

# Schlanke Flachdecken mit „Freier Spanngliedlage“ nach DIN 1045-1

## Das neue Konzept ermöglicht eine ideale Kombination von Stahl- und Spannbetonbau

Mit der neuen DIN 1045-1 entwickeln sich, vor allem mit der „Freien Spanngliedlage“ und dem Konzept „Vorgespannter Stahlbeton“, neue Kombinationen aus Stahl und Spannbeton, was eine technische Vereinfachung und in der Bemessung eine äußerst wirtschaftliche Lösung ist. Im folgenden Beitrag werden die technischen Grundlagen beschrieben und über Untersuchungen berichtet, die zum Brandverhalten und zur Nachnutzbarkeit von Bauteilen durchgeführt worden sind, die nach diesem neuen Prinzip bemessen und ausgeführt worden sind.

### Univ.- Prof. Dr.- Ing. H. Falkner



studierte Bauingenieurwesen und promovierte an der Universität Stuttgart (Professor Fritz Leonhardt), war 1964 bis 1987 Mitarbeiter und Partner im Büro Leonhardt, wurde 1982 Prüflingenieur für Baustatik und wechselte 1987 zur TU Braunschweig, wo er seither das Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) leitet;

1988 gründete er das Ingenieurbüro IBF Dr. Falkner GmbH (Stuttgart, Braunschweig, Berlin).



Dipl.- Ing. D. Gerritzen ist am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB) des Fachgebiets Massivbau der Technischen Universität Braunschweig tätig.

## 1 Einführung

Schon im Altertum hatte man entdeckt, dass man z.B. durch Abstützungsstrukturen, wie sie modellhaft in **Abb. 1** dargestellt sind, eine Traglaststeigerung und somit eine größere Spannweite erzielen kann. Diese liegt in der Einleitung einer Drucknormalkraft in den Überbau und durch die Wirkung der Abstützung begründet.

Im Betonbau kann man diese Effekte sehr effizient durch Vorspannung erreichen, die ebenfalls durch günstig wirkende Normalkräfte und abstützende Umlenkkräfte auf die Konstruktion wirkt (**Abb. 2**).

Mit Einführung der neuen DIN 1045-1 ist die Planung der Stahlbetonbauweise (bisher DIN 1045) und die der Spannbetonbauweise (bisher DIN 4227) in einem Regelwerk vereint. Dies steht mit einer Entwicklung im Einklang, die mit einer stärkeren Annäherung zwischen der Stahlbeton- und der Spannbetonbauweise beschrieben werden kann. Es wird nicht mehr streng in beide Bereiche unterschieden, sondern es entwickeln sich gerade im Hochbau neue Bemessungsansätze, die für viele Anwendungsfälle die Ideallinie zwischen Stahl- und Spannbetonbauweise darstellen.

Durch die neue DIN 1045-1 ist mit der „Freien Spanngliedlage“ eine Bauweise verwirklicht worden,

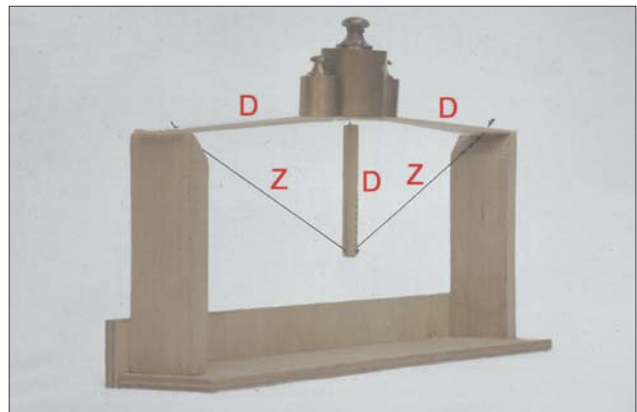


Abb. 1: Zugband-Konstruktion zur Traglaststeigerung

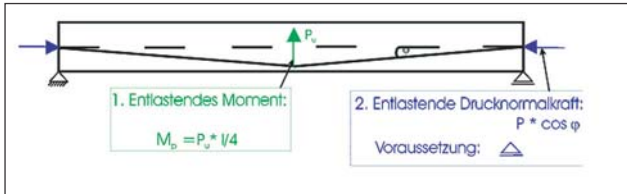


Abb. 2: Entlastende Wirkung der Vorspannung

bei der sich durch technische Vereinfachungen und in der Bemessung durch eine neue Kombination aus Stahl- und Spannbeton eine äußerst wirtschaftliche Bauweise für den Hochbau ergibt. In diesem Aufsatz werden die technischen Grundlagen der „Freien Spanngliedlage“ dargestellt und über die Untersuchungen zum Brandverhalten und der Nutzbarkeit von Bauteilen berichtet, die mit der „Freien Spanngliedlage“ ausgeführt und nach dem Prinzip „vorgespannter Stahlbeton“ bemessen wurden.

## 2 Ausgangssituation und Grundkonzept der „Freien Spanngliedlage“

In Deutschland hat sich im Brückenbau die Entwicklung der Spannbetonbauweise seit Beginn der 50er Jahre, als man mit dem Ausbau des Fernstraßennetzes begann, gut durchgesetzt. Beim Vergleich des Einsatzes der Vorspannung im Hochbau ist ein vergleichbarer Durchbruch nicht festzustellen. Im Fernen Osten, in den USA aber auch im benachbarten Ausland wie den Niederlanden wird die Vorspannung im Hochbau wesentlich häufiger eingesetzt.

Versucht man in Deutschland, Gründe für diese Situation zu finden, so zeigt sich, dass dies in technischen Fragen aber auch in einer gewissen Scheu der im Hochbau tätigen Planer vor der Vorspannung begründet liegt.

Geht man zunächst erst mal auf die technische Seite ein, so muss angeführt werden, dass sich die Benutzung der Vorspannung im Hochbau in der Zielvorstellung von der des Brückenbaus unterscheidet. Im Brückenbau hat neben der Steigerung der Traglast die Forderung nach Rissfreiheit die oberste Priorität. Im Hochbau dagegen, wo unbeabsichtigte oder nicht ohne weiteres zu kalkulierende Zwängungen die Risswahrscheinlichkeit erhöhen, und es sich auch oft um Bauteile handelt, die wegen ihrer Umweltbedingung auch keine so starke Rissbegrenzung fordern, kann und braucht dieses Paradigma nicht in der gleichen Weise aufrechterhalten zu werden. An die Forderung nach Rissfreiheit tritt im Hochbau die Forderung nach der Beherrschung der Durchbiegungen. Beim Ansetzen der Vorspannkraft hingegen kann im Hoch-

bau nicht ohne weiteres gewährleistet werden, dass die Vorspannung auch tatsächlich zu 100 % ins Bauteil gelangt. Es herrschen nicht so klar definierte statische Verhältnisse wie im Brückenbau. Ortbetonbauwerke sind oftmals hochgradig statisch unbestimmt. Aussteifende Wände, Treppenhäuser und Installationschächte behindern oft die Längsverkürzung einer Decke, so dass die Einleitung der günstig wirkenden Normalkraft nicht immer gewährleistet werden kann. Nur die Umlenkkräfte lassen sich sicher durch die garantierte Stahldehnung auf das Bauteil ansetzen. Des Weiteren fand man in Österreich heraus, dass viele Planer im Hochbau eine gewisse tradierte Scheu vor dem Spannbeton haben. Die Bemessungsmethodik sowohl für den Grenzzustand der Gebrauchs- als auch der Tragsicherheit bzw. der gesamte Umgang mit der Vorspannung ist zu wenig vertraut [1].

