

Sebastian Zoran Ambro  
Stefan L. Burtscher  
Veronika Löffler  
Johann Kollegger

# Vorgespannte Decken ohne schlaffe Bewehrung

Die Vorspannung von Bauwerken und Bauteilen ist eine Bauweise, die in den 30er Jahren des 20. Jahrhunderts entwickelt wurde. Durch diese Bauweise werden die Beanspruchungen und Verformungen von Bauwerken gezielt beeinflusst. Man erkannte bereits damals, daß durch das Vorspannen die Rißbildung im Beton reduziert bzw. vermieden werden kann. Diese Bauweise wurde besonders im Brückenbau mit großem Erfolg angewandt. Obwohl die Vorteile der Vorspannung im Hochbau in einigen Ländern wie z. B. in den USA und Australien sehr effizient genutzt werden, hat sich die Anwendung der Vorspannung im Hochbau in Europa bis jetzt noch nicht durchgesetzt. In Australien werden vorgespannte Decken ohne schlaffe Bewehrung schon seit längerem erfolgreich eingesetzt [1], [2] und die hierfür notwendigen Bemessungsregeln sind im AS 3600 (Australian Standard) festgehalten. Im Unterschied zu den USA, wo die Vorspannung ohne Verbund bevorzugt wird, werden in Australien nur Spannglieder mit Verbund verwendet.

Dieser Beitrag zeigt, daß bei vorgespannten Decken auf die schlaffe Bewehrung verzichtet werden kann und beschreibt die Entwicklung einer Bauweise, die es ermöglicht, Betondecken im Hochbau effizienter und wirtschaftlicher zu bauen.

## Pre-stressed slabs without reinforcing steel

*The method of pre-stressing concrete members was developed in the 1930's and the positive effect of pre-stressing on the reduction of deflections and cracks was recognised at the time. The impressive developments in bridge construction methods in the course of the 20<sup>th</sup> century could only be achieved by employing pre-stressing. The advantages of using the pre-stressing method in building constructions are exploited in a few countries, e. g. Australia and USA but not so much and not to the same extent in European countries. This paper shows, that it is feasible to build post-tensioned slabs without reinforcing steel and points out a method that makes the construction of concrete slabs more economical.*

## 1 Einleitung

Schon in den 30er Jahren des 20. Jahrhunderts beschäftigte sich der französische Ingenieur *Eugène Freyssinet* mit der Entwicklung des Spannbetons. Er wußte bereits damals, daß es möglich ist, die geforderte Tragfähigkeit eines Spannbetonbauteils ohne zusätzlichen schlaff eingelegten Bewehrungsstahl zu erreichen. Aus konstruktiven Gründen müssen nach den in Österreich (ÖNORM B4700 [3], ÖNORM B4750 [4]) und Europa (EN 1992-1-1 [5]) gültigen Normen in vorgespannten Bauteilen beträchtliche

Mengen an schlaffem Bewehrungsstahl eingelegt werden. Aufgrund des hohen Stahlpreises und bedingt durch den zusätzlichen Arbeitsaufwand für das Verlegen der Bewehrung führt dies zu beträchtlichen Mehrkosten. Da meist nur die Herstellungskosten für die Auswahl der Bauweise in Betracht gezogen werden und nicht auch die Vorteile dieser Bauweise, erscheint die Anwendung der Vorspannung für gewöhnliche Deckenspannweiten im Hochbau meist nicht wirtschaftlich zu sein.

Seit über 60 Jahren wird die Spannbetonbauweise im deutschsprachigen Raum hauptsächlich bei Brückentragwerken angewandt. Im Hochbau wird Vorspannung meist nur bei weit gespannten Trägern oder Decken eingesetzt, damit auch bei großen Spannweiten schlanke Bauteile ausgeführt werden können. Ein Beispiel einer vorgespannten Decke mit einer nach ÖNORM B 4750 ermittelten schlaffen Bewehrung ist in Bild 1 dargestellt.

In anderen Ländern, wie z. B. Australien, wird nach den dort gültigen Bemessungsregeln deutlich weniger schlaffe Bewehrung benötigt. Bild 2 zeigt eine Decke ohne schlaffe Bewehrung in den Feldbereichen. Durch das Entfallen der schlaffen Bewehrung ist es in Australien möglich, vorgespannte Decken kostengünstig herzustellen.

