

# MINDESTVERDÜBELUNG VON VERBUNDTRÄGERN IM BRAND – BETRACHTUNG DER AUSWIRKUNGEN VON ERHÖHTEN TEMPERATUREN AUF DIE VERBUNDFUGE

**Samuel Pfenning** und **Martin Mensinger**

Lehrstuhl für Metallbau, Technische Universität München, München

**Sven Brunkhorst** und **Jochen Zehfuß**

Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz (iBMB),

Technische Universität Braunschweig, Braunschweig

## Inhaltsverzeichnis

1.	Einleitung.....	2
2.	Verhalten der Verbundfuge im Brandfall .....	3
	2.1.Beschreibung der Effekte in der Verbundfuge.....	4
	2.2.Anstieg des Verdübelungsgrades durch Brandeinwirkung .....	5
3.	Experimentelle Untersuchung.....	6
	3.1.Prüfkörper und Prüfaufbau .....	6
	3.2.Großbrandversuch und Ergebnisse .....	9
4.	Numerische Untersuchung .....	14
	4.1.Systembeschreibung und Modellierungsgrundlagen.....	14
	4.2.Validierung des numerischen Modells mit den Brandversuchsergebnissen .....	17
	4.3.Abbildung der Belastungsgeschichte der Kopfbolzendübel .....	18
	4.4.Getrennte numerische Betrachtung der Effekte auf den Schlupf.....	19
	4.5.Ergebnisse der Schlupfbetrachtung .....	20
5.	Schlussbetrachtung.....	23
6.	Danksagung .....	25
7.	Literatur .....	26

## 1. Einleitung

Eine optimale Ausnutzung der positiven Festigkeitseigenschaften von Stahl und Beton vereint die Verbundbauweise. Mit leistungsfähigen Verbundmitteln, wie Kopfbolzendübel, erfolgt eine kraftschlüssige Verbindung dieser Komponenten zur Erzeugung einer Verbundtragwirkung. Bei der Bemessung von Verbundbauteilen unter Normaltemperatur ist die Anwendung der Teilverbundtheorie Stand der Technik [1]. Mit Berücksichtigung des Mindestverdübelungsgrades lässt sich die notwendige Anzahl an Verbundmitteln entsprechend der einwirkenden Belastung berechnen. Ein Ansatz der Teilverbundtheorie für Verbundbauteile bei Brandbeanspruchung ist nur unter Beachtung der thermischen Zwangskräfte möglich, welche infolge der unterschiedlichen Ausdehnung zwischen Stahl- und Betonteil entstehen. Die aktuell gültige Norm DIN EN 1994-1-2 [Auf2] und der Nationale Anhang [3] enthalten keine detaillierten Angaben zur Bestimmung der auftretenden thermischen Zwangskräfte, es wird lediglich auf eine Berücksichtigung der Änderung der Längsschubkräfte aufgrund der Erwärmung hingewiesen. Dies hat derzeit zur Folge, dass bei Verbundbauteilen mit Anforderungen an den Feuerwiderstand die Anwendung der Teilverbundtheorie nur mit großem Aufwand möglich ist, was mit einem negativen Einfluss auf die Wirtschaftlichkeit dieser Bauweise einhergeht.

In diesem Beitrag werden experimentelle und numerische Ergebnisse eines laufenden Forschungsvorhabens zur Analyse der Teilverbundtheorie bei Verbundträger unter Brandbeanspruchung vorgestellt.

Im ersten Schritt erfolgt eine Beschreibung der Verbundtragwirkung unter Berücksichtigung einer thermischen Beanspruchung. Hierbei werden unter anderem drei Effekte vorgestellt, die einen signifikanten Einfluss auf den Schub in der Verbundfuge haben. Die aus durchgeführten Großbrandversuchen gewonnenen Erkenntnisse dienen neben der experimentellen Untersuchung des Mindestverdübelungsgrades zur Validierung eines numerischen Modells. Ein erarbeitetes transientes Finite-Elemente-Modell eines Verbundträgers mit besonderer Berücksichtigung der Verbundmittel bei einer thermischen Beanspruchung wird zur Analyse der Verbundtragwirkung herangezogen. Ein Vergleich der Simulationsergebnisse mit den Ergebnissen der Großbrandversuche zeigt die Leistungsfähigkeit sowie die Anwendungsgrenzen des erarbeiteten Modells.

## 2. Verhalten der Verbundfuge im Brandfall

Die Ausbildung einer Verbundtragwirkung zweier Verbundpartner stellt sich bei Verwendung leistungsfähiger Verbundmittel mit ausreichender Trag- und Verformungsfähigkeit ein. Im konventionellen Verbundbau entsprechend [1] dienen Kopfbolzendübel als gängiges und duktileres Verbundmittel zur Übertragung der Längsschubkräfte. Die erforderliche Anzahl der Verbundmittel bei voller Verdübelung ergibt sich aus dem Minimum der Normalkrafttragfähigkeit der beiden Komponenten des Verbundträgers [2]. Die Anwendung der Teilverbundtheorie gemäß [1] ermöglicht unter bestimmten Randbedingungen eine Reduktion der Anzahl der Kopfbolzendübel ( $n$ ) gegenüber einer vollen Verdübelung ( $n_f$ ) bis zu einem Mindestverdübelungsgrad ( $\eta$ ) nach Gl. (1) von 40 % [1].

$$\eta = n/n_f \quad (1)$$

Für Verbundträger mit teilweiser Verdübelung und Anforderungen an den Feuerwiderstand ist gemäß [2] eine Veränderung der Längsschubkräfte infolge einer Temperaturerhöhung zu beachten. Weiterführende Angaben, wie die Veränderung des Schubflusses zu berechnen sei, sind in [2] jedoch nicht enthalten.

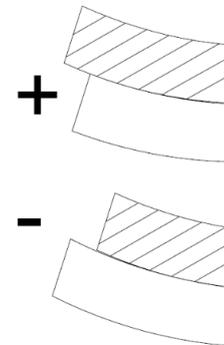
Im Weiteren wird von einem Verbundträger mit einer von unten wirkenden thermischen Beanspruchung ausgegangen. Dadurch besteht für den Betongurt eine einseitige und für das Stahlprofil eine dreiseitige Temperatureinwirkung. Die Erwärmung eines ungeschützten Stahlprofils ist generell wesentlich höher als für den darüber liegenden Betongurt. Eine Veränderung der Längsschubkräfte entsteht somit durch den großen Temperaturunterschied zwischen dem Betongurt und dem Stahlprofil und der daraus resultierenden unterschiedlichen Ausdehnung der Verbundpartner. In dem Betongurt stellt sich, bedingt durch die Wärmekapazität und vergleichsweise geringe Wärmeleitung des Betons, ein starker Temperaturgradient ein, welcher zu thermischem Zwang führt, dem sich der Betongurt im Wesentlichen mittels einer Krümmung nach unten entziehen möchte. Diese Krümmung wird durch die Reaktion des Verbundträgers auf eine mechanisch aufgebrachte Belastung, die in eine Biegebeanspruchung übergeht, verstärkt. Im Stahlprofil kann eine annähernd homogene Temperaturverteilung aufgrund der dreiseitigen thermischen Beanspruchung sowie der hohen Wärmeleitfähigkeit angenommen werden, die primär zu einer Ausdehnung in der Länge führt. Der in der Verbundfuge entstehende Schlupf aufgrund der Krümmung des

Verbundträgers steht dem Schlupf durch die Längenänderung des Stahlträgers entgegen. Infolge dieser unterschiedlichen Reaktionen auf die Temperatureinwirkung entstehen für die Verbundmittel transiente als auch von den Steifigkeitsverhältnissen und dem plastischen Widerstand des Stahlteils abhängende Beanspruchungen. Eine Berücksichtigung des thermischen Zwangs im Rahmen der Teilverbundtheorie erfordert somit eine aufwändige transiente und physikalisch nichtlineare Berechnung des Verbundbauteils.

## 2.1. Beschreibung der Effekte in der Verbundfuge

Der Schlupf der Verbundfuge zwischen Stahlträger und Betongurt eines Verbundträgers wird im Brand durch drei Effekte maßgeblich dominiert [4].

- I. Negativer Schlupf aufgrund der thermischen Dehnung des Stahlträgers
- II. Positiver Schlupf aufgrund der Biegung des Trägers durch den hohen Temperaturgradienten
- III. Positiver Schlupf aufgrund der Biegung des Verbundträgers durch die Last



*Bild 1: Schlupf zwischen Betongurt und Stahlträger*

Steigende Bauteiltemperaturen im Betongurt und im Stahlprofil aufgrund einer Brandbeanspruchung haben hohe thermische Dehnungen zur Folge. Durch die ungleichmäßige Erwärmung der Bauteile resultieren die Dehnungen allerdings nicht nur in einer Verlängerung der Bauteile, sondern auch in Biegung.

Da die Stahlträgertemperatur bei einer Beflammung von der Unterseite deutlich schneller steigt als die Betontemperatur (siehe experimentelle Ergebnisse in Bild 10) entsteht eine Längendifferenz zwischen Betongurt und Stahlträger. Diese äußert sich über negativen Schlupf am Trägerende. Verstärkt wird dieser Effekt durch die relativ homogene Temperaturverteilung im Stahlprofil, diese führt überwiegend zu einer Längenänderung und nur zu einer geringen Biegung des Profils. Dieser negative Schlupf ( $s$ ) wird unter **Effekt I (s)** zusammengefasst.

Ein ähnlicher Effekt tritt im Betongurt auf, hier erfährt die dem Feuer zugewandte Seite ebenfalls eine große Temperaturerhöhung, während die dem Feuer abgewandte Seite nahezu auf Raumtemperatur bleibt (vgl. Bild 11). Dies führt durch den großen Temperaturgradienten über die Querschnittshöhe zu einer großen Temperaturdehnung

auf der Unterseite und zu nahezu keiner Temperaturdehnung an der Oberseite, was in Summe überwiegend in einer thermischen Krümmung und nur in einer sehr geringen Gesamtlängenänderung resultiert. Hinzu kommt die große thermische Dehnung des Stahlträgers, diese Längenänderung steht ebenfalls in Differenz zu dem Beton mit Raumtemperatur, was zu weiterer Biegung führt. Der positive Schlupf  $s_{II}$  wird mit **Effekt II** beschrieben.