Sieht man sich die Kostenzusammenstellung der Vorspannung im Hochbau an, so ist festzustellen, dass 25 % der Kosten auf das Einmessen und Einbauen der unterschiedlich hohen Unterstützungen entfallen. Hieraus entstand die Idee der „Freien Spanngliedlage“. Dabei entfallen die einzelnen Unterstützungen, und die Spannglieder werden ihrem natürlichen Durchhang überlassen (Abb. 3).

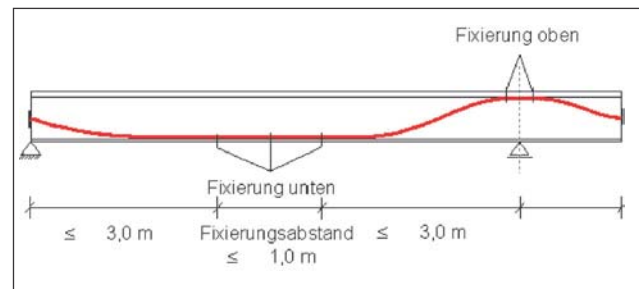


Abb. 3: Schematische Darstellung der freien Spannglieder

Auf die Erprobung und Erforschung dieser Bauweise durch Prof. Wicke vom Institut für Betonbau der Universität Innsbruck wird in Kapitel 3 weiter eingegangen. Vergleicht man die Kosten für Spann- und Bewehrungsstahl bei gleicher Abmessung und Tragsicherheit, so ist ein deutlicher Preisvorteil für den Bewehrungsstahl zu verzeichnen. Die Kosten des Bewehrungsstahls zur Aufnahme einer bestimmten Kraft betragen nur etwa 60 % bis 80 % der Kosten, die für die entsprechende Bemessung mit Spannbeton nötig gewesen wären. Da die Fließkräfte der Spannglieder und des Bewehrungsstahls zusammengezählt werden dürfen, ist es dem Ingenieur überlassen, wie die Anteile auf den Bewehrungs- und den Spannstahl verteilt werden. Aus technischen Aspekten und wirtschaftlichen Gründen ist es aber sinnvoll, einen möglichst hohen Bewehrungs- und niedrigen Spannstahlanteil aufzuwenden. Aus diesen Überlegungen heraus ist es empfehlenswert, die Bemessung nach dem Prinzip „vorgespannter Stahlbe-

ton“ vorzunehmen. Dabei wird der Tragsicherheitsnachweis nur mit schlaffer Bewehrung durchgeführt. Die zulässigen Durchbiegungen werden dann mit Hilfe einiger weniger Spannglieder (Vorspannung ohne Verbund), die nach dem Prinzip der „Freien Spanngliedlage“ verlegt sind, erfüllt. Da der Abfluss der Vorspannkraft in benachbarte Bauteile nicht ausgeschlossen werden kann, werden nur die Umlenkkräfte angesetzt.

## 3 Die „Freie Spanngliedlage“

Um eine möglichst effektive Vorspannung im Hochbau erreichen zu können, ist es normalerweise üblich, mit den Spanngliedern die Momentenlinie unter Dauerlast auszugleichen. Dabei muss mit Hilfe von Unterstützungen eine parabelförmige Spanngliedführung gewährleistet werden. Bei der „Freien Spanngliedlage“ wird auf sämtliche Unterstützungen verzichtet (**Abb. 3**). Das Spannglied wird lediglich über den Stützen mit der oberen Bewehrung verbunden. Dies macht Sinn, da die Forderungen nach einer hohen Einbaugenauigkeit aus der Vorspannung mit nachträglichem Verbund herrühren. Dort wird oftmals der Nachweis der zulässigen Spannungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit maßgebend. Diese hängen jedoch entscheidend von der Lage der Spannglieder ab. Bei Bauteilen mit Vorspannung ohne Verbund oder mit „Freier Spanngliedlage“ wird eher der Nachweis der Durchbiegungen maßgebend. Für den Tragsicherheitsnachweis und den Nachweis der Durchbiegungen ist eher die genaue Einhaltung der Spanngliedlage in der äußersten Randlage von Bedeutung. Um eine gewisse Lagesicherheit der Spannglieder zu erzielen, werden die Spannglieder über der Stütze an zwei Punkten und an einigen Punkten im Feld mit der Bewehrung verbunden.

In Österreich wurde im Jahre 1997 die Erweiterung der Zulassungen für die „Freie Spanngliedlage“ für Vorspannung ohne Verbund der Firmen DSI und VT-Vorspanntechnik erwirkt. In Deutschland ist die „Freie Spanngliedlage“ bereits in der neuen DIN 1045-1 verankert, so dass eine Erweiterung der Zulassungen bei Einführung der DIN 1045-1 nicht mehr notwendig ist. Im folgenden Absatz wird der entsprechende Abschnitt aus der DIN 1045-1 zitiert.

In der DIN 1045-1, 12.10.4 (7) heißt es:

*Bei Platten mit  $h \leq 450$  mm bei Vorspannung mit Monolitzen und vorhandener fixierter oberer und unterer Betonstahlbewehrungslage ist es ausreichend, die Monolitze jeweils an mindestens zwei Stellen mit einer der Betonstahlbewehrungslagen in geeigneter Weise zu verbinden, wenn für den Abstand  $a$*

*– zwischen den Fixierungen im Stützbereich  $300 \text{ mm} \leq a \leq 1000 \text{ mm}$ ,*

*– zwischen der Spanngliedverankerung und der Verbindung mit der oberen Betonstahlbewehrungslage  $a \leq 1500 \text{ mm}$ ,*

*– zwischen der Spanngliedverankerung und der Verbindung mit der unteren Betonstahlbewehrungslage oder zwischen den Verbindungen mit der unteren und der oberen Betonstahlbewehrungslage  $a \leq 3000 \text{ mm}$*

*eingehalten werden und in diesen Bereichen die Plattenunterseite oder Plattenoberseite eben ist.*

In dem Auszug der DIN 1045-1 ist erkennbar, dass z. B. zwischen den Ankerpunkten und den Fixierungen, sowie auch zwischen den Fixierungen bestimmte Höchstabstände eingehalten werden müssen, damit keine zu großen Abweichungen der Spanngliedlage von der „Ideallinie“ auftreten bzw. sich das Spannglied beim Betonieren nicht durch seine geringe Steifigkeit zu sehr von der ursprünglichen Position verschiebt.

### 3.1 Untersuchungen zur Spanngliedlage

Im Hochbau ist es vor allem sinnvoll, die Vorspannung ohne Verbund bzw. die „Freie Spanngliedlage“ in Hochbaudecken einzusetzen. Ein weiteres Einsatzgebiet ist in der Quervorspannung von Fahrplattentypen anzunehmen. In beiden Fällen wird in der Regel keine höhere Plattendicke als 45 cm auftreten. Am Institut für Betonbau in Innsbruck wurde daher die Anwendung der „Freien Spanngliedlage“ in plattenartigen Bauteilen mit maximal 45 cm Dicke untersucht [1].

Es ging dabei im wesentlichen um die genaue Einmessung der frei verlegten Spannglieder sowie um die Erprobung der „Freien Spanngliedlage“ im praxisnahen Betonierbetrieb. Zur Erprobung des Betonierbetriebs wurden mehrere balkenartige Probekörper hergestellt. Dabei wurden für verschiedene Spanngliedtypen wie Monolitze, Zweierband und



Abb. 4: Querschnitt Probekörper [1]

Vierband die Randanhebung und die Mittenanhebung untersucht. Über der Stütze war bei diesen Probekörpern das Spannglied nur in der Auflagerachse mit der oberen Bewehrung verbunden. Mit einem Probekörper wurde auch die Spanngliedlage in einem halben Brückenquerschnitt simuliert. Die Spannglieder wurden sowohl vor dem Einbau als auch nach dem Betonieren vertikal und horizontal vermessen (Abb. 4) [1].