In diesem Beitrag werden nach ÖNORM B 4750 bemessene Deckenstreifen mit vorgespannten Deckenstreifen ohne schlaffe Bewehrung verglichen. Im Sommer 2004 wurden zu diesem Zweck am Institut für Tragkonstruktionen – Betonbau der TU-Wien Vierpunkt-Biegeversuche [6] durchgeführt. Bei diesen Versuchen wurde



Bild 1. Vorgespannte Decke in Österreich mit großem Anteil an schlaffer Bewehrung

Fig. 1. Post-tensioned slab in Austria with a high content of reinforcement



**Bild 2.** Vorgespannte Decke in Australien ohne schlaffe Bewehrung in den Feldbereichen (Foto: VSL)  
**Fig. 2.** Post-tensioned slab in Australia without reinforcement in the spans

speziell auf die maximal aufnehmbare Kraft, das Durchbiegungsverhalten sowie die Verteilung und Breite der Risse geachtet. Es wurden fünf unterschiedliche Probekörper angefertigt, wobei drei Probekörper nach ÖNORM B4700 [3] bzw. ÖNORM B4750 [4] bewehrt wurden. Die restlichen zwei Probekörper wurden abweichend von den gültigen Normen ohne schlaffe Bewehrung ausgeführt.

**2 Versuchsprogramm und Bewehrung der Prüfkörper**

Die Prüfkörper wurden für die im Hochbau üblichen Spannweiten, Deckendicken und Belastungen konzipiert. Die Abmessungen betragen 7,30 m/40 cm/25 cm (Länge/Breite/Höhe). Die effektive Spannweite in den Versuchen war 7,0 m und die Belastung wurde in den Drittelpunkten aufgebracht (siehe Bild 3).

Die Bewehrungen der fünf Prüfkörper in Feldmitte sind in Tabelle 1 aufgelistet und in Bild 4 dargestellt. Prüfkörper PK 1 wurde nur mit Bewehrungsstahl, Prüfkörper PK 2 mit Vorspannung ohne Verbund, Prüfkörper PK 3 mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund, Prüfkörper PK 4 mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund, jedoch ohne schlaffe Bewehrung, und Prüfkörper PK 5 mit Vorspannung mit nachträglichem Verbund wiederum ohne konstruktive Bewehrung, jedoch mit Stahlfaserbeton (30 kg/m<sup>3</sup>) hergestellt. Die Spannliedführung zwischen den Belastungspunkten ist gerade und in den Endbereichen parabolisch bis zur Schwerachse (siehe Bild 3).

**Tabelle 1.** Bewehrung der Probekörper  
**Table 1.** Reinforcement of specimens

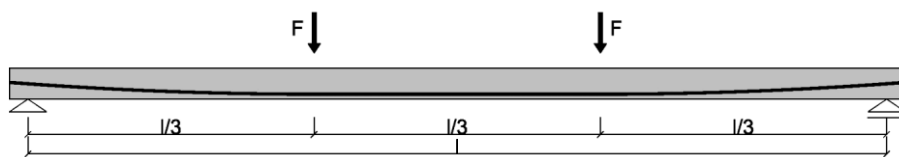
PK	Bewehrung	Spannlied	Vorspannkraft P <sub>0</sub> pro Spannlied	Zusätze
1	6 Ø14	-	-	-
2	2 Ø12 2 Ø14	1 × VT01-150 S o.V.	207 kN	-
3	2 Ø12 2 Ø14	1 × VT01-150 S m.V.	207 kN	-
4	-	2 × VT01-150 S m.V.	207 kN	-
5	-	2 × VT01-150 S m.V.	207 kN	Fasern 30 kg/m <sup>3</sup>

Die fünf Versuchskörper wurden für Eigengewicht (g = 2,5 kN/m) und zwei Nutzlasten von jeweils F = 14,2 kN bemessen. Die Biegebewehrung wurde so gewählt, daß die unterschiedlich bewehrten Prüfkörper ein ähnliches Biegetragvermögen aufwiesen.

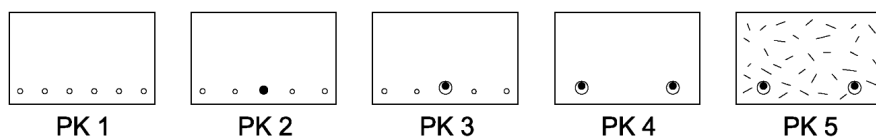
**3 Herstellung der Probekörper**

Die fünf Prüfkörper wurden in einer Holzschalung hergestellt. Bewehrung und Hüllrohre wurden in die Schalung eingebaut (siehe Bild 5) und eine Wendelbewehrung zur Aufnahme der Spaltzugkräfte wurde an die Ankerplatten angeschweißt. Die verwendeten Spannsysteme (Spannlied Typ VT 01-150 S) sind Produkte der Firma Vorspanntechnik [7]. Für die Spannlied mit nachträglichem Verbund (PK 3, 4, 5) wurden Wellrohre mit einer Dicke von 0,25 mm, einem Innendurchmesser von 30 mm und Außendurchmesser von 35 mm in die Schalung eingelegt. Die Spannbewehrung bestand aus 7-drähtigen Spanndrahtlitzen St 1570/1770 mit einem Nenndurchmesser von 15,7 mm (0,62“) und einem Nennquerschnitt von 150 mm<sup>2</sup>. Bei einem Betonalter von 21 Tagen wurden die Spannlied einseitig von der Firma Vorspanntechnik mit einer Spannpresse VT-200 Typ E vorgespannt. Die Prüfkörper PK 3, 4 und 5 wurden nach dem Vorspannen mit Zementmörtel (Portlandhüttenzement EN 197-1-CEM II/A-S 42,5 R WT 42) ausgegepreßt.

