement [10]-[11].

The different punching shear resistances of various reinforcement systems are defined by an increase factor α_{max} according to equation (1). The factor is referenced to the resistance of a reinforced concrete slab without punching shear reinforcement according to equation (2). **Figure 6** shows, from left to right, increase factors for lattice girders according to approval [7], brackets according to standard [4], double headed studs according to approval [12] and special FDB II slender punching shear reinforcement

malwert 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 wie zum Beispiel [7] schließen aufgrund mangelnder Erfahrung die Anwendung der Plastizitätstheorie und anderer nichtlinearer Verfahren aus.

4. Durchstanztragverhalten von Elementdecken

4.1. Erste Durchstanzversuche und Bemessungskonzept

Im Bereich der punktuellen Unterstüzungen wirken hohe Querkräfte, die zu kegelstumpfförmigen Betonausbrüchen in der Decke führen können. Der Widerstand gegen ein solches Durchstanzversagen kann durch den Einsatz einer Schubbewehrung erhöht werden. Hierzu können geeignete Gitterträger eingesetzt werden.

Erste Versuche zum Durchstanzverhalten von Elementdecken wurden bereits vor 20 Jahren durchgeführt [8] und führten zur ersten geregelten Anwendung von Gitterträgern nach [7] als Durchstanzbewehrung. In späteren Versuchen mit speziellen Gitterträgern als Durchstanzbewehrung wurden höhere Durchstanzwiderstände der Platten erreicht [9]. Mit der optimierten Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II werden aktuell höchste Durchstanzwiderstände gewährleistet [10]-[11].

Die unterschiedlich hohen Durchstanzwiderstände verschiedener Bewehrungssysteme werden definiert durch einen Erhöhungsfaktor α_{max} nach Gleichung (1). Der Faktor bezieht sich auf den Widerstand einer Stahlbetonplatte ohne Durchstanzbewehrung entsprechend Gleichung (2). **Abbildung 6** zeigt von links nach rechts Erhöhungsfaktoren für Gitterträger nach Zulassung [7], Bügel nach Norm [4], Doppelkopfbolzen nach Zulassung [12] und spezielle Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II nach Zulassung [11]. Für die Festlegung der Erhöhungsfaktoren für Gitterträger und für die FDB II wurden Versuche an Elementdecken zugrunde gelegt (s. Abschnitt 4.2).

$$v_{Rd,max} = \alpha_{max} \cdot v_{Rd,c} \tag{1}$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \tag{2}$$

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

α_{max} Erhöhungsfaktor bei Einsatz einer Durchstanzbewehrung

Arrangement of a precast slab with FDB II slender punching shear reinforcement directly at the edge of the column, test according to [10]

Anordnung einer Fertigteilplatte mit Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II direkt am Stützenrand, Versuch nach [10]

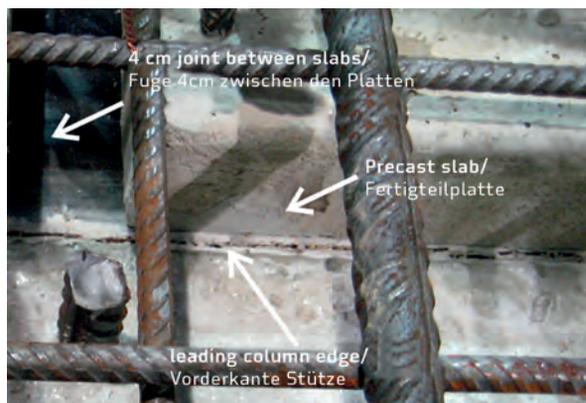


Figure: Siburg, Hegger, Furcher, Bauermeister

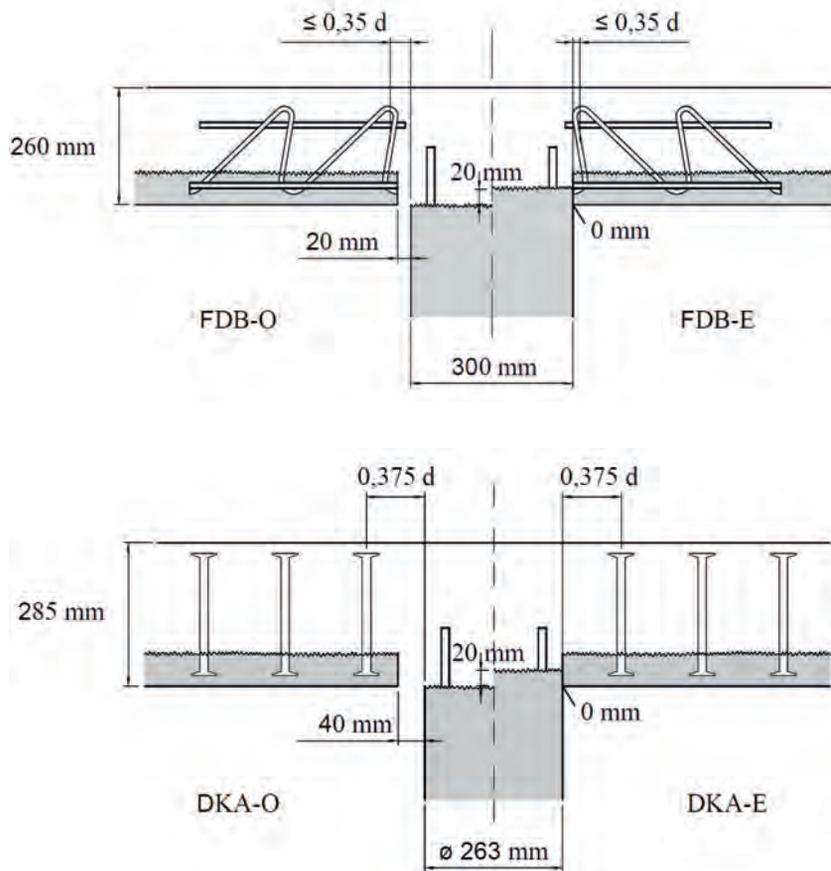


Figure: Filigran

12

Arrangement of precast slabs and punching shear reinforcement in reference tests (designation O) and supplementary tests (designation E): a) with FDB II slender punching shear reinforcement; b) with double-head anchor (DKA) as punching shear reinforcement

