

Dominique Gerritzen
Horst Falkner

Zur Frage der Nutzbarkeit verbundlos vorgespannter Stahlbetondecken nach Brandeinwirkung

In dem vorliegenden Beitrag wird der Einfluß verschiedener Brandeinwirkungen im Hinblick auf die Weiter- bzw. Nachnutzungsmöglichkeiten verbundlos vorgespannter als auch normal bewehrter Stahlbetondecken nach einem Brand aufgezeigt. Es werden die wichtigsten Zusammenhänge zwischen Brandeinwirkung, Verhalten des Bauteils während des Brandes und der anschließenden Weiternutzungsmöglichkeiten aufgezeigt. Es wird eine Konstruktionsweise im Sinne einer guten Nutzbarkeit nach Brand aufgezeigt. Ratschläge und Tipps für die Praxis können entnommen werden.

In dem in dieser Fachzeitschrift im August 2004 veröffentlichten Beitrag „Verbundlos vorgespannte Decken – Nachnutzung nach Brand“ [7] wurde bereits über das Materialverhalten von Beton, Betonstahl und Spannstahl in bezug auf die Nutzbarkeit nach einer Brandeinwirkung sowie über durchgeführte Bauteilversuche an ein- und zweifeldrigen Plattenstreifen berichtet. Der hier vorliegende Beitrag ist als Aktualisierung und Fortsetzung zu verstehen.

The connection between fire exposure and the structural behavior of prestressed slabs after cooling

This article shows the influence of fire exposure to the structural behaviour of slabs and prestressed slabs after cooling. The connections between the different fire exposures, the behaviour under fire and the structural behaviour after cooling are carried out. Concluding this, the text gives some information for constructing slabs with a good structural behaviour after fire exposure.

The article "Verbundlos vorgespannte Decken – Nachnutzung nach Brand", published in "Beton- und Stahlbetonbau" in August 2004, deals with the material properties of concrete, reinforcing steel and prestressing steel during and after fire exposure. In addition to this the results of some experiments on single-span slabs and two-span slabs are described. This new article has to be considered as a continuation and update.

1 Einleitung

Die meisten bisherigen Arbeiten zum Brandverhalten von Stahlbeton- und Spannbetondecken sind letztlich vor dem lebenswichtigen Hintergrund durchgeführt worden, die Länge der Feuerwiderstandsdauer zur Evakuierung gefährdeter Personen bestimmen und beeinflussen zu können. Dies ist die wichtigste Seite der Brandforschung.

Auf der anderen Seite sind in einem Bundesland wie z. B. Hessen pro Jahr durchschnittlich 2000 Brandunfälle mittlerer Schwere zu verzeichnen, bei denen es nicht zum Versagen der Konstruktion kommt. Dabei wird der kon-

struktive Ingenieur von Bauherren und Versicherungen vor die Frage der Sanierbarkeit gestellt.

Für den mit Brandschäden vertrauten Ingenieur ist es möglich, Abschätzungen zur noch vorhandenen Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit zu machen, die aber möglicherweise aufgrund von Forschungs- oder Wissenslücken (z. B. Ausnutzung der Systemtragreserven) recht konservativ ausfallen, was in vielen Fällen nicht mehr führende Tragsicherheitsnachweise nach sich zieht. Des Weiteren zeigen brandbeanspruchte Decken oftmals große bleibende Verformungen (Bild 1), die unabhängig von der Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit eine Sanierung unmöglich machen.

Zusammenfassend stehen zwei Fragen im Vordergrund:

- Wie ist im Detail die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit einer vorgespannten und normal bewehrten Stahlbetondecke nach einem Brand einzuschätzen? Inwiefern können zum Ausgleich vorhandener Tragfähigkeitseinbußen Systemtragreserven herangezogen werden?
- Ist es möglich, im Vorfeld, vielleicht mit wenig Mehraufwand, eine Stahlbeton- bzw. Spannbetondecke so zu konstruieren, daß im Falle eines eventuellen Brandes die Einschränkungen der Trag- und Gebrauchsfähigkeit sowie der Dauerhaftigkeit hinsichtlich der Nutzbarkeit minimiert werden?

Die Beantwortung dieser Fragen wird ausführlicher in [1] behandelt. In dem hier vorliegenden Text soll ein Überblick gegeben werden.

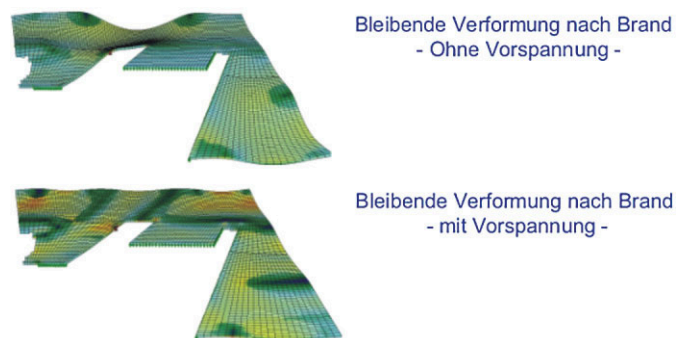


Bild 1. Qualitative Darstellung der verbleibenden Verformungen nach Brand mit und ohne Vorspannung
Fig. 1. Qualitative representation of the residual deflections with and without prestressing

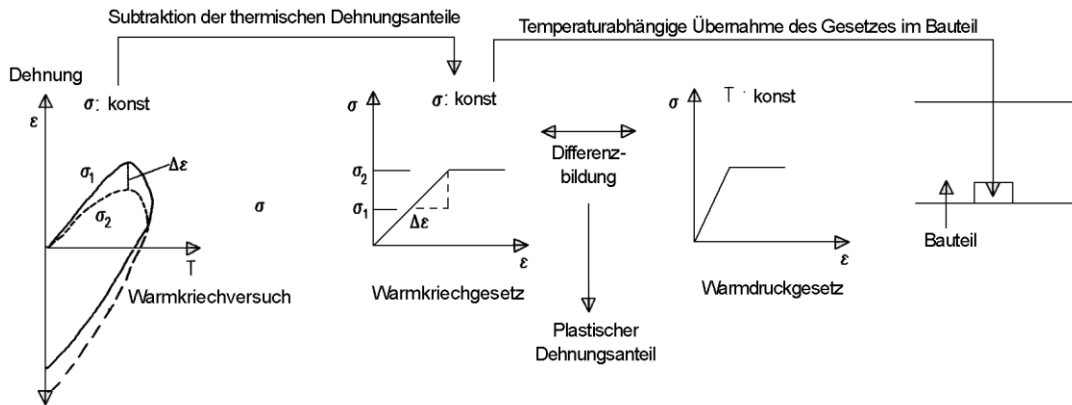


Bild 2. Zusammenhang zwischen Warmkriechversuch, Warmkriechmaterialgesetz und Warmdruckmaterialgesetz
 Fig. 2. Connection between the material tests under fire and a constant stress and the different material properties