Die Prüfkörper PK 1 bis PK 4 wurden in einem Arbeitsgang mit der gleichen Betoncharge betoniert. Für PK 5 wurde Faserbeton mit 30 kg/m<sup>3</sup> Stahlfasern des Typs



**Bild 3.** Darstellung des Versuchsaufbaus  
**Fig. 3.** View of experimental set-up



**Bild 4.** Querschnitte der Prüfkörper in der Trägermitte  
**Fig. 4.** Cross sections of specimens at mid-span



Bild 5. Schaltung für die Probekörper PK 1-PK 5

Fig. 5. Formwork for the specimens PK 1-PK 5

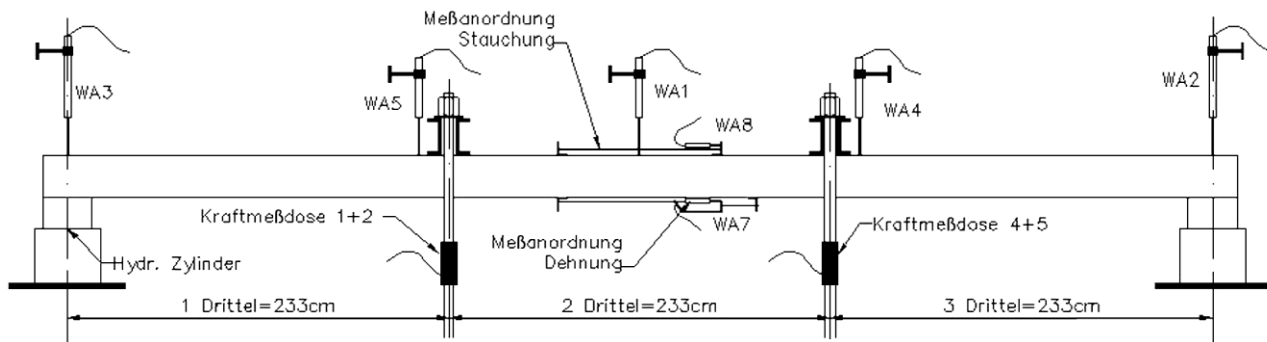


Bild 6. Darstellung des Versuchsaufbaues und der Anordnung der Meßeinrichtungen

Fig. 6. Test set-up and arrangement of measuring equipment

Dramix 45/50 verwendet. Alle Prüfkörper wurden mittels Flaschenrüttler verdichtet. Nach dem Betonieren wurden die Prüfkörper mit einer Folie abgedeckt, um übermäßiges Verdunsten von Wasser zu verhindern.

Die mechanischen Eigenschaften des Betons und der schlaffen Bewehrung wurden getrennt bestimmt. Die Betondruckfestigkeit wurde an Würfeln mit 15 cm Seitenlänge und einem Betonalter von 28 Tagen ermittelt. Die mittleren Würfeldruckfestigkeiten waren für den faserlosen Beton  $52 \text{ N/mm}^2$  und den Faserbeton  $55 \text{ N/mm}^2$ . Jeweils zwei der verwendeten Bewehrungsstäbe mit  $\varnothing 12$  und  $\varnothing 14$  wurden getestet [8]. Die Stäbe mit  $\varnothing 12$  erreichten bei der Dehnung von 0,2% Spannungen von 551 und 552  $\text{N/mm}^2$ . Die Zugfestigkeiten betragen 689 und 693  $\text{N/mm}^2$ . Die Spannungs-Dehnungslinie zeigte eine geringe Duktilität des Stabes. Die gleichen Versuche wurden an den Stäben mit  $\varnothing 14$  durchgeführt. Diese ergaben eine Spannung von 604  $\text{N/mm}^2$  bei 0,2% Dehnung und Zugfestigkeiten von 698 und 693  $\text{N/mm}^2$ .

#### 4 Der Versuchsaufbau

Die Versuche wurden im großen Prüfraum des Instituts für Tragkonstruktionen der Technischen Universität Wien durchgeführt. Der Prüfkörper lagerte an seinen Enden auf Hydraulikzylindern und wurde in den Drittpunkten kraftschlüssig mit dem Prüfraum verbunden (siehe Bild 6). Der Kraftschluß wurde durch Gewindestangen hergestellt. Die Gewindestangen wurden dabei auf beiden Seiten des Prüfkörpers angeordnet, sodaß ein Verdrehen des Prüfkörpers während des Versuchs verhindert wurde. Die Hydraulikzylinder waren mit Kalotten bestückt, sodaß eine Drehung in alle Richtungen möglich war und keine Zwängungen in den Prüfkörper eingebracht wurden. Die

Kraftaufbringung erfolgte durch Heben der Hydraulikzylinder, wobei die Kraft in beiden Zylindern während des gesamten Versuchs gleich groß war. Die exakte Messung der aufgetragenen Kraft erfolgte über an den Gewindestangen angebrachte Kraftmeßdosen. Zur Kontrolle der Kraftmessung und der Gleichmäßigkeit des Versuchs wurde auch die Kraft in den Hydraulikzylindern gemessen. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde über den Hub der Hydraulikzylinder mit 1 mm/min vorgegeben.