Anordnung von Fertigteilplatten und Durchstanzbewehrung in Referenzversuchen (Bezeichnung O) und Ergänzungsversuchen (Bezeichnung E): a) mit Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II; b) mit Doppelkopfancker (DKA) als Durchstanzbewehrung

Figure: Filigran

ment according to approval [11]. The determination of the increase factor for lattice girders and for the FDB II was based on tests on precast floor slabs (see section 4.2).

$$V_{Rd,max} = \alpha_{max} \cdot V_{Rd,c} \quad (1)$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \quad (2)$$

$V_{Rd,max}$ Maximum punching shear resistance in the critical section (distance $2d$ from edge of column) of slabs with punching shear reinforcement

α_{max} Increase factor when using a punching shear reinforcement

$V_{Rd,c}$ Punching shear resistance in the critical section of slabs without punching shear reinforcement

ρ_l Degree of longitudinal reinforcement

f_{ck} characteristic concrete compressive strength

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

ρ_l Längsbewehrungsgrad

f_{ck} charakteristische Betondruckfestigkeit

Weitere Erläuterungen siehe [4] und [11].

4.2. Versuche mit Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II

Für den Einsatz in Flachdecken wurde in [10] eine spezielle Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II (Abb. 7) vorgestellt und mit [11] bauaufsichtlich zugelassen. Diese Bewehrung zeichnet sich dadurch aus, dass die oberen Schlaufen in die Lage der oberen Biegezugbewehrung eingreifen und die Diagonalen zwei unterschiedliche aber gleichgerichtete Neigungen aufweisen.

In Bauteilversuchen wurde das Trag- und Verformungsverhalten der Stütze-Decken-Knoten untersucht. Der Durchstanzwiderstand bei Einsatz dieser Bewehrung kann danach auf das 2,09-fache von Platten ohne Durchstanzbewehrung gesteigert werden ($\alpha_{max} = 2,09$ in Gleichung (1)). Der Erhöhungsfaktor wurde, wie auch für andere Systeme, auf der Grundlage von Bauteilversuchen als 5%-Quantilwert festgelegt.

Bei getesteten Plattendicken von 18 cm bis 36 cm und variierenden Parametern wurde ein duktiles Tragverhalten beobachtet [10]. Die Durchbiegungen konnten ohne größere Lastabfälle über die bei Höchstlast erreichten Durchbiegungswerte hinaus gesteigert werden (Abb. 8).

Die Durchstanzversuche mit der Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II wurden an Elementdecken mit horizontaler Verbundfuge durchgeführt (s. Abb. 9). Die Filigran-Durchstanzbewehrung wirkte auch als Verbundbewehrung.

Die Bauteilversuche mit der Filigran-Durchstanzbewehrung

See [4] and [11] for further explanations.

4.2. Test with FDB II slender punching shear reinforcement

For use in flat slabs a special slender punching shear reinforcement FDB II (Fig. 7) was presented in [10] and approved by the building authority with [11]. This reinforcement is distinguished by the fact that the upper loops engage in the layer of the upper flexural reinforcement and the diagonals have two different inclinations which, however, are aligned in the same direction.

The load-bearing and deformation behaviors of the column-floor slab nodes were investigated in the component tests. The punching shear resistance when using this reinforcement can accordingly be increased to 2.09 times that of slabs without punching shear reinforcement ($\alpha_{max} = 2.09$ in equation (1)). Like other systems,

Load-deformation curves according to [13] with comparison values according to [14]

Last-Verformungskurven nach [13] mit Vergleichswerten nach [14]

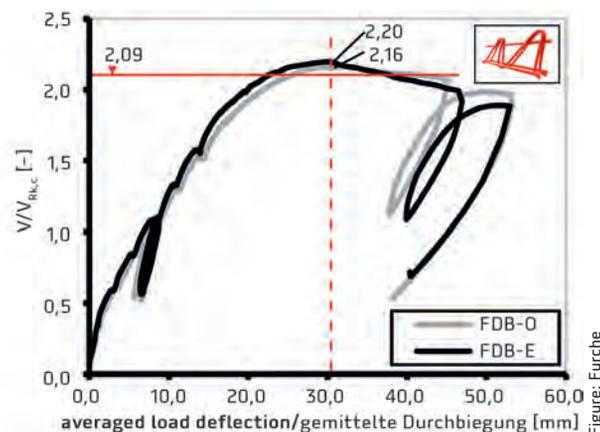
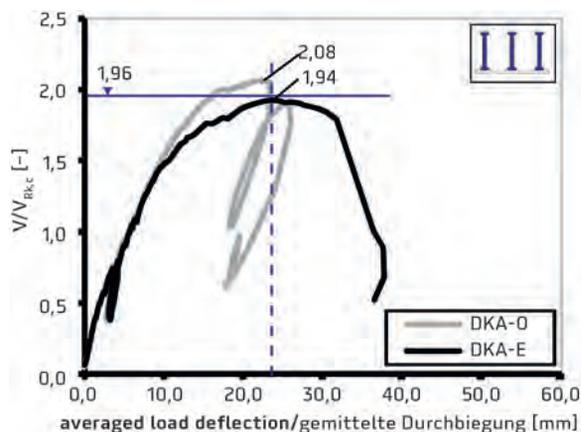


Figure: Furtche

the increase factor was set to a 5% quantile value on the basis of structural component tests.