2 Materialgesetze

Bei der Anwendung der relevanten Materialgesetze muß das Verhalten nach Abkühlung sowie während des Brandes betrachtet werden. Die Materialgesetze, mit denen die Resttragfähigkeit und die elastischen Verformungen einer brandbeanspruchten Decke im wieder abgekühlten Zustand berechnet werden können, wurden weitgehend in [7] beleuchtet. Zusammenfassend kann dazu noch einmal dargelegt werden, daß der Betonstahl in der Regel nach einem Brand keine, der Spannstahl geringe und der Beton ab 300 °C deutliche Entfestigungen aufzeigt. Diese Aussage bezieht sich auf das reine, im Zug- bzw. Druckversuch ermittelte Materialverhalten. Darüber hinaus zeigen sich beim Spannstahl bis zum relevanten Bereich von 350 °C (crit T) bleibende Spannkraftverluste (vergleiche Abschn. 3), die aber wie gerade erwähnt nur in geringem Maße auf Materialentfestigungen als vielmehr auf Relaxationen zurückzuführen sind.

Im folgenden werden die Materialgesetze im Hinblick auf die Berechnung **der entscheidenden bleibenden plastischen Verformungen** nach einer Brandeinwirkung beleuchtet. Dazu müssen die Arbeitslinien der Warmkriechversuche des Betons, des Betonstahls und des Verbundes beider Baustoffe betrachtet werden. Bei einem Warmkriechversuch werden, relativ anwendungsnah, unter einer konstanten Spannung die Temperaturen gesteigert, so daß in den daraus ermittelten Materialgesetzen die hohen thermischen Kriechanteile mitberücksichtigt werden (Bild 2). Es ergeben sich mit steigender Temperatur verringerte Festigkeiten mit größeren elastischen und plastischen (Kriecheinfluß) Dehnungsanteilen.

Bei statisch bestimmten Systemen können die bleibenden plastischen Durchbiegungen infolge einer Brandeinwirkung wirkungsvoll durch eine etwas höhere Bewehrungsmenge oder Betondeckung minimiert werden.

In Bild 2 wird der Zusammenhang zwischen einem Warmkriechversuch und einem Warmkriech- und Warmdruck- bzw. Warmzuggesetz aufgezeigt. Es wird ersichtlich, wie aus diesen unterschiedlichen Materialgesetzen der plastische Dehnungsanteil zur Berechnung der bleibenden plastischen Verformung des Bauteils herausgerechnet werden kann.

Beim Betonstahl wird in [1] ein Grenzpunkt (bestimmte Spannung bei einer vorliegenden Temperatur) aufgezeigt, bei dem die plastischen Dehnungen und somit die bleibenden Verformungen des Bauteils überproportional stark ansteigen (siehe Bild 3). Es können also für übliche Ausnutzungen im Gebrauchszustand Grenztemperaturen angegeben werden, die bei der Konstruktion im Sinne einer guten Nachnutzbarkeit möglichst nicht erreicht werden sollten. Das bedeutet, daß zumindest bei statisch bestimmten Systemen (vergleiche Abschn. 6) die plastischen Dehnungen und somit die bleibenden plastischen Verformungen oft schon durch geringfügig höhere Bewehrungsmengen oder Betondeckungen wirkungsvoll minimiert werden können.

3 Theoretische Betrachtungen

Im folgenden werden einige wichtige Punkte aufgezeigt, die zur Berechnung des Verformungsverhaltens und zur noch vorhandenen Tragfähigkeit nach einer Brandeinwirkung von Bedeutung sind.

– Vorspannkraftverluste

Materialuntersuchungen und Zugversuche haben gezeigt, daß der Spannstahl im relevanten Bereich bis 350 °C (crit T bei kaltgezogenen Spannstählen) nur geringe Materialentfestigungen aufweist. Hinzu kommt jedoch ein entscheidender Relaxationsanteil. Die temperaturabhängigen

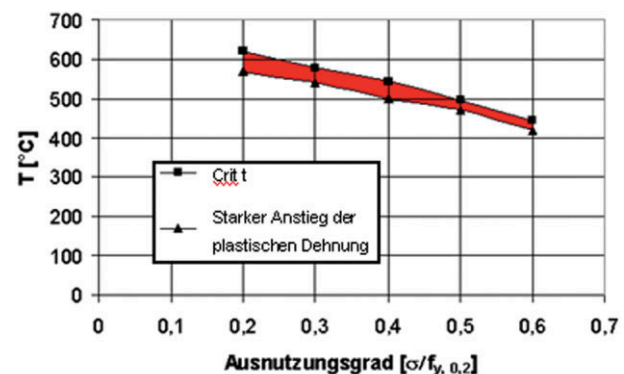


Bild 3. Dehngrenze aus Warmzugversuch und Punkt zur starken plastischen Dehnungszunahme von Betonstahl
 Fig. 3. Strain extension limit under fire exposure and limit to increasing plastic deformation of reinforcing steel

einzelnen Vorspannkraftverlustanteile können Bild 4 entnommen werden. Diese beziehen sich auf eine Spannstahlprobe, die über die Gesamtlänge den entsprechenden Temperaturen ausgesetzt war.

- N_E Vorspannkraft nach Brand infolge Verringerung des E-Moduls des Spanngliedes (Materialentfestigung)
- ϵ_{Anf} Anfangsdehnung des Spanngliedes
- l_i Teillänge des Spanngliedes mit annähernd gleicher Temperatur während des Brandes
- A_{sp} Querschnittsfläche des Spanngliedes
- E_i E-Modul des Spanngliedes in einem Abschnitt mit annähernd gleicher Temperatur während des Brandes
- l_{ges} Gesamtlänge des Spanngliedes
- N_R Vorspannkraft nach Brand infolge Relaxationsverlusten
- $\Delta\sigma_i$ Spannungsverlust aus Relaxation in einem Abschnitt annähernd gleicher Temperatur während des Brandes
- E_{20} E-Modul vor Brandeinwirkung

Bei Vorspannung ohne Verbund kommt es jedoch zwischen thermisch höher und niedriger beanspruchten Bereichen zu einem Kraftausgleich, so daß oftmals die Vorspannkraftverluste nach einer 90-minütigen Normbrandbeanspruchung, bei der der Spannstahl z. B. bereichsweise 300 °C erreicht, nur im Bereich zwischen 10 und 20% liegen (Bild 4). Dieser Ausgleich kann jedoch durch die durch den Brand erhöhte Reibung teilweise behindert werden. Überschlägig kann aber die verbleibende Vorspannkraft im Gesamtsystem mit den in Bild 4 angegebenen Formeln berechnet werden. Genauere Hinweise können [1] entnommen werden.