Die Durchbiegung während des Versuchs wurde mittels fünf Wegaufnehmern (WA 1-WA 5) gemessen (Bild 6), welche auf einem gemeinsamen Referenzsystem, das unabhängig vom Prüfkörper war, angebracht wurden. Die Berechnung der Mittendurchbiegung erfolgte mit

$$D = WA1 + \frac{WA2 + WA3}{2} \quad (1)$$

Die Durchbiegung stellt nur die im Versuch aufgetragene Durchbiegung dar. Eine Krümmung der Prüfkörperachse durch Vorspannung und Eigengewicht konnten nicht berücksichtigt werden. Es wurden auch die Stauchung (WA 8) und die Dehnung (WA 7) auf der Balkenober- und Balkenunterseite gemessen. Die Messung erfolgte dabei über die Meßlänge von einem Meter. Der gemessene Weg in mm entspricht somit der Dehnung bzw. Stauchung in Promille. Die Krümmung im mittleren Drittel, in dem das Moment konstant ist, kann mit den Beträgen der Meßwerte der Wegaufnehmer WA 7 und 8 mit

$$k = \frac{WA7 + WA8}{h} \quad (2)$$

berechnet werden. Dabei ist h die Höhe des Trägers.

## 5 Versuchsergebnisse

Die Prüfkörper wurden in einem Betonalter zwischen 32 und 43 Tagen getestet. Bei allen Versuchen wurden die auf den Prüfkörper aufgetragenen Deformationen kontinuierlich erhöht. Dadurch war es möglich, die maximale Last und auch das Nachbruchverhalten und das Totalversagen zu untersuchen. Wegen des eingeschränkten Pressenhubs mußten die Prüfkörper in zwei bzw. drei Belastungsstufen getestet werden. Es wurden auch die Rißbreiten und Rißabstände bei einer Last von  $2F = 50$  kN und beim Erreichen der maximalen Last ( $2F = 72$  kN bis  $82$  kN) aufgenommen.

Die Kraft-Durchbiegungsverläufe sind in Bild 7 und die Kraft-Krümmungsverläufe in Bild 8 für alle Prüfkörper zusammenfassend dargestellt. Der Prüfkörper PK 1 (nur schlaffe Bewehrung) zeigte bis zum Erreichen der Traglast eine mit der Durchbiegung linear ansteigende Kraft. Danach konnte die Verformung bei nahezu konstanter Last bis zum ca. dreifachen der elastischen Verformung gesteigert werden. Das Versagen des Prüfkörpers erfolgte durch Zerstören der Betondruckzone. Nach dem Versuch konnte festgestellt werden, daß keiner der Bewehrungsstäbe gerissen war, jedoch alle Stäbe ausgeprägte Einschnürungsbereiche aufwiesen.

Das Verhalten von Prüfkörper PK 2 (Vorspannung ohne Verbund und mit schlaffer Bewehrung) und PK 3 (Vorspannung mit Verbund und schlaffer Bewehrung) war sehr ähnlich. Beide Prüfkörper wiesen einen nahezu linearen Kraftanstieg mit zunehmender Durchbiegung bis ca.  $73$  kN auf. Danach kam es zu einem Knick im Kraft-Durchbiegungsverlauf, wobei bei beiden Prüfkörpern die Kraft mit zunehmender Durchbiegung weiter gesteigert werden konnte. Das Totalversagen trat bei einer Durchbiegung von ca.  $25$  und  $29$  cm durch Zerstören der Druckzone auf.

Die Prüfkörper PK 4 (Vorspannung mit nachträglichem Verbund, jedoch ohne schlaffe Bewehrung) und PK 5 (wie PK 4, jedoch mit Faserbeton) zeigten ein ähnliches Kraft-Durchbiegungsverhalten. Die Kraft-Durchbiegungsverläufe waren ausgeprägt nicht-linear, sodaß die Durchbiegung bei der rechnerischen Nutzlast ( $28,4$  kN =  $2F$ ) geringer, bei Erreichen der Traglast jedoch höher als bei den anderen Prüfkörpern war. Auch ohne schlaffe Bewehrung waren beide Prüfkörper imstande große Durchbiegungen beim Totalversagen zu erreichen. Die Durchbiegungen beim Totalversagen waren sogar höher als bei den Prüfkörpern PK 2 und PK 3, die zwar mit weniger Vorspannstahl, jedoch mit der nach ÖNORM B 4750 geforderte Mindestbewehrung ausgeführt wurden. Besonders