A ductile load-bearing behavior was observed with slab thicknesses from 18 to 36 cm and varying parameters [10]. It was possible without larger load drops to increase the deflections beyond the deflection values states reached at the maximum load (Fig. 8).

The punching shear tests with the FDB II slender punching shear reinforcement were carried out on precast floor slabs with a horizontal composite joint (see Fig. 9). The slender punching shear reinforcement also acts as a composite reinforcement.

The component tests with the FDB II slender punching shear reinforcement were carried out on precast floor slabs and thus cover possible influences due to the composite joint (see Fig. 9) as well as joints between precast slabs and between them and the column.

The surfaces of the precast slabs were not mechanically roughened. Sawed sections through the test specimens (see Fig. 10) following the tests showed no initiation of failure cracks through the smooth composite joint.

In the tests, a 4 cm-wide butt joint was additionally arranged between the precast slabs and filled with concrete together with the in-situ concrete. In addition, the distances of the precast slabs to the edge of the column were purposefully varied. Versions were tested with around 1 cm bedding of the precast slabs on the column, with the slabs brought directly up to the columns and with small gaps of up to 2 cm in front of the column. Figure 11 shows a precast slab brought directly up to the edge of the column. With such a version, the approx. 5 cm high, smooth end face of the precast slab lies in the plane of the lateral surface of the column. In the case of a vertical shear surface, such an arrangement presumably represents an unfavorable case. This was not confirmed in the tests. The punching shear resistances obtained lay within the scope of normal test variance, irrespective of the distance of the precast slabs to the column.

4.3. Comparison tests

In the normal case, columns are concreted before the manufacture of the ceiling. Depending on the manufacturing accuracy, the upper side of the prefabricated column can be at the height of the underside of the

slab FDB II wurden an Elementdecken durchgeführt und decken damit mögliche Einflüsse durch die Verbundfuge (s. Abb. 9) sowie durch Fugen zwischen Fertigteilplatten und zwischen diesen und der Stütze ab.

Die Oberfläche der Fertigteilplatten wurde nicht mechanisch aufgeraut. Sägeschnitte der Versuchskörper (s. Abb. 10) nach den Versuchen zeigten keine Initiierung von Versagensrissen durch die glatte Verbundfuge.

In den Versuchen wurden zusätzlich 4 cm breite Stoßfugen zwischen den Fertigteilplatten angeordnet und zusammen mit dem Ortbeton ausbetoniert. 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. Abbildung 11 zeigt eine Fertigteilplatte, die 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 Stützensenkenfläche. 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.

4.3. Vergleichsversuche

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 betonierete Stütze in die spätere Decke ein. Der Einfluss einer solchen Stützeineindringung auf den Durchstanzwiderstand wird unterschiedlich beurteilt. Während der Eurocode 2 [4] diesen Aspekt nicht behandelt, ist beim Durchstanznachweis zum Beispiel nach Schweizer Bemessungsnorm die statische Deckenhöhe um die Stützeineindringung zu reduzieren. Der Ansatz einer reduzierten statischen Höhe geht davon aus, dass ein Durchstanzkegel an der oberen Stützenkante endet. Dieser Ansatz ist nicht experimentell bestätigt und 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