Oftmals liegen bei partiellen Brandbeanspruchungen die Vorspannkraftverluste eines Spanngliedes nur zwischen 10 und 20 %.

– Zwängungen

Im Hochbau müssen die Zwängungen durch an eine Decke angrenzende Bauteile in zweierlei Hinsicht beachtet werden. Es ist möglich, daß die Vorspannnormalkraft im Gegensatz zu den Umlenkkraften, die immer in voller Höhe wirken, durch Verformungsbehinderungen nicht voll eingeleitet werden kann. Andererseits spannen bei

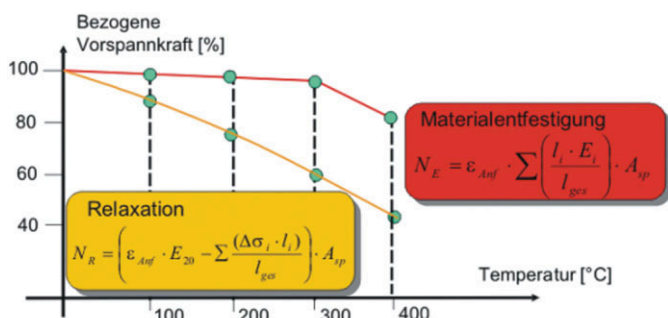


Bild 4. Vorspannkraftverluste infolge Brandeinwirkung
Fig. 4. Loss of prestress as a result of fire exposure

nicht zwängungsfreier Lagerung in Plattenebene angrenzende Bauteile eine brandbeanspruchte Decke während des Brandes zusätzlich vor. Dabei können Zwängungsnormalkräfte von 500 bis 1000 kN wirken, was sich positiv auf die bleibenden Verformungen nach Brand auswirken kann. Nicht beflamte angrenzende Platten oder Bauteile können jedoch durch die Zwängungskräfte während des Brands beschädigt werden, was sich vor allem in einer ausgeprägten Rißbildung äußern kann und wiederum einen Einfluß auf die Zwängungsnormalkräfte hat. Es bedarf sehr genauer Betrachtungen, um die tatsächlich wirkenden Kräfte während eines Brandes annähernd zutreffend einzuschätzen.

Beim Verhalten des Bauteils im Sinne einer guten Nutzbarkeit nach Brand, ist neben der richtigen Konstruktion des Einzelbauteils im Hinblick auf Schlankheit, Bewehrungsmenge, Vorspanngrad und Betondeckung unbedingt das Zusammenwirken der Gesamtkonstruktion zu beachten.

– Biegetragfähigkeit nach Brand

Hinsichtlich der Biegetragfähigkeiten sind im Bereich positiver Momente, bei einer Brandeinwirkung von unten, unter Verwendung naturharter Betonstähle keine Einbußen zu erwarten (vergleiche Abschn. 2). An den Mittelstützungen im Bereich negativer Momente muß bei einer 90-minütigen ETK-Normbrandbeanspruchung mit Momentenreduktionen von ca. 20% gerechnet werden (Bild 5 und 6).

Niedrig bewehrte Querschnitte zeigen – relativ gesehen – höhere Reduktionen als höher bewehrte (siehe Bild 6), da ein größerer Druckkraftanteil in weiter innen liegende Querschnittsbereiche „umgelagert“ werden muß. Ein erhöhter Druckbewehrungsanteil wirkt in den hier betrachteten relevanten Bereichen mit einer Verbesserung von 5 bis 10% der Momentenreduktion entgegen.

– Systemtragreserven

Des Weiteren bietet es sich an, zum rechnerischen Ausgleich der Tragfähigkeitsverluste das plastische Berechnungsverfahren anzuwenden (Systemtragfähigkeiten).

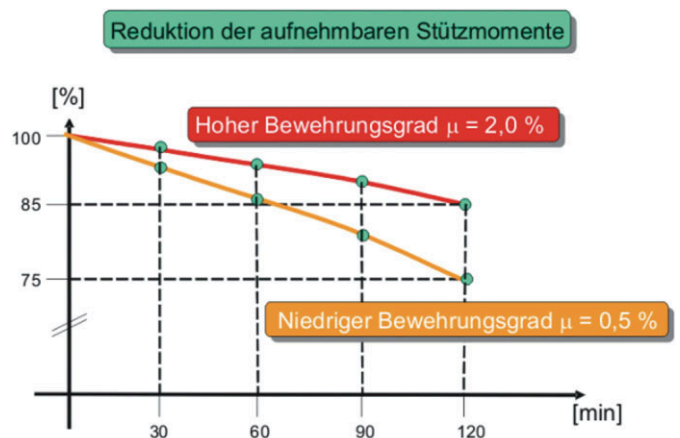


Bild 5. Reduktion der aufnehmbaren Stützmente nach entsprechend langer Brandeinwirkung
Fig. 5. Loss of carried negative bending moments

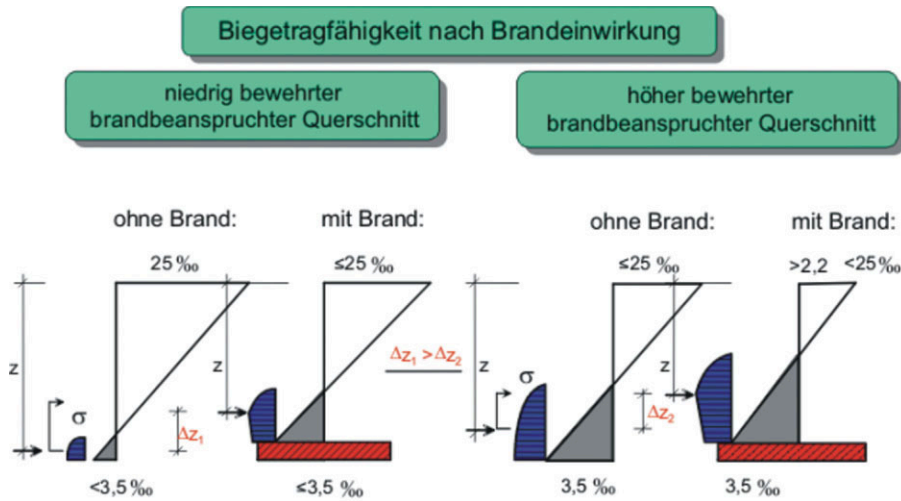
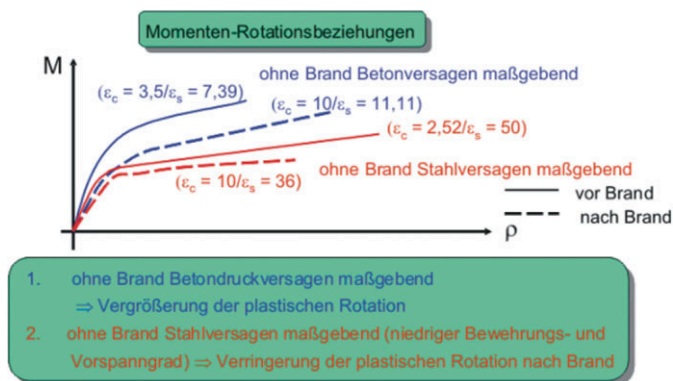