Die Auswertung der Ergebnisse ergab dabei relativ geringe Abweichungen der Spannglieder in horizontaler und vertikaler Richtung nach dem Betoniervorgang von der Soll-Lage. Diese Abweichungen, die im Bereich von maximal 3,6 cm lagen, traten in beide Richtungen auf, so dass die Lage vor dem Betonieren einen guten Medialwert darstellt. Vergleichsrechnungen mit realistischen Bauteilabmessungen haben ergeben, dass im ungünstigsten Fall durch die Lageabweichungen eine Durchbiegungsänderung von 5,8 % auftreten würde [1].

Die Auswertung der Ergebnisse ergab dabei relativ geringe Abweichungen der Spannglieder in horizontaler und vertikaler Richtung nach dem Betoniervorgang von der Soll-Lage. Diese Abweichungen, die im Bereich von maximal 3,6 cm lagen, traten in beide Richtungen auf, so dass die Lage vor dem Betonieren einen guten Medialwert darstellt. Vergleichsrechnungen mit realistischen Bauteilabmessungen haben ergeben, dass im ungünstigsten Fall durch die Lageabweichungen eine Durchbiegungsänderung von 5,8 % auftreten würde [1].

In einem weiteren Versuch wurde der Einfluss von zwei auseinander gerückten Befestigungspunkten am Hochpunkt im Abstand von 30 cm untersucht. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in Abb. 5 und Abb. 6 dargestellt.

Es lassen sich sowohl in vertikaler als auch in horizontaler Richtung maximale Lageabweichungen von 2 cm feststellen.

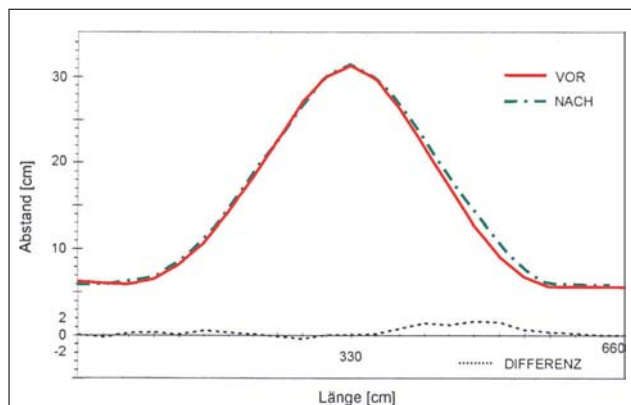


Abb. 5: Abmaß der Mittenanhebung [1]

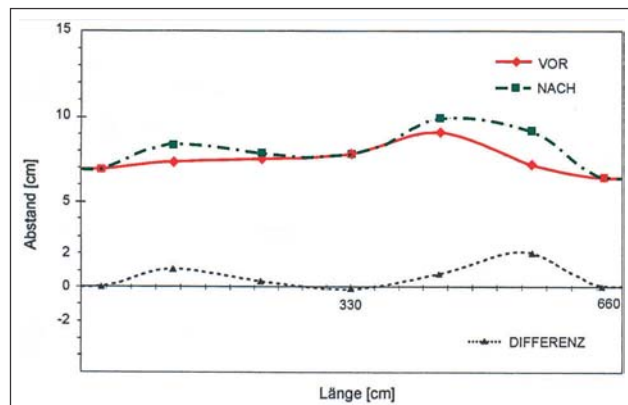


Abb. 6: Horizontale Abmaße der Mittenanhebung [1]

Die dargestellten Ergebnisse lassen den Schluss zu, dass die kreuzweise Befestigung an zwei Stellen am Hochpunkt mittels doppelt genommenen 2 mm dicken Draht zu einer besseren Lagesicherheit des Spanngliedes geführt hat [1].

Des weiteren wurden in Österreich Vermessungen der Spannglieder mit „Freier Spanngliedlage“ durchgeführt. Die Anhebungen  $e$  wurden bis zu 45 cm untersucht. Von besonderem Interesse bei der Auswertung war jedoch der Bereich von 12,5 bis 35 cm.

### 3.2 Ergebnisse für die Randanhebung

Der Spanngliedverlauf an der Randanhebung ergibt sich zu:

$$y(\chi) = -e \cdot \left( \frac{\chi^4}{l^4} - 2 \cdot \frac{\chi^3}{l^3} + 2 \cdot \frac{\chi}{l} \right)$$

$e$  = Randanhebung

$l$  = angehobener Bereich des Spanngliedes

Die Randanhebung des Spanngliedes ist in Abb. 7 dargestellt.

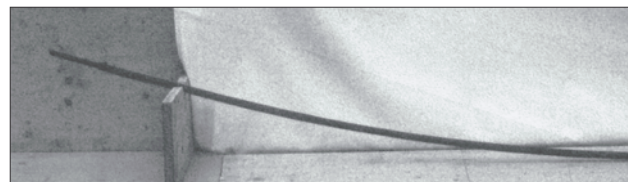


Abb. 7: Spannglied an der Randanhebung [1]

$$l = \sqrt[4]{\frac{24 \cdot E \cdot I \cdot e}{g}}$$

$E$  = E-Modul des Spanngliedes

$I$  = Trägheitsmoment des Spanngliedes

$g$  = Gewicht des Spanngliedes

Da es sich bei der Funktion der Randanhebung um eine Parabel 4. Ordnung handelt, liegt also bei dem Verlauf der Krümmung  $y''(\chi)$  eine Parabel 2. Ordnung vor. Daraus ergibt sich der in **Abb. 8** dargestellte Verlauf der Krümmungen bzw. der Umlenkräfte mit  $u(\chi) = y''(\chi) \cdot P$ .

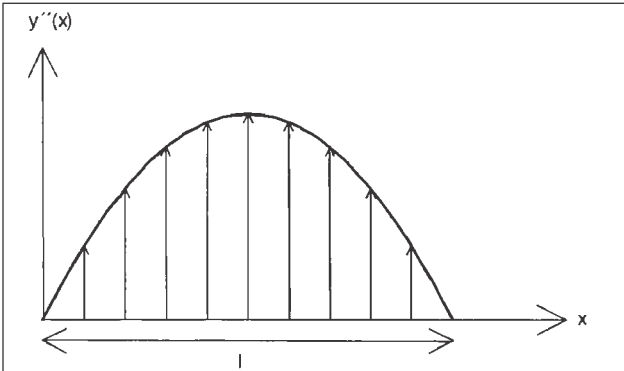


Abb. 8: Verlauf der Krümmungen bzw. der Umlenkräfte an der Randanhebung [1]

### 3.3 Ergebnisse für die Mittenanhebung

Der Spanngliedverlauf bei der Mittenanhebung an einer Stelle ergibt sich zu:

$$y(\chi) = (e_1 + e_2) \cdot \left( -3 \cdot \frac{\chi^4}{l^4} + 8 \cdot \frac{\chi^3}{l^3} - 6 \cdot \frac{\chi^2}{l^2} + 1 \right) - e_1$$

$e_1$  = Abstand zwischen der Schwerachse des Bauteils und dem Spannglied auf der unteren Bewehrungslage

$e_2$  = Abstand zwischen der Schwerachse des Bauteils und dem Spannglied über der Stützung

Der Spanngliedverlauf ist im Bereich einer Mittenanhebung aus **Abb. 9** ersichtlich.

$$l = \sqrt[4]{\frac{72 \cdot E \cdot I \cdot (e_1 + e_2)}{g}}$$

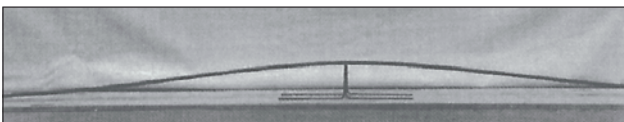


Abb. 9: Spannglied bei der Mittenanhebung mit einer Unterstützung [1]

Der Verlauf der Krümmungen bzw. der Umlenkräfte, die sich aus  $y''(\chi)$  ergeben, sind in **Abb. 10** erkennbar.