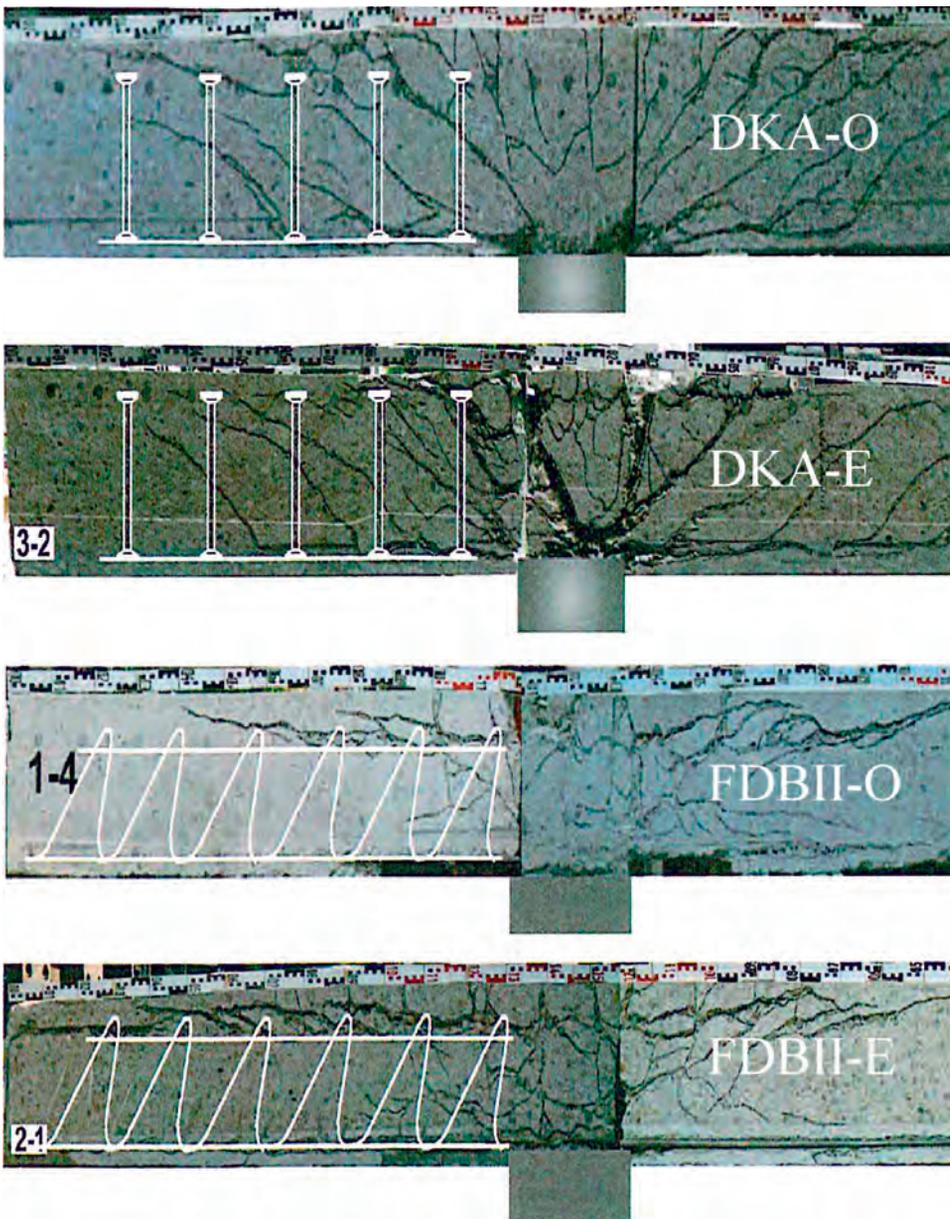
ceiling or deviate from this plane. Irrespective of the method of manufacturing the ceiling (in-situ concrete or precast floor slab), a column that was concreted too high integrates into the subsequent ceiling. The influence of such a column penetration on the punching shear resistance is judged differently. Whereas the Eurocode 2 [4] does not deal with this aspect, the ceiling height must be reduced by the column penetration in the case of punching shear verification according to the Swiss dimensioning standard, for example. The ansatz of a reduced static height assumes that a punching shear cone ends at the upper edge of the column. This ansatz has not been proven experimentally and possibly lies on the safe side, in particular for slabs with punching shear reinforcement. On the other hand, an annular gap may result in the case of precast floor slabs with a column that has been concreted too high. Such a gap in the pressure zone could have an unfavorable effect on the punching shear behavior.

In addition, therefore, the load-bearing behavior in the case of columns concreted too high at the same time was examined experimentally. For precast floor slabs with double headed studs (e.g. according to [12]) as punching

und Stütze ergeben. Ein solcher Spalt in der Druckzone könnte sich ungünstig auf das Durchstantragverhalten auswirken.

Ergänzend wurde daher das Tragverhalten bei gleichzeitig zu hoch betonierter Stütze experimentell untersucht. Zudem stellte sich für Elementdecken mit Doppelkopfbolzen (z. B. nach [12]) als Durchstanz- und Verbundbewehrung die Frage, ob auch in diesem Fall ein Heranführen der Fertigteilplatten bis an die Stütze unkritisch ist.

In [10] 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 (Abb. 12 a, links). In [13] 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 (Abb. 12 b, links). Diese beiden Versuche dienten jeweils als Referenzversuch für Ergänzungsversuche [13], in denen die Fertigteilplatten direkt an 2 cm zu hoch betonierten Stützen geführt wurden. Abbildung 12 zeigt die Anordnungen im Vergleich. Die Filigran-Durchstanzbewehrung wurde direkt am Rand



14
Crack pattern in sawn section of the test specimen, extract from [13]
Rissbilder im Sägeschnitt der Versuchskörper, Auszug aus [13]

shear and composite reinforcement, the question additionally arises as to whether in this case the bringing of the precast slabs up to the column is non-critical.

In [10], a punching shear test is described with the FDB II slender punching shear reinforcement on a 26 cm-thick precast floor slab in which the distance of the precast slabs to the edge of the column was 2 cm and the top edge of the column was at the same height as the underside of the slab (Fig. 12 a, left). In [13] a punching shear test is described with double headed studs as punching shear reinforcement on a 28.5 cm-thick slab in which the distance of the precast components to the column was 4 cm (Fig. 12 b, left). These two tests each served as reference tests for supplementary tests [13] in which the precast slabs were brought directly up to columns that had been concreted 2 cm higher. Figure 12 shows the arrangements in comparison. The slender punching shear reinforcement was arranged directly at the edge of the precast slab in order to keep to the maximum distance of the center of gravity of the bar from the edge of the column of $0.35 d$. The double-head anchors close to the column were positioned at a larger distance of $0.375 d$ from the column edge, which lies within the permissible range of $0.35 d$ to $0.5 d$ [12].

The four punching shear tests were carried out on the same test setup. In all four tests, 4 cm-wide butt joints between the precast slabs were filled with concrete when applying the in-situ concrete topping. Further details can be taken from [13].