Bild 6. Umlagerung der Druckzone nach Brand bei unterschiedlich hohen Bewehrungsgraden
 Fig. 6. Redistribution of the compression zone after fire exposure by different percentages of reinforcement



und liegt auf der sicheren Seite. Bei niedrig bewehrten Bereichen muß von einer leichten Reduktion der Rotationsfähigkeit ausgegangen werden (Bild 7).

Zum rechnerischen Ausgleich der durch den Brand verursachten, oftmals relativ geringen Tragverluste können Systemtragfähigkeitsreserven herangezogen werden.

1. ohne Brand Betondruckversagen maßgebend ⇒ Vergrößerung der plastischen Rotation
2. ohne Brand Stahlversagen maßgebend (niedriger Bewehrungs- und Vorspanngrad) ⇒ Verringerung der plastischen Rotation nach Brand

Bild 7. Veränderungen der Rotationsfähigkeiten der Einspannungsbereiche infolge Brandeinwirkung
 Fig. 7. Change of rotation capacity as result of fire exposure

4 Experimentelle Untersuchungen

Dazu müssen die Rotationsfähigkeiten der Stützbereiche durchlaufender Platten betrachtet werden. Bei mittleren und höheren Bewehrungsgraden, bei denen schon ohne Brandbeanspruchung bei Biegung Betonversagen maßgebend war, kann nach Brand sogar mit einer höheren Rotationsfähigkeit gerechnet werden. Der Ansatz der Rotationsfähigkeiten nach DIN 1045-1 [4] ist hier zu empfehlen

Wie schon in [7] erwähnt und in [1] ausführlich nachlesbar, wurden Versuche mit verschiedenen ein- und zweifeldrigen Plattenstreifen durchgeführt, mit denen das Verhalten von einachsig und zweiachsig abtragenden Decken nach einem Brand untersucht werden konnte (Bild 8). Dabei wurden die Versuchskörper unter Gebrauchslast einer 90minütigen Normbrandeinwirkung (ETK) unterzogen und nach Abkühlung das Trag- und Verformungsverhalten bis zum Versagen untersucht. Zwei zweifeldrige nicht brandbeanspruchte Plattenstreifen dienten als Referenzversuchskörper, so daß im Vergleich der Einfluß der Brandeinwirkung direkt herausgestellt werden konnte (siehe Bild 8).

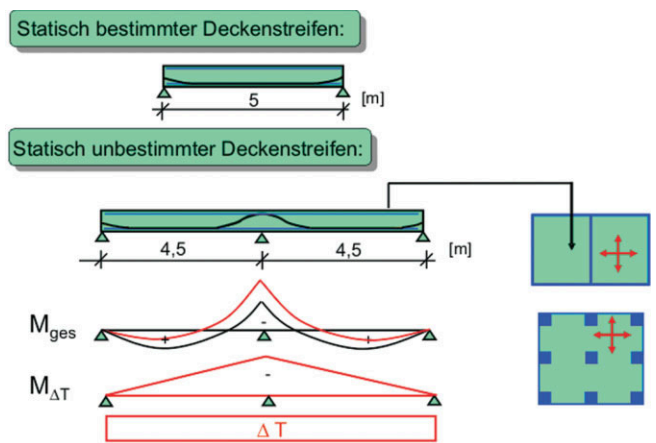


Bild 8. Darstellung der Versuchskörper und der Übertragbarkeit der Versuche auf Flächentragwerke
 Fig. 8. Single span test slabs and the transfer to two-way spanning slabs

In bezug auf die Tragfähigkeit wiesen die Plattenstreifen ein äußerst günstiges Verhalten nach Brand auf. Bei den zweifeldrigen Platten mit $h = 20$ cm konnte über der Stütze und im Feld sowohl bei den zuvor brandbeanspruchten als auch nicht brandbeanspruchten Platten die maximale Querschnittstragfähigkeit aktiviert werden (volles Ausnutzen der Systemtragreserven). Es zeigt sich in beiden Fällen ein wesentlich günstigeres Rotationsverhalten als nach DIN 1045-1 ansetzbar ist. Insgesamt ergaben sich nur geringe Traglasteinbußen durch eine Entfestigung des Betons in der Druckzone der Mittelstützungen und geringen Reduktionen der Vorspannkkräfte.

Bei mehrfeldrigen durchlaufenden Platten entsteht während der Abkühlung ein Zwängungszustand, welcher zur Reduktion der bleibenden Durchbiegungen nach einer Brandeinwirkung beiträgt.

Bei allen Zweifeldträger-Versuchen bleiben nach Brand relativ kleine verbleibende Durchbiegungen zurück. Diese wurden in Abhängigkeit des Vorspanngrades und einer geringer werdenden Schlankheit kleiner

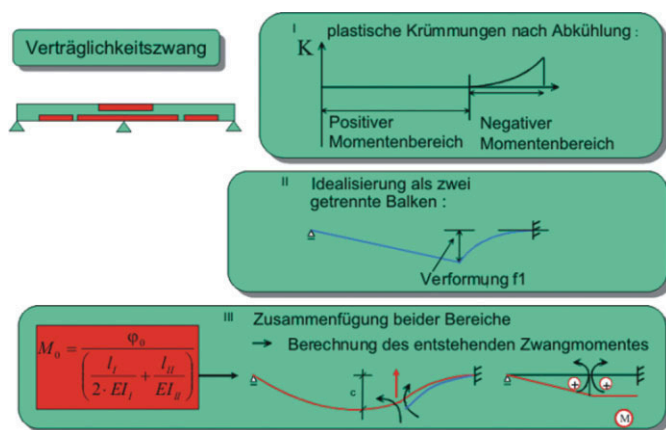


Bild 9. Entstehender Zwängungszustand bei Abkühlung
Fig. 9. Development of an imposed deformation in the course of cooling

(vergleiche Abschn. 6). Dennoch bleibt festzuhalten, daß sowohl bei den vorgespannten als auch nicht vorgespannten Plattenstreifen eine Sanierungsmaßnahme hinsichtlich des Ausgleichs der bleibenden plastischen Verformungen und der Rißbildung erforderlich gewesen wäre. Bei der erneuten Belastung nach Brand zeigten die vorgespannten Streifen bedingt durch die wirkenden Umlenkkräfte und der Steifigkeitserhöhung durch die Längsdruckkraft ein deutlich günstigeres Verformungsverhalten. Die Einfeldträger wiesen im Vergleich zu den Zweifeldträgern eine signifikantere Reduzierbarkeit der verbleibenden Verformungen durch die Vorspannung (vergleiche Abschn. 6) auf.

