

# Decken aus selbstverdichtendem Stahlfaserbeton

Prof. Dr.-Ing. Ulrich Gossla, Fachhochschule Aachen  
Dipl.-Ing. ETH René Pepin, TREFILARBED Bissen S.A.

## Einleitung

Trotz einer Vielzahl von nationalen und internationalen Rechenregeln muß sich die Verwendung von Stahlfaserbeton als tragendes Bauteil auf Nischen beschränken. Entweder wird Stahlfaserbeton in Kombination mit Vorspannung oder Betonstahl eingesetzt, oder seine Anwendungen beschränken sich auf gebettete Bauteile oder solche mit ständig wirkenden Normaldruckkräften.

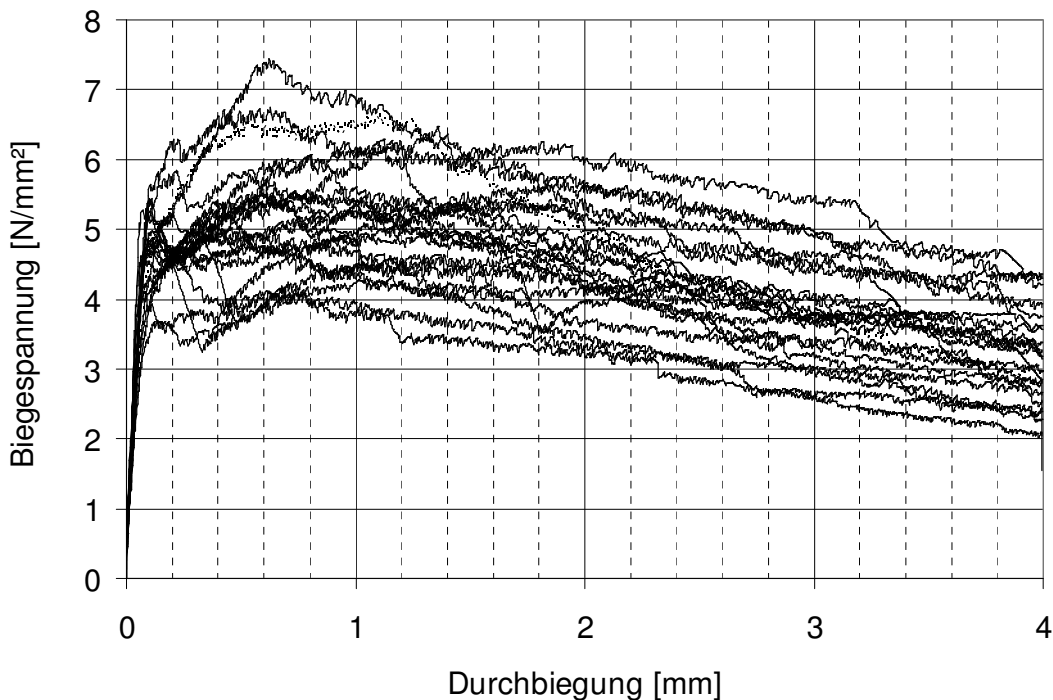
Bislang wurde vielfach die Strategie umgesetzt, möglichst leistungsfähige Fasern einzusetzen und er Wettbewerb unter den Anbietern zielte darauf ab, Fasern zu entwickeln, die mit möglichst geringer Dosierung möglichst hohe Tragfähigkeiten im gerissenen Zustand ermöglichen. Zweifellos hat dieser Wettbewerb dazu geführt, daß sich im Markt seriöse Anbieter mit hochwertigem Material gegenüber „Billigproduzenten“ durchsetzen konnten.

Jedoch ist hinlänglich bekannt, daß mit geringerer Faserdosierung größere Streuungen in den relevanten Eigenschaften (Nachrißzugfestigkeit) verbunden sind.

Mit der Entwicklung und Verbreitung selbstverdichtender Betone konnte eine neue Idee umgesetzt werden: Relativ kostengünstig zu produzierende Stahlfasern mit gutem Einmischverhalten bei Dosierungen von  $100 \text{ kg/m}^3$  und darüber können zu einem Bauteilverhalten führen, daß sowohl hinsichtlich Tragfähigkeit als auch hinsichtlich der Streuungen der Materialeigenschaften dem von Stahlbeton eher vergleichbar ist als alle bisher erprobten und zur Zeit im Masseneinsatz befindlichen Faserbetone mit Dosierungen unter  $60 \text{ kg/m}^3$ .