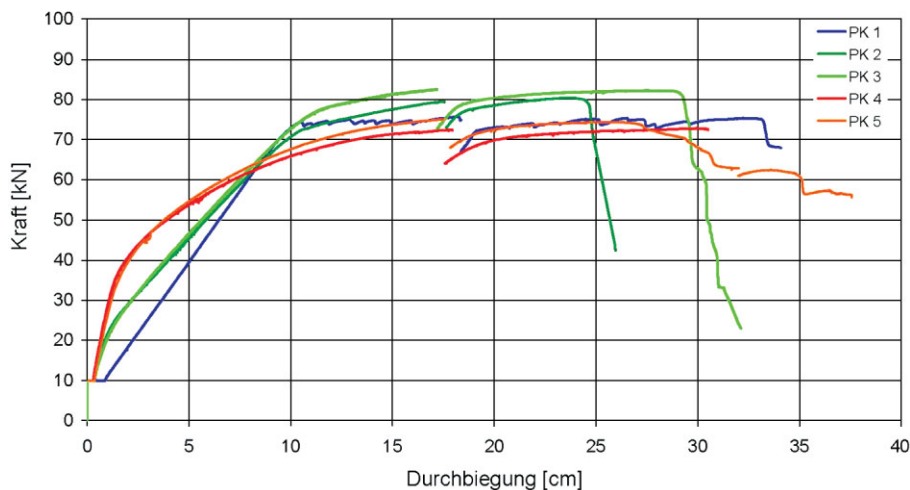


Bild 7. Kraft-Durchbiegungsdiagramme für die untersuchten Prüfkörper  
Fig. 7. Load-deflection diagrams for the tested specimens

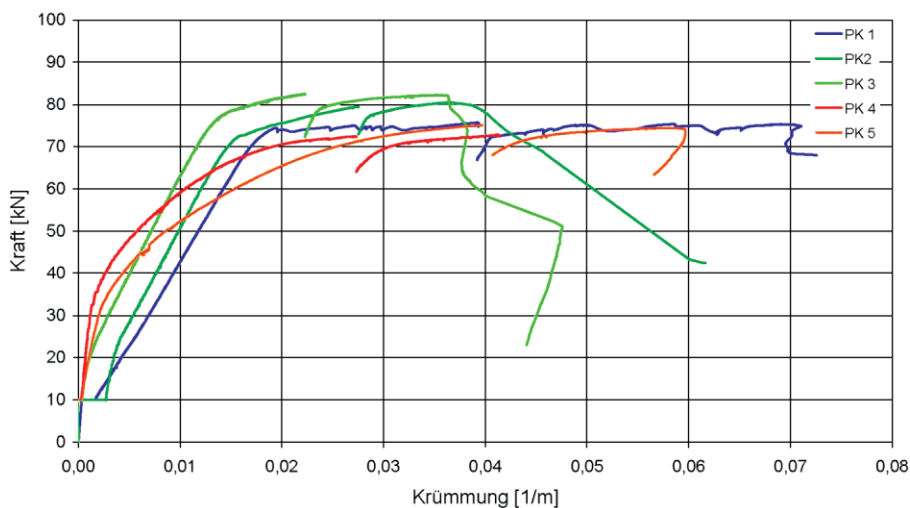


Bild 8. Kraft-Krümmungsdiagramme für die untersuchten Prüfkörper  
Fig. 8. Load-curvature diagrams for the tested specimens

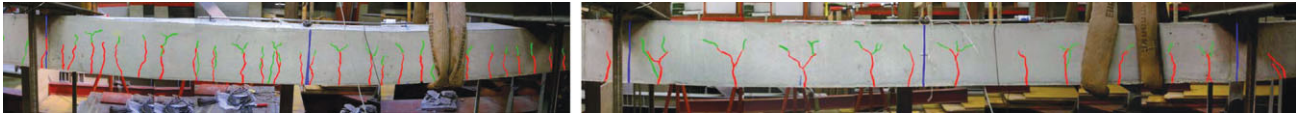


Bild 9. Risse bei Erreichen der Traglast für Probekörper PK 1 (links) und PK 4 (rechts)  
Fig. 9. Cracks at ultimate load for specimens PK 1 (left) and PK 4 (right)