Es war bei allen zweifeldrigen Plattenstreifen eine typische, zugleich aber unerwartete Rißbildung auf der Unterseite im Bereich der Mittelstützungen erkennbar, die hauptsächlich auf einen besonderen, während der Abkühlphase entstehenden, inneren Zwängungszustand zurückzuführen ist (Bild 9).

In [7] wurde diese ungewöhnliche Rißbildung aufgrund der bis dato noch nicht weitergehenden Kenntnisse hauptsächlich auf Eigenspannungszustände zurückgeführt. Bei späteren Untersuchungen wurde dann herausgefunden, daß hauptsächlich ein Zwängungszustand über die ganze Platte dafür ursächlich ist.

Dabei stellen sich zunächst während des Brandes im Feld hauptsächlich durch die thermischen Dehnungen sehr große Verdrehungen ein, die durch gegenläufig gerichtete Verdrehungen und Krümmungen im Mittelstützungsbereich „verträglich“ gemacht werden. Diese weisen im Gegensatz zu den Dehnungen bzw. Verdrehungen im Feld große plastische Anteile auf. Bilden sich nun während der Abkühlung im Feld die thermischen Dehnungen zurück, so muß, da die Verdrehung über der Stütze irreversibel ist, infolge einer in jedem Punkt differenzierbaren Biegelinie ein Verträglichkeitszwang entstehen. Die daraus resultierenden positiven Zwängungsmomente verursachen die Rißbildung auf der Unterseite im Bereich der Mittelstützen. Sie haben jedoch, ähnlich wie eine zusätzliche Vorspannung, den positiven Effekt, die Durchbiegungen nach der Brandeinwirkung zu reduzieren (Bild 14).

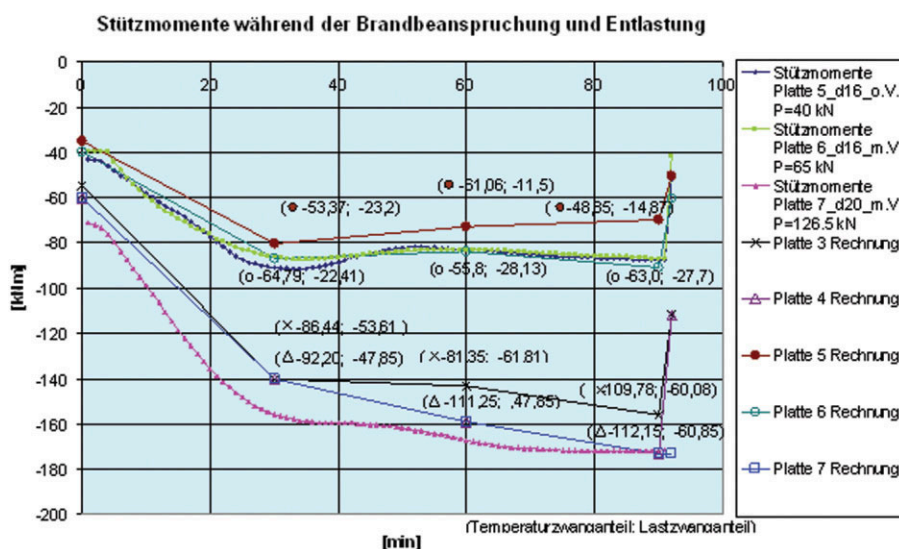


Bild 10. Stützenmomentenverläufe der Versuchsplatten während der Brandbeanspruchung – im Vergleich entsprechende Berechnung mit dem Ingenieurmodell
Fig. 10. Negative bending moments – comparison between the results of the experiments and the calculation

5 Ingenieurmodell

Es wurde ein Rechenmodell entwickelt, mit dem auf analytischer Basis die maßgebenden mechanischen Zusammenhänge während und nach einer Brandbeanspruchung erfaßt werden. Somit sind die durch den Brand entstehenden bleibenden plastischen sowie die elastischen Durchbiegungen nach Brand und die Tragfähigkeit berechenbar.

Das richtige Erfassen des mechanischen Verhaltens während der Brandbeanspruchung ist gerade für die Berechnung der bleibenden plastischen Verformungen von großer Bedeutung. Es ist jedoch zu beachten, daß das in der Realität überaus komplexe Brandverhalten einer Stahlbeton- und Spannbetonkonstruktion immer nur mit einem Rechenmodell angenähert werden kann.

Die Berechnungen der bleibenden Durchbiegungen der Versuchsplatten und vor allem die mit den Ver-

suchsaufzeichnungen identische Entwicklung der Zwangsmomente in Phasen, in denen die maximale Querschnittstragfähigkeit über der Mittelstützung noch nicht erreicht ist, beweisen das grundsätzlich richtige Erfassen der Brandphase (Bild 10).

Nach Abkühlung können mit dem Rechenmodell die elastischen Durchbiegungen unter Eigengewicht und Verkehrslast berechnet werden. Dabei werden die durch den Brand bedingten Steifigkeitsveränderungen durch Materialentfestigung und Rißbildung aus der Berechnung der Brandphase übernommen (Bild 11). Es ist ebenfalls eine gute Übereinstimmung zwischen Versuchs- und Rechenergebnissen vorhanden.

Mit einigen Zusatzbetrachtungen, die [1] entnommen werden können, ist die Anwendbarkeit des Ingenieurmodells auch für linien- und punktförmig gestützte Flächentragwerke möglich.

6 Parameterstudie

Es wurde eine Parameterstudie an vergleichbaren vorgespannten und nicht vorgespannten ein- und zweifeldrigen, einachsig abtragenden Decken durchgeführt (Bild 12). Die Decken waren so bemessen, daß bei den nicht vorgespannten und mit einer zentrischen Vorspannung von 1,3 N/mm² vorgespannten Varianten die Durchbiegung von 1/250 entsprechend dem Nachweis nach DIN 1045-1 [4] und dem genaueren Rechenverfahren nach Heft 425 das DAfStb [8] eingehalten werden konnte.