## 1. Eigenschaften von selbstverdichtenden Betonen mit hohen Fasergehalten

Bei Betonen mit hohen Fasergehalten kann im Biegeversuch nach Überschreiten der Biegezugfestigkeit eine weitere Laststeigerung festgestellt werden. Im Labor der FH Aachen wurden Balken mit Fasergehalten von  $100 \text{ kg/m}^3$  TABIX 1.3/50 und einer mittleren Betondruckfestigkeit von  $f_{c,cube} = 43,7 \text{ MN/m}^2$  untersucht. Es ergeben sich bei Auswertung nach DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton äquivalente Biegezugfestigkeiten in der Größenordnung von  $5 \text{ MN/m}^2$ . Bei Einstufung in eine Faserbetonklasse ergäbe sich mit einem Wert von 2,2 im Verformungsbereich 1 und einen geringfügig kleineren Wert im Verformungsbereich 2 eine Faserbetonklasse oberhalb der dort angegebenen maximalen Klasse von 2,0.



**Bild 1: Biegespannungs-Durchbiegungskurven von 22 Balken gemäß DBV-Merkblatt**

In Bild 1 sind zusammenfassend 22 Kurven aus 3 Serien (3 unterschiedliche Betonagen) der verwendeten Rezeptur mit  $100 \text{ kg/m}^3$  Fasergehalt dargestellt. Die Streuungen der 3 Einzelserien bestehend aus 10, 6 und 6 Balken sind jeweils sehr gering. Teilweise haben sich zwei plastische Gelenke ausgebildet. Nach Aufbrechen einzelner Querschnitte konnte eine sehr gleichmäßige Faserverteilung bei hoher Sättigung der Betonmatrix festgestellt werden.

## 2. Konstruktion und Herstellung der Flachdecke

Auf dem Werksgelände der TREFILARBED in Bissen, Luxemburg wurde im Sommer 2004 eine Versuchsdecke mit Gesamtabmessungen von  $18,00 \times 18,00 \text{ m}$  und  $20 \text{ cm}$  Deckenstärke erstellt.

Die Versuchsplatte ist als Flachdecke mit einer Stärke von  $20 \text{ cm}$  und einem Rastermaß von  $6,00 \times 6,00 \text{ m}$  konzipiert. Sie besteht aus  $3 \times 3$  Feldern. Als Stützen wurden Stahlprofile mit aufgeschweißter Kopfplatte von  $20 \times 20 \text{ cm}$  verwendet.

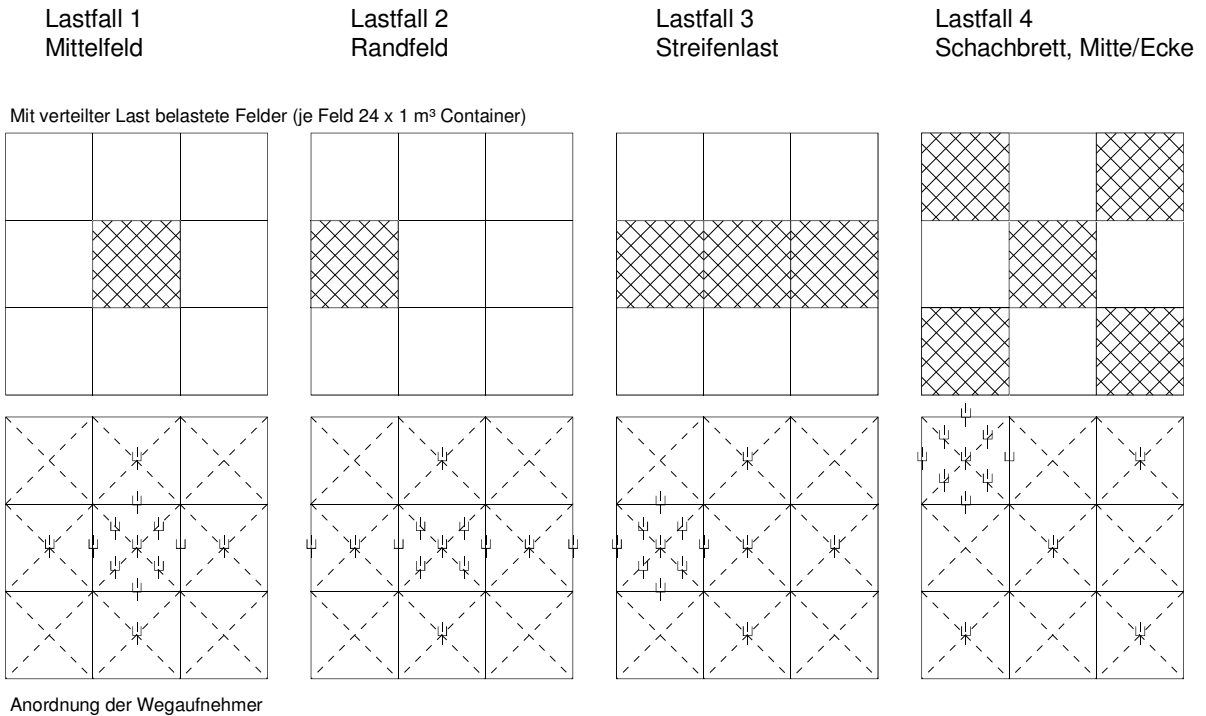
Die Platte wurde auf einer Holzschalung betoniert, die mit einer Folie abgedeckt war, um eine möglichst glatte Oberfläche zu erzielen.

