

Bemessung und Konstruktion von vorgespannten Decken im Hochbau

Vorbehalte gegen das Vorspannen verhindern eine breitere Anwendung vorgespannter Flachdecken

Deckentragwerke stellen, da sie mehr als ein Drittel der Rohbaukosten verursachen, im Hochbau ein wichtiges Konstruktionselement dar. Bei der Optimierung sind vor allem Flexibilität in der Nutzung, Integration von Haustechnik, Brand- und Schallschutz sowie die Wirtschaftlichkeit im Hinblick auf die Gesamtbaukosten zu berücksichtigen. Die Optimierung beginnt bereits bei der Beratung des Bauherrn in der ersten Entwurfsphase. Aus der Sicht des Tragwerkplaners gehört hierzu vor allem die Auswahl des Deckensystems, die häufig Grundsatzdiskussionen auslöst: Decke mit Unterzügen oder Flachdecke? Ortbeton, Halbfertigteile oder Fertigteile für eine Vollmontage? Stahlbeton oder Spannbeton? Der folgende Beitrag soll dabei behilflich sein, diese Fragen in Zukunft genauer zu beantworten.

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger



Jahrgang 1954; Diplom an der RWTH Aachen; 1984 Promotion TU Braunschweig; 1985 bis 1993 Philipp Holzmann AG; seit 1993 Leiter des Lehrstuhls und Instituts für Massivbau der RWTH Aachen (IMB); seit 1994 Prüffingenieur für Baustatik der Fachrichtung Massivbau

1 Einführung

Der Tragwerksplaner favorisiert häufig Systeme mit kürzeren Spannweiten, mit Unterzügen und ohne Vorspannung, die den Materialverbrauch für den Rohbau und den Aufwand in der statischen Berechnung minimieren. Bauherr und Architekt wünschen bei geringen Kosten ein Maximum an Flexibilität und architektonischer Qualität. Wenn später die Bauausführenden hinzukommen, sind aus Zeitgründen weitere Optimierungen nur noch begrenzt möglich.

Die Vorteile der Flachdecke liegen in der einfachen Anpassung an komplexe Gebäudegrundrisse, der rationellen Herstellung und der freien Gestaltungsmöglichkeiten bei entsprechender Spannweite. Sie bieten günstige Voraussetzungen für Gebäude mit hohem Installationsgrad in horizontaler Richtung, da der Raum zwischen Unterkante der Konstruktion und der abgehängten Decke vollständig für die Haustechnik zur Verfügung steht. Gleiches gilt für die so genannten Slim-Floor-Systeme, bei denen Spannbeton-Hohlplatten auf deckengleiche Stahlunterzüge aufgelagert werden. Mit vorgespannten Deckensystemen (Flachdecke, vorgespannte Hohlplatte) lässt sich die Flexibilität in der Nutzung steigern, da größere Spannweiten und Schlankheiten bei gleichzeitig geringeren Durchbiegungen möglich sind. Die geringere Deckendicke spart außerdem Gebäudehöhe ein und verringert die Fundamentlasten. Typische Anwendungsfälle vorgespannter Decken sind Skelettbauten mit vergleichsweise regelmäßigem Stützenraster wie Bürogebäude, Park- und Warenhäuser oder Schulen. Die Deckenspannweiten liegen üblicherweise zwischen 7 und 12 m, die Nutzlast zwischen 3,5 und 10 kN/m² [1] [2] [3].

Vergleicht man die Rohbaukosten der verschiedenen Deckensysteme, so weichen eine einachsige gespannte Decke mit Unterzügen und eine vorgespannte Decke um weniger als 10 % voneinander ab. Geht man davon aus, dass die Decken etwa ein Drittel zu den Rohbaukosten beitragen, die wiederum ein Drittel der Gesamtkosten bilden, dann liegen die Mehrko-

sten bei etwa 1 %. Diese Mehrkosten werden durch die höhere Flexibilität in der Nutzung, durch Einsparungen bei der Haustechnik wegen einfacherer Leitungsführung und bei der Fassade wegen geringerer Gebäudehöhe mehr als ausgeglichen.

Trotz dieser Vorteile ist der Anteil der vorgespannten Decken in Deutschland noch sehr gering. Dagegen werden heute in den Beneluxländern und in Skandinavien rund 50 % der Deckenflächen mit Vorspannung ausgeführt. Um eine ähnliche Entwicklung in Deutschland zu fördern, werden nachfolgend Bemessung und Konstruktion von vorgespannten Flachdecken und Decken aus vorgespannten Hohlplatten näher erläutert.

2 Vorgespannte Flachdecken aus Ortbeton

2.1 Allgemeines

Die Vorteile von vorgespannten Flachdecken sind vielfach beschrieben, dennoch wird diese Bauweise von Tragwerksplanern selten vorgeschlagen und noch seltener von Baufirmen ausgeführt. Fehlende Erfahrung und wenig bekannte Hilfsmittel, die einen einfachen Vorentwurf ermöglichen, sind vermutlich eine Ursache. Zur Vorbemessung können die Schnittgrößen aus Vorspannung ebenso wie aus äußerer Belastung an Ersatzbalken oder Ersatzrahmen ermittelt werden [3] [4] [5] [6] [7]. Bei regelmäßigen Grundrissen können diese Verfahren auch zur Ausführungsplanung verwendet werden, für unregelmäßige Systeme empfiehlt sich die Berechnung mit FE-Modellen. Während die Ermittlung der Schnittgrößen äußerer Belastung mit der FE-Methode Stand der Technik ist, scheint die Anwendung für den Lastfall Vorspannung den Tragwerksplanern weniger vertraut zu sein. Daher soll nachfolgend die grundsätzliche Vorgehensweise beschrieben werden.

2.2 Spanngliedführung und Vorspanngrad

Bei den ersten Anwendungen wurden die Spannglieder in beiden Richtungen gleichmäßig auf die Feld- und Gurtstreifen verteilt. Bereits in den 70er Jahren begann man in der Schweiz, die Spannglieder überwiegend in den Stützstreifen anzuordnen. Mögliche Spanngliedführungen sind in **Abb. 1** dargestellt. Im Fall a) werden die Spannglieder über der Stütze konzentriert und wirken wie versteckte Unterzüge einer zweiachsig gespannten Platte. Durch die zusätzliche Anordnung von Spanngliedern im Feldbereich (Fall b)) kann das Durchbiegungsverhalten weiter verbessert werden.