Ein Vergleich dieser analytisch ermittelten Spanngliedlage mit den gemessenen Werten vor und nach der Betonage zeigte eine sehr gute Übereinstimmung.

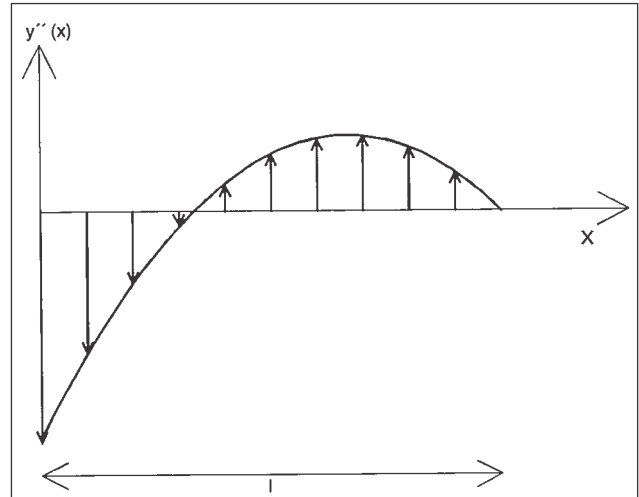


Abb. 10: Verlauf der Krümmung bei der Mittenanhebung mit einer Unterstellung [1]

## 4 Untersuchungen des Brandverhaltens von Bauteilen mit „Freier Spanngliedlage“

Die DIN 4102 schreibt für verschiedene Bauteile Mindesticken und für die verwendete Bewehrung Mindestachsmaße vor, die zur Gewährleistung einer bestimmte Feuerwiderstandsklasse eingehalten werden müssen. Unterschreitet man diese Mindestabmessungen, ist es notwendig, in einem Brandversuch oder mit einem geeigneten Rechenverfahren das Erreichen der geforderten Feuerwiderstandsdauer zu überprüfen.

Bei der Verwendung der „Freien Spanngliedlage“ in Verbindung mit dem Bemessungskonzept „vorgespannter Stahlbeton“ war es von Bedeutung, den Einfluss der zusätzlich zur Kontrolle der Durchbiegungen eingelegten Spannglieder auf das Trag- und Verformungsverhalten unter einer Brandbeanspruchung beurteilen zu können. Dabei sollte auch herausgefunden werden, inwiefern die Spannglieder, die sich im Feld direkt auf der unteren Bewehrungslage befinden, also häufig ein Achsmaß zum unteren Rand von 3 bis 4 cm aufweisen, einer 90-minütigen Brandbeanspruchung standhalten. Die zweite zu klärende Frage war die Möglichkeit der Nachnutzung einer Deckenkonstruktion mit „Freier Spanngliedlage“ nach einer Brandbeanspruchung.

### 4.1 Thermomechanische Eigenschaften des Spannstahts und der verwendeten Baustoffe

Zunächst wurden die thermomechanischen Eigenschaften der verwendeten Baustoffe zusammengestellt, die weitgehend der Literatur entnommen

werden konnten. Dies ist notwendig, um das Trag- und Verformungsverhalten unter einer Brandbeanspruchung hinreichend analysieren zu können. Der Spann- und Bewehrungsstahl sowie der Beton wiesen bei erhöhter Temperatur sinkende E-Moduli und Festigkeiten auf. Die temperaturabhängigen Verbundeigenschaften zwischen Betonstahl und Beton wurden ebenfalls zusammengestellt. Hierbei ist generell eine verschlechterte Verbundfestigkeit unter erhöhter Temperatur festzustellen. Bei geringerer Betondeckung sinkt die Verbundfestigkeit bei den verschiedenen Temperaturstufen weiter ab.

Die Restfestigkeiten des bei den durchgeführten Versuchen verwendeten Spannstahls St 1570/ 1770 nach einer Brandbeanspruchung wurden am Fachgebiet Massivbau des iBMB (Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig) untersucht. Die entstehenden Temperaturen in einem Bauteil mit „Freier Spanngliedlage“ am Spannglied liegen bei einem 90-minütigen Normbrand normalerweise in einem Bereich zwischen 350 °C bis 400 °C. Um eine Toleranz nach oben und unten zu haben, wurden die Restfestigkeiten bei zuvor erreichten Temperaturen von 300 °C bis 500 °C untersucht.

In **Abb. 11** sind die entsprechenden Ergebnisse in Formen von Spannungs-Dehnungsdiagrammen zusammengestellt.

Bei einer vorhergegangenen Temperatureinwirkung von 300 °C waren noch keine wesentlichen Entfestigungen des Spannstahls feststellbar. Bei zuvor erreichten Temperaturen von 400 °C fiel die Streckgrenze auf 92 % und die Zugfestigkeit auf ungefähr 87 % des Soll-Wertes ab. Die unterschiedlichen Temperatureinwirkungszeiten (10 min bzw. 60 min) hatten keinen großen Einfluss. Bei Beanspruchungen von 500 °C sank die Streckgrenze auf 75 % und die Restzugfestigkeit auf 68 % des Soll-Wertes. Die unterschiedlichen Temperatureinwirkungszeiten hatten auch hier einen untergeordneten Einfluss. Die E-Moduli verringerten sich nur geringfügig. Nach einer Temperaturbeanspruchung von 400 °C verringerte sich der Rest-E-Modul auf 96 % und nach einer Temperaturbeanspruchung von 500 °C auf 93 % des ursprünglichen E-Moduls.

Bei der Betrachtung der Restfestigkeiten nach einer Temperaturbeanspruchung muss angemerkt werden, dass die prozentualen Entfestigungen eigentlich stärker sind. Die Überfestigkeiten der untersuchten Spannstahlproben von bis zu 10 % glichen dieses jedoch zum Teil aus.

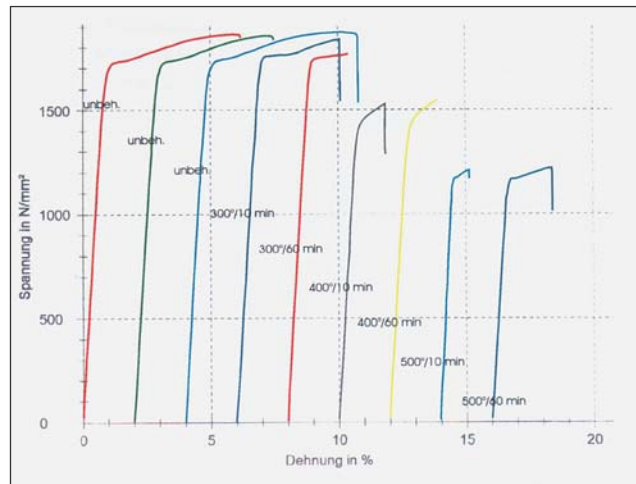


Abb. 11: Ermittelte Spannungs-Dehnungsdiagramme

Des Weiteren konnten in Abhängigkeit der Höhe der vorangegangenen Temperaturbeanspruchung ein starkes Nachlassen der Duktilität des Spannstahls herausgefunden werden. Während beim nicht temperaturbeanspruchten Spannstahl die Bruchdehnungen bei über 5 % lagen, gingen diese beim zuvor mit 500 °C beanspruchten Spannstahl auf bis zu 1 % zurück.