In der Platte befindet sich eine ausschließlich unten eingelegte Zugbewehrung. Sie soll im realen Bauwerk ein fortschreitendes Versagen (Dominoeffekt) verhindern und ist entsprechend den Untersuchungen von Mitchell und Cook /3/ als „Anti-Progressiv-Collapse-Bewehrung“ ausgelegt.

Betonherstellung, Transport und Einbau erfolgen unter realitätsnahen Baustellenbedingungen mittels Fahrmixer und Pumpe. Die Faserzugabe erfolge händisch im Betonwerk in den noch trockenen Zuschlag vor Einfüllen in den Zwangsmischer. Der Beton konnte problemlos gepumpt werden. Eine Verdichtung nach Einbau erfolgte nicht.

### 3. Beaufschlagung durch Flächenlasten (Gebrauchslastversuche)

Zunächst wurden einzelne Plattenfelder mit Flächenlasten versehen. Diese wurden in einzelnen Laststufen über kommunizierende Behälter mittels Feuerwehrschräuchen gesteigert. Die maximalen Flächenlasten betragen im Lastfall 1  $600 \text{ kg/m}^2$  ( $6 \text{ kN/m}^2$ ), in den Lastfällen 2 und 3  $350 \text{ kg/m}^2$  ( $3,5 \text{ kN/m}^2$ ) und im Lastfall 4  $300 \text{ kg/m}^2$  ( $3 \text{ kN/m}^2$ ).



**Bild 2: Lastfälle und Meßbestückung für die Gebrauchslastversuche**

Im Lastfall 3 wurde in den Randfeldern jeweils ein Riß mit Breiten von unter  $0,2 \text{ mm}$  festgestellt, die sich jedoch hinsichtlich Rißbreite bei weiter gesteigerter Last nicht vergrößerten. Die Risse mündeten in Falten der Folienabdeckung. Es ist daher naheliegend, daß diese Risse durch Kerbwirkung und nicht ausschließlich durch Last hervorgerufen wurden. In noch zu entnehmenden Bohrkernen soll diese Vermutung bestätigt werden.



**Bild 3: Wasserbehälter für Lastfall 1 (nahezu Vollfüllung) und 4 (beim Aufbau)**

Entsprechend der Berechnungen stellte sich ein voll elastisches Verhalten unter den gegebenen Gebrauchslasten ein. Die Vertikalverformungen erreichten Maximalwerte von unter 3,0 mm. Nach Befüllung der Wassertanks für Lastfall 4 (Schachbrettmuster) wurde die Gebrauchslast über eine Woche konstant gehalten. Verformungszunahmen wurden während dieser Zeit mittels mechanischer Meßuhren sowie durch ein abschließendes Feinnivellement (Genauigkeit ca. 0,1 bis 0,2 mm) festgehalten. Der Entlastungsvorgang wurde meßtechnisch begleitet. Es zeigte sich ein lineares Verhalten.