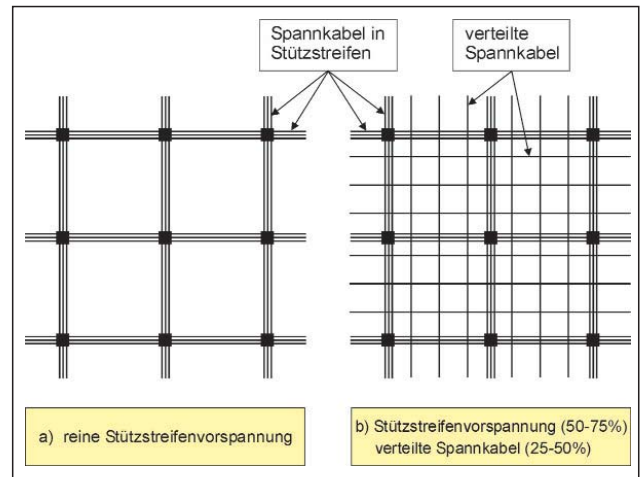


Abb. 1: Mögliche Spanngliedführungen

Nach neueren ausgeführten Projekten ist die Stützstreifenvorspannung die wirtschaftlichere Lösung, vor allem weil dann die nach unten gerichteten Umlenkpressungen am Hochpunkt des Spanngliedverlaufs direkt in die Stütze abgeleitet werden. Die prinzipielle Wirkung der Vorspannung, die aus der Biege- und der Scheibenwirkung besteht, verdeutlicht **Abb. 2**. Während die nach oben gerichteten Umlenkpressungen im Feldbereich den äußeren Lasten entgegenwirken, sollte der Bereich der Gegenkrümmung im Hochpunkt möglichst klein sein, um die in Richtung der äußeren Belastung wirkenden Umlenkpressungen direkt in die Stütze einzuleiten. Dieser Grundgedanke erklärt, weshalb eine Stützstreifenvorspannung die wirtschaftlichere Konstruktionsform ist. Bei Anordnung von zusätzlichen Spanngliedern in den Feldstreifen werden Abtriebskräfte erzeugt, die außerhalb des Stützenbereiches wirken und durch zusätzliche Spannglieder in den Stützstreifen aufgenommen werden müssen.

Die teilweise Vorspannung mit Vorspanngraden κ zwischen 0,3 und 0,7 nach DIN 1045-1 (07/2001) [9] ermöglicht nutzungsgerechte und wirtschaftliche Vorspanngrade für Vorspannung mit

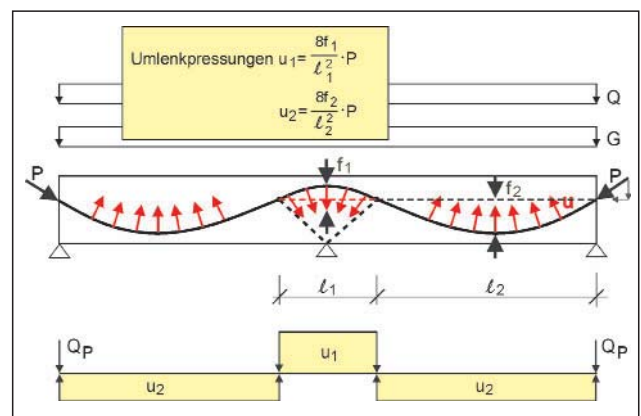


Abb. 2: Prinzipielle Wirkung der Vorspannung

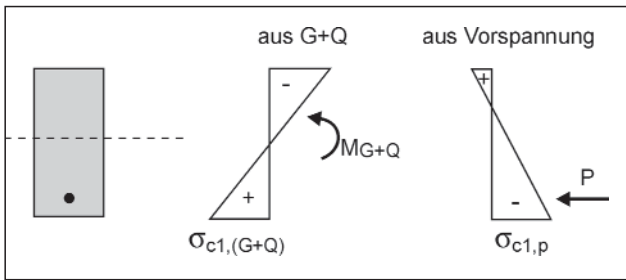


Abb. 3: Spannungsverteilung infolge M_{G+Q} und Vorspannung P

nachträglichem Verbund, sofortigem Verbund und ohne Verbund. Bisher war nach DIN 4227, Teil 6 eine teilweise Vorspannung nur in Verbindung mit Spanngliedern ohne Verbund erlaubt, Vorspannung mit nachträglichem Verbund oder mit sofortigem Verbund erforderten nach DIN 4227, Teil 1 [8] mindestens eine beschränkte Vorspannung (Vorspanngrad $> 0,7$), da Teil 2 der Norm zur teilweisen Vorspannung bauaufsichtlich nicht eingeführt war.

Für die quantitative Festlegung des Vorspanngrades κ eignet sich die auf den Gebrauchszustand bezogene Definition am besten (**Abb. 3**):

$$\kappa = \frac{\sigma_{cl,p}}{\sigma_{cl,(G+Q)}}$$

mit

- $\sigma_{cl,p}$ Betonspannung aus statisch bestimmter und statisch unbestimmter Wirkung der Vorspannung am Querschnittsrand der vordrückten Zugzone im Zustand I.
- $\sigma_{cl,(G+Q)}$ Betonspannung aus der als maßgebend betrachteten Lastfallkombination am Querschnittsrand der vordrückten Zugzone im Zustand I.

Bei teilweiser Vorspannung sind Vorspanngrade zwischen 0,4 und 0,6 besonders wirtschaftlich. Hieraus folgt, dass bei geringen Verkehrslasten 70 bis 80 % des Eigengewichtes einschließlich der Ausbaulasten durch die Vorspannung ausgeglichen werden, bei hohen Verkehrslasten das volle Eigengewicht. Ein weiteres Entwurfskriterium für die Höhe der Vorspannung ist die zentrische Normalspannung infolge Vorspannung, die je nach Verkehrslastanteil zwischen 1,0 und 2,0 MN/m² betragen sollte, wobei die Vorspannkraft auch bei einer Stützstreifenvorspannung auf den gesamten Betonquerschnitt bezogen wird.

2.3 Schnittgrößen aus Vorspannung

Durch die Vorspannung werden in einer Flachdecke Biege- und Scheibenspannungen erzeugt, die

vereinfachend getrennt ermittelt werden können. Die Umlenkkräfte der gekrümmten Spannglieder sowie die Vertikalkomponenten und Ausmitten der Ankerkräfte verursachen die Biegewirkung, die Horizontalkomponente der Vorspannkraft die Scheibenwirkung [3] [4].

2.3.1 Biegewirkung der Vorspannung

Die Biegemomente infolge Vorspannung können entweder durch Ansatz der statisch bestimmten Vorspannmomente oder der Umlenkkräfte als äußere Last am Tragwerk ermittelt werden. Bei Flächentragwerken mit regelmäßiger Spanngliedführung bietet die Umlenkkraftmethode erhebliche rechentechnische Vorteile, wenn die als Linienlasten wirkenden Umlenkkräfte in Flächenlasten umgerechnet werden. Wirken die äußeren Lasten als gleichmäßig verteilte Flächenlasten, was im üblichen Hochbau dem Regelfall entspricht, sollten die Spannglieder in x- und y-Richtung eine entgegenwirkende Umlenkpressung erzeugen, die ebenfalls gleichmäßig verteilt ist. Die Größe der Umlenkpressung kann bei parabelförmiger Spanngliedführung aus der Vorspannkraft, dem Parabelstich und der zugehörigen Parabellänge ermittelt werden (**Abb. 2**).

$$u = u_x + u_y$$

$$u_x = \frac{8 \cdot p_x \cdot f_x}{l_x^2}$$

$$u_y = \frac{8 \cdot p_y \cdot f_y}{l_y^2}$$

- mit p_x, p_y Vorspannkraft je m in x- und y-Richtung
- f_x, f_y Parabelstich in x- und y-Richtung
- l_x, l_y Länge des zugehörigen Parabelabschnittes

Grundsätzlich könnte die Umlenkflächenlast u aus beliebigen Anteilen u_x und u_y zusammengesetzt werden. Um eine annähernd gleichmäßige Verteilung der Betonstahlbewehrung zu erreichen, sollten die Normalkräfte aus Vorspannung p_x und p_y im Verhältnis der Biegemomente aus äußerer Last gewählt werden. Aus $p_x / p_y \approx l_x^2 / l_y^2$ folgt dann $u_x \approx u_y$.