Der dritte maßgebliche Einfluss auf den Schlupf entsteht durch die steigenden Temperaturen in den Bauteilen und der damit abnehmenden Steifigkeit der Materialien. Durch die sinkenden Steifigkeiten bei einem gleichbleibenden Lastniveau steigt wiederum die Verformung  $w$ , was wie bei Effekt II einen Schlupf zur Folge hat. Dieser positive Schlupf  $s_{III}$  wird mit **Effekt III** beschrieben.

Eine getrennte Betrachtung dieser Effekte erfolgt einerseits über numerische Analyse, wie im Absatz ‚Numerische Untersuchungen‘ beschrieben und andererseits können diese Effekte im Verlauf der experimentellen Untersuchungen beobachtet werden.

## 2.2. Anstieg des Verdübelungsgrades durch Brandeinwirkung

Entsprechend der in [2] aufgeführten Werkstoffeigenschaften von Stahl in Abhängigkeit der Temperatur wird ersichtlich, dass ab Materialtemperaturen oberhalb von 500 °C ein deutlicher Abfall der Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften auftreten. Damit lassen sich die entstehenden maximalen Beanspruchungen aus dem thermischen Zwang in der Verbundfuge in den Temperaturbereich zwischen 200 °C und 600 °C einordnen. Hinzu kommt die bedeutend schnellere Erwärmung des Stahlträgers im Vergleich zu den Kopfbolzen, wie in den Versuchen, Bild 10 und 11 deutlich wird. Dies führt mit steigenden Stahltemperaturen zu einer zu einem steigenden Verdübelungsgrad. Oberhalb dieses Bereichs ist aufgrund der geringen verbleibenden Festigkeit und Steifigkeit des Verbundpartners von einer vollen Verdübelung auszugehen.

Verdeutlicht wird dies durch den beispielhaften Verlauf der Abminderungsfaktoren der Bauteilwiderstände des im Versuch verwendeten Verbundträger in Bild 2. Der Stahlträger sowie der Kopfbolzen werden hierbei nach DIN EN 1994-1-2 [2] abgemindert, tatsächlich deuten eigene Untersuchungen [16] darauf hin, dass auf Schub belastete Kopfbolzendübel bis zu einer Stahlträgertemperatur von 500 °C keinerlei Reduktion in der Tragfähigkeit haben. Ebenso ist in dem folgenden Bild der Verlauf des Verdübelungsgrades über die Zeit der Brandbelastung abgebildet,

beginnend bei einem Verdübelungsgrad von  $\eta = 0,4$ . Grundlage hierfür ist eine Brandlast wie in Kapitel 3.1 beschrieben.

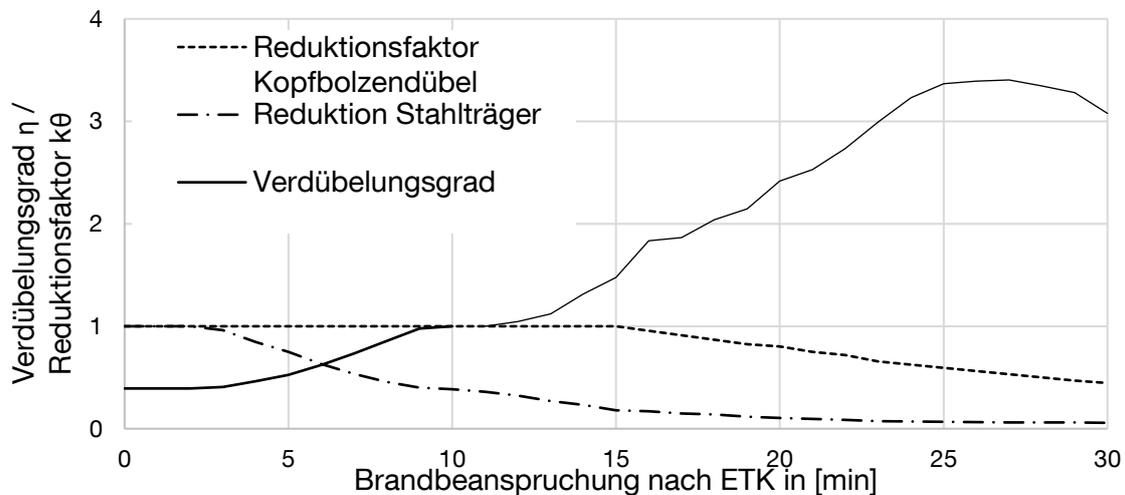


Bild 2: Verlauf des Verdübelungsgrades sowie Reduktion von Kopfbolzendübel und Stahlträger mit Brandbeanspruchung nach Einheits-Temperaturzeitkurve

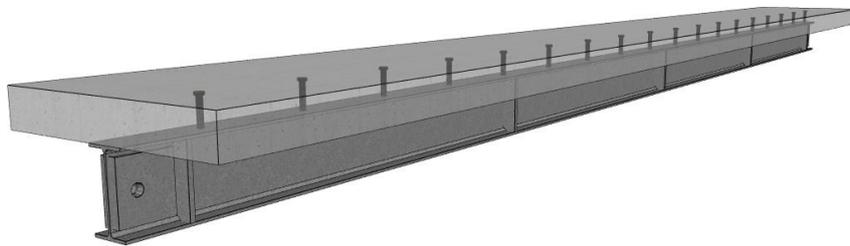
### 3. Experimentelle Untersuchung

In dem laufenden Forschungsvorhaben wurden, zur Untersuchung der Verbundtragwirkung im Brandfall, Großbrandversuche an verschiedenen Verbundträgervarianten durchgeführt. Dabei wurde der Einfluss von unterschiedlichen Verdübelungsgraden, eingeprägte Beanspruchungen aus der Herstellung und Aufheizgeschwindigkeiten beleuchtet. Im Folgenden wird auf den ersten Großbrandversuch zur Analyse der Verbundtragwirkung bei teilweiser Verdübelung unter Brandbeanspruchung nach Einheits-Temperaturzeitkurve (ETK) gemäß DIN EN 1363-1 [7] detaillierter eingegangen. Die betrachteten Prüfkörper, mit einer Länge von 9,0 m, stellen einen Sekundärträger mit kleiner Druckzone dar, wie in Bild 3 dargestellt. Geprüft wurden jeweils zwei Prüfkörper parallel in einem Brandversuch (Bild 8). Es gilt zu beachten, dass es sich hier um Brandversuche zur Analyse der Verbundtragwirkung und nicht des Feuerwiderstandes handelt und somit aus den Versuchsergebnissen nicht auf eine Feuerwiderstandsklasse gefolgert werden kann.

#### 3.1. Prüfkörper und Prüfaufbau

Der Verbundträger besteht auf den folgenden Komponenten. Ein ungeschütztes IPE 300-Profil in der Stahlgüte S460 gemäß DIN EN 10025-1 [8] und ein Betongurt mit einer am Tag des Brandversuchs bestimmten Druckfestigkeitsklasse nach DIN EN 206 [9] von C45/55.

Der Betongurt besitzt Querschnittsabmessungen von 100 x 15 cm<sup>2</sup>. Als Verbundmittel dienen aufgeschweißte Kopfbolzendübel in SD1 nach DIN EN ISO 13918 [10] mit 22 mm Durchmesser und 125 mm Länge in einem Abstand von 500 mm für den Träger 1 und 350 mm für Träger 2. Der Verdübelungsgrad beträgt dementsprechend für Träger 1 40 % und für Träger 2 60 % einer vollen Verdübelung bei Normaltemperatur. Beidseitige Steifen in 20 mm und Stegbleche in 30 mm Stärke mit einer Stahlgüte nach [8] von S355 am Stahlprofil gewährleisten eine höhere Steifigkeit an den relevanten Punkten für die Lastein- und Lastausleitung in Anbetracht der thermischen Beanspruchung. Die angeordnete konstruktive Bewehrung aus Lagermatten Q335 A der Güte B500 A nach DIN 488-1 [11] wurde mit einem Achsabstand von 29 mm ausgeführt.

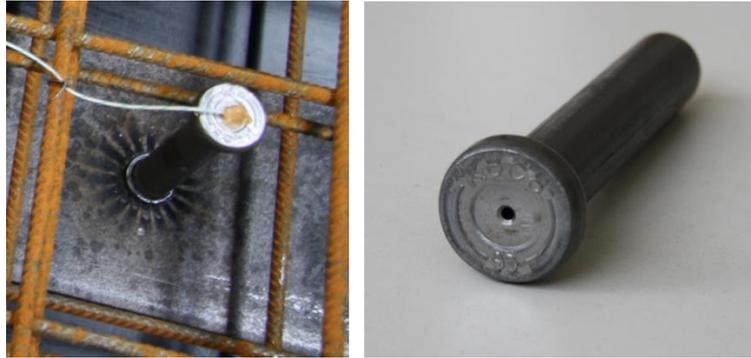


*Bild 3: Darstellung eines Prüfkörpers*



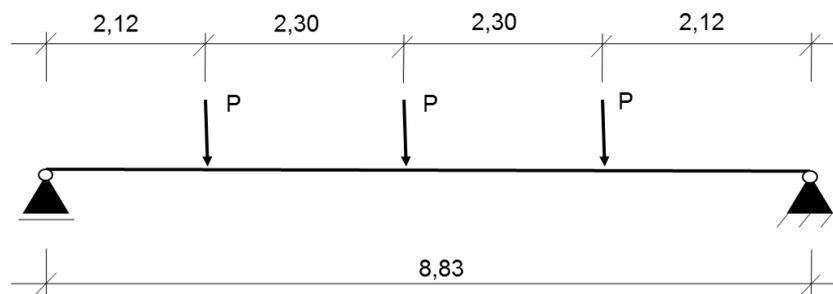
*Bild 4: Anordnung der Thermoelemente - links: im Betongurt; rechts: am Stahlprofil*

Die Temperaturverteilung in dem Prüfkörper wurde wie in Bild 4 ersichtlich mittels NiCr-Ni-Thermoelementen erfasst. Hierfür wurden im Betongurt im Abstand von 25 mm Thermoelemente einbetoniert und einige Kopfbolzen mit einer zentralen 3 mm Bohrung mit 100 mm Länge versehen, wie in Bild 5 dargestellt. Diese dienten zur Aufzeichnung der Kerntemperatur der Verbundmittel.