## 4.2 Bauteil Brandversuche

Zur Prüfung des Trag- und Verformungsverhalten von Bauteilen bzw. Flachdecken mit „Freier Spanngliedlage“ bei einer F 90 Normbrandbeanspruchung (ETK) sind drei Probekörper (**Abb. 12**) hergestellt worden. Dabei verblieb ein Versuchskörper ohne Vorspannung, um die Unterschiede, die durch die zusätzliche Vorspannung entstehen, herausfinden zu können.

Im Gegensatz zu den Begleitversuchen (siehe Kapitel 4.3), in denen Anhaltspunkte über die nach einem Brand noch vorhandene Dauerhaftigkeit heraus-

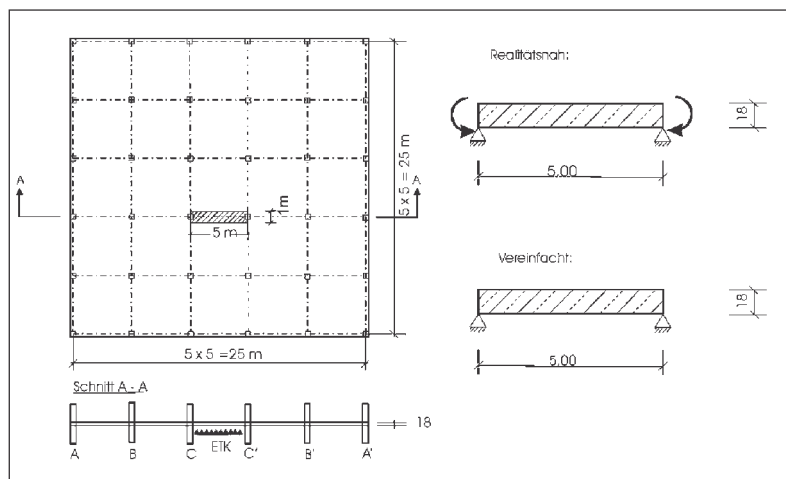


Abb. 12: Bezug Versuchskörper zur Flachdecke mit Freier Spanngliedlage

gefunden wurden, sollte hier u.a. die tatsächlich noch vorhandene Tragfähigkeit nach einer F 90 Brandbeanspruchung geprüft werden. Es wurde geklärt, wie groß die verbleibenden Durchbiegungen nach einer Brandbeanspruchung sind. Dies ist ein entscheidendes Merkmal für die Nutzbarkeit eines solchen Bauteils nach einer Brandbeanspruchung. Bleiben zu große Durchbiegungen zurück, ist eine Sanierung meist sehr kostenaufwendig und unwirtschaftlich. Halten sich die verbleibenden Durchbiegungen in kleinen Grenzen und nehmen unter Gebrauchslast auch nicht stark zu, ist mit relativ geringem Sanierungsaufwand unter Betrachtung der Dauerhaftigkeit (Begleitversuche) eine Nachnutzung denkbar.

Um das Trag- und Verformungsverhalten einer Flachdecke, die eine Anwendungsmöglichkeit der „Freien Spanngliedlage“ darstellt, im Brandfall zu simulieren, wären mehrere Versuchskörper denkbar gewesen, die unterschiedlich realitätsnah die Gegebenheiten einer Flachdecke mit freier Spanngliedlage wiedergeben.

Der Idealfall wäre sicherlich eine Flachdecken-ausschnitt gewesen, d.h. ein komplettes Feld mit ringsherum abgespannten Kragarmen. Hierdurch hätte näherungsweise die Plattentragwirkung abgebildet werden können. Auch hätte man Anhaltspunkte darüber bekommen, inwieweit die Spannglieder in den Stützstreifen eine verbleibende Restdurchbiegung nach dem Brand in den Feldstreifen verhindern. Durch die Abspannungen wäre die Berücksichtigung der statischen Unbestimmtheit auf das Trag- und Verformungsverhalten berücksichtigt worden. Des Weiteren ist es möglich, anhand eines solchen Flachdecken-ausschnittes das Durchstanzverhalten von Flachdecken mit „Freier Spanngliedlage“ zu untersuchen.

Eine wesentlich einfachere Lösung wäre ein Durchlaufträger gewesen, durch den zumindest in Bezug auf das Trag- und Verformungsverhalten die statische Unbestimmtheit hätte berücksichtigt werden können.

In der am iBMB durchgeführten ersten Versuchsreihe sind statisch bestimmte Einfeldträger gewählt worden. Sie berücksichtigen weder die Plattentragwirkung einer Flachdecke mit „Freier Spanngliedlage“ noch die statische Unbestimmtheit, sie können aber dafür zur Ermittlung von Grenzwerten bezüglich des Trag- und Verformungsverhaltens herangezogen werden. Sowohl die aufnehmbaren Lasten als auch die sich einstellenden Verformungen können als unterer bzw. oberer Grenzwert angesehen werden.

Als Versuchskörper wurde ein 5 m langer und 1 m breiter Plattenstreifen ausgewählt, der als Aus-

schnitt eines Stützenstreifens im Innenfeld angesehen werden kann. Die Plattendicke betrug 0,18 m und der Achsabstand  $u$  der tragenden Bewehrung vom unteren beflamnten Rand 3,5 cm. Dies ergibt sich aus der brandschutztechnischen Bemessung nach DIN 4102 T 4, Tab 11 [11]. Die vorgeschriebene Mindestdicke für Flachdecken von  $d=20$  cm ist unterschritten worden (DIN 4102 T 4, Tab. 9 Zeile 2.2), da dieser Wert das Versagen durch Durchstanzen im Brandfall (F 90) verhindern soll. Es erschien daher sinnvoller, die vorgeschriebene Mindestdicke für statisch bestimmte Platten zum Erreichen von F 90 von 10 cm einzuhalten (DIN 4102 T 4, Tab. 9 Zeile 1.1). Es wurden insgesamt drei Probekörper hergestellt, wobei für einen Vergleichsversuch ein Probekörper nicht vorgespannt wurde.

Es ist anzumerken, dass dieser Probekörper nicht nur als Flachdeckenausschnitt anzusehen ist. Es kann mit ihm auch ganz allgemein das Verhalten eines Bauteils mit „Freier Spanngliedlage“ mit dem Konzept „vorgespannter Stahlbeton“ untersucht werden. **Abb. 12** zeigt den Zusammenhang zwischen einer Flachdecke und dem Probekörper.

In **Abb. 13** sind zusammenfassend die Ergebnisse des Trag- und Verformungsverhaltens nach der Brandbeanspruchung dargestellt.

Zu den Ergebnissen des Trag- und Verformungsverhaltens während der Brandbeanspruchung ist anzumerken, dass sowohl der vorgespannte als auch der nicht vorgespannte Versuchskörper die Feuerwiderstandsklasse F 90 erreichten. Die Durchbiegungen waren erwartungsgemäß unter Brandbeanspruchung und Gebrauchslast beim Versuchskörper mit „Freier Spanngliedlage“ geringer. Es stellte sich nach 90 Minuten Normbrandbeanspruchung beim nicht vorgespannten Versuchskörper eine Durchbiegung von 17 cm und beim Versuchskörper mit „Freier Spanngliedlage“ eine Durchbiegung von 12 cm ein.