2.3.2 Scheibenwirkung der Vorspannung

Neben der Biegewirkung erzeugt die Vorspannung einen Scheibenspannungszustand, der im Regelfall von der Plattenwirkung getrennt betrachtet werden kann. Auf eine genauere Berechnung, z.B. an FE-Modellen kann verzichtet werden, wenn folgende Prinzipien beachtet werden:

- Die Aktivierung der Scheibenwirkung infolge Vorspannung setzt eine horizontalverschiebliche La-

gerung der Deckenscheibe voraus. Ist die Deckenscheibe durch steife Kerne statisch unbestimmt gelagert, werden nur sehr geringe Normkraftanteile in die Decke eingeleitet. Stützen mit üblichen Abmessungen erzeugen eine vernachlässigbare Abminderung der Vorspannung.

■ Um die Vorspannkraft zielsicher in die Deckenplatte einzuleiten, ist Voraussetzung, dass aussteifende Treppenhäuser die Verkürzung der Deckenscheibe möglichst wenig behindern. Konsequenterweise werden die Horizontalkräfte aus äußeren Lasten nur von wenigen Wandscheiben abgetragen, die im Grundriss so angeordnet werden, dass sie keine oder nur geringe Zwängungen erzeugen. An Treppenhauskernen, die im Grundriss weit auseinander liegen, sollte die Decke horizontal verschieblich, z.B. auf Elastomerlagern mit Gleitschicht aufgelagert werden. Die Dehnungsbehinderung durch kleine Stützenquerschnitte und durch Wände in Richtung ihrer schwachen Achse ist häufig so gering, dass sie vernachlässigt werden kann.

■ Bei der Einleitung der Vorspannkraft kann vereinfachend von einer Kraftausbreitung unter 45° zur Spanngliedachse ausgegangen werden. Für die Bemessung dürfen nur die bereits verteilten Normalkräfte aus Vorspannung angesetzt werden.

2.4 Spannverfahren

Als Spannglieder stehen die in **Abb. 4** dargestellten Spannverfahren zur Verfügung, die in Vorspannung mit und ohne Verbund unterschieden werden. Wird die Bemessung nach DIN 4227 [8] durchgeführt, ist eindeutig die Vorspannung ohne Verbund zu bevorzugen, da nach DIN 4227, Teil 6 [5] höhere Spannstahlspannungen zulässig sind, wie es die Werte für Litzen aus St 1570/1770 belegen ($0,7 \cdot \beta_z = 1239$ gegenüber $0,55 \cdot \beta_z = 973 \text{ N/mm}^2$). Bei einer Bemessung nach DIN 1045-1 [9] sind die zulässigen Spannstahlspannungen unabhängig von der Verbundart und liegen geringfügig über den Werten nach DIN

4227, Teil 6. Nach Absetzen der Pressenkraft auf den Anker darf die Spannstahlspannung σ_p den kleineren der beiden folgenden Werte nicht überschreiten: $0,75 f_{pk} = 0,75 \cdot 1770 = 1328 \text{ N/mm}^2$ bzw. $0,85 f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 1500 = 1275 \text{ N/mm}^2$.

Ein weiterer wesentlicher Gesichtspunkt sind die Material- und Lohnkosten. Die Materialkosten der Spannglieder ohne Verbund sind wegen des werkseitigen Korrosionsschutzes um etwa 10 % teurer, während Spannglieder mit nachträglichem Verbund einen höheren Lohnaufwand beim Verlegen und Injizieren der Hüllrohre mit Zementmörtel erfordern. Bei Vorspannung ohne Verbund darf wegen des werkseitigen Korrosionsschutzes beim Nachweis der Dauerhaftigkeit der Dekompressionsnachweis entfallen und die rechnerische Rissbreite von 0,2 auf 0,3 mm vergrößert werden. Hieraus folgt ein geringerer Spannstahlbedarf für die Vorspannung ohne Verbund, der die höheren Materialkosten ausgleicht.

Nachteile bei Monolitzen können entstehen, wenn später bei unkoordinierten Bohr- oder Stemmarbeiten einzelne Spannglieder durchtrennt werden, was wegen des fehlenden Verbundes zu einem Totalausfall des Spanngliedes zwischen den Verankerungspunkten führt. Werden in der Planung Bereiche für Aussparungen vorgegeben, die Lage der Spanngliedtrassen im Bauwerk gekennzeichnet und zulässige Bohrtiefen für Dübelbohrungen in der Nähe von Spanngliedern festgelegt, wirkt sich dieser Nachteil nicht besonders aus.

2.5 Kostenvergleich Stahlbeton/Spannbeton

Um die Wirtschaftlichkeit von Flachdecken aus Spannbeton und Stahlbeton zu vergleichen, wurde eine Flachdecke mit einem regelmäßigen Stützenraster im Abstand von 10 m in einer Vergleichsrechnung untersucht. Bei einer Verkehrslast von $5,0 \text{ kN/m}^2$ beträgt die Deckendicke 28 cm bzw. 36 cm, was für Stahlbetondecken nur bei Verzicht auf eine strenge Begrenzung der Durchbiegung möglich ist. Trotz der höheren Spannstahlkosten sind die Gesamtkosten der Decke mit Vorspannung ohne

Verbund nur geringfügig höher als bei einer Ausführung in Stahlbeton (**Abb. 5**). Berücksichtigt man das günstigere Durchbiegungs- und Rissverhalten, das geringere Eigengewicht für die Lastweiterleitung und die geringeren Fassadenkosten wegen der kleineren Deckendicke, so überwiegen die Vorteile der vorgespannten Flachdecke. Wenn die am Bau Beteiligten, hier vor allem die Tragwerksplaner und Baufirmen, ihre Vorbehalte gegen das Vorspannen im Hochbau zurücknehmen, ist in Zukunft

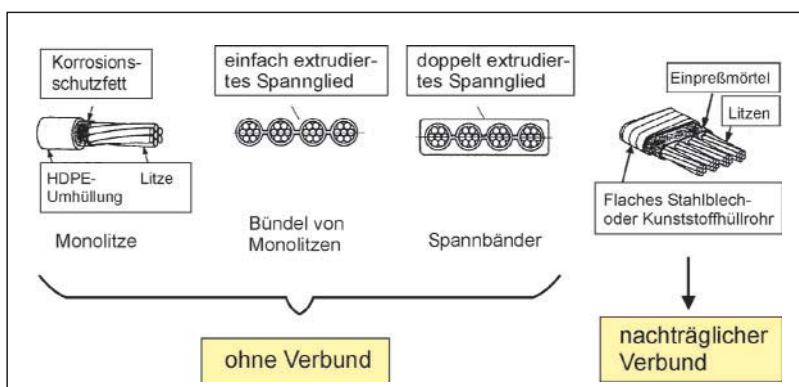


Abb. 4: Spannverfahren für Flachdecken

	Stahlbeton, d= 36 cm	Spannbeton, d= 28 cm
Schalung	31,40 €/m ²	31,40 €/m ²
Beton	30,60 €/m ²	23,80 €/m ²
Betonstahl	32,90 €/m ²	20,70 €/m ²
Spannstahl	--	20,80 €/m ²
Gesamt	94,90 €/m ²	96,70 €/m ²
Vergleich	100 %	102 %

Abb. 5: Kostenvergleich für eine Flachdecke mit einem Stützenraster 10 × 10 m

eine breitere Anwendung von vorgespannten Flachdecken zu erwarten.