In each test the load was initially taken up to the planned working load of approximately the breaking load divided by 2.1. Ten load cycles took place between this level and 50% of the expected breaking load. Subsequently the load was increased in steps up to the maximum load. Figure 13 shows the load-deflection curves from the tests. For a simple comparison, the applied shear force was referenced to the respective calculational punching shear resistance of the slab with no punching shear reinforcement. The deflection corresponds to the average value that was measured on the load ring with a diameter of 240 cm.

In both tests with the slender punching shear reinforcement it was possible, after reaching the maximum load and following relief of the load, to reload the test specimens up to approx. 80% of the maximum load. This indicates a ductile load-bearing behavior of this punching shear area. The load-deformation curves look very similar (Fig. 13, right); an influence of the column penetration is not apparent.

The load-shift curves of the tests with double headed studs deviate from each other from a load of around 1.5 times the resistance of a slab with no shear reinforcement. The re-loading of the test specimen DKA-E (Fig. 13, left) after the load drop-off was dispensed with on account of the advanced deflection of the test specimen.

Following the load tests, the slabs were sawn through in the plane of the lateral surfaces of the column in order to assess the crack formation (Fig. 14). For the tests with double-head anchors, the sawn sections show the inclined crack formation that is typical of this type of reinforcement. For the DKA-E test, a strongly formed, steep shear

der Fertigteilplatten angeordnet, um den Abstand des Stabschwerpunktes vom Stützenrand von maximal $0,35 d$ einzuhalten. Die stütznahen Doppelkopfanke waren mit einem größeren Abstand von $0,375 d$ zum Stützenrand angeordnet, was im zulässigen Bereich von $0,35 d$ bis $0,5 d$ liegt [12].

Die vier Durchstanzversuche wurden auf der gleichen Versuchsanlage geprüft. Zwischen den Fertigteilplatten wurden in allen vier Versuchen 4 cm breite Stoßfugen zusammen mit dem Aufbeton ausbetoniert. Weitere Details können [13] 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. Abbildung 13 zeigt die Last-Durchbiegungskurven der Versuche. 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 240 cm Durchmesser 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, was ein duktileres Tragverhalten dieses Durchstanzbereichs bezeugt. Die Last-Verformungskurven verlaufen sehr ähnlich (Abb. 13, rechts), ein Einfluss der Stützeindringung ist danach nicht erkennbar.

Die Last-Verschiebungskurven der Versuche mit Doppelkopfbolzen weichen ab einer Belastung von etwa dem 1,5-fachen Widerstand einer schubunbewehrten Platte voneinander ab. Auf eine Wiederbelastung des Versuchskörpers DKA-E (Abb. 13, links) nach dem Lastabfall wurde wegen fortgeschrittener Durchbiegung des Versuchskörpers verzichtet.

Nach den Belastungsversuchen wurden die Platten in der Ebene der Stützeitenflächen durchgesägt, um die Rissbildung zu bewerten (Abb. 14). Für die Versuche mit Doppelkopfanke 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 Risspitze 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. Im Schnitt parallel zur Längsrichtung der Durchstanzbewehrung sind wenige Risse erkennbar, die sich entlang der Biegezugbewehrung vereinen. Der Schnitt senkrecht zu der Längsachse der Durchstanzbewehrung weist ausgehend vom Stützenanschnitt ein Bild mit feiner verteilten Rissen auf. Ein stütznaher steiler Riss, der von der Durchstanzbewehrung nicht durchdrungen wird, ist im Rissbild nicht zu erkennen. Dieses wird auch durch die systembedingte und zulassungskonforme Anordnung dieser Durchstanzbewehrung direkt an der Stütze ($\leq 0,35 d$) behindert.

Increase factors $\alpha_{\max,i}$ of the FDB II slender punching shear reinforcement in tests on precast floor slabs without [10] and with [13] column penetration into the floor

Erhöhungsfaktoren $\alpha_{\max,i}$ der Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II in Versuchen an Elementdecken ohne [10] und mit [13] Stützeindringung in die Decke

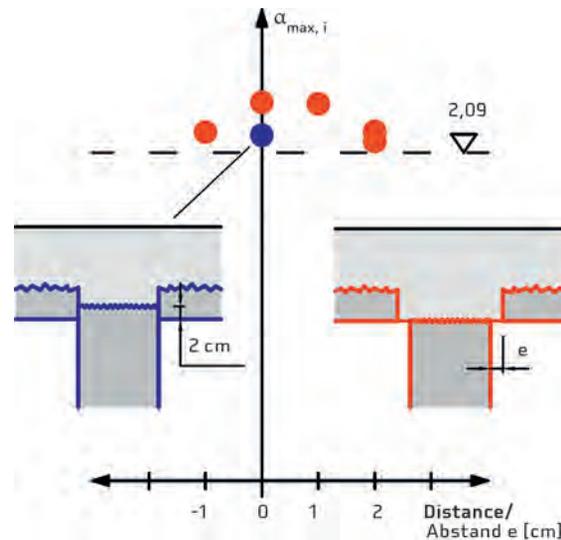


Figure: Kueres, Siburg, Hegger, Furcher, Bauermeister, Sippel

crack near the column can be discerned, whose crack tip points towards the front edge of the column installed 2 cm too high, whilst it is somewhat deeper in the referenced test DKA-O.