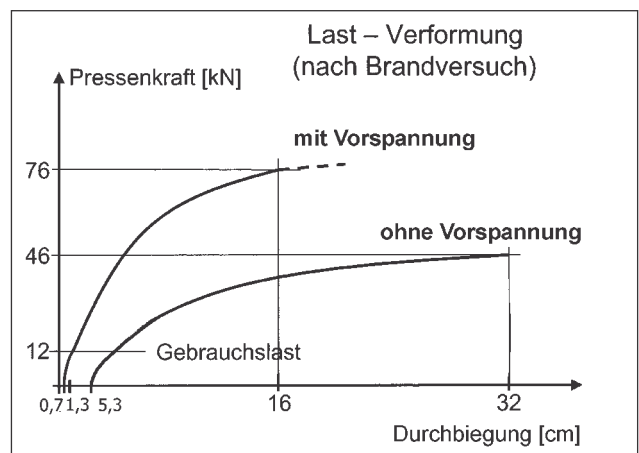


Abb. 13: Last- und Verformungskurve der Versuchskörper nach der Brandbeanspruchung

Als wesentlicher Unterschied zwischen dem vorgespannten und nicht vorgespannten Versuchskörper nach der Brandbeanspruchung erwies es sich, dass sich die Durchbiegungen nach dem Brand unter Eigengewicht beim Versuchskörper mit „Freier Spanngliedlage“ fast vollständig zurückgebildet haben. Die Restdurchbiegungen betragen beim nicht vorgespannten Versuchskörper 5,3 cm. Beim vorgespannten Versuchskörper gingen sie dagegen auf 0,7 cm zurück (**Abb. 13**). Dies ist der wesentliche Aspekt, der eine Nachnutzung dieses Deckentyps nach einer Brandbeanspruchung denkbar macht. Es ist jedoch anzumerken, dass dieser Aspekt nur erfüllt ist, wenn nicht allzu viele Spannglieder infolge der Temperaturbeanspruchung gerissen sind. Da die erreichten Temperaturen am Spannglied insbesondere bei möglichen Abplatzungen während des 90-minütigen Normbrandes sehr nah an die „kritische Temperatur“ herankommen, ist ein Versagen einzelner Spannglieder nicht auszuschließen. Daher kann eine Anwendung von Polypropylenfasern diskutiert werden, die das Abplatzverhalten des Betons günstig beeinflussen.

Des weiteren wurde festgestellt, dass sowohl der vorgespannte als auch der nicht vorgespannte Versuchskörper nach der Brandbeanspruchung noch große Tragreserven aufwiesen. Die Bruchlast lag beim Versuchskörper mit „Freier Spanngliedlage“ noch ca. 50 % höher als beim Versuchskörper ohne Vorspannung. Diese Bruchlast wurde unter entsprechend geringeren Durchbiegungen aufgenommen (**Abb. 13**). Die Gebrauchslast lässt sich beim vorgespannten Versuchskörper noch unter sehr geringer Durchbiegung von 1,3 cm aufnehmen.

### 4.3 Begleitversuche – Untersuchungen des Korrosionsschutzsystems der Spannglieder

Im letzten Absatz wurde beschrieben, dass eine Nachnutzbarkeit einer Flachdecke mit „Freier Spanngliedlage“ nach einem Brand denkbar ist. Zur Erforschung der Dauerhaftigkeit nach einer Brandbeanspruchung wurden die Veränderungen des Korrosionsschutzsystems der vorhandenen Monolitzen nach verschiedenen hohen Temperaturbeanspruchungen untersucht. Die Wirkung des Korrosionsschutzsystems ist Hauptvoraussetzung für die vorhandene Dauerhaftigkeit eines solchen Bauteils. Es wurden Probekörper hergestellt, die möglichst genau die reale Lage der Spannglieder in einer Flachdecke mit „Freier Spanngliedlage“ widerspiegeln. In **Abb. 14** sind die Probekörper schematisch dargestellt.

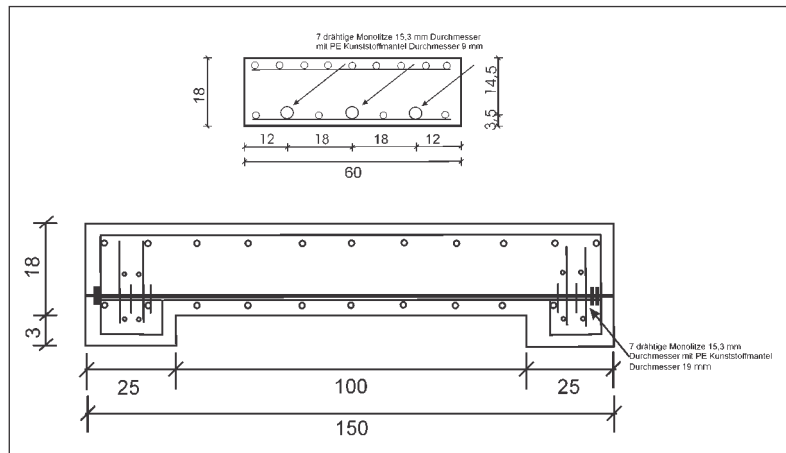


Abb. 14: Schematische Darstellung des Versuchskörper des Begleitversuchs

Das Korrosionsschutzsystem der bei verbundloser Vorspannung verwendeten Monolitzen besteht aus 2 Komponenten. Als primärer Korrosionsschutz dient ein PE- Mantel, der das Spannglied umschließt. Als sekundärer Korrosionsschutz befindet sich eine Fettschicht zwischen Kunststoffmantel und PE- Mantel.

Bei der Durchführung der Versuche wurden die Probekörper so lange erhitzt, bis sich an den Spanngliedern Temperaturen von jeweils 100 °C, 200 °C und 300 °C ergeben haben. Diese maßgebenden Temperaturen wurden eine halbe Stunde gehalten.

Die Versuchsergebnisse (**Abb. 15**) ergaben, dass in Bereichen, in denen am Spannglied keine höheren Temperaturen als ca. 100 C erreicht werden, das Korrosionsschutzsystem noch ohne Beeinträchtigung funktioniert. Das Fett war noch vollständig vorhanden und der PE- Mantel ohne Beeinträchtigung.

Bei dem zweiten Versuch (200 °C) war das korrosionshemmende Fett schon weitgehend verbrannt und der PE- Mantel rissig. Es ist davon auszu-

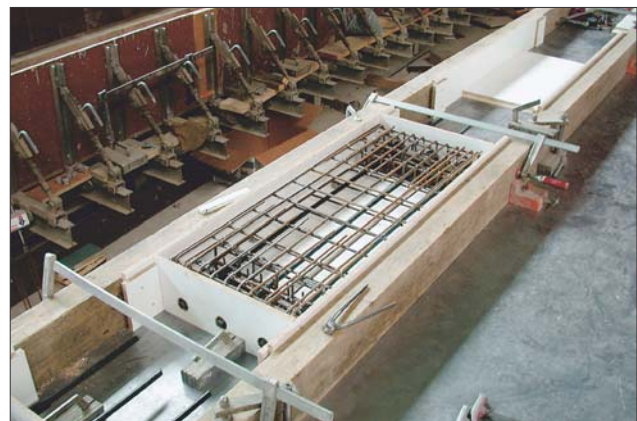


Abb. 15: Verlegter Bewehrungsstahl im Versuchskörper der Begleitversuche

gehen, dass auch hier das Korrosionsschutzsystem noch weitgehend intakt ist, da es trotz des fehlenden Fettes auch in schwefeldioxidhaltiger Atmosphäre, womit die Spannglieder nach der Brandbelastung beansprucht werden, zu keinen Korrosionsspuren kam. Das bedeutet, dass in einem Bauteil, in dem natürlich der gegebenenfalls auch gerissene Beton noch als zusätzlicher Korrosionsschutz vorhanden ist, eigentlich keine Korrosion bei zuvor erreichten Temperaturen bis 200 °C am Spannstahl zu erwarten ist. Langfristig ist diese Aussage jedoch aufgrund des fehlenden, korrosionshemmenden Fettes zu relativieren.