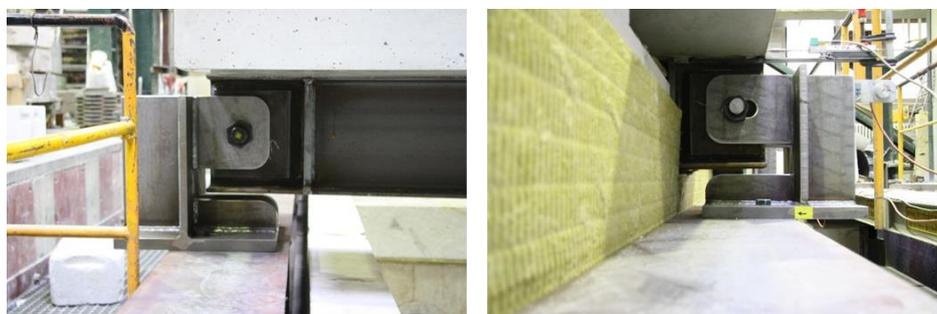
*Bild 5: Modifizierter Kopfbolzendübel*

Im großen Deckenprüfstand des iBMB der TU Braunschweig, mit auf 8,0 x 4,0 m<sup>2</sup> angepasster Brennkammer, wurden die Großbrandversuche durchgeführt. Das statische System der Prüfkörper entspricht hierbei einem Einfeldträger mit drei Einzellasten, die eine möglichst flächige Belastung abbilden (Bild 6). Die mechanische Beanspruchung der Verbundträger erfolgte über ein Belastungssystem mit kraftgesteuerten Hydraulikpressen. In einem Brandversuch erfolgte die parallele Prüfung von zwei Prüfkörpern (Bild 8).



*Bild 6: Statisches System des Verbundträgers (Maßeinheit in m)*

Eine zwangsfreie Lagerung der Prüfkörper konnte durch speziell angefertigte ein- und zweiwertige Auflagerkonsolen (vgl. Bild 7) aus Stahl erzielt werden.



*Bild 7: links: Zweiwertiges Auflager; rechts: Einwertiges Auflager*

Platten-Thermometer entsprechend [7] wurden in Anlehnung an DIN EN 1365-3 [13] positioniert und für die Aufzeichnung der Brandraumtemperaturen verwendet. Abweichend zu [12] fand eine Erhöhung der Abstände zwischen den Platten-Thermometer in Spannrichtung der Verbundträger auf 1,35 m statt.

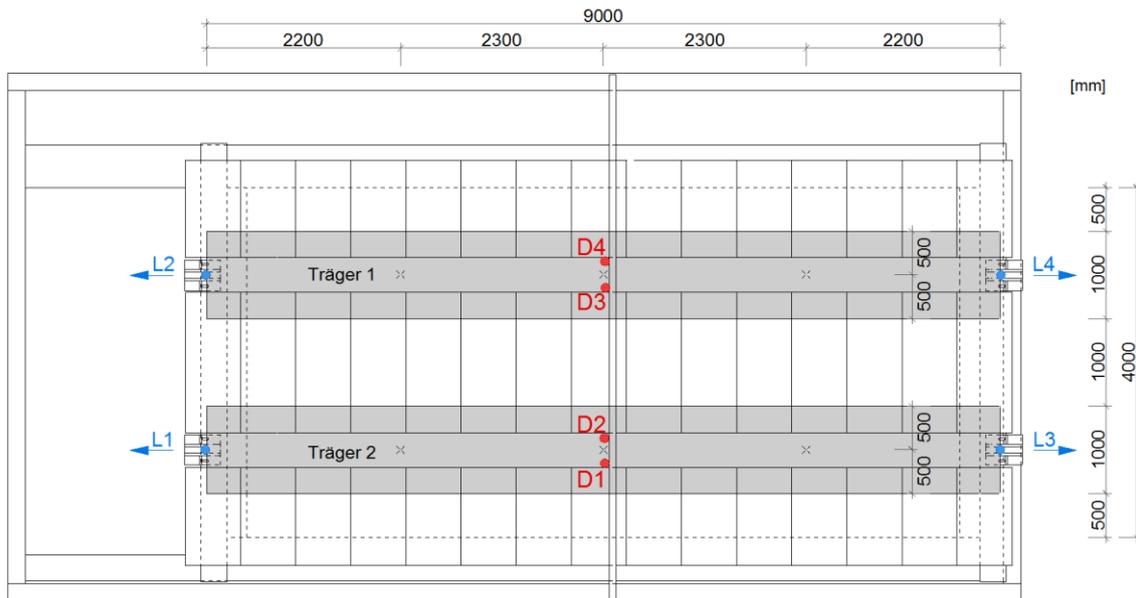


Bild 8: Draufsicht auf den Prüfaufbau und Lage der Verformungsmessstellen

Die Dokumentation der vertikalen Gesamtverformung der Prüfkörper erfolgte redundant in Trägermitte mit zwei Drehpotentiometern pro Verbundträger. Ausgehend von den Potentiometern (D1 – D4), die auf einem über dem Prüfaufbau verlaufenden Stahlträger befestigt waren, wurden dünne Stahldrähte auf den Betongurt gespannt. Mit linearen Potentiometern fand an beiden Trägerenden eine Messung und Aufzeichnung des auftretenden Schlupfes in der Verbundfuge der Prüfkörper statt. Ein an das Stahlprofil montierter Flachstahl diente als Halterung für die Potentiometer (L1 – L4), die somit die Relativverschiebung zwischen dem Stahlprofil und dem Betongurt wiedergaben. Bild 8 zeigt die Lage sowie die positive Messrichtung der verwendeten Potentiometer.

### 3.2. Großbrandversuch und Ergebnisse

Der Prüfablauf erfolgte in Anlehnung an [7]. Zunächst erfolgte die Aufbringung der konstanten Last von 110 kN je Träger, welche einer Ausnutzung in Abhängigkeit der Mindestverdübelung ohne die Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte von 32 % für Träger 2 bzw. 36 % für Träger 1 entsprach. Nach einer Haltezeit der Last von ca. 16 min wurde die Beflammung entsprechend der ETK nach [7] gestartet. Ab dem Erreichen einer Stahltemperatur von 600 °C (30. Versuchsminute), bei der ein starker

Abfall der Stahlfestigkeit auftritt, wurde die Last sukzessive mit 0,5 kN/s bis auf ca. 240 kN je Träger gesteigert. Nach Erreichen einer vertikalen Verschiebungsbegrenzung in Trägermitte von 44 cm wurde der Brandversuch abgebrochen, um mögliche Schädigungen am Prüfaufbau / der Auflagerkonsolen zu verhindern. Dieses Vorgehen hatte zudem den Vorteil, dass die geringe Resttragfähigkeit des Stahlprofils und nicht die Beanspruchbarkeit der Kopfbolzendübel ausschlaggebend für die Beendigung des Versuches war und somit die experimentelle Untersuchung der Hypothese einer steigenden Verdübelung bei hohen Bauteiltemperaturen erfolgte. Bild 9 zeigt den Verlauf der gefahrenen Belastung pro Träger sowie die gemessene mittlere Brandraumtemperatur. Die Gesamtprüfdauer des Großbrandversuchs betrug ca. 33 min, wobei die Beflammungsdauer sich auf etwa 16 min beschränkte.

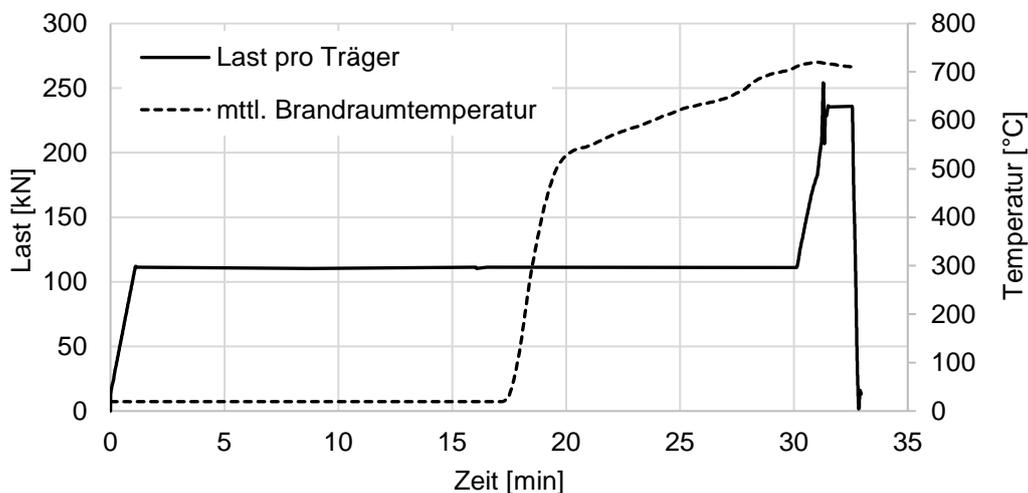


Bild 9: Prüfablauf der Belastung und der Brandraumtemperatur (gemittelt)

Die aufgezeichneten Brandraum- und Querschnittstemperaturen für die Achse 1 des Trägers 2 sind in Bild 10 stellvertretend dargestellt. Für eine bessere Übersicht ist ein Querschnitt des Prüfkörpers, in dem die Lage der einzelnen Thermolemente im Querschnitt ersichtlich ist, dargestellt. Zunächst wird deutlich, dass der Verlauf des arithmetischen Mittels der gemessenen Brandraumtemperaturen (schwarze durchgezogene Linie, V1) mit der ETK nach [7] (Bezeichner ETK) bis auf leichte Abweichungen innerhalb des Toleranzbereiches nach [7] übereinstimmt. Die Temperaturentwicklung am Stahlprofil zeigen die Thermolemente S11 – S13. Gegenüber den dokumentierten Temperaturen im Betongurt lässt sich für das Stahlprofil eine deutlich stärkere Erwärmung festhalten. Außerdem ist der Einfluss des Kühleffektes aufgrund der thermischen Materialeigenschaften des Betons am Oberflansch des Stahlprofils über das Elemente S11 sichtbar. Infolge der kurzen

Beflammungsdauer liegen die gemessenen Temperaturen im Betongurt nach Versuchsabbruch zwischen 160 °C und Raumtemperatur. Erst im Verlauf der Abkühlphase stellt sich, bedingt durch die Wärmespeicherkapazität des Betons, eine homogenere Temperaturverteilung ein.