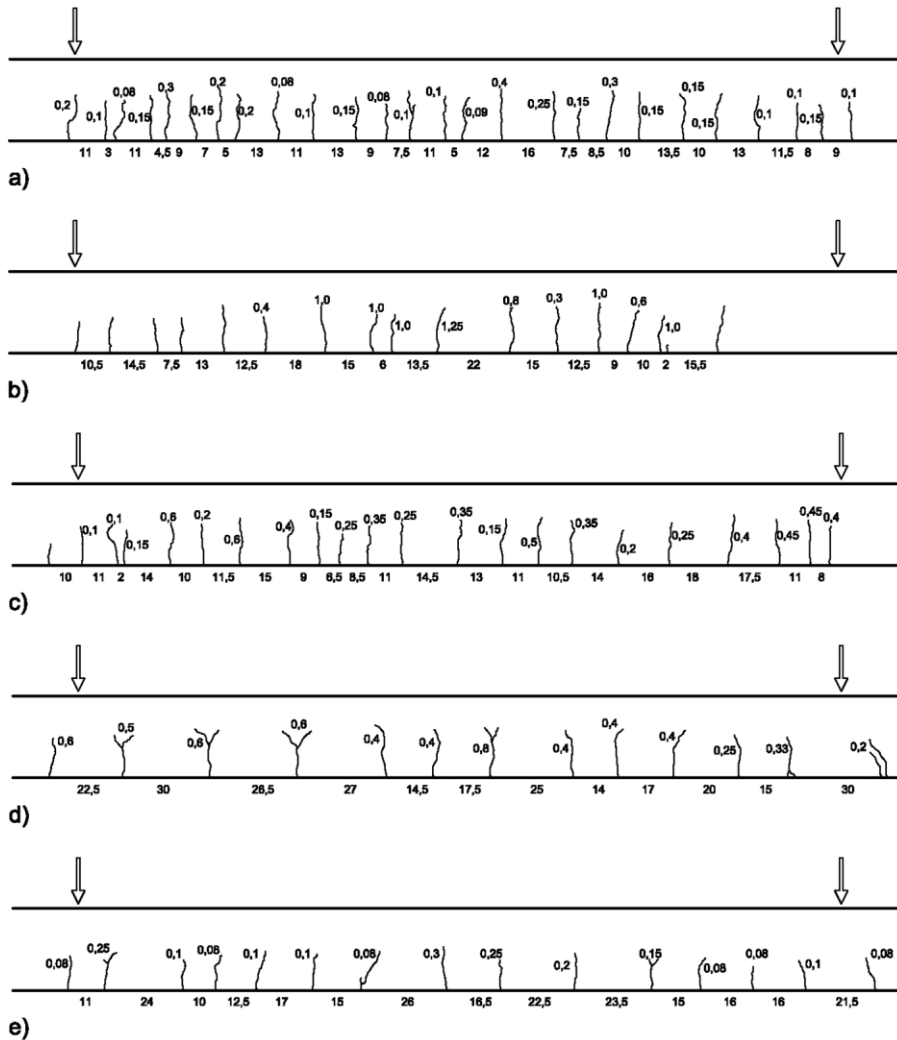


Bild 10. Rißbilder der Probekörper bei 50 kN: a) PK1, b) PK2, c) PK3, d) PK4, e) PK5 (Rißbreiten in mm)  
Fig. 10. Crack pattern of the specimens at a load of 50 kN: a) PK1, b) PK2, c) PK3, d) PK4, e) PK5 (crack widths in mm)

groß war die Durchbiegung mit 48 cm bei dem mit Faserbeton hergestellten Prüfkörper PK 5. Das Totalversagen des Prüfkörpers trat hier durch das Reißen beider Spannstahtlitzten ein. Bei allen anderen Prüfkörpern trat das Versagen durch Zerstören der Druckzone ein.

Bild 9 zeigt die im mittleren Drittel der Prüfkörper PK 1 (nur schlaffe Bewehrung) und PK 4 (nur Vorspannung) am Prüfkörper gekennzeichneten Risse bei Erreichen der Traglast. Hierbei wurden die Risse bei einer Kraft von 50 kN mit roter Farbe und das Fortschreiten der Risse bis zur Traglast mit grüner Farbe markiert. Man erkennt, daß die Rißabstände beim Prüfkörper PK 1 viel enger waren als bei PK 4, und daß bei beiden Prüfkörpern die meisten Risse schon bei 50 kN vorhanden waren und bei Erreichen der Traglast nur geringfügig weiter in die Betondruckzone vorgedrungen sind. Um die Prüfkörper miteinander vergleichen zu können, wurden bei allen Prüfkörpern die Risse bei einer Kraft von 50 kN und bei Traglast aufgenommen. Es ist zu beachten, daß die Durchbie-

gungen der einzelnen Prüfkörper bei einer aufgetragenen Kraft von 50 kN unterschiedlich waren. In Bild 10 sind die Rißbilder mit den Rißbreiten und den Rißabständen bei einer Belastung von 50 kN dargestellt. Man erkennt, daß der Prüfkörper PK 1 die meisten Risse aufweist. Je geringer der Vorspanngrad umso länger sind die Risse. So reichen die Risse von Prüfkörper PK 1 schon ca. 2/3 der Prüfkörperhöhe, während die Risse beim Prüfkörper PK 4 nur vereinzelt über die Mittellinie reichen.