3 Vorgespannte Hohlplatten

3.1 Allgemeines

Spannbetonhohlplatten sind vorgefertigte Deckenelemente mit einer einachsigen Tragwirkung. Als Beton wird nahezu ausschließlich Beton der Festigkeitsklasse B 55 verwendet. **Abb. 6** zeigt typische Querschnitte mit den wesentlichen Elementen einer Spannbeton-Hohlplatte.

Spannbetonhohlplatten sind standardmäßig 1,20 m breit, können aber auch ab 30 cm in allen Breiten im Raster von 10 cm geliefert werden. In der Regel liegen die Deckendicken zwischen 15 und 40 cm, sodass sich Spannweiten von bis zu 20 m realisieren lassen. Die runden, ovalen oder auch rechteckigen Hohlräume ergeben eine Material- und Gewichtsersparnis gegenüber Massivplatten von bis zu 40 %. Um die Querkrafttragfähigkeit sicherzustellen,

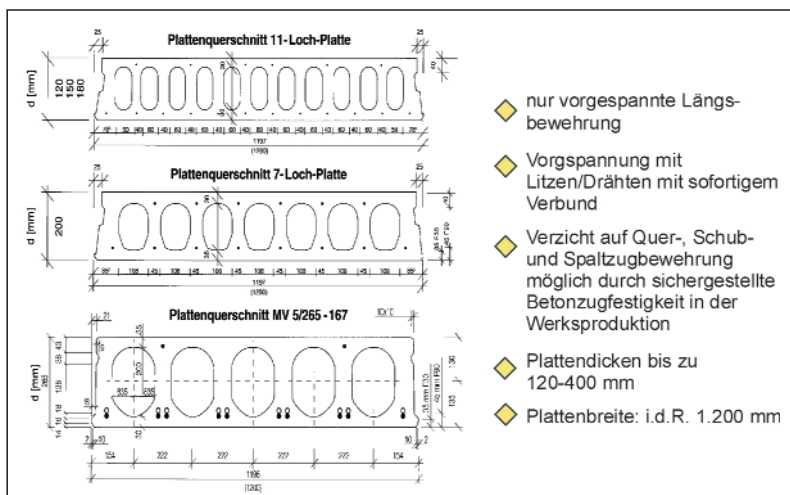


Abb. 6: Querschnitte von Spannbeton-Hohlplatten

verbleibt immer ein Restquerschnitt, der größer als 30 % der Gesamtbreite ist. Als Bewehrung wird ausschließlich eine vorgespannte Längsbewehrung aus Litzen oder Drähten mit sofortigem Verbund verwendet. Zur Sicherung der Robustheit der Platten wird abweichend von DIN 4227 [8] bzw. 1045-1 [9] keine Betonstahlbewehrung angeordnet. Stattdessen ist die Vorspannung der verwendeten 1/2" und 3/8" Litzen auf 1000 N/mm² zu begrenzen. Auf die in Stahlbetonbauteilen übliche Schub- und Spaltzugbewehrung wird ebenfalls verzichtet.

3.2 Tragverhalten und statische Nachweise

Die Grundlage für alle statischen Nachweise bildet zurzeit noch DIN 4227, Teil 1 [8]. Abweichungen hiervon sind durch Zulassungen des Deutschen Instituts für Bautechnik geregelt. Zur Aufnahme der Beanspruchungen aus Querkraft, Querbiegung und Spaltzug wird die Betonzugfestigkeit in Ansatz gebracht (**Abb. 7**), die im Rahmen der Eigen- und Fremdüberwachung an zentrischen Zugproben und Biegekörpern aus der laufenden Produktion nachzuweisen ist. Die Betonzugfestigkeit kann alternativ auch an vertikal gebohrten Kernen aus dem Steg bestimmt werden. Die bis vor kurzem noch erlaubte horizontale Entnahme von Bohrkernen aus der Druckzone hat das Deutsche Institut für Bautechnik seit Dezember 2002 ausgeschlossen, da hieraus bei mit Gleitfertigern hergestellten Hohlplatten nicht eindeutig auf die Zugfestigkeit im Steg geschlossen werden kann (siehe auch Abschn. 3.4).

Aufgrund der fehlenden Querbewehrung ist die Breite der Hohlplatte auf 1,20 m begrenzt. Breitere Platten dürfen nur eingesetzt werden, wenn es im Rahmen einer Zustimmung im Einzelfall gelingt, die Zugspannungen aus der Querbiegebeanspruchung bei Montage und im Endzustand mit den zulässigen Werten nachzuweisen.

Zur räumlichen Stabilisierung werden die Decken in der Regel als horizontale Scheiben ausgebildet, um die Horizontalkräfte in Wände und Kerne weiterzuleiten. Bei Decken aus Hohlplatten wird die Scheibenwirkung durch die Fugenbewehrung, den Ringanker und den Fugenverguss hergestellt (**Abb. 8**). Bei der Bemessung und der konstruktiven Durchbildung sind folgende Prinzipien zu beachten:

Die Scheibe ist Teil eines wirklichkeitsnahen Tragmodells, das die Verträglichkeit der Verformungen der aussteifenden Bauteile berücksichtigt. Die Scheibentragwirkung wird in der Regel

Nachweise nach DIN 4227	Nachweise nach Zulassung
<ul style="list-style-type: none"> ➔ Spannstahlspannung $\leq 1000 \text{ N/mm}^2$ ➔ Rissbreitenbeschränkung ➔ Spannkrafteinleitung ➔ Betonrandspannung im Gebrauchszustand $\leq 4,5 \text{ mN/mm}^2$ 	<ul style="list-style-type: none"> ➔ Querkrafttragfähigkeit der Stege ohne Schubbewehrung (Zone a / Zone b) ➔ Stirnspaltzug $\leq 2,2 \text{ N/mm}^2$ ➔ Querbiegespannungen $\leq 1,9 \text{ N/mm}^2$ ➔ Querverteilung über Fugenscherkräfte ➔ Ringanker und Scheibenwirkung

Abb. 7: Statische Nachweise für Spannbeton-Hohlplatten

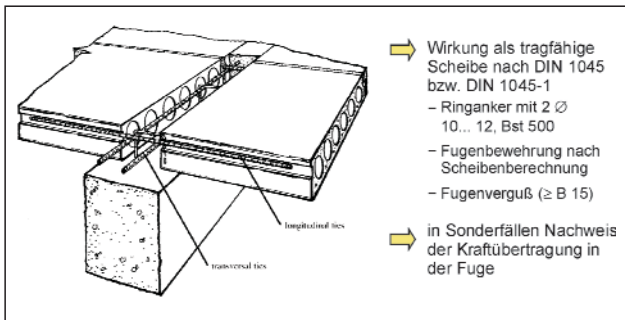


Abb. 8: Bemessung und konstruktive Durchbildung der Deckenscheibe

durch ein Strebenfachwerk oder ein Bogen-Zugbandmodell beschrieben. Der Betonquerschnitt bildet die Druckstreben und die Bewehrung in den Fugen die Zugstäbe ab.