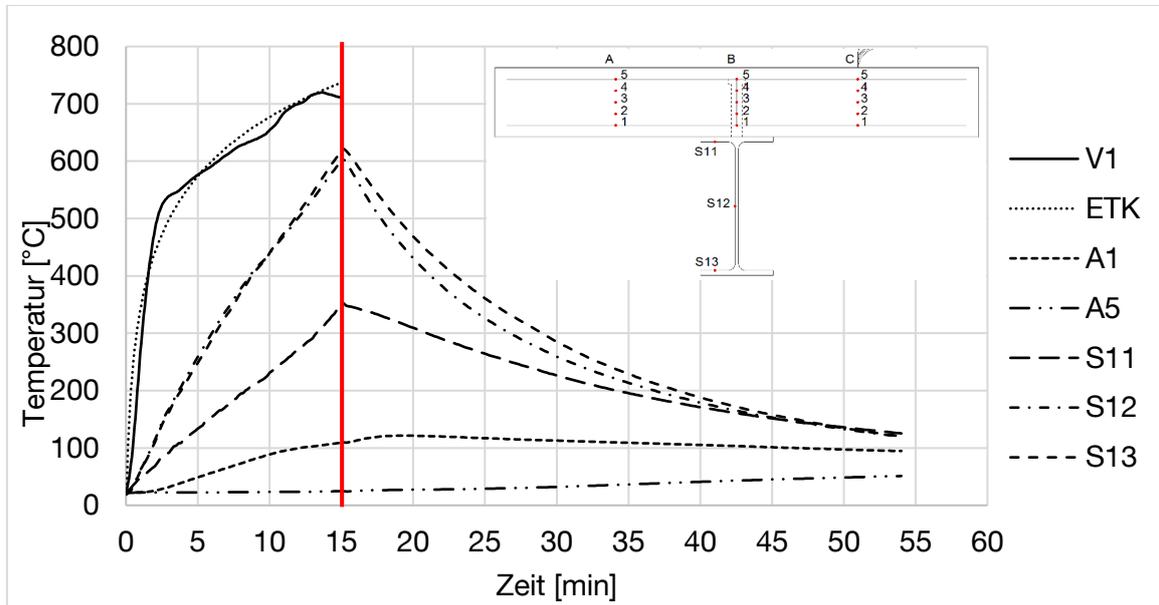


Bild 10: Vergleich der Querschnittstemperaturen für den Träger 2 (Achse 1)

In Bild 11 sind beispielhaft zwei aufgezeichnete Temperaturen der Kopfbolzendübel abgebildet. Klar erkennbar ist hierbei, dass die Temperatur der Kopfbolzen selbst bei einer Temperatur des Stahlträgers von über 600 °C in Minute 15, siehe Bild 11, nur etwa 160 °C beträgt.

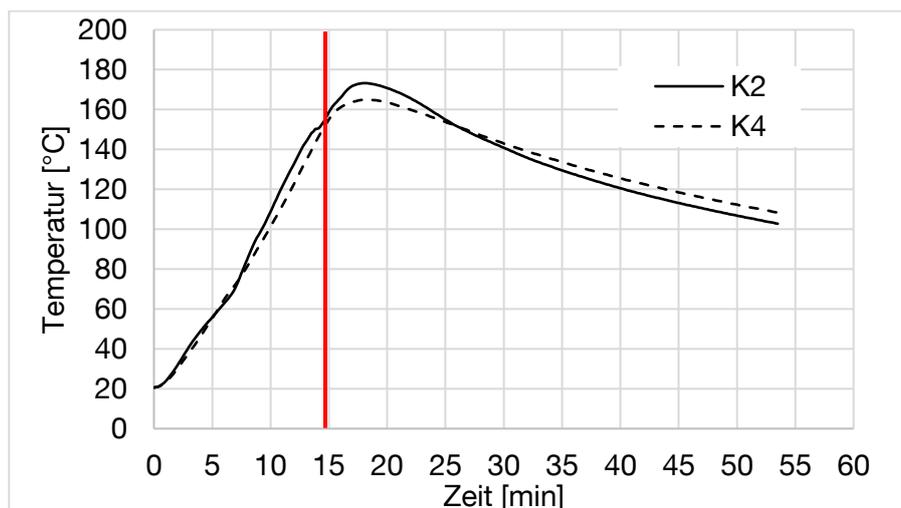


Bild 11: Vergleich der Kerntemperaturen in den Kopfbolzendübel von Träger 1

In Bild 12 werden die gemessene vertikale Verformung in Trägermitte der Träger 1 und Träger 2 miteinander verglichen. Zusätzlich ist die mittlere Brandraumtemperatur dargestellt, um die Auswirkung der Temperaturerhöhung auf die Verformung zu verdeutlichen. Bis zum Beginn der Beflammung lässt sich eine etwa gleiche, durch die konstante mechanische Belastung erzeugte, Mittendurchbiegung von ca. 2 cm erkennen. Nach Start der Brandbeanspruchung konnte für den Träger 1 mit dem geringeren Verdübelungsgrad eine geringfügig höhere Verschiebung gemessen werden. Eine Steigerung der mechanischen Belastung erfolgte nach Erreichen der 600 °C an den Messstellen S12 und S13 zur 30. Versuchsminute. Ab hier ist eine sehr deutliche und zügige Zunahme der Vertikalverformung erkennbar. Der Versuchsabbruch fand nach Eintreten der Verformungsbegrenzung von 44 cm in der Versuchsminute 33 statt.

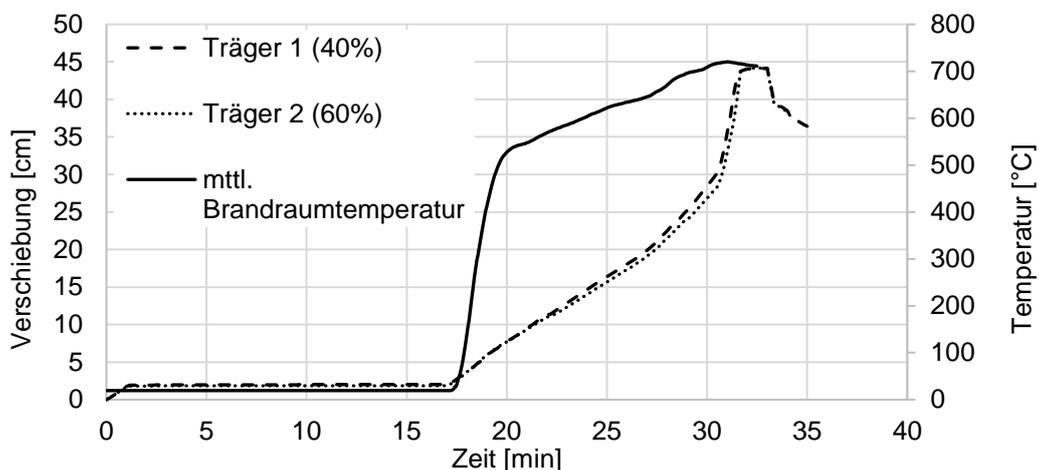


Bild 12: Vergleich der vertikalen Verschiebung in Trägermitte

Den über die linearen Potentiometer dokumentierte Schlupf an den beiden Trägerenden zeigt Bild 13. Zur besseren Erläuterung ist der Verlauf der mechanischen Belastung mit aufgetragen. Zusätzlich ist der Zeitraum der Beflammung nach ETK mit der grau hinterlegten Fläche gekennzeichnet. Mit Aufbringung der konstanten mechanischen Belastung bildet sich an den Trägerenden ein positiver Schlupf aus. Das bedeutet das Stahlprofil verkürzt sich gegenüber dem Betongurt, wie in Bild 1 dargestellt. Durch Lastumlagerungen im Betongurt aufgrund der mechanischen Belastung lässt sich die geringfügige Steigerung des Schlupfes bis zum Beginn der Beflammung erklären. Eine Ausbildung von negativen Schlupf, die eine Verlängerung des Stahlprofils gegenüber dem Betongurt entspricht, stellt sich bei gleichbleibender mechanischer Belastung im Zuge der Beflammung ein. Infolge der Steigerung der Last ist erneut ein positiver Schlupfverlauf zu erkennen. Nach Versuchsabbruch mit dem Beenden der

mechanischen und thermischen Belastung tritt ein negativen Schlupf auf, welcher vorrangig aus dem Abnehmen der Last resultiert. Im Verlauf der Abkühlung bildet sich der positive Schlupf aufgrund der Längenänderung des Stahlprofils aus.

Die Auswirkung der unterschiedlichen Verdübelungsgrade lässt sich ebenfalls in Bild 13 erkennen. Ein allgemeiner Vergleich der Schlupfverläufe zeigt für die Messpunkte ein in etwa identisches Verhalten. Träger 1 mit einer Verdübelungsgrad von  $\eta = 40\%$  zeigt einen um den Faktor zwei höheren Schlupf in der Verbundfuge im Vergleich zum Träger 2 mit einem Verdübelungsgrad  $\eta = 60\%$ .