#### 4. Beaufschlagung durch Einzellasten (Traglastermittlung)

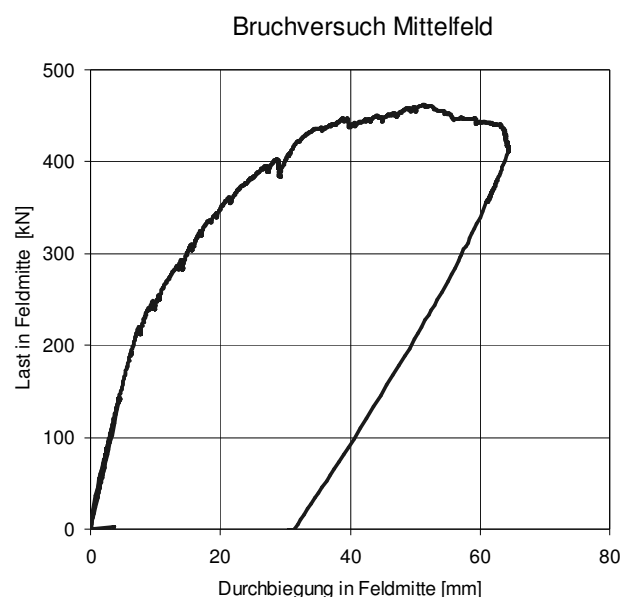
Durch einen oben auf die Platte montierbaren und in jedes der 9 Felder versetzbaren Belastungsrahmen wurden vier Felder mit einer Einzellast in Feldmitte geprüft. Hierzu kam ein Hydraulikzylinder mit maximalem Kolbenweg von 200 mm und maximaler Druckkraft von 630 kN zum Einsatz.

Die Versuche gliederten sich wie folgt:

- Einzellast Eckfeld, 100 kN, anschließend Entlastung
- Einzellast Mittelfeld, 100 kN, 200 kN, anschließend Bruchlastermittlung
- Einzellast Randfeld, 100 kN, 150 kN, anschließend Bruchlastermittlung
- Einzellast Eckfeld, 100 kN, 150 kN, anschließend Bruchlastermittlung

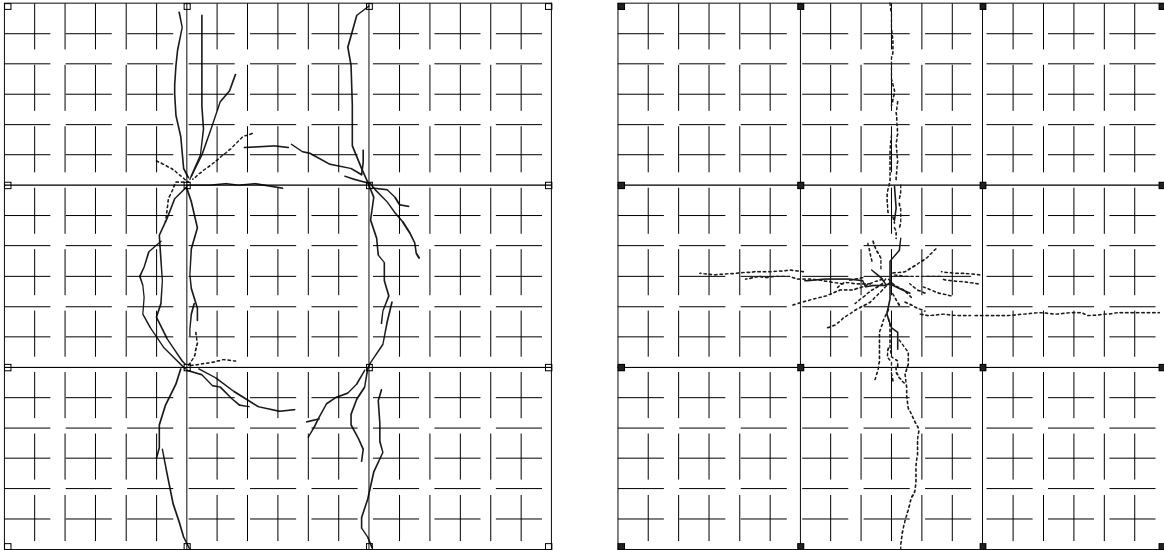
Zunächst wurde ein Eckfeld mit einer Einzellast von 100 kN beaufschlagt. Dieser Test diente einerseits zur Überprüfung der Belastungs- und Meßeinrichtungen für die an den darauffolgenden Tagen durchgeführten Bruchversuche unter Anwesenheit von insgesamt ca. 300 Fachleuten aus Europa und Übersee. Andererseits ist es dadurch möglich, das Verhalten des Eckfelds bei elastischer Einspannung in die Nachbarfelder mit dem bei teilplastischer Einspannung in das danach geprüfte Mittelfeld zu vergleichen.