An den Knoten und den Verbindungen zu den aussteifenden Bauteilen sind die Einleitung der Betondruckkräfte und die Verankerung der Zugkräfte über Verbund nachzuweisen.

3.3 Auflagerung

An den Auflagern der Hohlplatte fordert die Zulassung mit Verweis auf DIN 1045, 19.5.4 ein Mörtel- bzw. Betonbett oder gleichwertige Zwischenlagen, die negative Auswirkungen auf die Standsicherheit ausschließen. Von besonderer Bedeutung für Hohlplatten ist hierbei die Aufnahme der Querkzugspannungen, die aus der Verformung des Auflagers entstehen können. Da die Betonzugfestigkeit gleichzeitig auch bei der Spannkrafteinleitung und der Querverteilung von Lasten in Ansatz gebracht wird, steht für Zusatzspannungen aus Auflagerverformungen eine begrenzte Kapazität zur Verfügung.

Der Einfluss der Auflagerung auf die Tragfähigkeit von Spannbeton-Hohlplatten wurde erstmals von Pajari in Finnland Anfang der 90er Jahre untersucht [10] [11]. Das Versuchsprogramm zur

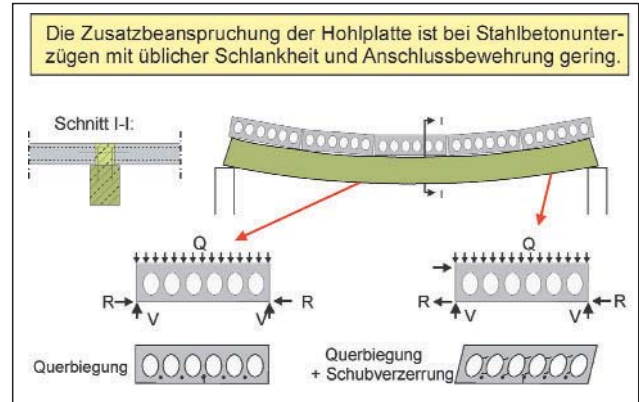


Abb. 9: Spannbeton-Hohlplatten bei Auflagerung auf Stahlbeton- und Spannbetonunterzügen

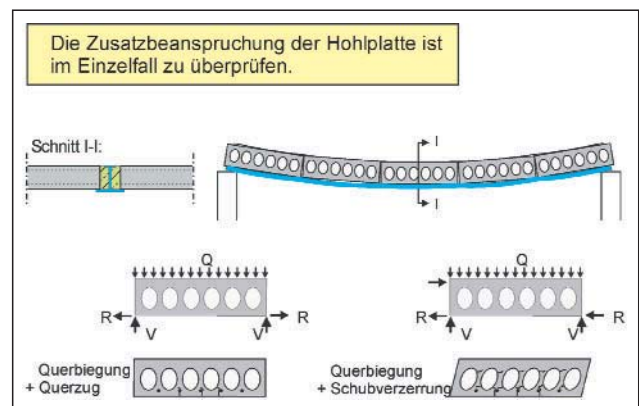


Abb. 10: Spannbeton-Hohlplatten bei Auflagerung auf deckengleichen Stahlträgern (Slim floor)

Tragfähigkeit der Hohlplatten im Auflagerbereich bestand aus zehn Großversuchen, bei denen die Ausführung der Unterzüge (Stahlbeton, Spannbeton, deckengleiche Stahlträger) variiert wurde. Nach diesen Versuchen wird die Querkrafttragfähigkeit der Hohlplatten um bis zu 50 % reduziert. Gleichzeitig wurden Längsrisse entlang der Litzen im Auflagerbereich festgestellt, die zu einer verminderten Verbundfestigkeit der Spannbewehrung führen. Zur Veranschaulichung der Fragestellung sind in **Abb. 9** und **Abb. 10** zwei verschiedene Auflagerbedingungen gegenübergestellt.

In **Abb. 9** sind die Hohlplatten in der Druckzone eines Stahlbetonbalkens aufgelagert, in **Abb. 10** liegen die Platten auf dem Untergurt eines Stahlträgers auf. In beiden Fällen werden die Hohlplatten in Feldmitte des Unterzuges auf Querbiegung beansprucht, da sie infolge der Trägerkrümmung nur an den Rändern auflagern. Während sich bei der Auflagerung in der Druckzone die Biegedruckkraft des Trägers günstig auswirkt, indem sie die Hohlplatte in Querrichtung auf Druck beansprucht, erhält die in der Zugzone des Stahlträgers aufgelagerte Hohlplatte eine zusätzliche Zugbeanspruchung. Den Platten am Ende des Unterzuges wird zusätzlich eine Querverzerrung

aufgeprägt. Nach den Versuchen von Pajari, bei denen entsprechend **Abb. 9** und **Abb. 10** fünf Hohlplatten auf Unterzügen aufgelagert waren, trat das Querkraftversagen immer zuerst an den äußeren Platten auf, d. h. an den Enden der Unterzüge. Aus den Versuchsergebnissen zieht Pajari folgende Schlussfolgerungen:

Die Verformung der Auflagerbalken kann die Querkrafttragfähigkeit der unbewehrten Hohlplattenstege um bis zu 50 % reduzieren.

Die Abminderung lässt sich nicht allein mit der Durchbiegung und Krümmung des Unterzuges erklären. Neben der Biegesteifigkeit des Unterzuges sind die Reibung zwischen Hohlplatte und Unterzug, die Schlankheit der Hohlplatte und die Aktivierung als Verbundquerschnitt bestehend aus Unterzug und Hohlplatte von Bedeutung.

Die Längsrissbildung im Bereich der Spannkrafteinleitung vermindert die Querkrafttragfähigkeit vermutlich zusätzlich, da der günstige Einfluss der Vorspannung verloren geht.

In **Abb. 11** und **Abb. 12** sind Ergebnisse aus eigenen FE-Simulationen dargestellt [12]. Durch die Spannkrafteinleitung im Alter von 10 bis 14 Stunden werden bei Aktivierung des Hoyer-Effektes Hauptzugspannungen im Beton erzeugt, die bis an die Betonzugfestigkeit zu diesem Zeitpunkt heranreichen können. Im Zuge der weiteren Erhärtung von ca. 25 auf 60 N/mm² baut sich allerdings eine zusätzlich aus-

nutzbare Zugfestigkeit auf, die zur Aufnahme von Querkzugspannungen zur Verfügung steht. Ein rissefreier Spannkrafteinleitungsbereich ist für die Verbundfestigkeit der Spannbewehrung von entscheidender Bedeutung [13]. Bei einer Längsrissbildung mit größeren Rissbreiten geht die günstige Wirkung des Hoyer-Effektes vollständig verloren, sodass für den Nachweis der Endverankerung nur eine deutlich verminderte Verbundfestigkeit angesetzt werden darf [9].