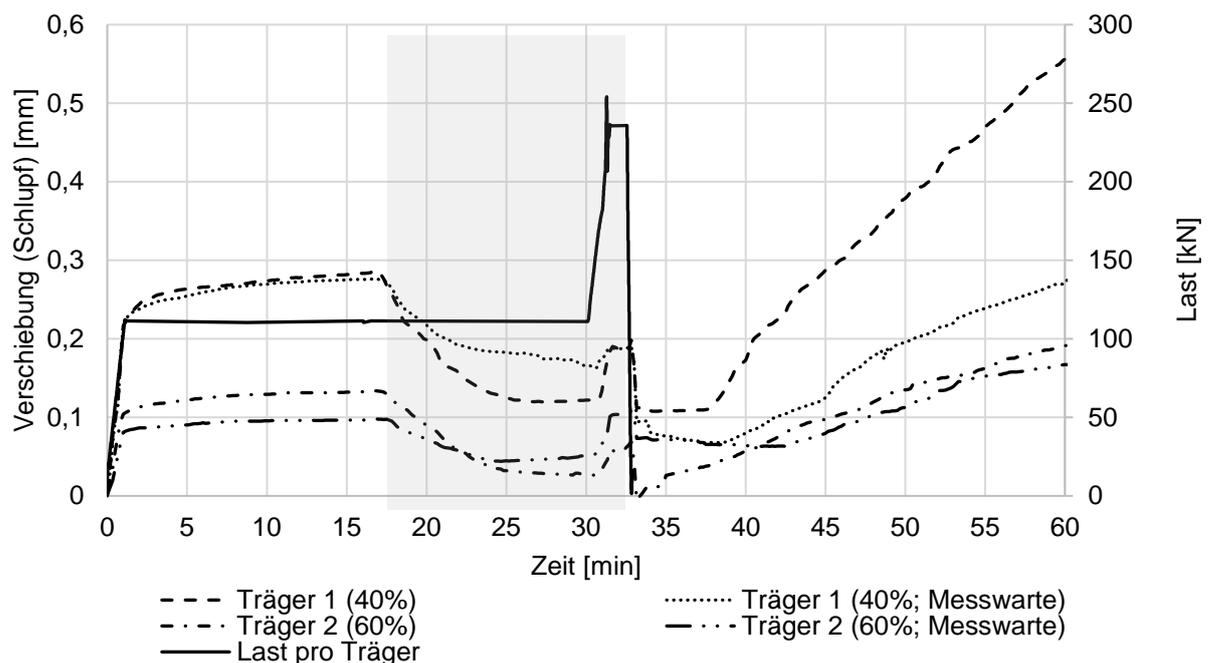


Bild 13: Vergleich der Relativverschiebung (Schlupf) an den Trägerenden

Während der Durchführung des Großbrandversuches konnten abgesehen von der hohen vertikalen Verformung (Bild 14) dumpfe Geräusche ausgemacht werden. Die ab der 9. Minute der Beflammung kontinuierlich auftretenden Geräusche wurden eindeutig als Abplatzungen identifiziert. Bild 15 zeigt beispielhaft die aufgetretenen Abplatzungen an den Prüfkörpern. Die Tiefe der Abplatzungen führte aufgrund der prüfaufbaubedingten dreiseitigen Brandbeanspruchung für den Betongurt (Abdeckung mit Porenbetonplatten nur aufgelegt, Bild 15) teilweise bis auf die konstruktive Bewehrung.



Bild 14: Prüfaufbau während der Beflammung



Bild 15: Abplatzungen an den Prüfkörpern nach dem Brandversuch

## 4. Numerische Untersuchung

### 4.1. Systembeschreibung und Modellierungsgrundlagen

Zur Abbildung der Vorgänge in der Verbundfuge eines Verbundträgers im Brand wird ein numerisches Modell eines Verbundträgers mit dem Finite-Elemente-Programm Abaqus/CAE erstellt. Es werden geometrische und materielle nichtlineare Berechnungen durchgeführt. Die Geometrie sowie die Materialeigenschaften des

Modells sind sehr nahe an den experimentellen Untersuchungen angelehnt, die Abmessungen des Modells können daher aus Kapitel 3.1 entnommen werden.

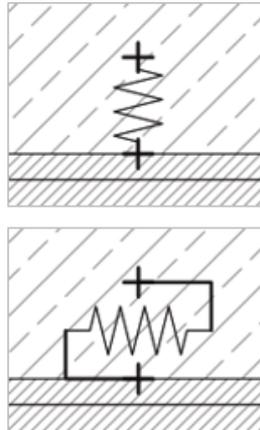


Bild 16: Abbildung der Kopfbolzendübel durch diskrete Federelemente

Die im Prüfkörper verwendeten Kopfbolzendübel werden in der Simulation durch nichtlineare Federelemente diskretisiert. Die Federsteifigkeit, welche der Last-Schlupf-Kurve des Kopfbolzendübels entspricht, wird bei Normaltemperatur nach Becker [14] angenommen (Bild 17). Dabei wird eine maximale Dübeltragfähigkeit von  $P_{Rdmax} = 145 \text{ kN}$  angesetzt. Um numerische Probleme zu umgehen, setzt Becker [14] nach der maximalen Tragfähigkeit ein Abfallen der Dübeltragfähigkeit an. In dieser Simulation wird hierbei ebenfalls nach [14] ein Gleichbleiben der Traglast bis zum vollständigen Versagen des Dübels angesetzt. Weitere Details hierzu in [15].

Auf Grundlage der Arbeit von Pennisi und Pfenning [16] wird bis zu einer Branddauer von 30 Minuten von einer konstanten, nicht temperaturabhängigen Dübelkennlinie ausgegangen.

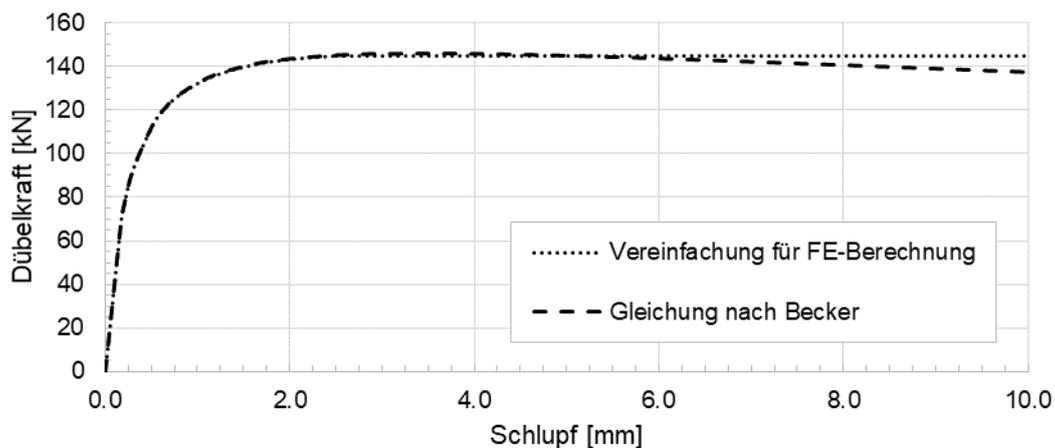


Bild 17: Last-Verformungsdiagramm der Kopfbolzendübel nach [15]

Die simulierten Baustoffeigenschaften wurden auf Grundlage von Materialproben des Versuchs festgelegt.

- Beton: C45/55
- Stahl: S460
- Bewehrung: B500A

Ein wichtiger Aspekt bei der numerischen Simulation ist die Modellierung des Betons, welcher durch das „Damage Plasticity Model“ [18] in Abaqus abgebildet wird.

Auf Grundlage einer Parameterstudie in [16] werden die Materialparameter des Damage Plasticity Model wie folgt festgelegt.

- Dilation Angle:  $35^\circ$
- Eccentricity: 0,1
- $F_{b0}/f_{c0}$ : 1,16
- K:  $2/3$

Zur Reduzierung der Rechenzeit werden die Symmetrien um die Längs- und Querachse ausgenutzt.

Bei der Wahl der Elemente wird zwischen der thermischen Analyse und der statisch-mechanischen Analyse unterschieden. Für die thermische Analyse werden hexaedrische Volumenelemente mit der Abaqus Bezeichnung DC3D8 [18] verwendet. Für die statisch-mechanische Analyse werden Volumenelemente mit der Bezeichnung C3D8L herangezogen. Die Volumenelemente werden sowohl für den Stahlträger, als auch für den Betongurt verwendet. In Bild 18 ist die gewählte Diskretisierung für das Verbundträgermodell erkennbar.

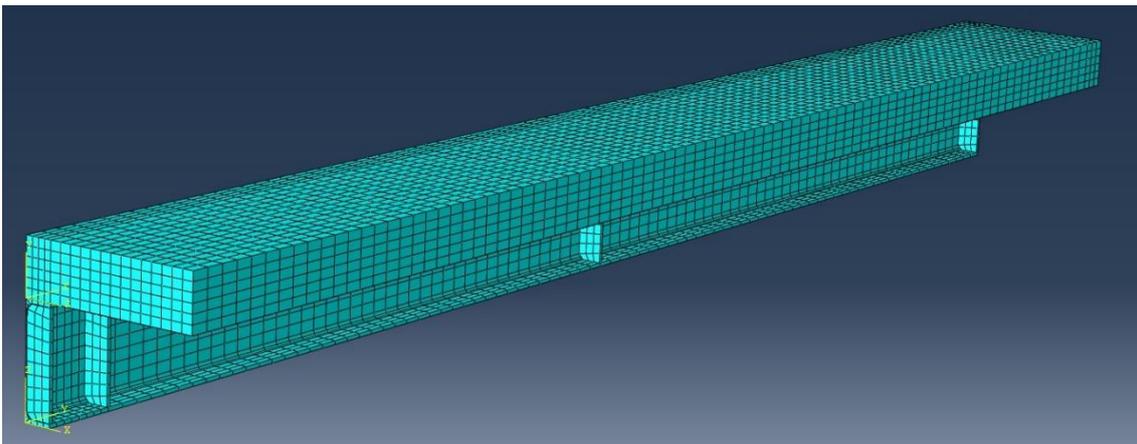


Bild 18: Isometrie des Verbundträgermodells

#### 4.2. Validierung des numerischen Modells mit den Brandversuchsergebnissen

Auf Grundlage der Ergebnisse der ersten zwei Verbundträger aus dem ersten Großbrandversuch wird das erstellte numerische Modell validiert. Verglichen werden für die Validierung die vertikale Verformung in Feldmitte  $w_{(l/2)}$ , sowie der Schlupf  $s_{(l)}$  am Trägerende.