Statisch bestimmte Konstruktionen lassen sich in bezug auf die bleibenden Verformungen etwas besser einstellen.

Als wichtigstes Ergebnis kann hier genannt werden, daß bei einfeldrigen Decken die verbleibenden Durchbiegungen im wesentlichen eine Funktion der maximalen Spannung im Bewehrungsstahl bei den verschiedenen

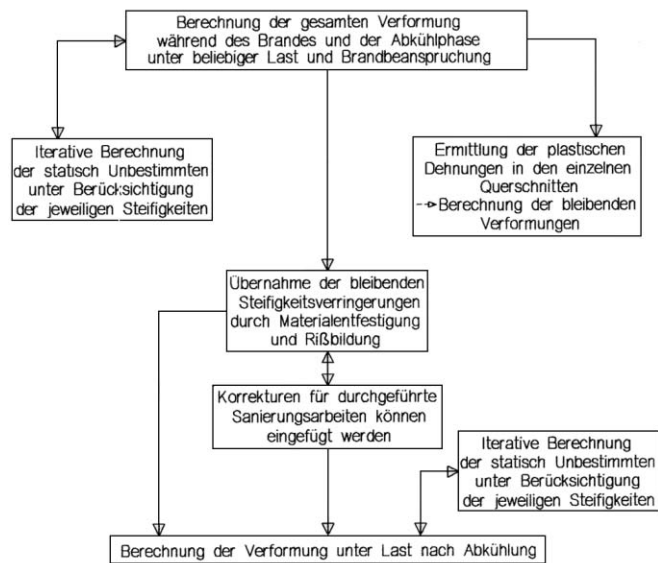


Bild 11. Berechnungsschritte des Ingenieurmodells zur Berechnung der Verformungen
 Fig. 11. Steps of the program for calculating the deformations

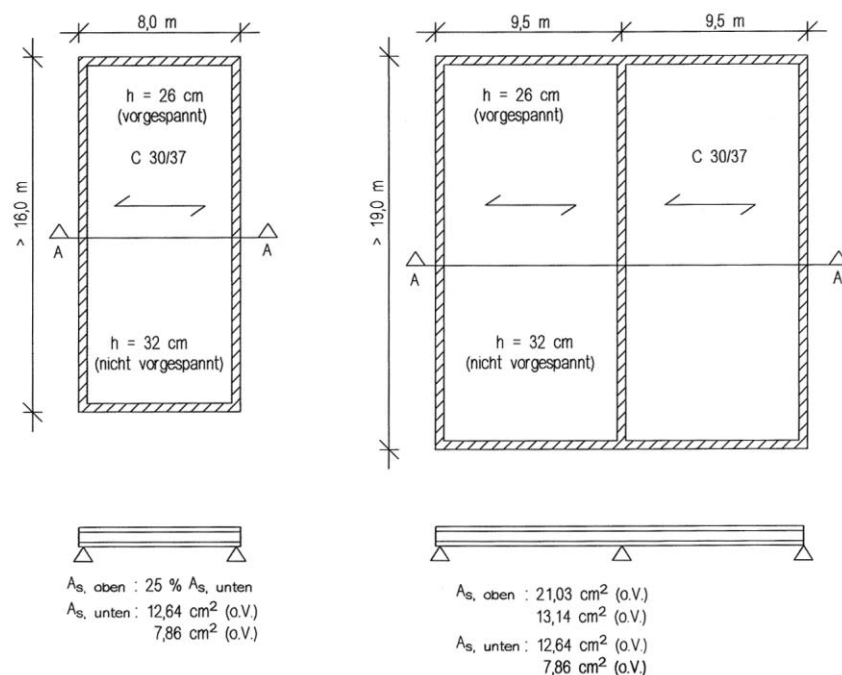


Bild 12. Berechnete Systeme
 Fig. 12. Calculated systems

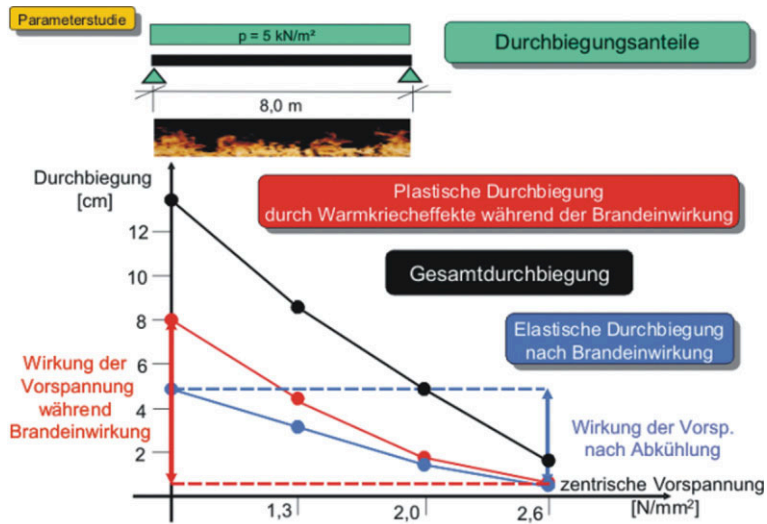


Bild 13. Verformungen nach Brandeinwirkung einer einfeldrigen Decke
 Fig. 13. Deformations of a single span slab after fire exposure

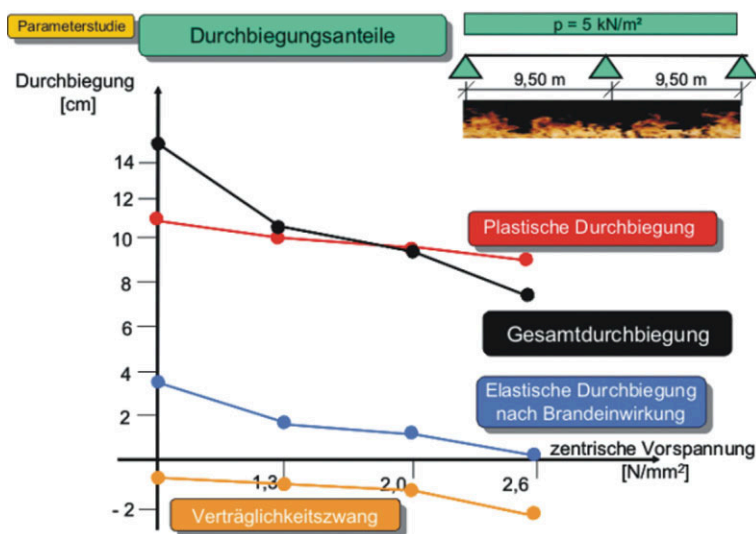


Bild 14. Verformungen nach Brandeinwirkung einer zweifeldrigen Decke
 Fig. 14. Deformations of a two way spanning slab after fire exposure