In **Abb. 12** ist deutlich zu erkennen, dass der untere Plattenspiegel der Hohlplatte nennenswerte Zugkräfte bei einer biegeweichen Auflagerung erhält. Wegen der Verformung des Unterzuges werden die äußeren Stege höher belastet, sodass der untere Plattenspiegel zum Zugband eines Stabwerkes wird, das die Querkraft der inneren Stege auf die äußeren umlagert. Die Umlagerung auf die äußeren Stege erklärt auch die Abnahme der Querkrafttragfähigkeit gegenüber einer starren Lagerung.

In [14] fasst Hartz die Diskussion im Sachverständigen-Ausschuss „Spannbeton-Hohlplatten“ zusammen. Solange die offenen Fragen zur Abnahme der Querkrafttragfähigkeit und zur Rissbildung im Bereich der Spannkrafteinleitung nicht geklärt sind, gelten die Regelungen der Zulassung, d.h., die Auflagerung auf biegeweichen Trägern ist durch die Zulassungen zunächst ausgeschlossen. Dennoch ist eine Abweichung von der starren Lagerung möglich, wenn die Querkrafttragfähigkeit der Hohlplatte angemessen reduziert wird. Für derartige Fälle wird nach [14] allerdings stets eine Zustimmung im Einzelfall erforderlich.

Nach [10, 11] war die Abnahme der Querkrafttragfähigkeit sowohl bei Auflagerung auf deckengleichen Stahlträgern als auch bei Auflagerung auf schlanken, statisch bestimmt gelagerten Stahlbeton- und Spannbetonunterzügen festzustellen. Im Versuch mit einem Spannbeton-Durchlaufträger als Auflager stellte sich nur eine sehr geringe Tragfähigkeitsreduzierung ein. Solange keine neueren Erkenntnisse vorliegen, empfiehlt sich folgende Vorgehensweise:

- Bei Auflagerung auf Unterzügen sollte die Querkrafttragfähigkeit der Hohlplatten nach Zulassung grundsätzlich nicht voll ausgenutzt werden. Ausnahmen bilden sehr biegesteife Stahlbeton- und Spannbetonträger mit Schlankheiten $l/d < 10$.

- Für Unterzüge, die schon im Gebrauchszustand Verformungen von $1/300$ erfahren, sollte die Querkrafttragfähigkeit nach Zulassung auf 50 % reduziert werden.

- Um die Endverankerung der Spannstähle am Auflager zu verbessern, sollte die Auflagertiefe ver-

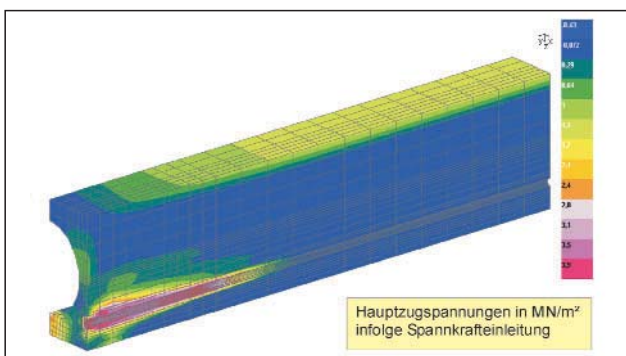


Abb. 11: Ergebnis aus FE-Simulationen

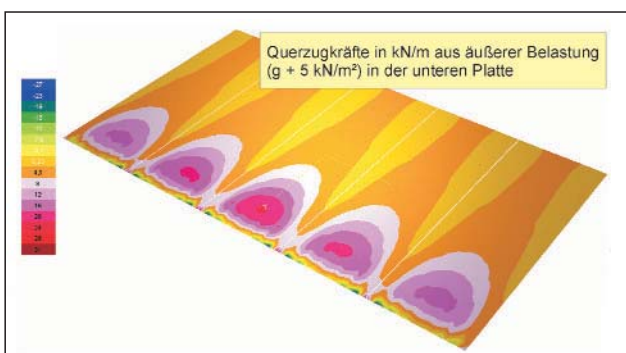


Abb. 12: Ergebnis aus FE-Simulationen

größert und die Fugenbewehrung verstärkt werden. Außerdem empfiehlt es sich, je Hohlplatte ein bis zwei Hohlkammern am Auflager auszubetonieren und mit einer Stabstahlzulage zu bewehren.

3.4 Herstellung, Montage und Überwachung

Die Herstellung der Spannbeton-Hohlplatten weist einen sehr hohen Mechanisierungsgrad auf. Auf den bis zu 150 m langen Spannbahnen werden entweder Gleitfertiger oder Extruder eingesetzt, die mit einer Fertigungsgeschwindigkeit von etwa einem Meter pro Minute arbeiten. Während beim Extruderverfahren der gesamte Querschnitt in einem Guss hergestellt wird, betoniert der Gleitfertiger den Querschnitt in zwei bis drei Lagen im Abstand von zwei bis drei Metern. Sind Betonrezeptur und Fertigungsverfahren nicht richtig aufeinander abgestimmt, können Fehlstellen im Betonquerschnitt entstehen. Da für eine Reihe von Nachweisen die Zugfestigkeit des Betons angesetzt wird, ist bei Abnahmen hierauf besonders zu achten (Abb. 13 bis Abb. 15).

Aussparungen werden direkt nach dem Betonieren mit Betonsaugern am frischen Beton hergestellt. Nach Erreichen einer Betonfestigkeit von rund 25 N/mm^2 im Alter von 10 bis 14 Stunden werden die einzelnen Deckenelemente mit einer Diamantsäge auf die erforderliche Länge zugeschnitten. Durch das Trennen der Spanndrähte wird gleichzeitig die Vorspannung aufgebracht. Die Qualität der Spannkrafteinleitung lässt sich über den Litzeneinzug überprüfen, der laut Zulassung je nach Draht- und Litzendurchmesser auf 1,5 bis 3,0 mm begrenzt ist (Abb. 13). Ein größerer Litzeneinzug ist ein Beleg für eine zu geringe aufnehmbare Verbundspannung, die im Regelfall durch eine Längsrisssbildung entlang des Spannstahls verursacht wird.