Die rechnerische Nutzlast, wie sie in der Dimensionierung der Prüfkörper verwendet wurde, beträgt 28,4 kN. Um die Rißbreiten bei der rechnerischen Nutzlast von 28,4 kN zu bestimmen, wird angenommen, daß sich die Risse im Verhältnis zur Durchbiegungen vergrößern. Die Rißbreite auf der Zugseite bei rechnerischer Nutzlast wird daher mit

$$w_{(28,4 \text{ kN})} = \frac{w_{(50 \text{ kN})} \cdot u_{(28,4 \text{ kN})}}{u_{(50 \text{ kN})}} \quad (3)$$

**Tabelle 2. Zusammenstellung der Kräfte, Durchbiegungen und Rißbreiten bei Bemessungslast ( $2F = 28,4 \text{ kN}$ )**  
**Table 2. Summary of loads, deflections and crack widths at design load ( $2F = 28,4 \text{ kN}$ )**

		PK 1	PK 2	PK 3	PK 4	PK 5
Durchbiegung	[mm]	3,43	1,91	1,93	0,99	1,10
Durchschnittliche Rißbreite	[mm]	0,08	0,27	0,11	0,11	0,04

**Tabelle 3. Vergleich der berechneten und im Versuch ermittelten Tragmomente**  
**Table 3. Comparison of calculated and actual ultimate bending moments**

		PK 1	PK 2	PK 3	PK 4	PK 5
Traglast ( $2F$ )	[kN]	75,7	79,3	82,6	72,5	75,1
Rechnerisches Tragmoment	[kNm]	101,3	107,7	105,4	97,6	94,7
Tatsächliches Tragmoment	[kNm]	103,5	109,1	111,7	100,3	102,8

**Tabelle 4. Stahlgewicht aller Probekörper**  
**Table 4. Steel weight of all specimens**

Gewicht [kg]	PK 1	PK 2	PK 3	PK 4	PK 5	
Betonstahl:	53,0	30,5	30,5	0,0	0,0	[kg]
Spannstahl: *1)	0,0	8,6	8,6	17,1	17,1	[kg]
Fasern:	0,0	0,0	0,0	0,0	21,9	[kg]
Gesamtgewicht:	53,0	39,1	39,1	17,1	39,0	[kg]

\*1) ohne Verankerungen

ermittelt. Die Durchbiegungen und die mittleren Rißbreiten sind in Tabelle 2 zusammengefaßt. Die Durchbiegung des Prüfkörpers PK 1 (nur schlaffe Bewehrung) ist relativ hoch und weist bei einer Kraft von 50 kN die meisten Risse auf. Durch die gute Rißverteilung der schlaffen Bewehrung sind die Rißbreiten sehr gering. Die mittleren Rißbreiten waren bei allen Prüfkörpern kleiner als 0,3 mm. Die größte mittlere Rißbreite wurde bei PK 2 (Vorspannung ohne Verbund mit schlaffer Bewehrung) mit 0,27 mm festgestellt. Auch der Faserbeton im Prüfkörper PK 5 zeigt einen günstigen Einfluß auf die Rißbreite. Hier konnte die mittlere Rißbreite durch den Einsatz von Fasern auf 0,04 mm reduziert werden.

In Tabelle 3 sind die im Versuch bestimmten Traglasten und die tatsächlichen Tragmomente den rechnerischen Tragmomenten gegenübergestellt. Die tatsächlichen Tragmomente sind etwas größer als die mit den normgemäßen Baustoffkennwerten (B 40, BSt 550, St 1570/1770) ermittelten Tragmomente, weil die Festigkeiten der Bewehrung höher waren als in der Norm gefordert.

## 6 Schlußfolgerungen

Erwartungsgemäß konnte festgestellt werden, daß die Vorspannung eine günstige Wirkung auf das Durchbie-

gungsverhalten hat. Es wurde auch gezeigt, daß beim Einsatz von Vorspannung ohne weitere schlaffe Bewehrung ein duktiler Nachbruchverhalten erreicht wird und die mittleren Rißbreiten bei der rechnerischen Nutzlast im zulässigen Bereich liegen.

In Tabelle 4 ist das Stahlgewicht für jeden Prüfkörper angegeben, wobei Prüfkörper PK 1 (schlaffe Bewehrung) mit der meisten Bewehrung deutlich ersichtlich ist. Der Stahlverbrauch bei Prüfkörper PK 4 (Vorspannung mit nachträglichem Verbund ohne zusätzliche schlaffe Bewehrung) ist am geringsten und beträgt nur 32% des Stahlgewichts von PK 1. Die wesentlichen Vorteile einer vorgespannten Decke ohne schlaffe Bewehrung (Beispiel Prüfkörper PK 4) sind:

- ein viel geringerer Stahlgehalt,
- weniger Herstellungsaufwand durch das Wegfallen der schlaffen Bewehrung,
- geringere Durchbiegungen,
- Verkürzung der Bauzeit,
- geringere Kosten.