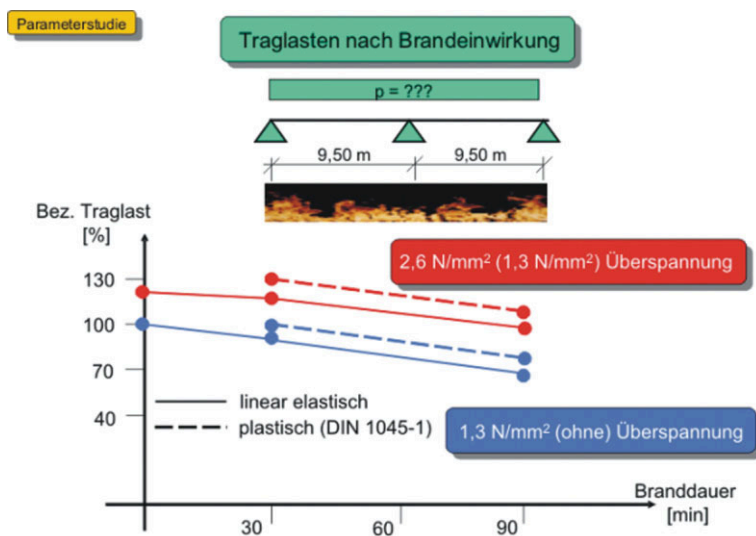


Bild 15. Resttragfähigkeiten nach Brandeinwirkungen
 Fig. 15. Residual load carrying after fire exposure

maximal erreichten Temperaturen ist. Somit können die verbleibenden Durchbiegungen durch den Vorspanngrad sehr effektiv eingestellt werden, was bei den mehrfeldrigen Konstruktionen nicht in gleichem Maße möglich ist (siehe Bilder 13 und 14).

Aufgrund nicht vorhandener Zwängungsmomente während der Brandeinwirkung verhalten sich statisch bestimmte gelagerte einfeldrige Konstruktionen in bezug auf die Gebrauchstauglichkeit nach Brand günstiger als durchlaufende statisch unbestimmte Systeme. Diese müs-

sen in einem relativ kurzen Mittelstützungsbereich die durch große thermische Dehnungen verursachten Verdrehungen im Feld verträglich machen (vergleiche Abschn. 5, Bild 9). Da über der Stütze wegen der wesentlich kürzeren Länge größere Krümmungen nötig sind, kommt es hier zu deutlichen plastischen Verformungen. Diese sind also letztendlich nicht nur von der Höhe der erreichten Temperatur und dem Vorspanngrad sondern auch von der absoluten Feldlänge abhängig. Daher zeigte sich auch bei den Versuchskörpern mit 4,5 m Spannweite (vergleiche [7]), im Vergleich zu dem hier beschriebenen System mit 9,5 m Spannweite, relativ kleine bleibende Verformungen. In Bild 14 ist erkennbar, wie die Gesamtdurchbiegung nach einer Brandeinwirkung unter voller Verkehrslast durch die Vorspannung und den während der Abkühlung entstehenden Verträglichkeitszwang reduziert wird (vergleiche Abschn. 4).

Festzuhalten bleibt jedoch, daß sowohl die bleibenden plastischen Verformungen mehrfeldriger und einfeldriger Decken sowie die elastischen Verformungen unter einer nach Abkühlung erneut aufgetragenen Last durch den Vorspanngrad günstig beeinflusst werden können (siehe Bilder 13 und 14).

Tragfähigkeitsverluste treten bei einfeldrigen Systemen nur durch Vorspannkraftverluste auf, die durch eine entsprechende „Überspannung“ bei der Bemessung im Hinblick auf eine bestimmte Brandbeanspruchung ausgeglichen werden können. Bei schon bestehenden Konstruktionen können intern angebrachte Bewehrungszuglagen, externe GFK Lamellen oder eine externe Vorspannung die Tragfähigkeit erhöhen.

Sowohl die durch den Brand verursachten plastischen Verformungen als auch die elastischen Verformungen nach Abkühlung lassen sich bei einfeldrigen und mehrfeldrigen durchlaufenden Decken durch den Vorspanngrad günstig beeinflussen.

Bei durchlaufenden, mehrfeldrigen Decken setzen sich die Tragfähigkeitsverluste neben den Vorspannkraftverlusten auch aus einer Querschnittsentfestigung im Mittelstützungsbereich zusammen. Es können jedoch die Systemtragfähigkeiten zum Ausgleich angesetzt werden (Bild 15). Bei genauem Nachweis der plastischen Rotationen nach DIN 1045-1 [4], was bei zu erwartendem Druck-

versagen (Kaltbemessung) ohne Einschränkung möglich ist, sollten zusätzlich „Überspannungen“ (Vorspannung) im Vorfeld einkalkuliert werden, da nach DIN 1045-1 [4] nur relativ geringe Rotationen zulässig sind. Der Ansatz der Bruchlinientheorie bringt hier wesentlich günstigere Ergebnisse (maximale Ausnutzung der Systemtragreserven), was im Mittelstützungsbereich nur bei besonders guter Verformungsfähigkeit nach DIN 1045-1 [4] möglich ist. Nach Heft 525 des DAfStb [9] muß bei zu erwartendem Betonversagen z. B. eine entsprechende Verbügelung der Druckzone vorgenommen werden.

7 Dauerhaftigkeit

Entscheidend für die weitere dauerhafte Nutzung einer vorgespannten Decke nach einer Brandeinwirkung ist die Gewährleistung der Korrosionsschutzwirksamkeit der Spannglieder. Dazu wurden Korrosionsuntersuchungen an thermisch unterschiedlich hoch beanspruchten Monolitzen durchgeführt. Es wurde festgestellt, daß ab 250 °C am Spannstahl von einer erheblichen Beeinträchtigung des Korrosionsschutzes ausgegangen werden muß, während für normale Betonstähle auch nach hohen thermischen Belastungen der natürliche Korrosionsschutz durch den alkalischen Charakter des Betons noch sichergestellt ist.

Im weiteren sind verschiedene Möglichkeiten der Sanierung brandbeanspruchter Konstruktionen betrachtet worden. Entscheidend ist dabei, daß z. B. durch Oberflächenschutzsysteme oder entsprechend stärkere Einschränkungen der zulässigen Rißbreiten (0,1 mm) dafür Sorge getragen wird, daß überhaupt keine korrosionsfördernden Substanzen mehr zu den Spannstählen vordringen können. Diese Maßnahmen sollten sicherlich auch schon ab nachgewiesenen 200 °C am Spannglied durchgeführt werden (vergleiche auch [7]).