##### 4.1 Bruchversuch mit Einzellast im Mittelfeld



**Bild 4: Last-Durchbiegungskurven in Feldmitte des Mittelfelds beim Bruchversuch**

Die Platte verhielt sich bis Lasten von ca. 230 kN nahezu voll elastisch, auch wenn bereits Risse geringer Breiten (bis 0,20 mm) festgestellt werden konnten. Der anschließende Traglastversuch ergab eine Bruchlast von 462 kN bei zugehöriger Vertikalverformung von über 50 mm in Feldmitte.



**Bild 5: Rißbild nach Bruchversuch Mittelfeld, links: Risse oben, rechts: Risse unten**

Nachdem ein Lastabfall von ca. 5% bei zugehöriger Verformungssteigerung auf 65 mm beobachtet wurde, gleichzeitig die Rißbildung (siehe Bild 5) in die benachbarten noch zu prüfenden Felder ausstrahlte, wurde der Versuch abgebrochen.

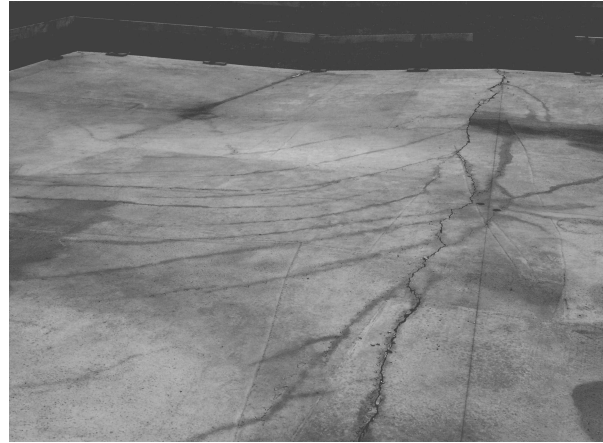
Zu diesem Zeitpunkt ergab sich als aktivste plastische Gelenkkette eine Rißformation aus 3 parallelen, im Bild 5 senkrecht verlaufend dargestellten, Rissen, zwei an der Plattenoberseite, eine in Feldmitte unten. Die sich zunächst tangential (oben) und radial (unten) ausgebildeten Risse waren weniger aktiv, d.h. mit Steigerung der Verformung ging eine unterproportional ansteigende Rißbreitenvergrößerung einher.

Die theoretische plastische Grenzlast liegt bei Annahme der radialen-tangentialen sowie der parallelen Gelenkkette etwa auf gleicher Höhe. Ein Übergang von einer Gelenkformation in eine andere ist im Allgemeinen nur dann möglich, wenn die plastischen Momente die elastischen Momente übersteigen.

#### 4.1 Bruchversuch mit Einzellast in Rand- und Eckfeldern

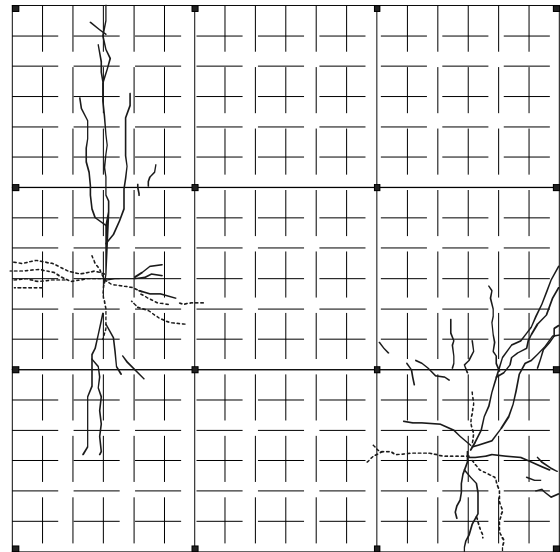
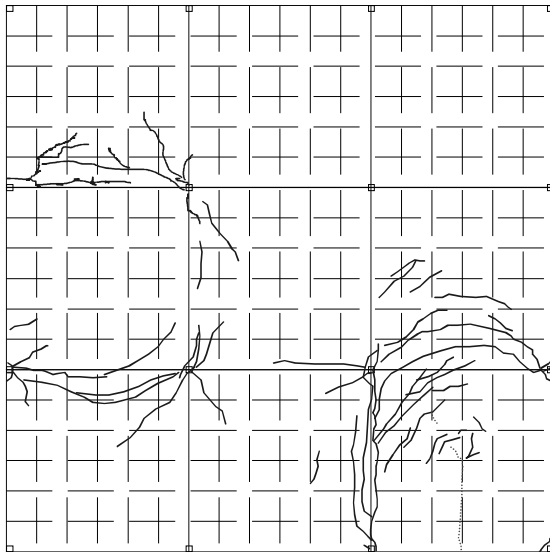
Anschließend wurden die Traglasten jeweils eines weiteren Rand- und Eckfeldes im Versuch ermittelt. Infolge der vorherigen Bruchbelastung des Mittelfelds und Ausbildung der plastischen Gelenkkette ist ein isotropes Verhalten der Gesamtplatte nicht mehr gegeben.