Bei Transport und Montage müssen spezielle Montagezangen verwendet werden, um Längsrisse infolge unplanmäßiger Querbiegebeanspruchung zu vermeiden. Gemäß Zulassung dürfen grundsätzlich

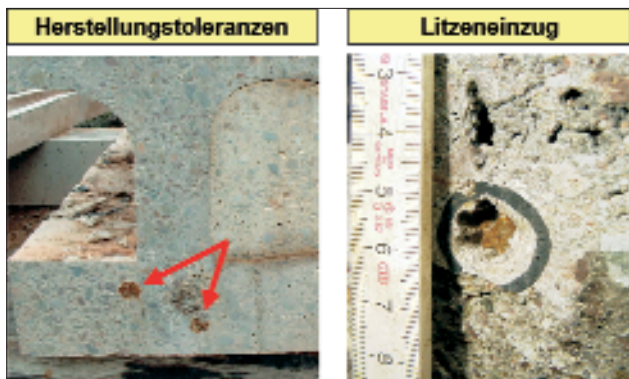


Abb.13: Kontrolle von Herstellungstoleranzen und Litzeneinzug



Abb.14: Mangelhafter Stegbeton durch falsch eingestellte Betonrezeptur

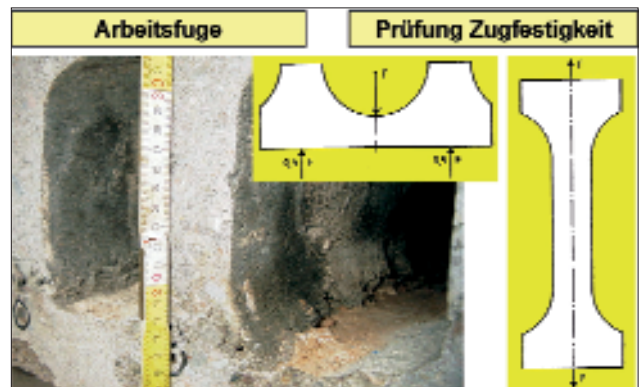


Abb.15: Schlechte Qualität der Arbeitsfuge im Stegbereich, Prüfkörpergeometrien zur Bestimmung der Betonzugfestigkeit

nur rissefreie Platten eingebaut werden. Aus diesem Grund sind Stemmarbeiten nicht zulässig. Das nachträgliche Fräsen und Bohren von Aussparungen im Bereich der Hohlkörper ist möglich, wenn die Arbeiten von Fachkräften ausgeführt werden. Auch hier ist nach Abschluss der Arbeiten die Rissefreiheit zu überprüfen.

Da die Hohlplatten für die vertikale Lastabtragung keine weitere Bewehrung benötigen, können sie nach dem Verlegen sofort begangen werden. Beim Verlegen ist auf eine gleichmäßige Durchbiegung benachbarter Platten zu achten. Treten unterschiedliche Durchbiegungen auf, wird der Höhenausgleich durch so genannte Montageklammern vorgenommen, die bis zum Aushärten des Fugenvergusses in der Decke verbleiben.

4 Vorgespannte Elementdecken

In Deutschland wird ein großer Anteil der Geschossdecken aus Fertigplatten mit Ortbetonverguss (Elementdecken) hergestellt. Den Vorteilen der teilweisen Vorfertigung stehen die relativ kurzen Montagestützweiten von 2 bis 2,5 m und die geringe

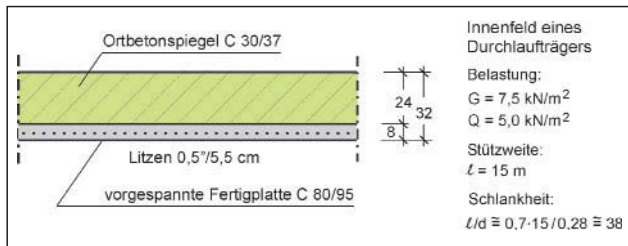


Abb. 16: Beispiel einer vorgespannten Elementdecke nach DIN 1045-1 [9]

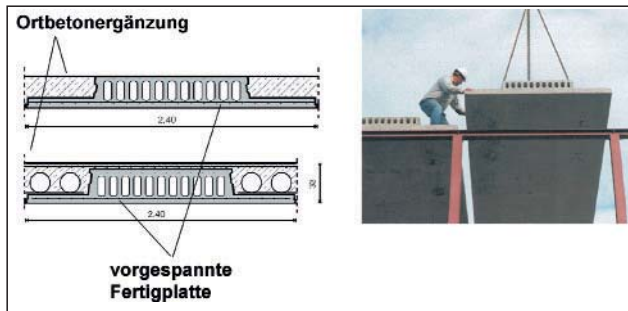


Abb. 17: Querschnitt der Elementdecke WING mit Ortbetonergänzung [15]

Schlankheit bei größeren Spannweiten gegenüber. Durch Vorspannen der Elementdecke lassen sich gleichzeitig die Montagestützweiten deutlich vergrößern und die Deckendicken reduzieren. Für vorgespannte Fertigplatten aus normalfestem Beton bis B 55 liegen eine Reihe von Zulassungen des Deutschen Instituts für Bautechnik vor, die allerdings selten angewendet werden. Wird die Fertigplatte aus hochfestem Beton der Festigkeitsklasse C 80/95 produziert, werden weitere Vorteile erzielt. Der hochfeste Beton erlaubt eine hohe zentrische Vorspannung der Fertigplatte, ohne dass Spannkraftverluste von mehr als 20 % aus Schwinden und Kriechen auftreten. Die in **Abb. 16** dargestellte vorgespannte Elementdecke mit einer Schlankheit von $l/d = 38$ erfüllt die Durchbiegungsbegrenzung von $l/250$ nach DIN 1045-1 [9].

In den Niederlanden werden gegenwärtig etwa 50 % der Deckenflächen als vorgespannte Decken ausgeführt. Hierbei kommen größtenteils Spannbetonhohlplatten und Elementdecken zur Ausführung. Neben den bekannten Vorteilen weisen beide Deckensysteme jedoch auch Einschränkungen auf. Die Hohlplattendecke zeigt als Vollmontagebauweise bei der Querverteilung hoher Einzellasten und insbesondere im Bereich großer Öffnungen bei der horizontalen Aussteifung ein weniger günstiges Tragverhalten. Eine Durchlaufwirkung ist nicht ohne weiteres möglich. Aufgrund fehlender Querbewehrung wird die Breite der Fertigplatten auf 1,20 m begrenzt. Die vorgespannte Elementdecke mit Ortbetonergänzung ist bezüglich der Querverteilung, der Horizontallastabtragung und der Durchlaufwirkung

einer Ortbetonbauweise gleichwertig. Sie muss jedoch in der Regel im Montagezustand zusätzlich unterstützt werden. Um die Vorteile beider vorgespannten Deckensysteme zu verbinden, hat die niederländische Firma BETONSON die Elementdecke „WING“ [15] entwickelt (**Abb. 17**).

Durch die Ortbetonergänzung kann einerseits für einachsige gespannte Platten eine zur Ortbetonbauweise statisch weitestgehend gleichwertige Lösung angeboten werden und andererseits ist im Bauzustand keine Montageunterstützung erforderlich. Durch die Querbewehrung in der Fertigplatte können Plattenbreiten von 2,40 m hergestellt werden, sodass die Anzahl der sichtbaren Fugen an der Deckenunterseite gegenüber der reinen Hohlplattenbauweise halbiert wird. Zusätzlich können Haustechnikleitungen angeordnet werden, die längs und quer zur Spannrichtung im Ortbeton sowie durch werkseitige Öffnungen in der Hohlplatte verlaufen.