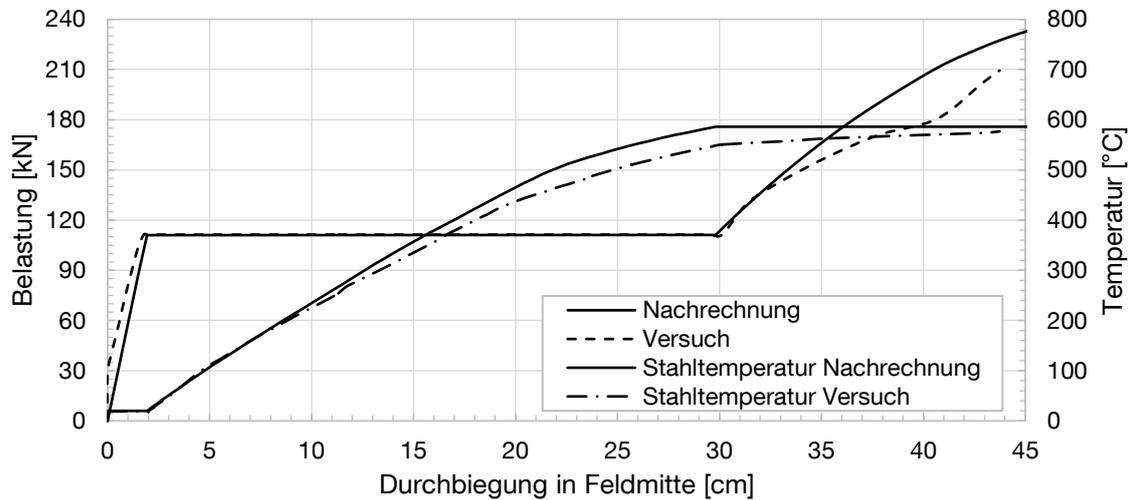


Bild 19: Last-Verformungsdiagramm für Träger 1 nach [15]

In Bild 19 und 20 sind sowohl die Versuchsergebnisse von Träger 1 abgebildet, als auch die Ergebnisse der Simulationen. Erkennbar ist, dass die Durchbiegung in Feldmitte ohne Temperatureinwirkung sehr gut durch die Simulation abgebildet werden kann. Unter Temperatureinwirkung wird diese für Träger 1 bis zur erneuten Laststeigerung nach etwa 30 Minuten ebenfalls sehr gut abgebildet (vgl. Bild 19).

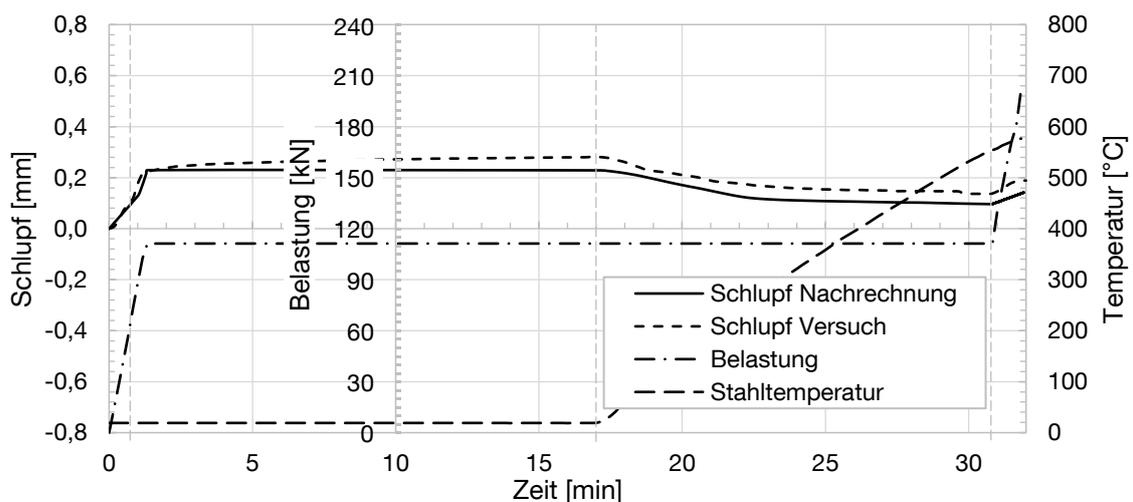


Bild 20: Verlauf des Schlupfes am Trägerende über den Versuchsablauf - Träger 1 nach [15]

Bei der Betrachtung des Schlupfes ist zu Beginn ist ein Ansteigen des Schlupfes aufgrund der Belastung erkennbar, während der ca. 15-minütigen Haltephase unter gleichbleibender statischer Last und ohne Temperatureinwirkung steigt der Schlupf aufgrund der Kurzzeitrelaxation des Betons leicht an, dieser Effekt konnte im Modell nicht berücksichtigt werden. Der durch die thermische Einwirkung sinkende Schlupf wird in der Simulation ausreichend genau wiedergegeben.

Eine Herausforderung ist die korrekte Abbildung der Kopfbolzendübelsteifigkeit. Grundlage für diese sind die Last-Schlupf-Kurven nach [14], wobei diese allerdings an dem Standard-Abscherversuch nach [1], Anhang B abgeleitet wurden. Diese Kurven sind nicht in der Lage die vielfältigen Einflüsse eines Verbundträgers auf die Kopfbolzen abzubilden. Besonders bei diesem Versuch musste die Steifigkeit der Kopfbolzendübel höher angesetzt werden, da aufgrund der Erstbelastung des Trägers der Haftverbund zwischen Stahl und Beton noch vorhanden war.

Da die Simulationen qualitativ wie quantitativ sehr gut mit den Versuchen übereinstimmen, wird davon ausgegangen, dass mit dem Modell das Verhalten eines Verbundträgers im Brand zuverlässig vorhergesagt werden kann.

#### 4.3. Abbildung der Belastungsgeschichte der Kopfbolzendübel

Ein zentraler Aspekt bei der Abbildung der Kopfbolzendübel bei Effekt I und Effekt II ist die Berücksichtigung der Belastungsgeschichte der Kopfbolzendübel. Im Regelfall des gewöhnlichen Hochbaus, wie in den Brandversuchen, sind die Kopfbolzendübel bei Beginn der Temperatureinwirkung durch das Eigengewicht und die Nutzlast vorbelastet. In den Brandversuchen äußerte sich dies durch einen positiven Schlupf der Kopfbolzendübel (vgl. Effekt II & III). Aufgrund der Brandbelastung wirkt eine Kraft in gegenteiliger Richtung auf die Kopfbolzendübel (vgl. Effekt I). Durch die nichtlineare Kennlinie der Kopfbolzendübel führt eine Entlastung nicht zu einem Rückgang auf die Ursprungsposition der Kopfbolzendübel. Das Verhalten der Kopfbolzendübel weist unter zyklischer Belastung, wie sie im Brand auftritt, einen hystereseförmigen Verlauf auf [15]. Beschrieben und in ein mathematisches Modell umgesetzt wird dieses Verhalten der Kopfbolzendübel unter anderem in [17]. Insgesamt ist zu dem Thema zyklisches Verhalten von Kopfbolzendübel unter Temperaturbelastung nur sehr wenig Literatur vorhanden. Auf Grundlage der vorhandenen Literatur und nach einer Kalibrierung an den durchgeführten Brandversuchen wird für die Nachrechnung des Brandversuchs und für die Beschreibung der Effekte die Lastverformungskurve in Gl. (2)

bei der Entlastung angesetzt. Ausgehend von einem lokalen Koordinatensystem am Punkt der maximalen auftretenden Dübelkraft  $P_{\max}$  und des maximal auftretenden Schlupf  $s_{\max}$  wird vereinfachend von einer linearen Dübelkennlinie ausgegangen. Die Darstellung der Entlastungsdübelkennlinie erfolgt in Bild 21.

$$P' = P_{\max} - \frac{s'}{(1 - \alpha) \cdot s_{\max}} \cdot P_{\max} \quad (2)$$

$\alpha = 4/5$  am Versuch kalibrierte Konstante

Die Entlastungsdübelkennlinie wird für die Berechnung von Effekt I und II angesetzt.

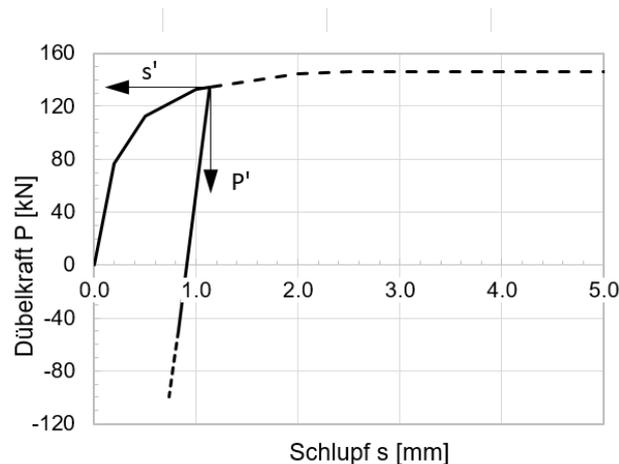


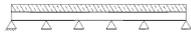
Bild 21: Beispielhafte Dübelkennlinie bei Entlastung mit lokalem Koordinatensystem

#### 4.4. Getrennte numerische Betrachtung der Effekte auf den Schlupf

Um den Schlupf durch die einzelnen Effekte getrennt reproduzieren zu können, werden verschiedene Last-, Material- und Randbedingungskombinationen aufgebracht. Diese sind in der folgenden Tabelle 1 aufgeführt. Die Belastung erfolgt als Gleichstreckenlast. Da Effekt II aufgrund der thermischen Randbedingungen nicht getrennt von Effekt I reproduziert werden kann, wird dieser zusammen mit Effekt I simuliert um im Nachlauf Effekt I abzuziehen:

$$\text{„Effekt II“} = \text{„Effekt I+II“} - \text{„Effekt I“} \quad (3)$$

Tabelle 1: Randbedingungen für die getrennte Betrachtung der Effekte

Effekt	Belastung	Thermische Dehnung <sup>(1)</sup>	Abminderung Temperatur <sup>(2)</sup>	Lagerung <sup>(3)</sup>
I	$q_{ed} = g_{ed} = 0$	Nach EC4	Nach EC4	$w_{(x)} = 0$ 
II	$q_{ed} = g_{ed} = 0$	Nach EC4	Nach EC4	Regulär 
III	25,5 kN/m	$\Delta L/L = 0$	Nach EC4	Regulär 

<sup>(1)</sup>Thermische Dehnung bezeichnet die Längenänderung des simulierten Materials mit steigenden Temperaturen. „Nach EC4“ bedeutet hierbei eine Verwendung der thermischen Werkstoffeigenschaften nach DIN EN 1994-1-2 Abschnitt 3 [2].  $\Delta L/L=0$  bedeutet, dass angenommen wird, dass das Material bei steigenden Temperaturen keine Längenänderung hat.

<sup>(2)</sup>Abminderungsfaktor Temperatur bezeichnet die Festigkeitseigenschaften des simulierten Materials. „Nach EC4“ bedeutet eine Verwendung der Festigkeitseigenschaften der Materialien nach DIN EN 1994-1-2 Abschnitt 3 [2]. „Konstant“ bedeutet, dass die Festigkeit der Materialien bei steigenden Temperaturen nicht abnimmt, also  $k_{y,\theta} = k_{p,\theta} = k_{E,\theta} = 1$ .