Beim Randfeld war die Einspannung in das benachbarte Mittelfeld gestört. Daher stellte sich unter Gebrauchslasten erwartungsgemäß eine ca. 20% geringere Steifigkeit als nach Theorie I Ordnung berechnet ein.



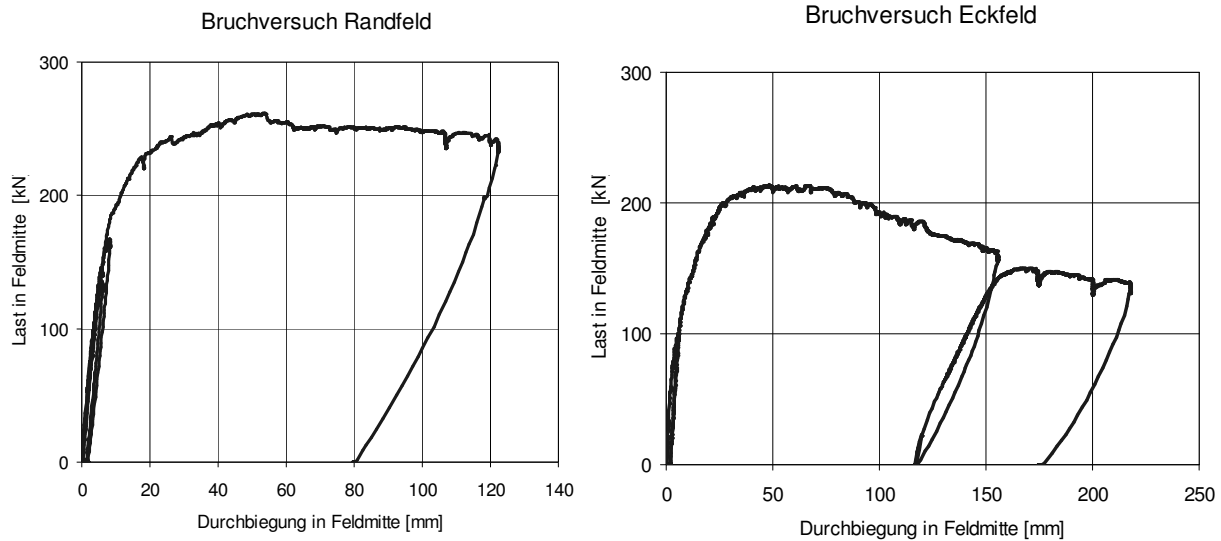
**Bild 6: Belastungsrahmen und Rißbild Eckfeld**

In Bild 7 sind die nach Abschluß der Belastungsversuche an Rand- und Mittelfeld zusätzlich aufgetretenen Risse dargestellt. Beim Randfeld sowie beim Eckfeld ist anhand der Rißbildung zu erkennen, daß auch hier sich ein Bruchmechanismus unter Ausbildung radialer und tangentialer plastischer Gelenke eingestellt hat.



**Bild 7: Rißbild nach Versuch Rand und Ecke links: Risse oben, rechts: Risse unten**

Beide Felder weisen wie auch schon das Mittelfeld ein sehr duktiles Verhalten auf. Die maximalen Lasten liegen bei Verformungen von jeweils über 50 mm. Die zugehörigen Rißbreiten liegen zu diesem Versuchsstadium bereits im Zentimeterbereich.