The crack patterns of the FDB-O and FDB-E tests with slender punching shear reinforcement have a similar characteristic. In the section parallel to the longitudinal direction of the punching shear reinforcement, a few cracks can be discerned that unite along the flexural reinforcement. The section perpendicular to the longitudinal axis of the punching shear reinforcement exhibits a pattern of fine distributed cracks starting from the column section. A steep crack near to the column that is not penetrated by the punching shear reinforcement is not discernible in the crack pattern. This is also prevented by the system-related and approval-compliant arrangement of this punching shear reinforcement directly adjacent to the column ($\leq 0.35 d$).

The essential parameters and results of the punching shear tests described are listed in [13] and [14], in which the punching shear resistances achieved in the tests are also compared with the calculational punching shear resistance of a slab without shear reinforcement but in each case with the same geometry and concrete properties. The increase values achieved as well as the characteristic increase value according to the respective approval are entered in Figure 13.

The FDB-E test with the slender punching shear reinforcement and a column penetration of 2 cm shows a load increase compared with the calculational value of a slab with no punching shear reinforcement of $\alpha_{\max,i} = 2.20$. This value lies slightly (2%) above the comparison value of $\alpha_{\max,i} = 2.16$ for the test without column penetration. The test with the slender punching shear reinforcement therefore does not confirm the model ansatz whereby the punching shear resistance is reduced in the case of an additional column penetration. The resistance is correctly determined with equation (1) despite column penetration.

The increase factor determined is plotted in Figure 15 together with the results from other tests [10] in which the distance of the precast slab from the edge

In [13] und [14] sind die wesentlichen Parameter und Ergebnisse der beschriebenen Durchstanzversuche gelistet. Die in den Versuchen erzielten Durchstanzwiderstände werden darin auch mit dem rechnerischen Durchstanzwiderstand einer Platte ohne Schubbewehrung mit jeweils gleicher Geometrie und Betoneigenschaft verglichen. In Abbildung 13 sind die erreichten Erhöhungswerte sowie der charakteristische Erhöhungswert nach jeweiliger Zulassung eingetragen.

Der Versuch FDB-E mit der Filigran-Durchstanzbewehrung und einer Stützeindringung von 2 cm zeigt eine Laststeigerung gegenüber dem Rechenwert einer durchstanzunbewehrten Platte von $\alpha_{\max,i} = 2,20$. Dieser Wert liegt geringfügig um 2% über dem Vergleichswert von $\alpha_{\max,i} = 2,16$ für den Versuch ohne Stützeindringung. Der Versuch mit der Filigran-Durchstanzbewehrung bestätigt somit den Modellansatz nicht, wonach der Durchstanzwiderstand bei einer zusätzlichen Stützeindringung reduziert wird. Der Widerstand wird trotz Stützeindringung mit Gleichung (1) richtig erfasst.

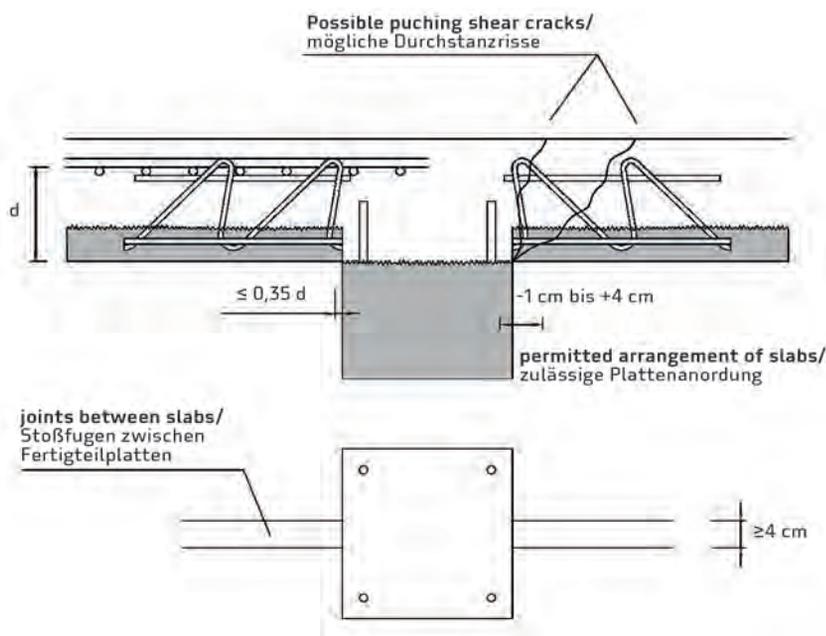
Der ermittelte Erhöhungsfaktor ist in Abbildung 15 zusammen mit den Ergebnissen anderer Versuche [10] aufgetragen, in denen der Abstand der Fertigteilplatte vom Stützenrand variiert wurde. Alle Ergebnisse liegen in einem Streuband über dem Zulassungswert von $\alpha_{\max} = 2,09$ [11]. Dieser Wert wurde für die Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II in Versuchen an Elementdecken ermittelt.

Der Versuch DKA-E mit Doppelkopfkankern und einer Stützeindringung 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 Stützeindringung und geringfügig unter dem charakteristischen Wert $\alpha_{\max,i} = 1,96$ nach Zulassung [12]. Für diesen Versuch wäre bei Ansatz einer reduzierten statischen Höhe infolge einer Stützeindringung ein um 14% geringerer Durchstanzwiderstand zu erwarten. Der im Versuch ermittelte Widerstand liegt somit zwischen dem Vergleichswert des Versuchs ohne Stützeindringung und dem Modellwert unter Berücksichtigung einer Stützeindringung.