Im dritten Versuch wurde herausgefunden, dass der PE-Mantel nach einer Temperaturbeanspruchung von 300 °C in einigen Bereichen völlig zerstört (Abb. 16) und das Fett vollständig verbrannt war. Es kann die Schlussfolgerung gezogen werden, dass das Korrosionsschutzsystem ohne den umhüllenden Beton praktisch keine Wirkung mehr hat. Die korrosionsfördernden Substanzen konnten ungehindert den Stahl angreifen. Der in einem realen Bauteil noch vorhandene Beton hat jedoch mit seinem alkalischen Charakter noch eine gewisse korrosionshemmende Wirkung. Letztlich muss man zu dem Schluss kommen, dass Temperaturen über 300 °C eine vollständige Zerstörung des Korrosionsschutzsystems zur Folge haben, und man keine genauen Aussagen über die noch vorhandene Dauer der Tragwirkung des Spannstahls machen kann. Es bleibt jedoch zu bedenken, dass durch den Spannstahl bei Flachdecken mit „Freier Spanngliedlage“, die mit dem Bemessungskonzept „vorgespannter Stahlbeton“ bemessen wurden, nur die Gebrauchstauglichkeit und nicht die Tragsicherheit durch die Vorspannung sichergestellt wird. Aus dieser Sicht ist es von Seiten des Spannstahls durchaus noch verantwortbar, die brandbeanspruchten Flachdecken noch über einen gewissen Zeitraum zu nutzen.

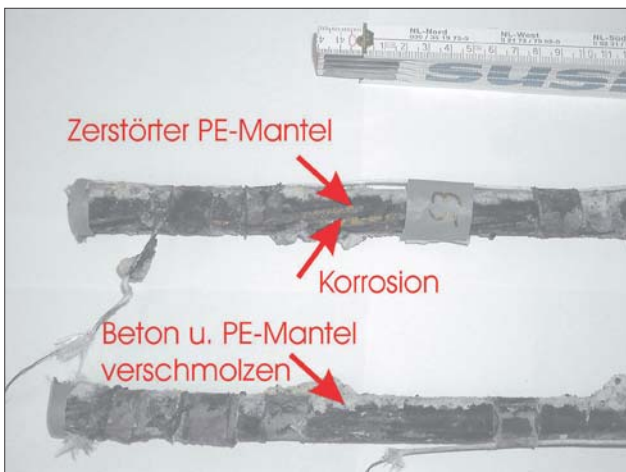


Abb. 16: Ausgebaute Spannglieder nach Temperaturbeanspruchung von 300 °C – PE-Mantel teilweise zerstört, Fett vollständig zersetzt

## 4.4 Schlussfolgerungen

### 4.4.1 Gebrauchstauglichkeit (Einhaltung der Durchbiegungen) nach Brand noch sichergestellt

Die Untersuchungen an vorgespannten Einfeldträgern zeigten deutlich, dass nach einer 90-minütigen Brandbeanspruchung die Verformungen wieder deutlich zurückgingen und fast keine bleibende Verformung zurückblieb. Auch die Verformung unter der vollen Gebrauchslast ist mit den Verformungen der nicht brandbeanspruchten Decke vergleichbar. Man kann schlussfolgern, dass auch Teile einer Flachdecke, auf die sich der Versuch vom Einfeldträger übertragen lässt, nach einer bestimmten Brandbeanspruchung bezüglich ihres Durchbiegungsverhaltens nicht beeinträchtigt sind.

Befinden sich in der Flachdecke die Spannglieder nur in den Gurtstreifen, kann man davon ausgehen, dass sich hier die Durchbiegungen wieder zurückbilden und sich die Versuchsergebnisse als ungünstigster Fall übertragen lassen. Dies gilt genauso für andere Deckenkonstruktionen, die mit Hilfe der „Freien Spanngliedlage“ unterstützt werden. Die nicht mit Spanngliedern versehenen Feldstreifen dagegen werden möglicherweise zurückbleibende Verformungen aufweisen. Die Größe dieser zurückbleibenden Verformungen, d.h. der hier nötige Sanierungsaufwand, wäre noch näher zu untersuchen.

### 4.4.2 Nutzbarkeit für bestimmten Zeitraum denkbar

Es ist davon auszugehen, dass bei diesen Decken aufgrund der geringen bleibenden Durchbiegungen und der nach einem Brand noch gewährleisteten Tragfunktion eine Nachnutzung mit überschaubarem Sanierungsaufwand denkbar ist. Die Untersuchungen am Korrosionsschutzsystem der Spannglieder, die letztlich die Erhaltung der Gebrauchstauglichkeit garantieren, zeigten eine deutliche Wirkungseinschränkung, wenn Temperaturen von 200 °C weit überschritten wurden. Allerdings besitzt der vorhandene Beton auch noch eine gewisse Korrosionsschutzfunktion.

Es steht außer Frage, dass das Korrosionsschutzsystem nach einem entsprechenden Brand stark beeinträchtigt ist. Es kann keine dauerhafte Funktion der Spannglieder mehr garantiert werden. Da die Vorspannung bei dem Konzept „vorgespannter Stahlbeton“ aber nur zur Erhaltung der Gebrauchstauglichkeit herangezogen wird, steht einer Benutzung der Flachdecken für einen den jeweiligen Gegebenheiten angepassten Zeitraum nichts im Wege.

#### 4.4.3 Lage (Betonüberdeckung) der Spannglieder muss entsprechend dem Bemessungskonzept angepasst werden

Die Auswertungen der Versuche zeigten, dass die Temperaturen am Spannstahl fast die kritische Temperatur während des 90-minütigen Normbrandes erreichten. Kommt es noch zusätzlich zu Abplatzungen, was einen örtlichen Temperaturanstieg am Spannstahl zur Folge hat, ist ein Versagen der Spannglieder nicht mehr auszuschließen. Soll die Nachnutzbarkeit nach einem Brand bei Flachdecken mit „Freier Spanngliedlage“ garantiert werden, sollte der Einsatz von Polypropylenfasern diskutiert werden. Durch die Verwendung von Polypropylenfasern, die beim Brand schmelzen und insgesamt den Beton permeabler machen, kann der beim Brand entstehende Wasserdampf ausreichend schnell entweichen. Der Wasserdampfdruck kann somit hinreichend schnell abgebaut werden.

Anzumerken ist, dass sich die Ergebnisse nicht auf Bauteile mit „Freier Spanngliedlage“ übertragen lassen, die nicht nach dem Konzept „vorgespannter Betonstahl“ bemessen werden. Denn dann werden sowohl die Anteile aus Vorspannung als auch die Anteile aus Betonstahl im Bruchsicherheitsnachweis angesetzt, was einen insgesamt geringeren Bewehrungsstahlanteil zur Folge hat. Kommt es zum Versagen der Spannglieder ist auch ein Versagen des Bauteils unter 90-minütiger Brandbeanspruchung nicht mehr auszuschließen. Die Ergebnisse der nicht vorgespannten Versuchskörper, bei denen es nach 90-minütiger Brandbeanspruchung zu keinem Versagen kam, sind dann nicht übertragbar. In diesem Fall muss das Versagen der Spannglieder zu 100 % ausgeschlossen werden, was nur mit einer Erhöhung der Betondeckung des Spannstahls erreicht werden kann.