**Bild 7: Last-Durchbiegungskurve Rand- und Eckfeld**

Nachdem beim Randfeld auch unter Verformungen jenseits von 10 cm kein nennenswerter Lastabfall festgestellt werden konnte, wurde der Versuch nach Erreichen einer Vertikalverformung von über 12 cm abgebrochen.

Beim abschließenden Eckfeldversuch nahm bei Verformungen jenseits der 10 cm die Last kontinuierlich ab. Dies ist zum einen auf die Rißöffnung (Ribreiten bei Versuchsende betragen an der Plattenunterseite bis zu 5 cm), zum anderen auf den Bruch der Randbewehrung (Ribreiten am Plattenrand ca. 3 cm) zurückzuführen. Hinsichtlich der Rißentwicklung beim Eckfeld war interessant, daß sich selbst bei sehr hohen Verformungen und Beanspruchungen jenseits der Maximallast neue tangentiale Risse an der Plattenoberseite in immer kleiner werdenden konzentrischen Kreisen bildeten.

Der Versuch, die Verformungen soweit zu steigern, daß ein sekundäres Durchstanzen eintritt, mißlang. Einerseits trat ein beginnendes radiales Druckversagen an der Plattenoberseite auf, andererseits waren die Winkelverdrehungen an der Eckstütze derart angestiegen, daß ein Herunterfallen der Platte von den Stützen befürchtet werden mußte.

## 6. Zusammenfassung und Ausblick

Die auf dem Werksgelände der TREFILARBED in Bissen durchgeführten Großversuche zeigten, daß Flachdecken üblicher Spannweiten und Schlankheiten unter Verwendung von Stahlfaserbeton so hergestellt werden können, daß sie ein nahezu identisches Tragverhalten wie konventionell hergestellte Stahlbetonflachdecken aufweisen. Stahlfaserbetone mit hohen Fasergehalten in der Größenordnung von  $100 \text{ kg/m}^3$  weisen unter Biegezugbeanspruchung ein dem Stahlbeton vergleichbares Verhalten auf. Gegenüber Stahlbeton besitzen sie i.d.R. eine höhere Rotationskapazität, da es bei sehr großen Rißbreiten keine Abrisse der Bewehrung gibt und die Druckzone durch die Fasern verstärkt ist.

Auf die Verwendung selbstverdichtender Faserbetone mit hohen Fasergehalten wurde ein Patentschutz beantragt. Für die nahe Zukunft ist die Ausführung von Referenzobjekten geplant. Für eine Bauartzulassung (zunächst vorgesehen für Frankreich und Deutschland) werden in nächster Zeit Versuche zur Bestimmung des Brandwiderstands durchgeführt werden.

Nach ersten Untersuchungen hinsichtlich Wirtschaftlichkeit können Einsparungen in der Größenordnung bis 10% auf die Kosten der Decken erwartet werden. Es wird für dieses System ein weltweites Marktvolumen von mehreren Hunderttausend bis über eine Million Quadratmeter pro Jahr prognostiziert.

Durch die Verwendung neuer selbstverdichtender Stahlfaserbetone mit hohen Fasergehalten müssen auch hinsichtlich der Bemessung neue Wege eingeschlagen werden. Nahezu alle bestehenden Vorschriften behandeln hauptsächlich die speziellen Phänomene von Stahlfaserbetonen mit Fasergehalten unterhalb des kritischen Wertes, d.h. die Nachriß(biege)zugfestigkeit ist kleiner als die (Biege)Zugfestigkeit. Die darin angegebenen Nachweise sind genauso wenig sinnvoll auf Stahlbeton anwendbar wie auch auf diese neuen Stahlfaserbetone.

## **6 Literatur**

- /1/ Destrée, X.: Structural Application of Steel Fibre as only Reinforcing in Free Suspended Elevated Slabs: Conditions – Design – Examples, Sixth RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes, Varena, Italy, September 2004
- /2/ Gossila, U.: Tragverhalten und Sicherheit betonstahlbewehrter Stahlfaserbetonbauteile, Heft 501 des DAfStb, Beuth Verlag, 2000
- /3/ Mitchell, Cook: Preventing Progressive Collapse of Slab Structure, Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineering, Vol. 110, July 1984
- /4/ Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V. (Hrg.): DBV-Merkblatt Stahlfaserbeton, Oktober 2001