8 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wurde ein Überblick über die theoretische und experimentelle Arbeit zur Nutzbarkeit verbundlos vorgespannter Stahlbetondecken nach Brandeinwirkung gegeben. Es wird neben dem mechanischen Verhalten der unterschiedlichen Materialien während des Brandes und nach der Abkühlung gezeigt, daß das Gebrauchs- und Tragverhalten einer Decke nach einer Brandeinwirkung noch sehr gut sein und dieses vor

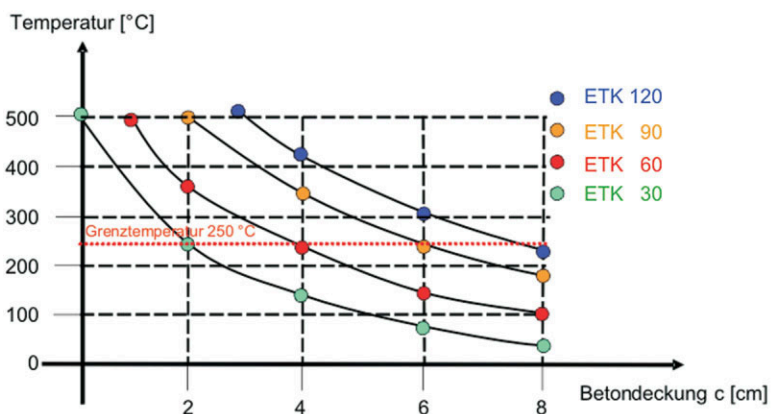


Bild 16. Temperaturen der Spannglieder in Abhängigkeit der Betondeckung
 Fig. 16. Temperatures of prestressing steel in addition to the concrete cover

alle durch die richtige Konstruktionsweise positiv beeinflusst werden kann. Gerade die bleibenden fest eingepprägten Verformungen können z. B. durch einen etwas höheren Vorspann- oder Bewehrungsgrad wirksam reduziert werden.

Hinsichtlich der Dauerhaftigkeit nach einem Brand zeigen sich Einschränkungen ab 200 °C am Spannglied, die allerdings durch die richtigen Sanierungsmaßnahmen kompensiert werden können.

Hohe Temperaturen am Spannstahl, die Vorspannkraftverluste und eine Einschränkung des Korrosionsschutzes hervorrufen, werden bei entsprechend gewählter Betondeckung erst bei sehr langen Brandeinwirkungen erreicht.

Es ist auch hinzuzufügen, daß diese Temperaturen bei entsprechender Betondeckung, die sich in vielen Fällen ohnehin nach DIN 1045-1 und DIN 4102-4 ergibt, erst bei sehr langen Brandeinwirkungen (z. B. ETK 90) erreicht werden (vergleiche Bild 16). Dies gilt auch für die in Abschn. 3 gezeigten Vorspannkraftverluste, die ohnehin gerade bei partiellen Brandeinwirkungen oft nicht über 20% hinausgehen. Auch diese treten bei richtiger Konstruktionsweise erst bei relativ langen Brandeinwirkungen auf. Aber auch dann ist durch entsprechende und teilweise gar nicht so aufwändige Sanierungsmaßnahmen eine weitergehende Nutzung möglich.

Literatur

[1] *Gerritzen, D.*: Zur Frage der Nutzbarkeit verbundlos vorgespannter Stahlbetondecken nach Brandeinwirkung, Dissertation TU Braunschweig, August 2005.

- [2] DIN 4102 Teil 2: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Bauteile – Begriffe, Anforderungen und Prüfungen, September 1977.
- [3] DIN 4102 Teil 4: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen; Zusammenstellung und Anwendung klassifizierter Baustoffe, Bauteile und Sonderbauteile, März 1994.
- [4] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Juli 2001.
- [5] *Kordina, K. und Meyer-Ottens, C.*: Beton Brandschutz Handbuch, 2.Aufl., Düsseldorf, Verlag Bau und Technik, 1999.
- [6] *Wicke, M.*: Verbundlose Spannglieder in Hochbauten – Freie Spannglieder – Vorgespannter Stahlbeton, Braunschweiger Bauseminar 2001, S. 49-59.
- [7] *Falkner, H. und Gerritzen, D.*: Verbundlos vorgespannte Decken, Beton- und Stahlbetonbau, S. 652-656, Heft 8-2004.
- [8] *Kordina K., u. a.*: Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 425, Berlin, Beuth Verlag, 1992.
- [9] Erläuterungen zu DIN 1045-1, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 525, Berlin, Beuth Verlag, 2003.



Dr.-Ing. Dominique Gerritzen
IBF-Ingenieurbüro Dr. Falkner
Untere Waldplätze 21
70569 Stuttgart
d.gerritzen@ibmb-tu-bs.de



Prof. Dr.-Ing., Dr.-Ing. E.h. Horst Falkner
Technische Universität Braunschweig
Institut für Baustoffe, Massivbau und
Brandschutz (iBMB)
Beethovenstraße 52
38106 Braunschweig
h.falkner@tu-bs.de

Aktuelles

Wasserundurchlässige Bauwerke nach neuem Regelwerk

Bauwerke aus wasserundurchlässigem Beton haben sich seit vielen Jahren in der Praxis bewährt. Nur „Weiße Wannen“ sind in der Lage, zugleich eine tragende und abdichtende Funktion zu übernehmen. Sie werden ohne zusätzliche Abdichtung erstellt und verhindern aufgrund besonderer konstruktiver Maßnahmen den Wasserdurchtritt.

Seit der Einführung der DAfStb-Richtlinie „Wasserundurchlässige Bau-

werke aus Beton (WU-Richtlinie)“ im Mai 2004 gibt es ein zuverlässiges Regelwerk für die Planung und Ausführung von Weißen Wannen aus Beton. Die Anforderungen der WU-Richtlinie wurden so festgelegt, daß auch hohe Nutzungsanforderungen an den Innenraum problemlos möglich sind.

Zum Leidwesen zahlreicher Bauherren werden jedoch noch immer zahlreiche Keller schlecht gebaut, d. h., gegenüber eindringendem Wasser, vor allem drückendem Grundwasser, nicht ausreichend und dauerhaft geschützt. Dabei

ist der dauerhaft trockene Keller schon lange kein Wunschtraum mehr. In den letzten 30 Jahren haben Ingenieure und Technologen Lösungen entwickelt, die sich tausendfach in der Praxis bewährt haben.

Nach dem großen Erfolg der ersten beiden Seminare in Magdeburg und Erfurt führt die BetonMarketing Ost in diesem Jahr zwei weitere Seminare in Cottbus und Rostock durch.