Die Anwendungsgebiete dieses neuartigen Deckensystems erstrecken sich vom kostengünstigen Wohnungsbau mit flexiblen Grundrissen ohne tragende Innenwände bis hin zu Bürogebäuden, bei denen die wirtschaftlich erzielbaren Deckenspannweiten von 12 m zu einer Einsparung von Innenstützen und Unterzügen führen.

5 Spannbeton nach DIN 1045-1

Seit einigen Monaten ist DIN 1045-1 (07/2001) [9] bauaufsichtlich eingeführt und wird DIN 1045 (07/1988) [16] und DIN 4227 (07/1988) [8] zum 1.1.2005 endgültig ersetzen. In einer Übergangsphase von zwei Jahren ist die parallele Anwendung vorgesehen. Im Folgenden sollen die wesentlichen Unterschiede im Spannbetonbau aufgezeigt werden:

- Der Vorspanngrad ist frei wählbar entsprechend den Anforderungen der Gebrauchstauglichkeit (Durchbiegung) und Dauerhaftigkeit (Rissbreite, Dekompression).
- Die umfangreichen Spannungsnachweise nach DIN 4227, Teil 1 [8] entfallen und werden durch den Nachweis der Dekompression und die Rissbreitenbeschränkung ersetzt.
- Die differenzierten Teilsicherheitsbeiwerte auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite ergeben einen geringeren Spannstahlbedarf als der pauschale Sicherheitsbeiwert nach DIN 4227 [8] ($\gamma_G \cdot \gamma_S = 1,35 \cdot 1,15 = 1,55 < 1,75$; γ_G = Teilsicherheitsbeiwert für das Eigengewicht, γ_S = Teilsicherheitsbeiwert für Spannstahlversagen).

■ Höhere zulässige Spannstahlspannungen erhöhen die Ausnutzung der Spannstahlbewehrung im Gebrauchszustand.

■ Die Vorteile des hochfesten Betons können jetzt auch für Spannbetonbauteile genutzt werden.

Die Vorteile der Bemessung nach DIN 1045-1 werden durch die Parameterstudie in **Abb. 18** verdeutlicht. Ein Spannbetonbinder mit einer Stützweite von 26,5 m wurde für verschiedene Betonfestigkeitsklassen und Vorspanngrade umbemessen. Der Querschnitt links oben entspricht dem Bemessungsergebnis nach alter Norm. Durch die Verwendung eines C 70/85 kann die Bauteildicke von 1,55 m auf 1,15 m reduziert werden, ohne dass der Vorspanngrad verändert wird. Bei Verminderung des Vorspanngrades auf $\kappa = 0,40$ und Ausnutzung der zulässigen Durchbiegung kann zusätzlich Spannbewehrung eingespart bzw. durch kostengünstigere Betonstahlbewehrung ersetzt werden.

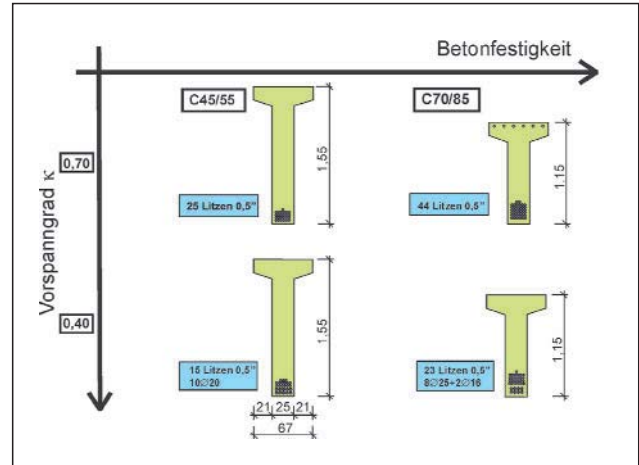


Abb. 18: Querschnittsdimensionierungen für Parallelgurtbinder mit sofortigem Verbund in Abhängigkeit von Betonfestigkeit und Vorspanngrad nach DIN 1045-1 [9]; Stützweite $L = 26,50$ m, Bemessungsmoment $M_{Ed} = 1,35 \cdot (M_{G1} + M_{G2}) + 1,5 M_Q = 1,35 \cdot (1021 + 1240) + 1,5 \cdot 1015 = 4575$ KNm

Literatur

- [1] Aldinger, K.: Vorgespannte Flachdecken beim Neubau des Verwaltungsgebäudes der Energie- und Verfahrenstechnik GmbH, Stuttgart. Vortrag beim Deutschen Betontag, Deutscher Betonverein, Hamburg 1989.
- [2] Friedrich, T.: Parkdecks von Centro Oberhausen; Vorspannung ohne Verbund für robuste fugenlose Flachdecken. Darmstädter Massivbauseminar Heft 14, 1995.
- [3] Eibl, J.; Iványi, G.; Buschmeyer, W.; Kobler, G.: Vorspannung ohne Verbund - Technik und Anwendung, Betonkalender 1995, Teil 2, S. 739 – 803.
- [4] Iványi, G.; Buschmeyer, W.; Müller, R.-A.: Entwurf von vorgespannten Flachdecken. Beton- und Stahlbetonbau 82 (1987), S. 95-101, 133-139.
- [5] DIN 4227, Teil 6: Spannbeton; Bauteile mit Vorspannung ohne Verbund. Vornorm, Ausgabe 05/82, Betonkalender 1999, Teil 2, S. 195-202.
- [6] Grasser, E.; Thielen, G.: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 240. Verlag Ernst & Sohn, 1976.
- [7] Wölfel, E.: Flachdecken mit Vorspannung ohne Verbund. Bauingenieur 55 (1980), S 185-195.
- [8] DIN 4227, Teil 1: Spannbeton; Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter und voller Vorspannung, Ausgabe 07/88.
- [9] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; Teil 1 Bemessung und Konstruktion. Ausgabe 07/01.
- [10] Pajari, M.; Koukkari, H.: Shear Resistance of PHC Slabs supported on Beams. I: Tests; Journal of Structural Engineering; S. 1051-1061; September 1998.
- [11] Pajari, M.: Shear Resistance of PHC Slabs supported on Beams. II: Analysis; Journal of Structural Engineering, S. 1062-1073; September 1998.
- [12] Hegger, J.; Kerkeni, N.: Zum Verbundverhalten von Spannlitzen in Spannbeton-Hohlplatten auf biegeweichen Stahlträgern (Slim floor). Untersuchung im Auftrag des Bundesverbandes Spannbeton-Hohlplatten (unveröffentlicht), Aachen 2001.
- [13] Hegger, J.; Nitsch, A.: Neuentwicklungen bei Spannbetonfertigteilen – aktuelle Forschungsergebnisse und Anwendungsbeispiele. Beton+Fertigteil-Jahrbuch 2000, S. 95-109.
- [14] Hartz, U.: Auflagerung von Hohlplatten, Mitteilungen des Deutschen Instituts für Bautechnik, Heft 5, 2000, S. 174 - 175.
- [15] Zulassung WING: Z-15.11-181 des Deutschen Instituts für Bautechnik vom 11.10.2000 für vorgespannte Fertigteildecke System WING.
- [16] DIN 4227; Tragwerke aus Beton und Stahlbeton; Ausgabe 07/1988.