Prüfkörper PK 5 wurde im Gegensatz zu PK 4 mit  $30 \text{ kg/m}^3$  Stahlfasern ausgeführt. Die Traglast von PK 5 war mit 75,1 kN geringfügig höher als die von PK 4 mit 72,5 kN. Das Last-Verformungsverhalten kann bis zu einer Durchbiegung von ca. 30 cm als nahezu gleich angesehen werden. Die Wirkung der Fasern konnte anhand der geringere Rißbreiten und größere Verformungen bei Totalversagen festgestellt werden. Allerdings wird der höhere Stahlverbrauch von 39 kg beim Prüfkörper PK 5 im Vergleich zu 17,1 kg für Prüfkörper PK 4 im Normalfall den Einsatz von Stahlfasern nicht rechtfertigen.

Der Vergleich der im Versuch erreichten Traglasten mit den berechneten Werten zeigt, daß die Berechnung mit Mittelwerten gut mit den Versuchswerten übereinstimmt. Dies gilt auch für die Prüfkörper PK 4 und PK 5 die nicht gemäß Normenwerk bemessen wurden.

## Danksagung

Die Autoren danken der Firma Porr Technobau und Umwelt Aktiengesellschaft, Niederlassung Wien für die Herstellung der fünf Plattenstreifen und der Firma Vorspanntechnik GmbH&Co. KG, Salzburg für die Ausführung der Vorspannarbeiten.

## Literatur

- [1] Warner, Rangan, Hall, Faulkes: *Concrete Structures*. Longman Verlag.
- [2] The Concrete Society: *Post-Tensioned Concrete Floors – Design Handbook*, Technical Report No. 43, Slough.
- [3] ÖNORM B 4700: Stahlbetontragwerke. Ausgabe: 2001-06-01.
- [4] ÖNORM B 4750: Spannbetontragwerke. Ausgabe: 2000-11-01.
- [5] EN 1992-1-1: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1.1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau, Europäisches Komitee für Normung, Ausgabe April 2003.

[6] *Veronika Löffler*: „Großversuche zu vorgespannten Decken mit und ohne Betonstahlbewehrung“, Diplomarbeit am Institut für Tragkonstruktionen–Betonbau, August 2004.

[7] Zulassung Vorspanntechnik: Vorspannung mit Verbund VT-140/150.

[8] Technische Versuchs- & Forschungsanstalt, Bericht über die Durchführung von Zugversuchen an vier Betonstählen, 7. Juli 2004.



Dipl.-Ing. Sebastian Zoran Ambro  
szambro@mail.tuwien.ac.at  
Technische Universität Wien  
Institut für Tragkonstruktionen –  
Betonbau  
Karlsplatz 13/ E212 – Betonbau  
1040 Wien, Österreich



Dipl.-Ing. Dr. techn. Stefan L. Burtscher  
stefan.burtscher@tuwien.ac.at  
Technische Universität Wien  
Institut für Tragkonstruktionen –  
Betonbau  
Karlsplatz 13/ E212 – Betonbau  
1040 Wien, Österreich



Dipl.-Ing. Veronika Loeffler  
veronika.loeffler@porr.at  
Porr Technobau und Umwelt  
Aktiengesellschaft  
Niederlassung Wien  
Absberggasse 47  
1103 Wien, Österreich



o.Univ. Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger  
johann.kollegger+e212@tuwien.ac.at  
Technische Universität Wien  
Institut für Tragkonstruktionen –  
Betonbau  
Karlsplatz 13/ E212 – Betonbau  
1040 Wien, Österreich

## Aktuelles

### Straßenbrücke mit Glasfaserbewehrung

In diesem Frühjahr sind in Kanada mehrere größere Betonbrücken mit Glasfaserbewehrung ausgeführt worden. Die herausragendste ist die Floodway Bridge in Winnipeg Manitoba. Die 15,5 m breite Brücke hat 16 Felder mit je 43,5 m Spannweite. Alle Betonbauteile oberhalb der Hauptträger sind mit Aslan-100-GFRP-Stäben bewehrt. Der Konstruktion lag der Canadian Highway Bridge Design Code zugrunde, der inzwischen auch Regeln für die Anwendung von Glasfaserbewehrung enthält.

Mit eingebauten 140 000 kg Aslan-100-GFRP-Stäben ist die Floodway Bridge die bisher größte Brücke mit nichtmetallischer Bewehrung. Die Glasfaserstäbe wiegen etwa ein Viertel so viel wie vergleichbare Stahlbewehrung. Bei Verwendung von Glasfaserbewehrung kann mit einer längeren Lebensdauer des Bauwerks gerechnet werden, weil die Gefahr der Stahlkorrosion entfällt.

Konstruktionsrichtlinien wie der Canadian Highway Bridge Design Code, CSA S-806 building Code und ACI 440.1R-06 enthalten übereinstimmende Regeln für mit Glasfaserstäben bewehrte Betonkonstruktionen. Prüfverfahren wie ASTM D7205-06 und ACI 440.4R-03 beschreiben Prüfverfahren für die Eigenschaften von Glasfaserstäben.



Bild 1. Floodway Bridge in Winnipeg Manitoba (Photo: Fortius)



Bild 2. Floodway Bridge, Einbau der Glasfaserbewehrung (Photo: Fortius)