## 5 Vorteile der Vorspannung mit „Freier Spanngliedlage“

Die „Freie Spanngliedlage“ in Verbindung mit dem Bemessungskonzept „Vorgespannter Spannbeton“ steht gleichermaßen in Konkurrenz mit der normalen Stahlbetonausführung und der normalen Spannbetonausführung, bei der im Grenzzustand der Tragsicherheit gleichzeitig die Vorspannung und der Betonstahl angesetzt werden.

### 5.1 Vergleich der Vorspannung mit „Freier Spanngliedlage“ und dem Konzept „Vorgespannter Stahlbeton“ mit der normalen Stahlbetonausführung

Bei der Bemessung einer Flachdecke als normale Stahlbetonlösung wird die Plattendicke nicht

durch den Tragsicherheitsnachweis sondern durch den Durchbiegungsnachweis diktiert. Diese zusätzliche Bauteildicke kann mit Hilfe einiger zusätzlicher Spannglieder eingespart werden. Vergleicht man dabei die entstehenden Kosten bei einer solchen Lösung, so muss angemerkt werden, dass die Lösung mit „Freier Spanngliedlage“ kostenneutral der herkömmlichen Stahlbetonlösung gegenübersteht. Dies liegt zum einen in der eingesparten Bauhöhe begründet und zum anderen in den weniger aufwendigen Schalarbeiten. Da nämlich insgesamt geringere Verformungen unter Gebrauchslast und geringere nachträgliche Verformungen infolge Kriechens und Schwindens zu erwarten sind, kann auf eine aufwendige Überhöhung der Schalung verzichtet werden.

Des weiteren ist auch darauf hinzuweisen, dass infolge der Vorspannung geringere Rissbreiten zu erwarten sind, die sonst nur mit einem erheblichen Mehraufwand an schlaffer Bewehrung erreicht werden könnten.

Durch Aufbringung einer frühzeitigen Vorspannkraft kann der Zeitpunkt des Ausschalens eher gewählt werden, wodurch sich die Bauzeit verkürzt. Auch den Folgen des Schwindens kann so teilweise entgegengewirkt werden.

In Kapitel 4 wurde ausführlich erläutert, dass nach einem Brand noch von einer sehr guten Nachnutzbarkeit der Decke auszugehen ist, da sich die Verformungen weitgehend zurückbilden. Es besteht also die Möglichkeit, das Bauwerk noch nach relativ geringer Sanierung über einen gewissen Zeitraum zu nutzen, der letztlich durch den eingeschränkten Korrosionsschutz der Spannglieder begrenzt wird.

### 5.2 Vergleich der Vorspannung mit „Freier Spanngliedlage“ und dem Konzept „Vorgespannter Stahlbeton“ mit der normalen Spannbetonausführung

Hierzu muss zunächst angeführt werden, dass das günstige Verformungsverhalten in mindestens ähnlich guter Weise auch bei dem normalen Spannbetonkonzept erzielt würde. Es ist jedoch anzumerken, dass für den Planer ein wesentlich einfacheres Bemessungskonzept möglich ist, da die Vorspannung im Bruchsicherheitsnachweis nicht angesetzt werden muss. Die relativ aufwendigen Durchbiegungsrechnungen, in denen teilweise der gerissene und ungerissene Zustand betrachtet werden muss, werden in Zukunft für gängige Abmessungen und Systeme vom iBMB in Bemessungstabellen zusammengefasst, so dass für die meisten Fälle diese Berechnung dann entfallen kann. Bei der weiteren Betrachtung der Tragwirkung kann noch der Vorteil der geringeren Zwängungen auf benachbarte Bauteile erwähnt wer-

den, der sich aus der geringeren Vorspannkraft beim neuen Bemessungskonzept ergibt.

Insgesamt ist die hier vorgestellte Bauart wirtschaftlicher, da der wesentlich teurerer Vorspannungsanteil auf ein Minimum reduziert wird und der Einbauaufwand durch die entfallende Einmessung der Unterstützungen wesentlich geringer ist.

## 6 Ausblick

In Zukunft müssen Anstrengungen unternommen werden, um die „Freie Spanngliedlage“ und allgemein die Vorspannung im Hochbau in Deutschland weiter voranzutreiben. Das Fachgebiet Massivbau des iBMB hat zusammen mit Vertretern aus der Praxis einen Arbeitskreis geschaffen, mit dem über das weitere Vorgehen zur Durchsetzung der Vorspannung im Hochbau durch Rechenhilfen, Seminare und technische Neuerungen beraten und beschlossen werden soll.

Folgende Ansätze sind zum jetzigen Zeitpunkt denkbar

■ Erstellung von Bemessungstabellen: Bei Umfragen wurde festgestellt, dass von Seiten der Planer eine gewisse Scheu vor dem Spannbeton besteht, die zum einen in der komplexen Struktur im Hochbau aber auch in dem ungewohnten Umgang mit den entsprechenden Bemessungsschritten begründet liegt. Gerade die aufwendige Berechnung der Durchbiegungen kann für gängige Abmessungen im Vorfeld durchgeführt und in Bemessungstabellen zusammengefasst werden.

■ Durchführung von Seminaren und Informationsveranstaltungen: In Seminaren und durch Veröffentli-

chungen ist vorgesehen, auf die Vorteile der Vorspannung, insbesondere der Vorspannung mit „Freier Spanngliedlage“ hinzuweisen. Der Einsatz der Vorspannung im Hochbau muss sowohl für Ingenieure als auch für Architekten selbstverständlicher werden, wofür Informationen und Schulungen Voraussetzung sind.

■ Durchführung eines weiteren Brandversuchs: Die Brandversuche, die Aufschluss über die günstige Nachnutzbarkeit nach einem Brand ergaben, wurde jedoch nur als erste Annäherung mit Einfeldträgern durchgeführt. Um genauere Aussagen über das Trag- und Verformungsverhalten während und nach einer Brandbeanspruchung machen zu können, sollte über die Durchführung eines Brandversuchs mit einem statisch unbestimmten Durchlaufträger nachgedacht werden.

■ Weitere technische Neuerungen auf dem Gebiet des Spannbetons im Hochbau: Um die Vorspannung für den Hochbau praktikabler zu machen, muss unbedingt über weitere technische Neuerungen nachgedacht werden. Für die verbundlose Vorspannung ist die Idee der „Freien Spanngliedlage“ im Zusammenhang mit dem Konzept „vorgespannter Spannbeton“ ein sicherlich guter Ansatz.

Da es aber auch in vielen Fällen sinnvoll ist, die Vorspannung auch im Bruchsicherheitsnachweis anzusetzen, und hierfür die Vorspannung mit Verbund eine wesentlich wirtschaftlichere Bemessung erlaubt, sollte auch hier bei Planung und Ausführung über mögliche technische Vereinfachungen nachgedacht werden. Möglicherweise ist auch hier die Untersuchung einer „Freien Spanngliedlage“ sinnvoll.

## 7 Literatur

[1] Maier, K.; Wicke, M.: Die Freie Spanngliedlage, Beton- und Stahlbetonbau 95, Heft 2, 2000, S. 62-71  
 [2] Wicke, M.: Verbundlose Spannglieder in Hochbaudecken, Braunschweiger Bauseminar 2001 Bauen im Wandel der Zeit, S. 49- 60

[3] Falkner, H.; Kordina, K., Gerritzen, D.: Untersuchungen zum Brandverhalten von Flachdecken mit Freier Spanngliedlage (Forschungsbericht), Mai 2002  
 [4] Wicke, M.; Maier, K.: Anwendungen des Spannbetons, In: Betonkalender 2002, 91. Jahrgang, Band 2, Seite 113 bis 179, Ernst & Sohn, a Wiley Company Berlin 2002