<sup>(3)</sup>Lagerung bezeichnet die Lagerungsbedingungen des Verbundträgers, wobei regulär eine statisch bestimmte Punktlagerung des Systems

Die Abbildung von Effekt I erfolgt einerseits durch eine kontinuierliche vertikale Lagerung des Verbundquerschnitts, andererseits durch eine horizontale Einspannung des Betonquerschnitts. Durch die vertikale Lagerung wird sichergestellt, dass nur eine Dehnungsdifferenz in Längsrichtung möglich ist und somit ein Schlupf infolge Durchbiegung wie in Effekt II und III verhindert wird. Die horizontale Einspannung des Betongurts stellt sicher, dass der Beton nicht auf Zug belastet wird und somit deutlich andere Materialbeanspruchung erhält. Es wird davon ausgegangen, dass der Betongurt im Brandfall durch die Kombination mit Effekt I und II im Regelfall unter Druck steht.

#### 4.5. Ergebnisse der Schlupfbetrachtung

In Bild 22 ist der Schlupf nach Effekt III zu sehen. Deutlich erkennbar ist hierbei der erste starke Anstieg des Schlupfes durch die Lastaufbringung. Nach der Strukturlast wird

eine Temperatureinwirkung aufgebracht, diese führt durch die Herabsetzung der Bauteilsteifigkeiten zu einer zunehmenden Verformung. Zum Vergleich wird der Schlupf nach Effekt III noch einmal ohne Berücksichtigung der Abminderungsfaktoren des Stahls abgebildet. Zu sehen ist hier, dass ab einer Stahltemperatur von ca. 480 °C der Schlupf stark nichtlinear wird, ab diesem Zeitpunkt nehmen die Verformungen durch die abnehmende Steifigkeit des Stahls deutlich zu.

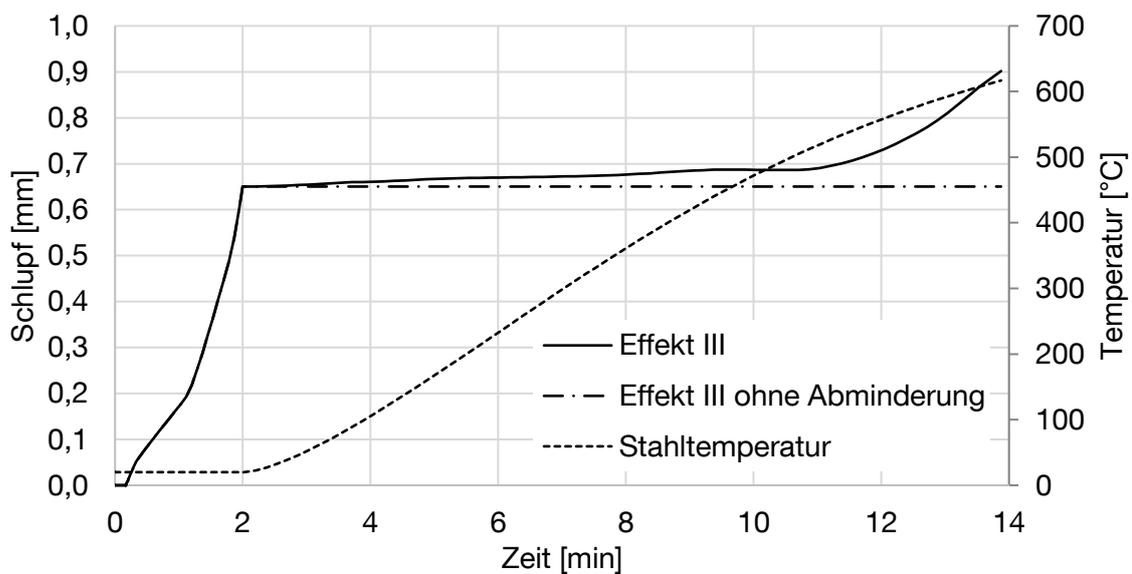


Bild 22: Schlupf durch Effekt III durch Auflast und Temperatureinwirkung

Effekt I beschreibt die Längenänderung des Stahlträgers durch die steigenden Temperaturen. Dieser Effekt wird massiv durch die Steifigkeit der Kopfbolzendübel beeinflusst. Wie vorweg erwähnt, wurden für Effekt I und II die Entlastungssteifigkeit nach Gl. (2) der Kopfbolzendübel angesetzt. Damit erzeugt Effekt I einen negativen Schlupf von knapp über 2 mm bei einer Stahlträgertemperatur von über 600 °C, wenn man allerdings von einem unbelasteten Träger, ohne Anfangsverformung der Kopfbolzendübel, ausgeht, erhält man einen Schlupf von über 10 mm. Damit ist klar, Effekt I muss in Kombination mit den anderen Effekten gesehen werden, geschieht dies nicht, wird er massiv überschätzt.

In Bild 23 ist ebenfalls der kombinierte Schlupf durch Effekt I und Effekt II zu sehen, dieser sinkt moderat auf etwa - 0,7 mm bei einer Stahltemperatur von ca. 600 °C.

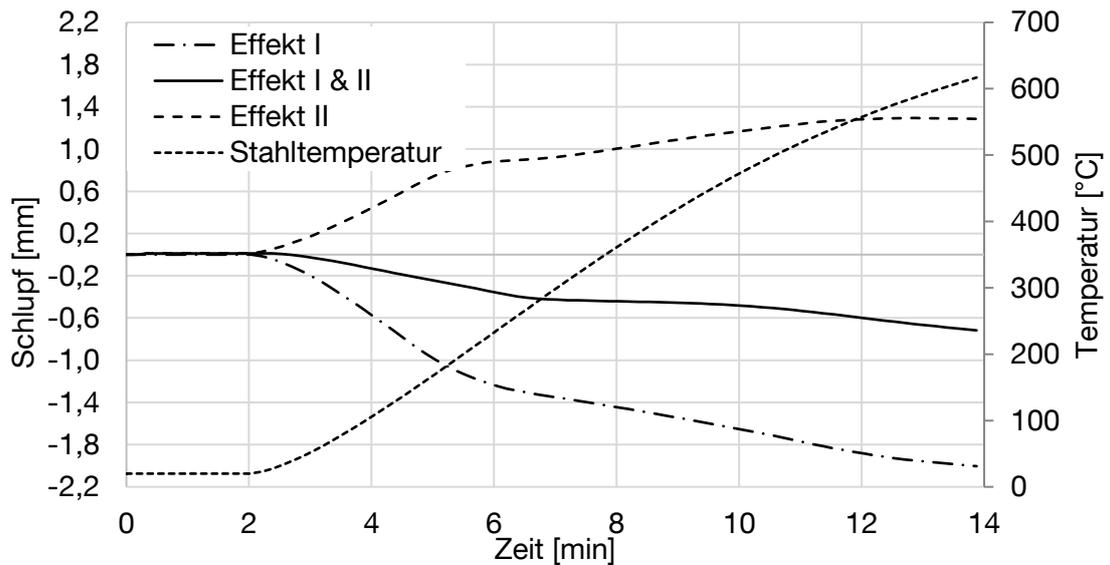


Bild 23: Simulierter Schlupf I und Schlupf I & II, sowie der errechneter Schlupf II durch Temperaturlast

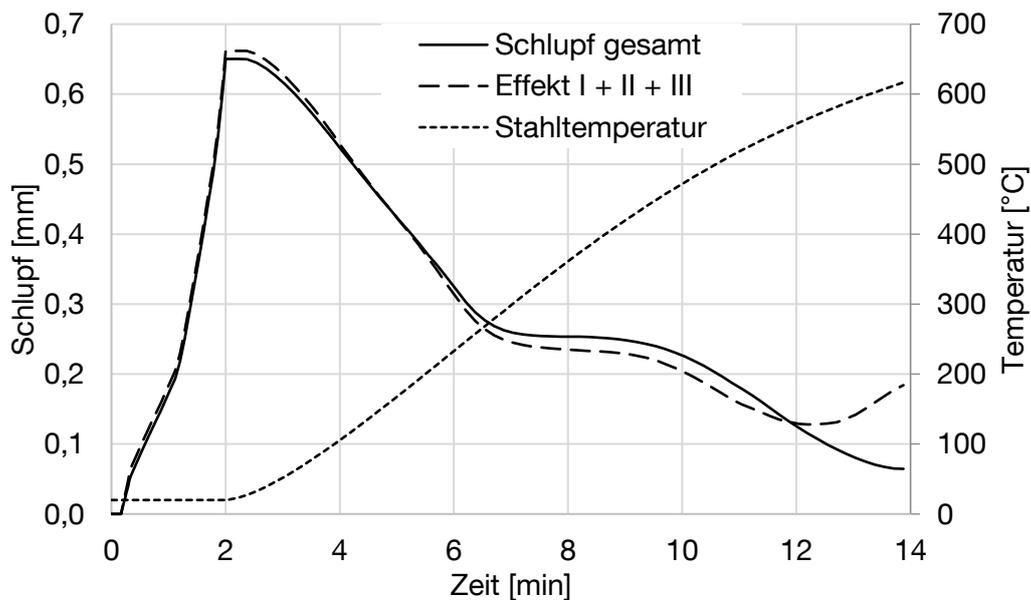


Bild 24: Summierte Effekte I, II und III, sowie Schlupf aus dem Gesamtmodell

Zur Kontrolle der getrennten Betrachtung der Effekte in der Verbundfuge werden die drei Effekte in Bild 24 superponiert und mit dem Schlupf aus dem validierten Gesamtmodell verglichen. Zu sehen ist, dass die Effekte sehr gut getrennt abgebildet werden können, selbst bis zu Stahltemperaturen von nahezu 600 °C. Der zunehmende Abbildungsfehler mit steigenden Temperaturen ist mit der zunehmenden Nichtlinearität des Materials zu begründen, welche bei Temperaturen von über 600 °C eine Superpositionierung ausschließt.