16

Permitted arrangement of precast slab and the FDB II punching shear reinforcement according to [11]

Zugelassene Anordnung von Fertigteilplatte und der Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II nach [11]



of the column was varied. All the results lie within a distribution range above the approval value of $\alpha_{\max} = 2.09$ [11]. This value was determined for the FDB II slender punching shear reinforcement in tests on precast floor slabs.

The DKA-E test with the double-head anchors and a column penetration shows a load increase compared with the calculational value of a slab with no punching shear reinforcement of $\alpha_{\max,i} = 1.94$. This value lies around 7% below the comparison value of $\alpha_{\max,i} = 2.08$ for the tests without column penetration and slightly below the characteristic value $\alpha_{\max,i} = 1.96$ according to approval [12]. For this test an approximately 14% lower punching shear resistance was to be expected with the ansatz of a reduced static height as a result of a column penetration. The resistance determined in the test thus lies between the comparison value of the test without column penetration and the model value that takes into account a column penetration.

5. Recommendation

The FDB II slender punching shear reinforcement proved to be robust against varying joint and slab arrangements in the tests [10]. The reinforcement system is distinguished by the inclination of the load-bearing reinforcement bars towards the column and by the small distance between the reinforcement elements and the edge of the column of maximally 0.35 times the static height (Fig. 16). As a result, even steeper punching shear cracks are captured by the reinforcement. On account of the thin diameters of the load-bearing bars of 9 mm, a fine distribution of the reinforcement is also ensured. The permitted distances of the reinforcement and the precast slabs to the column are summarized in Figure 16.

Compressive stresses are transmitted on the underside of the ceiling in the punching shear area of a flat slab. In the case of the ansatz of the complete static height, it is necessary to dispense with butt joints between the slabs in this ceiling area or to close them for possible pressure

5. Empfehlung

Die Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II zeigte sich in den Versuchen [10] robust gegenüber variierender Fugen- und Plattenanordnung. Dieses Bewehrungssystem zeichnet sich durch die Neigung der tragenden Bewehrungsstäbe zur Stütze und durch die geringen Abstände der Bewehrungselemente zum Stützenrand von maximal dem 0,35-fachen der statischen Höhe aus (Abb. 16). Dadurch werden auch steilere Durchstanzrisse von der Bewehrung erfasst. Aufgrund der dünnen Durchmesser der tragenden Stäbe von 9 mm ist zudem eine feine Verteilung der Bewehrung gewährleistet. Die zugelassenen Abstände der Bewehrung und der Fertigteilplatten von der Stütze sind in Abbildung 16 zusammengestellt.

Im Durchstanzbereich einer Flachdecke 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. Diese Regelung geht auf die frühen Durchstanzversuche zurück, in denen Breiten von 3,5 cm [8] ausgeführt und mit Beton mit Größtkorndurchmesser 16 mm vergossen wurden. In späteren Versuchen mit anderen Gitterträgertypen als Durchstanzbewehrung wurden bei gleichem Größtkorn Fugenbreiten von 3 cm [9] beziehungsweise 4 cm [10] getestet. Es zeigte sich in keinem Versuch ein Einfluss dieser Druckfugen auf das Durchstanzverhalten. Allein bei Füllbetonen mit größerer Körnung sind in der Praxis breitere Stoßfugen als 4 cm sinnvoll.

In den Versuchen mit der Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II zeigte sich ergänzend zu den Regelungen nach Abbildung 16 auch bei einer Stützeindringung von 2 cm ein Durchstanzwiderstand oberhalb des nach Zulassung [11] erwarteten Werts von $\alpha_{\max} = 2,09$. Danach scheint die gesonderte Berücksichtigung einer solchen geringfügigen Stützeindringung als Folge ungenauer Bauausführung bei Einsatz dieses Systems verzichtbar.

Bis durch weitere Versuche gesicherte Informationen zum Einfluss einer zu hoch betonierten Stütze vorliegen,

transmission. To this end the joints should be at least 4 cm wide and filled with concrete when applying the in-situ concrete topping. This regulation is based on the early punching shear tests, in which widths of 3.5 cm [8] were manufactured and grouted with concrete with a maximum grain diameter of 16 mm. In later tests with other types of lattice girder as punching shear reinforcement, joint widths of 3 cm [9] and 4 cm [10] respectively were tested with the same maximum grain size. None of the tests showed any influence of these compressive joints on the punching shear behavior. Butt joint widths of more than 4 cm are only useful in the case of filling concretes with a larger grain size.

Supplementary to the regulations according to figure 16, a punching shear resistance greater than the value of $\alpha_{\max} = 2.09$ expected by the approval [11] was exhibited in the tests with the FDB II slender punching shear reinforcement, even with a column penetration of 2 cm. Accordingly, it would appear that one can neglect such a small column penetration as a consequence of inaccurate construction when using this system.

Until such time as reliable information about the influence of a column that has been concreted too high is obtained through further tests, it is recommended in [13] that, irrespective of the distance between the slab and the column, the top edge of the working joint in the column is always below the lower edge of the slab. In the case of a column that has been concreted too high, it is recommended that the punching shear be verified with a correspondingly reduced static height. This procedure is also permissible with larger column penetrations than those tested in the tests.

6. Summary

The manufacture of flat slabs using a semi-precast method is possible and permitted. The load-bearing capacity of a two-axis stressed slab has also been experimentally secured.

When used as a flat slab, the punching shear resistance of the slab can be increased according to approval by the factor of $\alpha_{\max} = 2.09$ using the FDB II slender punching shear reinforcement. This increase has been verified through experiments on precast floor slabs with composite and butt joints. The high resistance has also been experimentally confirmed in the case of unavoidable manufacturing inaccuracies on the building site, for example a column that has been concreted a little too high.