Besonders in Bild 23 lässt sich sehr gut erkennen, weshalb der Schlupf am Trägerende eines Verbundträgers im Brand sinkt. Der durch die steigenden Temperaturen länger werdende Stahlträger sorgt einerseits durch Effekt I für einen in der Verbundfuge dominierenden negativen Schlupf, andererseits durch Effekt II für eine Durchbiegung des Verbundträgers, welche zu einem positiven Schlupf führt. Kombiniert mit dem Schlupf durch die Last, Effekt III, führt dieses im Brandfall zu einem Rückgang der Relativverschiebung zwischen Betongurt und Stahlträger auf nahezu Null. Dabei ist der Verdübelungsgrad des Verbundträgers nur von sekundärer Bedeutung für den Schlupf des Verbundträgers unter Brandbeanspruchung, ein niedriger Verdübelungsgrad führt zwar einem hohen Anfangsschlupf, allerdings ist auch der Rückgang des Schlupfes durch Effekt I bei einer weniger steifen Verbundfuge größer. Damit wird die Verbundfuge eines Einfeldträgers im Brand sukzessive entlastet.

## 5. Schlussbetrachtung

Ausgangslage dieses Beitrages war die Untersuchung der Verbundtragwirkung unter Beachtung eines Teilverbundes im Brandfall. Die Untersuchung erfolgte auf experimenteller und numerischer Basis. Einleitend erfolgt eine Beschreibung des Verhaltens der Verbundfuge im Brandfall. Aufbauend darauf werden einflussreiche Effekte des Schubflusses dargestellt, die unter Brandbeanspruchung in der Verbundfuge entstehen.

Es findet eine ausführliche Beschreibung der Prüfkörper, des Prüfaufbaues und der gewählten Messtechnik der Brandversuche statt. Die durchgeführten Großbrandversuche dient zur Analyse der Verbundtragwirkung bei reduzierter Verdübelung im Brandfall. In einem Brandversuch wurden zwei Verbundträger hinsichtlich der Verbundtragwirkung unter Brandbeanspruchung parallel geprüft. Das Ziel der Brandversuche ist das Verhalten der Verbundfuge und der Verbundmittel im Brandfall zu untersuchen. Aus den Ergebnissen des Brandversuches kann keine Feuerwiderstandsfähigkeit für die Verbundbauteile abgeleitet werden. Der Vergleich der gemessenen Querschnittstemperaturen zeigt zum einen ein deutlich unterschiedliches Erwärmungsverhalten der beiden Verbundpartner und zum anderen eine geringe Kerntemperatur der Kopfbolzendübel. Die vorliegende geringe Temperaturentwicklung im Betongurt resultiert aus der lediglich 16-minütigen Brandbeanspruchung und den thermischen Materialeigenschaften. Mit den aufgezeichneten Verformungen in Trägermitte sowie der Relativverschiebungen an den Trägerenden konnten

unterschiedliche Effekte festgestellt werden. Die vertikale Verformung in Trägermitte zeigt eine deutliche Zunahme ab Beginn der Beflammung, welche bei weiterer Laststeigerung auf bis zu 44 cm anstieg und zum Versuchsabbruch führte. An den Schlupfmessungen ließen sich positiv und negativ gerichtete Relativverschiebungen der Verbundpartner dokumentieren. Der positive Schlupf resultierte aus der Verkürzung des Stahlprofils gegenüber dem Betongurt infolge der vertikalen Durchbiegung. Aufgrund der thermisch bedingten Längenänderung des Stahlprofils konnte negativer Schlupf gemessen werden, bei dem sich das Stahlprofil gegenüber dem Betongurt verlängert. Bei den Prüfkörpern wurden nach der Versuchsdurchführung Betonabplatzungen die teilweise bis auf die konstruktive Bewehrung reichten ausgemacht.

Bei der detaillierten Betrachtung der Vorgänge in der Verbundfuge eines Verbundträgers im Brand stellen sich die beschriebenen drei Effekte als maßgebend heraus. Das Augenmerk liegt dabei in der Relativverschiebung zwischen den zwei Verbundpartnern am Trägerende, da an dieser Stelle die höchsten Belastungen in den Verbundmittel auftreten.

Zentral für die getrennte Betrachtung der Verbundmittel ist die korrekte Annahme der Entlastungssteifigkeit der zyklisch belasteten Kopfbolzendübel, hierfür wird eine lineare Dübelkennlinie vorgeschlagen. Basierend auf diesen angepassten Federkennlinien für Kopfbolzendübel werden mit verschiedenen Randbedingungen die drei Effekte einzeln reproduziert.

Bei der getrennten Betrachtung von Effekt I, der Längenänderung des Stahlträgers, zeigt sich die hohe Abhängigkeit des Schlupfes von der Steifigkeit der Kopfbolzendübel. Diese Abhängigkeit zeigt sich ebenfalls bei der Betrachtung von Effekt III. Eine geringe Steifigkeit der Verbundfuge führt bereits zu einem großen Schlupf vor Beginn der thermischen Einwirkung. Durch die Überlagerung dieser zwei Effekte zeigt sich, dass die Anfangssteifigkeit der Verbundfuge auf den Schlupf bei hohen Temperaturen nur einen geringen Einfluss hat, da die Verbundfuge durch die Brandbeanspruchung entlastet wird. Hinzu kommt, dass mit steigenden Stahltemperaturen die Steifigkeit des Stahlträgers stark nachlässt, wie bei Effekt III gut zu sehen. Dies führt zu einer Änderung der Steifigkeitsverhältnisse zugunsten der Verbundfuge.

Allgemein kann gezeigt werden, dass ein einfeldriger Verbundträger im Brand numerisch sehr gut abgebildet werden kann, jedoch einzelne Faktoren, wie die Steifigkeit der Verbundfuge bei Entlastung zwingend an einem Versuch kalibriert werden müssen.

Des Weiteren fehlen für die Berücksichtigung von hochstegigen Profilblechen umfangreiche experimentelle Daten zur Modellvalidierung. Besonders eklatant ist die Wissenslücke hierbei bei Last-Verformungskurven von Kopfbolzendübel in hochstegigen Blechen im Brandfall. Die wenigen vorhandenen Erkenntnisse lassen hier weder allgemeine Schlüsse zum Tragverhalten von Kopfbolzendübel in hochstegigen Blechen zu, noch sind die Daten umfangreich genug um numerische Modelle zu kalibrieren und validieren.

## 6. Danksagung

Dieses Forschungsprojekt (IGF-Projekt Nr. 19105 N) der Forschungsvereinigung für Stahlanwendung FOSTA wird gefördert vom Bundesverband der Industrieforschungsverbände (AiF) im Rahmenprogramm der Industrieforschungsgemeinschaft (IGF) durch Beschluss des Bundesrates Ministerium für Wirtschaft und Technologie (BMWi). Die Autoren bedanken sich bei der FOSTA für die finanzielle und organisatorische Unterstützung, die eine Weiterentwicklung im Bereich der Anwendungsforschung ermöglicht. Des Weiteren gilt der Dank allen Unterstützern dieses Forschungsvorhabens für die Beratung die zu einem vielversprechenden Projektverlauf beigetragen haben. Insbesondere sind dabei die GOLDBECK Bauelemente GmbH und Köster & Co. GmbH für deren Unterstützung bei der Prüfkörperherstellung zu erwähnen.

## 7. Literatur

- [1] DIN EN 1994-1-1: 2010-12: Eurocode 4 – Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau.
- [2] DIN EN 1994-1-2: 2010-12: Eurocode 4 – Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall.
- [3] DIN EN 1994-1-2/NA: 2010-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 4 – Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall.
- [4] Pfenning, S.; Brunkhorst, S.; Mensinger, M.; Zehfuß, J.: 2017; Investigation of the effects on the shear connection of composite beams under various fire exposure. 2nd International Fire Safety Symposium. Neapel, Italien, 06. – 09. Juni 2017.
- [5] Möhler, K.; 1956: Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigem Verbindungsmitteln, Technische Hochschule Karlsruhe.
- [6] Schanzenbach J.: 1988; Zum Einfluss von Dübelnachgiebigkeit und Unterverdübelung auf das Tragverhalten von Verbunddurchlaufträgern im Hoch- und Industriebau; Universität Kaiserslautern.
- [7] DIN EN 1363-1: 2012-10: Feuerwiderstandsprüfungen – Teil:1 Allgemeine Anforderungen. Deutsche Fassung EN 1363-1:2012.
- [8] DIN EN 10025-1: 2005-02: Warmgewalzte Erzeugnisse aus Baustählen – Teil1: Allgemeine technische Lieferbedingungen. Deutsche Fassung EN 10025-1:2004.
- [9] DIN EN 206: 2017-01: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Deutsche Fassung EN 206:2013+A1:2016.
- [10] DIN EN ISO 13918: 2008-10: Schweißen – Bolzen und Keramikringe für das Lichtbogenbolzenschweißen, (ISO 13918:2008). Deutsche Fassung EN ISO 13918:2008.

- [11] DIN 488-1: 2009-08: Betonstahl – Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften und Kennzeichnung.
- [12] DIN EN ISO 4014: 2011-06: Sechskantschrauben mit Schaft – Produktklassen A und B (ISO 4014:2011); Deutsche Fassung EN ISO 4014:2011.
- [13] DIN EN 1365-3: 2000-02: Feuerwiderstandsprüfungen für tragende Bauteile – Teil 3: Balken. Deutsche Fassung EN 1365-3: 1999.
- [14] Becker, J.: 1997: Beitrag zur Auslegung der Verdübelung von Verbundträgern des Hochbaus unter ruhender und nicht ruhender Belastung. Kaiserslautern: Universität Kaiserslautern.
- [15] Tresch, J.; Pfenning, S.: 2017; Einfluss des Verdübelungsgrades auf die Tragfähigkeit eines Verbundträgers im Brand, Masterarbeit, Technische Universität München.
- [16] Pennisi, L.; Pfenning, S.: 2017; Numerical simulation of load slip behaviour of headed stud shear connectors in fire, Masterarbeit, Technische Universität München.
- [17] Zhang SZ; 1997; A study on the behavior of stud-connector under cyclic loading; J Harbin Inst Archit Eng 30(5):187–192.
- [18] Abaqus 6.14 Documentation. Dassault Systèmes, 2014.

Ein inhaltlich ähnlicher Artikel wurde von den selben Autoren bereits auf dem 4th Symposium Structural Fire Engineering veröffentlicht: Brunkhorst, S; Zehfuß, J; Pfenning, S; Mensinger, M; 2017; Experimentelle und Numerische Untersuchungen zur Mindestverdübelung von Verbundträgern unter Brandbeanspruchung, 4th Symposium Structural Fire Engineering: S. 12 - 27