The planning engineer can also plan flat slabs with economical precast slabs with in-situ topping. In using the FDB II slender punching shear reinforcement, he can fall back on a tested application. The dimensioning program ProFi 4.01 [15] is available for the calculational verification in the punching shear area, including the bond verifications.

wird in [13] 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 Stützeineindringung, als in den Versuchen getestet wurde, zulässig.

6. Zusammenfassung

Die Ausführung von Flachdecken in Elementbauweise ist möglich und zugelassen. Die Tragfähigkeit auch als zweiachsig gespannte Platte ist experimentell abgesichert.

Bei der Anwendung als Flachdecke kann bei Einsatz der Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II der Durchstanzwiderstand der Platte zulassungsgemäß mit dem Faktor $\alpha_{\max} = 2,09$ erhöht werden. Diese Erhöhung ist experimentell an Elementdecken mit Verbund- und Stoßfugen nachgewiesen. Der hohe Widerstand wurde experimentell auch im Fall unvermeidbarer Ausführungsungenauigkeit auf der Baustelle bestätigt, wie zum Beispiel bei einer geringfügig zu hoch betonierten Stütze.

Der planende Ingenieur kann auch Flachdecken mit wirtschaftlichen Filigran-Decken planen. Bei Einsatz der zugelassenen Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II kann er auf eine geprüfte Anwendung zurückgreifen. Für die rechnerischen Nachweise im Durchstanzbereich einschließlich der Verbundnachweise steht das Bemessungsprogramm ProFi 4.01 [15] zur Verfügung.

REFERENCES/LITERATUR

- [1] Furche, J.; Bauermeister, U.: Elementbauweise mit Gitterträgern nach Eurocode 2. In: Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.): Beton-Kalender 2016: Beton im Hochbau, Silos und Behälter. Ernst & Sohn, Berlin 2015.
- [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 Ortbetonerfüllung – dreidimensionale Modellierung, numerische Simulation und experimentelle Untersuchung. Dissertation TU Kaiserslautern, Kaiserslautern 2012.
- [4] 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 992-1-1: 2004 + AC 2010. Beuth Verlag, Berlin 2011.
- [5] DAfStb: Heft 600 Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2), Beuth, Berlin 2012.
- [6] 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.
- [7] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-15.1-93 für Filigran-EQ-Gitterträger für Fertigteilplatten mit statisch mitwirkender Ortbetonschicht, Berlin, 05. Februar 2014.
- [8] Furche, J.: Elementdecken im Durchstanzbereich von Flachdecken. Betonwerk + Fertigteiltechnik (1997), Heft 6, S. 96-104.
- [9] Elighausen, R.; Vocke, H.; Clauss, A.; Furche, J.; Bauermeister, U.: Neue Durchstanzbewehrung für Elementdecken. Beton- und Stahlbetonbau 98 (2003), Heft 5, S. 334-344.
- [10] Siburg, C.; Hegger, J.; Furche, J.; Bauermeister, U.: Durchstanzbewehrung für Elementdecken nach Eurocode 2. Beton- und Stahlbetonbau 109 (2014), Heft 3, S. 170-181.
- [11] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Europäisch Technische Zulassung ETA-13/0521 für Filigran-Durchstanzbewehrung FDB II – Filigran-Gitterträger als Durchstanzbewehrung, Berlin, 13. Juni 2013.
- [12] Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt): Europäisch Technische Zulassung ETA-13/0076 für Durchstanzbewehrung Schöck Bole – Durchstanzbewehrung mit Doppelkopfbolzen für punktförmig belastete Platten und Fundamente, Berlin, 12. März 2013.
- [13] Kures, 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.
- [14] Furche, J.: Zur Konstruktion von Durchstanzbereichen in Elementdecken. In: Holschemacher, K. (Hrsg.): Neue Herausforderungen im Betonbau. Bauwerk Beuth, Berlin 2017.
- [15] ProFi 4.01: Bemessungsprogramm zum Nachweis von Durchstanzbereichen in Elementdecken, 9.12.2016, Filigran Trägersysteme GmbH & Co. KG, www.filigran.de.

CONTACT

Filigran Trägersysteme GmbH & Co.KG

Zappenberg 6

D-31633 Leese an der Weser

+49 5761 92250

www.filigran.de

ANSPRECHPARTNER

Adelheid Kirschstein

Vertriebsinnendienst

FON: +49 (0)5761 9225 19

FAX: +49 (0)5761 9225 71

MAIL: a.kirschstein@filigran.de

Elke Jaenisch, Dipl.-Ing. (TH)

Vertrieb Süd/Ost

FON: +49 (0)8851 615 055

MOBIL: +49 (0)163 559 2257

FAX: +49 (0)8851 615 056

MAIL: e.jaenisch@filigran.de

Bernhard Fennen

Vertrieb Nord/West

FON: +49 (0)4207 989 716

MOBIL: +49 (0)163 559 2254

FAX: +49 (0)4207 989 717

MAIL: b.fennen@filigran.de

Moreno Schlüter, Dipl.-Ing.(FH)

Technische Beratung und Vertrieb

MOBIL: +49 (0)163 559 2284

FAX: +49 (0)5761/9225-40

MAIL: m.schlueter@filigran.de

Ulrich Bauermeister, Dipl.-Ing.(FH)

Technische Beratung

FON: +49 (0)5761 9225 32

FAX: +49 (0)5761 9225 40

MAIL: u.bauermeister@filigran.de

